



"Riqualificazione Uffici Unione dei Comuni - Gestione Associata
Servizi Sociali in Piazza Vittorio Emanuele II a Pontassieve"

RUP:

Arch. Stefania Sassolini

Progettista Architettonico:

Ufficio progettazione e direzione lavori

Progettista Strutturale:

Ing. Claudio Pesci

Progettista Impianti:

Tecnoengineering srl

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO:

RELAZIONE SPECIALISTICA DELLE OPERE STRUTTURALI:
FASCICOLO DEI CALCOLI

Elaborato

ST_01d

Revisione

-

Data

Gennaio 2019

FASCICOLO DEI CALCOLI
VERIFICA DEI PANNELLI MURARI

Dati PROGETTO

Numero di Cerchiature = numero di cerchiature da analizzare

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

PARAMETRI DI CALCOLO

I Parametri di Calcolo sono organizzati in due gruppi: parametri Generali e parametri Sismici.

I dati dei Parametri di Calcolo 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 (diagrammi automaticamente costruiti dall'elaborazione di AC.M).

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 = Capacità allo stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita).

Ciò rispetta infatti quanto previsto dal D.M. 17.1.2018 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 calcolato secondo il vecchio DM del 14/01/2008 §7.3.3.2.

In quanto l'attuale normativa non da formule semplificate per la stima del periodo di vibrazione.

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

Vita Nominale V,N (anni)

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV), da cui segue il Coefficiente d'uso C,U e il periodo di riferimento per l'azione sismica V,R=V,N*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 ag (*g), F_0 , TC^* (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 ag , F_0 , TC^* per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni).

P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR §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 VR.

Valori dei parametri ag , F_0 , TC^* e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite §3.2

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti TR (anni), ag (*g), F_0 , TC^* 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 = acc. su roccia (come a,g)

2 = $a \cdot g \cdot S$ (S=S,S*S,T)

DATI PROGETTO

Numero di Cerchiature: 1

Numero di Pareti: 1

PARAMETRI DI CALCOLO

(per alcuni Parametri di Calcolo: -1=si, 0=no)

Numero piani dell'edificio : 3

Altezza complessiva struttura rispetto alla fondazione (m) : 11

Vita Nominale (anni) : 50

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV) : 4

> Per Analisi Sismica [SC8A.4.2.3]

Coeff. part. modale : 1.2

Primo periodo (sec) : .114

> Determinazione dell'Azione Sismica

Individuazione del sito: Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 11.441412

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 43.776695

Tipo di interpolazione: 1=media ponderata, 2=superficie rigata : 2

Tab.2,All.B: 0=località non in Tab.2, i(1-20)=isola : 0

ag(g),Fo,Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30,.051,2.528,.254

50,.062,2.553,.27

72,.071,2.541,.28

101,.08,2.549,.28

140,.091,2.535,.289

201,.105,2.484,.295

475,.143,2.442,.308

975,.183,2.402,.309

2475,.243,2.416,.32

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR

SLE: SLO : 81

SLE: SLD : 63

SLU: SLV : 10

SLU: SLC : 5

ag(g),Fo,Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

SLO: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 60,.066,2.547,.275

SLD: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 101,.08,2.549,.28

SLV: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 949,.181,2.403,.309

SLC: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 1950,.226,2.412,.317

SLO: S,TB,TC,TD : 1.8,.219,.656,1.864

SLD: S,TB,TC,TD : 1.8,.22,.661,1.92

SLV: S,TB,TC,TD : 1.748,.232,.695,2.324

SLC: S,TB,TC,TD : 1.582,.235,.704,2.504

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

Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) : 1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico : 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST : 1

Microzonazione sismica (-1=si, 0=no) : 0

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.

Parete muraria: vincolo in sommità = 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 pari a 12 e 3. E' possibile comunque specificare anche un valore intermedio tra 3 e 12.

Rigidezza alla traslazione (componente flessionale) = componente flessionale della rigidezza alla traslazione, variabile in dipendenza dello schema statico della parete muraria. E' possibile infatti scegliere un comportamento rigido, flessibile o intermedio selezionando la corrispondente opzione di vincolo in sommità della parete muraria.

Per il **telaio di cerchiatura** inserito all'interno della parete, AC.M procede nel seguente modo:

- ai fini delle azioni orizzontali, il traverso superiore (architrave) viene sempre considerato infinitamente rigido (traslazione 'solidale' con le strutture sovrastanti); ne consegue che in sommità ai piedritti è sempre ipotizzabile un vincolo di incastro;
- il vincolo che caratterizza le estremità inferiore e superiore di ognuno dei due montanti è specificato nei dati del gruppo 'Calcolo' (vd. oltre).

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_0 , 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), Rck, E, G, fcd, ϵ_{c2} , ϵ_{cu}

Acciaio: Tipo (B450C), ϵ_{su} , f_{yd} , Es, $\epsilon_{sy} = f_{yd} / Es$

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 x s**" (**s=spessore parete**), e **Armature (As = 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. 17.1.2018 l'acciaio strutturale è espresso come S(fyk)]; 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 **pilastro 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 può provenire da un solaio impostato superiormente all'architrave e/o da murature sovrastanti.

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 mezzera dell'architrave.

I **limiti d'influenza** 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).

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 agiscono sulla muratura dei carichi uniformemente distribuiti (ad es. solai), questi vengono considerati solo per la parte che si trova entro i limiti del triangolo.

Se entro la luce dell'architrave agiscono carichi concentrati essi dovranno essere considerati ammettendo una distribuzione del carico a 60°, anche se il loro 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. In AC.M, il carico concentrato esterno al triangolo, insieme al solido murario aggiuntivo da esso determinato, viene trasformato in carico distribuito agente su metà luce dell'architrave (a sinistra o a destra, a seconda della posizione del carico). Il carico concentrato interno al triangolo, a favore di sicurezza, viene invece considerato come carico concentrato applicato direttamente sull'architrave.

In ogni caso, l'influenza o meno del **carico triangolare di muratura sovrastante l'architrave** è specificata dall'apposito parametro. Ad esempio, nei casi di aperture sotto o quasi alla sommità della parete muraria (cioè sotto solaio) ovviamente non è fisicamente presente questo carico. In ogni caso, attraverso la specifica del carico distribuito è possibile definire compiutamente il carico agente sull'architrave prescindendo dal triangolo di muratura sovrastante. In assenza del carico triangolare, ad un carico concentrato P che sia compreso nella zona di influenza non compete alcun peso di muratura aggiuntiva e viene considerato comunque (a favore di sicurezza) applicato direttamente sull'architrave.

CALCOLO

- All'architrave viene attribuito, a favore di sicurezza, lo schema di trave doppiamente appoggiata, con luce di calcolo pari alla larghezza del pannello murario rimosso. Per la **Verifica di deformabilità dell'architrave** (nel caso di architrave acciaio) viene definito il **limite di freccia**.

- **Ignora confronto di Rigidezza** = in caso affermativo, significa che viene ignorato il confronto tra rigidezza alla traslazione del telaio di cerchiatura e rigidezza del pannello murario tolto. Deselezionando l'opzione, questo confronto viene ignorato ai fini delle verifiche di sicurezza. Si osservi infatti che, dal punto di vista della rigidezza, la verifica della parete globale è sempre più corretta della verifica della cerchiatura in sé, perché anziché limitarsi al pannello murario tolto si estende a tutta la parete dove è ubicata la cerchiatura;

- **Vincolo alla base dei montanti** = viene scelta una delle tre opzioni seguenti:

(1) **Cerniera ($K=3 EJ/h^3$)**: il vincolo di base non trasmette momento.

(2) **Incastro perfetto ($K=12 EJ/h^3$)**: $M_{r,base}=M_{r,mont}$. Questo schema corrisponde ad un dispositivo di ancoraggio in grado di garantire un momento

resistente non inferiore al momento ultimo del montante. In analisi elastoplastica sotto azioni orizzontali, la cerniera plastica si forma alla base e in sommità del montante per snervamento della sezione trasversale del montante stesso.

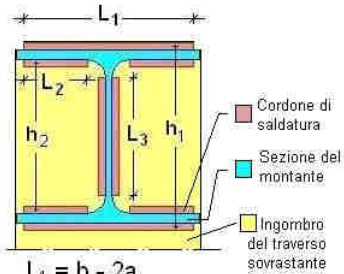
(3) Incastro, con $M_{r,base} < M_{r,mont}$. In questo caso, si ipotizza che il momento resistente inferiore sia minore di quello in sommità. Il momento resistente inferiore è garantito dalla piastra di base o più in generale dal dispositivo di ancoraggio; e viene specificato direttamente in input (**$M_{r,base}$**). In analisi elastoplastica sotto azioni orizzontali, la cerniera plastica si forma inizialmente alla base, mentre la plasticizzazione in sommità per effetto dello snervamento della sezione trasversale del montante avviene nella storia di carico incrementale successiva.

SALDATURE

Le verifiche di sicurezza dei giunti saldati sono previste per sezioni di tipo IPE o HE.

I cordoni di saldatura possono essere o meno distinti fra montante e traverso (in presenza di piastra di collegamento) [la piastra è obbligatoria con montante non HE o IPE]. Le figure (a) e (b) illustrano i due casi alternativi.

Giunto: saldatura tra montante e traverso



$$L_1 = b - 2a$$

$$L_2 = (L_1 - 2r - t_w)$$

$$L_3 = h - 2t_f - 2r$$

$$h_1 = h + a$$

$$h_2 = h - 2t_f - a$$

a = altezza di gola della saldatura
 b, h = dimensioni della sezione
 r = raggio di raccordo
 t_f = spessore dell'ala
 t_w = spessore dell'anima

Schema di giunto saldato per sezioni a doppio T (IPE, HE)

$$W_m = n_m \cdot a \cdot (L_1 \cdot h_1 + 2 \cdot L_2 \cdot h_2)$$

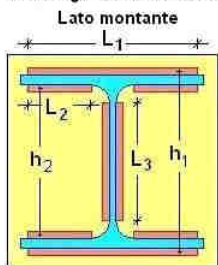
n_m = numero di sezioni di montante affiancate

I cordoni L_3 vengono dimensionati a Taglio

(a) Schema di giunto saldato per collegamento diretto fra montante e architrave

Il collegamento diretto fra montante e architrave [fig. (a)] è tipico dell'utilizzo della medesima sezione per il montante e per l'architrave. Più in generale, le dimensioni della sezione dell'architrave possono differire da quelle del montante in modo tale da dover interporre una piastra per garantire il vincolo di continuità fra le membrature [fig. (b)].

Giunto saldato in presenza di piastra di collegamento fra montante e traverso



$$L_1 = b - 2a$$

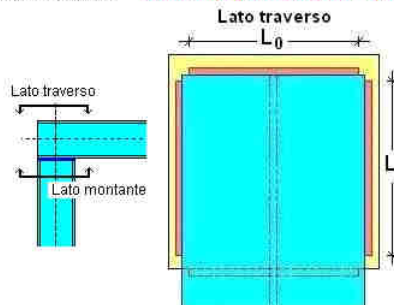
$$L_2 = (L_1 - 2r - t_w)$$

$$L_3 = h - 2t_f - 2r$$

$$h_1 = h + a$$

$$h_2 = h - 2t_f - a$$

Per il traverso, nel caso di più profili affiancati, L_0 si riferisce ad 1 profilo



$$L_0 \cong b - 2a$$

L = definito in input

a = altezza di gola della saldatura
 b, h = dimensioni della sezione
 r = raggio di raccordo
 t_f = spessore dell'ala
 t_w = spessore dell'anima

Schema di giunto saldato per sezioni a doppio T (IPE, HE)

Per sezioni accoppiate: Montanti: ogni sezione ha i cordoni indicati in figura;
 Traverso: n_0 cordoni $L_0 = n_0$ sezioni; n_0 cordoni $L = n_0$ sezioni + 1.

Moduli di resistenza:

$$W_t = (n_t + 1) \cdot (a \cdot L^2 / 6) + n_t \cdot 2a \cdot L_0 \cdot [(L^2 / 4) / (L / 2)] =$$

$$= (n_t + 1) \cdot (a \cdot L^2 / 6) + n_t \cdot a \cdot L_0 \cdot L$$

$$W_m = n_m \cdot a \cdot (L_1 \cdot h_1 + 2 \cdot L_2 \cdot h_2)$$

n_t = numero di sezioni di traverso affiancate

n_m = numero di sezioni di montante affiancate

(b) Schema di giunto saldato in presenza di piastra interposta fra montante e architrave

DATI CERCHIATURA n° 1

Cerchiatura con telaio in acciaio

GEOMETRIA E VINCOLI [lunghezze in mm]:

Vano utile B = 1650, H=2200

Muratura eliminata b = 1970, h=2415

Spessore parete s = 450

Tipo di struttura: Telaio completo

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

Rigidità alla traslazione della parete muraria: $K=12 E J / h^3$ **MURATURA [N/mm²]:**

Tipologia: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura

Modulo di elasticità longitudinale E = 1740

Modulo di elasticità tangenziale G = 580

Peso specifico (kN/m³) = 21.00**STRUTTURE IN ACCIAIO:**

Tipo di acciaio: S 235

E = 210 000 N/mm²G = 80 000 N/mm²**ARCHITRAVE IN ACCIAIO:**

Sezione Architrave: HEB 160 x 2 - Verso a inerzia massima - Appoggio oltre pilastro: 200 mm.

PIEDRITTI IN ACCIAIO:

Sezione Piedritto: HEB 160 x 2 - Verso a inerzia massima

TRAVERSO INFERIORE IN ACCIAIO:

Sezione Traverso inferiore: UNP 120 x 2 - Ancoraggi: 5d12 (1d12/300)

CARICHI:

Distribuito q (kN/m) = 30.00

Posizione verticale h1 (mm) = 0

limite d'influenza (h1 lim.) (mm) = 1706

Concentrato P (kN) = 0.00

Posizione verticale h2 (mm) = 0

limite d'influenza (h2 lim.) (mm) = 1956

Posizione orizzontale x' (mm) = 0

limite d'influenza (x' lim.) (mm) = +/- 985

Carico triangolare su architrave da muratura sovrastante = sì

CRITERI di calcolo:

Architrave: per la verifica di deformabilità:

- schema statico: doppio appoggio

- luce di calcolo: netta (corrispondente alla larghezza del vano sottostante)

- freccia limite: $1 / 500$ luce = $1650/500 = 3.300$ mm.

Vincolo alla base dei montanti:

Incastro perfetto ($K=12 EJ/h^3$): $M_r, base=M_r, mont.=139.21$ kNm**SALDATURE:**

Cordoni di saldatura distinti fra montante e traverso

(presenza di piastra di collegamento) = no

Sezione di gola (mm) = 8

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, altezza H, spessore s = dimensioni globali della parete. La parete può essere piena oppure contenere fori definiti dalla scheda Aperture/Maschi. Lo spessore è considerato costante in tutta la parete; nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio murario saranno considerati i propri dati geometrici, derivanti direttamente dalla scomposizione della parete globale oppure opportunamente modificati.

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 flessionale di rigidezza alla traslazione pari a 12 e 3.

Per eventuali **cerchiature** inserite all'interno della parete, attraverso la definizione nella scheda Aperture/Maschi, AC.M considera un coefficiente pari a 12 (piedritto doppiamente incastrato) qualora nei Dati Cerchiatura sia stato specificato un vincolo d'incastro alla base del montante (sia di incastro perfetto, sia di incastro con $M_{r,base} < M_{r,montante}$); il coefficiente 3 corrisponde alla cerniera di base. I vincoli alla base si intendono corrispondere alla fase elastica sotto carichi non sismici.

Sotto l'azione di forze orizzontali crescenti, le sezioni di estremità si plasticizzano in corrispondenza del raggiungimento del momento resistente di ancoraggio alla base e/o del momento resistente della sezione trasversale del montante, a seconda delle ipotesi fatte. Per i montanti in acciaio il momento resistente viene valutato in base alla tensione di snervamento ed al modulo di resistenza elastico, mentre per i pilastri in c.a. è calcolato secondo il metodo agli stati limite considerando, a favore di sicurezza, la flessione in assenza di sforzo normale. Lo spostamento ultimo viene fatto coincidere con il massimo spostamento degli elementi in muratura o con lo spostamento al limite di snervamento del telaio se superiore.

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 LC1, 1.20 per LC2 e 1.00 per LC3 (D.M. 17.1.2018, 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).

Stato Attuale / Stato di Progetto: riduzione 50% dei moduli di elasticità E,G = questo parametro, differenziabile fra Stato Attuale e Stato di Progetto, consente la riduzione delle rigidezze murarie, secondo quanto indicato in §C8A.2; un riferimento all'utilizzo di questa opzione è presente anche nel documento della Regione Toscana (Delibera Giunta Regionale n.606 del 21/6/2010): "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti".

L'utilizzo di questo parametro, che ha l'effetto di ridurre la rigidezza muraria e conseguentemente il dimensionamento dei telai di cerchiatura, è tuttavia criticabile in quanto l'abbattimento dei moduli di elasticità per tenere conto delle condizioni fessurate è tipicamente utilizzato dalle analisi lineari, dove non v'è possibilità alcuna di ridistribuire le azioni sismiche in base al degrado progressivo delle pareti. Le analisi elastoplastiche, di tipo non lineare, studiano invece la fessurazione progressiva, a partire da una fase iniziale elastica. Anche la curva di capacità elaborata nell'analisi della cerchiatura è a tutti gli effetti un'analisi non lineare: pertanto si ritiene opportuno utilizzare i valori elastici dei moduli E,G (non ridotti); è la storia di fessurazione stessa, sotto progressivi incrementi di carico, che caratterizza la modifica vincolare ed il conseguente abbattimento delle rigidezze. Come mostrato in alcuni testi di riferimento [1], il sovradimensionamento dei telai di cerchiatura può, più correttamente, essere evitato definendo opportune zone rigide alle estremità dei maschi murari.

CARICHI

Nella scheda Carichi viene specificata la risultante P_{somm} dei carichi agenti **globalmente** sulla sommità della parete muraria.

Tale risultante può essere generata da un solaio impostato superiormente alla parete e/o da muratura sovrastante. Se la Reimpostazione automatica dei Maschi murari (scheda Aperture-Maschi dello Stato Attuale) è attiva, il valore di P_{somm} genera automaticamente i carichi in sommità dei singoli maschi, per ciascuno in base alla propria area di influenza; altrimenti, i valori agenti in sommità dei maschi possono essere stati opportunamente variati. E' comunque in base ai valori dei carichi in sommità ai singoli maschi (definiti nella tabella dei Dati Maschi) che vengono calcolate le resistenze dei maschi stessi.

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 AC.M, 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),

carichi (sforzo normale agente in sommità N - resta escluso quindi il peso proprio del maschio; tensioni di precompressione orizzontale e verticale),

materiali (tipologia, resistenza media a taglio, resistenza media 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.A.2 (Circ.617, 2.2.2009);

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' 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 della luce deformabile) e/o taglio per fessurazione diagonale (a metà altezza della luce deformabile).

Per maschi murari consolidati con **intonaco armato** è inoltre possibile specificare lo **spessore dell'intonaco** (riferito ad un solo lato della parete), 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 rigidezza; nel calcolo il peso specifico della parete è definito dalla media pesata tra muratura e intonaco.

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

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' inoltre possibile definire maschi murari contigui, ad esempio per variazione di materiale o di carico: 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: $[\frac{sb^3}{\sum(s_i b_i^3)}]$, con: $b = \sum(b_i)$, $s = \sum(s_i b_i) / b$.

Comandi interni ad AC.M 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 nulle; (3) zone rigide corrispondenti esattamente alle intersezioni geometriche fra maschi e fasce limitrofe; (4) controllo di zone rigide non superiori ad (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

Variazione 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 non reagenti = 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 statico di componenti murarie troppo snelle per essere in grado di sviluppare un'adeguata resistenza al taglio.

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.17.1.2018, 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.

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.

Le verifiche di sicurezza di una parete muraria si riferiscono alla luce deformabile della parete stessa (e quindi escluse le zone rigide inferiori e/o superiori eventualmente definite non nulle). La resistenza a pressoflessione complanare e a taglio per scorrimento vengono calcolate alla base della luce deformabile (dove cioè termina la zona rigida inferiore), mentre la resistenza a taglio per fessurazione diagonale è valutata in 'mezzzeria', cioè alla metà della luce deformabile (questa è infatti la sezione dove si innesca la lesione a X tipica della fessurazione diagonale).

Per il calcolo di ognuna di queste resistenze, quindi, la tensione verticale deve essere considerata nella corrispondente sezione (a metà o alla base della luce deformabile), ovviamente senza amplificazioni con γ_F (come invece usate per la stima della tensione statica), in quanto si tratta di resistenze sotto azioni orizzontali usate in combinazione sismica, dove non è previsto l'uso di fattori amplificativi (cfr. §2.5.3, (2.5.5)).

Per quanto riguarda la **resistenza a taglio per fessurazione diagonale**, la formula (8.7.1.1) in §C8.7.1.5 non sembra 'precisa'; è infatti correttamente comprensibile, a rigore, solo il secondo membro:

$$V_t = It (f_{td}/b) \sqrt{1 + \sigma_o/f_{td}}$$

formula che coincide con lo studio approfondito di N. Augenti (Il calcolo sismico degli edifici in muratura, Utet, par. 9.3.3): $V_t = BS \tau_k \sqrt{1 + \sigma_n/p\tau_k}$

con $\tau_k = \sigma_{kt}/p$

$$\text{e quindi: } V_t = BS \sigma_{kt}/p \sqrt{1 + \sigma_n/\sigma_{kt}}$$

(che coincide con la seconda espressione di quella in Norma; corrispondenze fra simboli: $BS=It$, $\sigma_{kt}=f_{td}$, $p=b$, $\sigma_n=\sigma_o$, $\tau_k=\tau_{od}$)

con p (o b , in Norma) variabile tra 1 e 1.5, in dipendenza dalla snellezza del pannello.

Ora: b è frequentemente assunto pari a 1.5; tipico era l'uso nel metodo Por: nella Circ.21745 del 30.7.1981, c'era infatti l'espressione: $T_u = A \tau_k \sqrt{1 + \sigma_n/1.5\tau_k}$

(simboli: $T_u=V_t$, $A=BS$)

che comunque non coincide con la prima espressione di Normativa:

$$V_t = It \mathbf{1.5} (\tau_{od}/b) \sqrt{1 + \sigma_o/1.5\tau_{od}}$$

non è chiaro in questa formula l'uso di 1.5 e di b come se fossero due parametri diversi, mentre nella trattazione teorica 1.5 è proprio uno dei valori di b , il cui significato è quello di un coefficiente che dipende dalla distribuzione delle tensioni tangenziali lungo la sezione trasversale del pannello.

In definitiva, in AC.M si utilizza la relazione normativa 'certamente' corretta (la seconda espressione della Norma):

$$V_t = It (f_{td}/b) \sqrt{1 + \sigma_o/f_{td}}$$

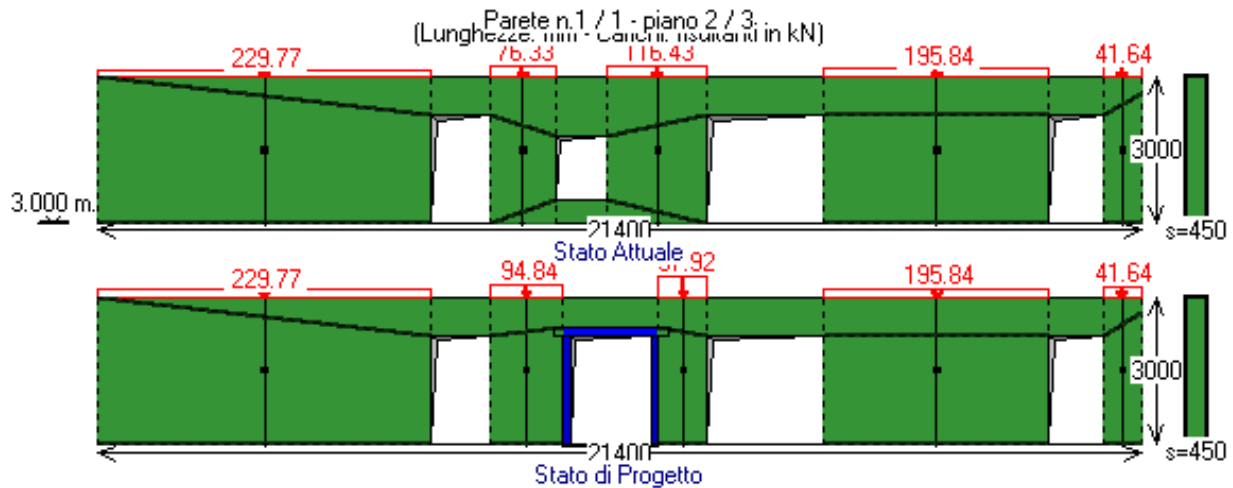
che, essendo per definizione: $\tau_{od} = f_{td}/b$, equivale a:

$$V_t = It \tau_{od} \sqrt{1 + \sigma_o/b\tau_{od}}$$

e b può assumere valore fisso pari a 1.5 (a favore di sicurezza), oppure può dipendere dalla snellezza (h/l) seguendo quanto riportato in Norma (si tratta tuttavia di una scelta NON obbligatoria: la norma dice che SI PUO' assumere $b=h/l$, ma ponendo sempre $b=1.5$ si opera a favore di sicurezza).

In analisi sismica secondo D.M. 17.1.2018, 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.

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.



STATO ATTUALE

Parete in Muratura in pietre a spacco con buona tessitura, livello di conoscenza LC1

DATI GENERALI DELLA PARETE (Stato Attuale) [lunghezze in mm]:

Piano : 2
 Quota di base Z = 3000
 Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido
 Rigidezza alla traslazione della parete muraria: $K = 12 E J / h^3$
 Riduzione 50% dei moduli E,G (§C8A.2) = sì
 Assemblaggio rigidezza flessionale per maschi contigui = sì

APERTURE (Stato Attuale):

d, z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B, H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

- 1) d = 6850, z = 0; B = 1200, H = 2200
- 2) d = 9400, z = 500; B = 1050, H = 1300
- 3) d = 12500, z = 0; B = 2400, H = 2200
- 4) d = 19500, z = 0; B = 1100, H = 2200

MASCHI MURARI (Stato Attuale):

B, H, Hcalc, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

N (kN), σ_{po} - σ_{pv} (N/mm²) = sforzo normale in sommità e tensioni di precompressione

τ_o , f_m , E, G (N/mm²); peso specifico = caratteristiche della muratura

- 1) B = 6850, H = 3000, S = 450
 Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3000
 N = 229.77; σ_{po} = 0.000, σ_{pv} = 0.000
 Materiale: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
 - peso specifico (kN/m³) = 21.00
 valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:
 - resistenza media a taglio τ_o = 0.056
 - resistenza media a compressione f_m = 2.600
 - modulo di elasticità longitudinale E = 1740
 - modulo di elasticità tangenziale G = 580
 Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
- 2) B = 1350, H = 3000, S = 450
 Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3000
 N = 76.33; σ_{po} = 0.000, σ_{pv} = 0.000
 Materiale: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
 - peso specifico (kN/m³) = 21.00
 valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:
 - resistenza media a taglio τ_o = 0.056
 - resistenza media a compressione f_m = 2.600
 - modulo di elasticità longitudinale E = 1740
 - modulo di elasticità tangenziale G = 580
 Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
- 3) B = 2050, H = 3000, S = 450
 Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3000
 N = 116.43; σ_{po} = 0.000, σ_{pv} = 0.000
 Materiale: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
 - peso specifico (kN/m³) = 21.00
 valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:
 - resistenza media a taglio τ_o = 0.056
 - resistenza media a compressione f_m = 2.600
 - modulo di elasticità longitudinale E = 1740
 - modulo di elasticità tangenziale G = 580
 Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
- 4) B = 4600, H = 3000, S = 450
 Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3000
 N = 195.84; σ_{po} = 0.000, σ_{pv} = 0.000
 Materiale: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
 - peso specifico (kN/m³) = 21.00
 valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:
 - resistenza media a taglio τ_o = 0.056
 - resistenza media a compressione f_m = 2.600
 - modulo di elasticità longitudinale E = 1740
 - modulo di elasticità tangenziale G = 580

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
5) B = 800, H = 3000, S = 450
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3000
N = 41.64; σ_{po} = 0.000, σ_{pv} = 0.000
Materiale: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
- peso specifico (kN/m³) = 21.00
valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:
- resistenza media a taglio τ_o = 0.056
- resistenza media a compressione f_m = 2.600
- modulo di elasticità longitudinale E = 1740
- modulo di elasticità tangenziale G = 580
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

CARICHI (Stato Attuale) [kN, N/mm²]:

Carico agente in sommità = 660.00
Peso proprio parete = 543.52
Carico totale alla base = 1203.52
Sezione trasversale complessiva dei maschi (m²) = 7.043
Tensione media alla base = 0.171
per la verifica a compressione, la tensione alla base va confrontata con:
resistenza di progetto: $f_d = f_m / \gamma_M / \gamma_C = 0.963$

STATO DI PROGETTO

Parete in Muratura in pietre a spacco con buona tessitura, livello di conoscenza LC1

DATI GENERALI DELLA PARETE (Stato di Progetto) [lunghezze in mm]:

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

Rigidezza alla traslazione della parete muraria: $K = 12.0 E J / h^3$

Riduzione 50% dei moduli E, G (SC8A.2) = sì

Assemblaggio rigidezza flessionale per maschi contigui = sì

APERTURE (Stato di Progetto):

d, z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B, H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

- 1) d = 6850, z = 0; B = 1200, H = 2200
- 2) d = 9700, z = 0; B = 1650, H = 2200 - Cerch.n°:1
- 3) d = 12500, z = 0; B = 2400, H = 2200
- 4) d = 19500, z = 0; B = 1100, H = 2200

MASCHI MURARI (Stato di Progetto):

B, H, Hcalc, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

N (kN), σ_{po} - σ_{pv} (N/mm²) = sforzo normale in sommità e tensioni di precompressione

τ_o , f_m , E, G (N/mm²); peso specifico = caratteristiche della muratura

- 1) B = 6850, H = 3000, S = 450

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3000

N = 229.77; σ_{po} = 0.000, σ_{pv} = 0.000

Materiale: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura

- peso specifico (kN/m³) = 21.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- resistenza media a taglio τ_o = 0.056

- resistenza media a compressione f_m = 2.600

- modulo di elasticità longitudinale E = 1740

- modulo di elasticità tangenziale G = 580

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

- 2) B = 1490, H = 3000, S = 450

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3000

N = 94.84; σ_{po} = 0.000, σ_{pv} = 0.000

Materiale: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura

- peso specifico (kN/m³) = 21.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- resistenza media a taglio τ_o = 0.056

- resistenza media a compressione f_m = 2.600

- modulo di elasticità longitudinale E = 1740

- modulo di elasticità tangenziale G = 580

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

- 3) B = 990, H = 3000, S = 450

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3000

N = 97.92; σ_{po} = 0.000, σ_{pv} = 0.000

Materiale: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura

- peso specifico (kN/m³) = 21.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- resistenza media a taglio τ_o = 0.056

- resistenza media a compressione f_m = 2.600

- modulo di elasticità longitudinale E = 1740

- modulo di elasticità tangenziale G = 580

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

- 4) B = 4600, H = 3000, S = 450

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3000

N = 195.84; σ_{po} = 0.000, σ_{pv} = 0.000

Materiale: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura

- peso specifico (kN/m³) = 21.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- resistenza media a taglio τ_o = 0.056

- resistenza media a compressione f_m = 2.600

- modulo di elasticità longitudinale E = 1740

- modulo di elasticità tangenziale G = 580

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

- 5) B = 800, H = 3000, S = 450

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3000

N = 41.64; σ_{po} = 0.000, σ_{pv} = 0.000

Materiale: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura

- peso specifico (kN/m³) = 21.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- resistenza media a taglio τ_o = 0.056

- resistenza media a compressione f_m = 2.600

- modulo di elasticità longitudinale E = 1740

- modulo di elasticità tangenziale G = 580

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

CARICHI (Stato di Progetto) [kN, N/m²]:

Carico agente in sommità = 660.00

Peso proprio parete = 512.49

Carico totale alla base = 1172.49

Sezione trasversale complessiva dei maschi (m²) = 6.629

Tensione media alla base = 0.177

per la verifica a compressione, la tensione alla base va confrontata con:

resistenza di progetto: $f_d = f_m / \gamma_M / FC = 0.963$

CRITERI di calcolo:

Variazione di Rigidezza per Riparazione Locale: +/- (%) = 15

Maschi snelli non reagenti per (H/B) > 3 = no

Maschi snelli trascurabili (non reagenti) per $B \text{ (mm)} < 500 = \text{no}$

Massa Sismica: metà altezza parete = si

In caso di vincolo a doppio incastro: Resistenza a taglio per scorrimento calcolata in sommità = no

Resistenza a taglio per fessurazione diagonale indipendente dalla snellezza della parete = si

SLU) Riduzione della forza non superiore al 20% del massimo

Criteri adottati:

- Prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto

Coeff. parziale di sicurezza per i materiali in Analisi Statica: $(\gamma), M = 2$

RISULTATI ANALISI CERCHIATURE

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sono riportati i risultati dell'analisi dei carichi agenti sull'architrave della cerchiatura e del calcolo dell'architrave stessa.

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

Q1 = peso proprio della muratura, di tipo triangolare, competente al triangolo di scarico sull'architrave definito da angoli interni di 60°. Trattandosi di peso proprio, in analisi statica a tale carico compete il coefficiente parziale per le azioni $\gamma_F=1.3$ (Tab. 2.6.I).

Q2 = carico da solaio, di tipo uniforme; questo carico si assimila a permanente non strutturale ($\gamma_F=1.5$ in analisi statica)

Q3 = carico concentrato; esso viene uniformizzato su metà luce dell'architrave qualora sia esterno al triangolo di scarico, ma comunque compreso entro la zona di influenza, insieme alla muratura aggiuntiva da esso definita. Il carico si considera di tipo permanente non strutturale ($\gamma_F=1.5$ in analisi statica)

Q4 = peso proprio architrave, di tipo uniforme ($\gamma_F=1.3$ in analisi statica).

Viene indicata la risultante complessiva di tutti i carichi. Lo stato di sollecitazione e di deformazione viene determinato dalla sovrapposizione degli effetti nello schema di trave appoggiata sottoposta ai diversi tipi di distribuzione di carico (a seconda dei casi, gli schemi possibili sono: triangolare, uniforme sull'intera luce, uniforme su metà luce, concentrato).

Per quanto riguarda la verifica di deformabilità dell'architrave (**Stato Limite di Esercizio**), vengono distinti i casi di architrave in acciaio o calcestruzzo armato.

Per **architrave in acciaio**, viene fatto 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**, vengono elaborate le seguenti verifiche:

- **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:

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

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

- **Tensioni nei materiali** [§4.1.2.2.5]:

la Combinazione di Carico più gravosa ai fini della sicurezza è la Quasi permanente, con carichi variabili, se presenti, assimilati ai permanenti non strutturali. Per le tensioni in esercizio, 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 di fessurazione** [Tab. C4.1.II]:

a favore di sicurezza, si considera la totalità di tutti i carichi, per cui la Combinazione Frequente coincide con la Quasi permanente. La verifica è soddisfatta se $\sigma_s < 240 \text{ N/mm}^2$.

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).

Ai pesi propri di muratura e architrave si applica il fattore parziale per le azioni $\gamma_F=1.3$, agli altri contributi di carico (da solaio e concentrati): $\gamma_F=1.5$.

Sia per il taglio che per il momento viene confrontata la sollecitazione di progetto con la resistenza di progetto.

GIUNTI SALDATI

In zona sismica, il D.M. 17.1.2018 (§7.5.3.1) prescrive che i collegamenti nelle zone dissipative (nodi sede di cerniera plastica) devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.

Per quanto riguarda i giunti saldati, le saldature si distinguono fra due gruppi: saldature a completa penetrazione, e saldature a cordoni d'angolo. Per le saldature a completa penetrazione, il requisito di sovrarresistenza si ritiene che sia automaticamente soddisfatto. Per le **saldature a cordoni d'angolo**, il rapporto tra la resistenza di progetto del collegamento $R_{j,d}$ e la resistenza plastica di progetto della membratura collegata $R_{pl,Rd}$ deve essere $\geq (\gamma_M)R_d * 1.1$. Ad esempio, per acciaio S235: $(\gamma_M)R_d = 1.20$, e quindi deve essere: $R_{j,d} \geq 1.32 R_{pl,Rd}$.

Tale sovrarresistenza riguarda il giunto dal lato dove è prevista la formazione della cerniera plastica: nel caso del telaio di cerchiatura, il momento plastico del traverso è minore del montante, e la prescrizione si riferisce quindi alla parte del giunto verso il traverso.

Il calcolo viene condotto assumendo che l'azione di taglio, trasmessa dal traverso al montante, venga assorbita dai cordoni d'anima (la forza di taglio genera tensione tangenziale τ) e la sollecitazione di flessione sia assorbita dai cordoni di saldatura sulle ali (il momento flettente genera tensione normale σ , ortogonale). Ogni cordone è quindi soggetto ad un'unica componente tensionale non nulla.

NORMATIVA di riferimento: D.M. 17.1.2018

RISULTATI ANALISI CERCHIATURA n° 1

CARICHI

[risultante Q in kN; distribuito q in kN/m]

peso proprio muratura: Q1 = 15.88, q1 = 16.12 (triang.)
da carico distribuito: Q2 = 59.10, q2 = 30.00 (unif.)
da carico concentrato: Q3 = 0.00, q3 = 0.00 (unif.)
peso proprio architrave: Q4 = 1.68, q4 = 0.85 (unif.)
complessivo: Q = 76.66 (risultante di tutti i carichi)

Traverso superiore (architrave): HEB 160x2

Verifica di deformabilità [S4.2.4.2]:

Combinazione: caratteristica (rara).
freccia f,max (mm) = 0.380 = 1 / 4346 luce
per x = 0 (luce di calcolo=1650) mm

Verifica Statica a SLU di resistenza

Traverso superiore (architrave): HEB 160x2

Ai pesi propri di muratura e architrave si applica $\gamma_F=1.3$,
ai carichi di solaio e concentrati: $\gamma_F=1.5$ (Tab.2.6.I, S2.6.1)

[tagli: kN - momenti: kNm]

Acciaio: S235 (Fe360)

V,Ed (max reazione agli appoggi) = 46.68

V,Rd = A_v * f_{yk} / ($\sqrt{3}$ * γ_{M0}) = 455.88

=> V,Ed < V,Rd

M,Ed (max momento) = 20.45

per x = 0 (luce di calcolo=1650) mm

Classe della sezione (Tab.4.2.I, S4.2.3.1) = 1

essendo: c / (t * ϵ) = 13.00

(classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)

Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: W = W_{pl} = 708 cm³

M,Rd = W * f_{yk} / γ_{M0} = 158.46

=> M,Ed < M,Rd

dove:

A_v [(4.2.19) in S4.2.4.1.2] (mm²) = 3528

f_{yk} (N/mm²) = 235.0

γ_{M0} = 1.05

Verifiche di resistenza per i Giunti saldati

[momenti: kNm - tensioni: N/mm²]

Traverso superiore (architrave): HEB 160x2

i cordoni di saldatura del traverso coincidono
con i cordoni a flessione L1 e L2 del montante

M,Rd * 1.1 * γ_{Rd} = 209.16

dove: γ_{Rd} = 1.20

Verifica a flessione:

W (mm³) = 600768 ; $\sigma_{ort.}$ = M,Ed/W = 348.2

=> $\sigma_{ort.}$ < f_{tk} / (0.8 * 1.25) = 360.0

Montante (piedritto): HEB 160x2

Classe della sezione (Tab.4.2.I, S4.2.3.1) = 1

essendo: c / (t * ϵ) = 13.00

(classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)

Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: W = W_{pl} = 708 cm³

M,Rd = 158.46

L1 (mm) = 144 ; L2 (mm) = 53 ; L3 (mm) = 104

Verifica a taglio (N/mm):

V,Ed = 2*M,Rd / H = 2*158.46*10⁶ / 2200 = 144052

F_w,Ed = V,Ed / L3 = 1385

F_w,Rd = a * f_{tk} / ($\sqrt{3}$ * 0.8 * 1.25) = 3326

=> F_w,Ed < F_w,Rd

Verifica a flessione:

W (mm³) = 600768 ; $\sigma_{ort.}$ = M,Ed/W = 263.8

=> $\sigma_{ort.}$ < f_{tk} / (0.8 * 1.25) = 360.0

[f_{tk} (N/mm²) = 360.0]

Normativa di riferimento:

[1] D.M. 17.1.2018: "Approvazione delle nuove 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"

[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".

Secondo il D.M. 17.1.2018, 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.17.1.2018:

"(...) 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 (cfr. 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. 17.1.2018 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 assunti **elastoplastici** (bilineari), con forza ultima 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 AC.M i valori dei drift di piano dei singoli maschi murari 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 (che in AC.M coincide con l'altezza di calcolo della parete esaminata). L'altezza di calcolo del maschio può essere inferiore all'altezza complessiva 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.(...)"

Se in uno Stato Attuale si considera una parete piena ed in uno Stato di Progetto si pratica un'apertura con irrigidimento del traverso sovrastante l'architrave, è possibile che i modelli corrispondenti presentino una parete con altezza di calcolo pari all'altezza di interpiano nello Stato Attuale, e maschi adiacenti all'apertura con altezza di calcolo pari all'altezza dell'apertura nello Stato di Progetto.

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).

Seguendo un'indicazione riportata in §C8A.2, AC.M consente opzionalmente di ridurre i moduli di elasticità E e G, considerando rigidità fessurate pari al 50% rispetto ai valori non fessurati (in tal caso, in pratica, E e G vengono ridotti della metà).

CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

(D.M. 17.1.2018, § 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:

$M_u = (l^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0.85 f_{td})$, 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 (tale si può considerare anche in altri schemi statici diversi dal doppio incastro, a favore di sicurezza);

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, $M_u = 0$;

$f_{td} = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

In Analisi Non Lineare la resistenza di calcolo è data da: $f_{td} = f_m$, 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_{td} ; 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: $f_{td} = f_m / F_C$.

Poiché in AC.M 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 $f_{td} = f_m / F_C$.

In AC.M, 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:

$V_t = l t * f_{vd}$, dove:

$f_{vd} = \tau_{od} * \sqrt{[1 + \sigma_o / (b \tau_{od})]} = (f_{td} / b) * \sqrt{[1 + \sigma_o / f_{td}]}$

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'insorgere della lesione a X tipica della fessurazione diagonale);

f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale

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.

Si ha: $f_t = b \tau_o$. Si osservi che in AC.M le relazioni fornite nella Circolare al D.M. 16.1.2008 in §C8.7.1.5 sono precisate secondo quanto riportato nei riferimenti bibliografici sulla formulazione della resistenza a taglio per fessurazione diagonale (N.Augenti, "Il calcolo sismico degli edifici in muratura", UTET, giugno 2000, pagg. 280-281).

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 AC.M, 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_o precompressione orizzontale, σ_{pv} precompressione verticale):

$f_{vd} = \tau_o * \sqrt{[1 + (\sigma_o + \sigma_{po} + \sigma_{pv}) / (b \tau_o) + (\sigma_o + \sigma_{pv}) * \sigma_{po} / (b \tau_o)^2]}$

CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER TAGLIO PER SCORRIMENTO

(D.M.17.1.2018, §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:

$V_t = l' t f_{vd}$, 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: $V_{Rd} = l' t * (\tau_{od} + 0.4 * N/l') / F_C = (l' t \tau_{od} + 0.4 N) / F_C = [3 (l/2 - M/N) t \tau_{od} + 0.4 N] / F_C$

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:

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

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

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

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 (fig. 1).

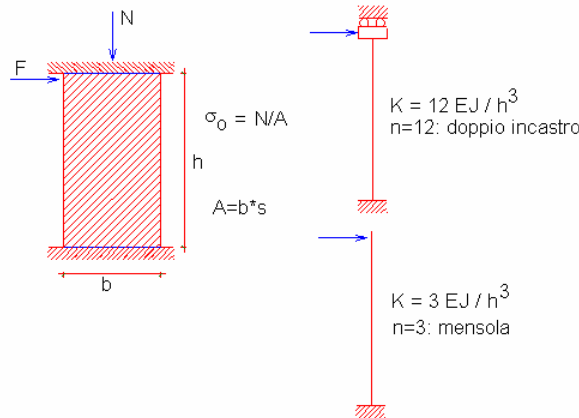


Fig. 1.

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

$$(1) \quad \delta = \delta_M + \delta_T = F h^3 / (n EJ) + \chi Fh / (GA), \quad \chi = 1.2, \quad 3 \leq n \leq 12$$

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

$$(2) \quad K = 1 / [h^3 / (n EJ) + 1.2 h / (GA)]$$

dove $n=3$ per il caso della mensola, e $n=12$ per la parete doppiamente incastrata.

La rigidezza 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 (fig. 2), occorrono i seguenti tre parametri:

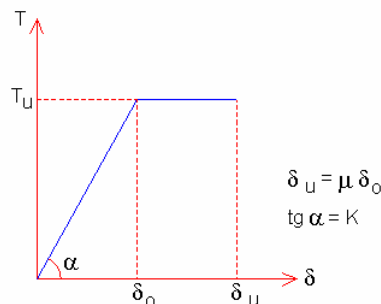


Fig. 2.

- la rigidezza 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. 17.1.2018, 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.

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 doppiamente incastrate, 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'innescio 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, nel caso che la parete sia doppiamente incastrata è possibile fare riferimento alla sezione di sommità: dal punto di vista teorico, infatti, con questo tipo di vincolamento il momento è uguale alla base e in sommità, con eccentricità massima in sommità 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 AC.M).

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, che avviene in sommità: in questo caso, il drift dipenderà dalla pressoflessione. Inoltre:

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 a doppio incastro, 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 a doppio incastro 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.

COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA' (ANALISI STATICA NON LINEARE): COMPORTEMENTO 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 (fig. 3).

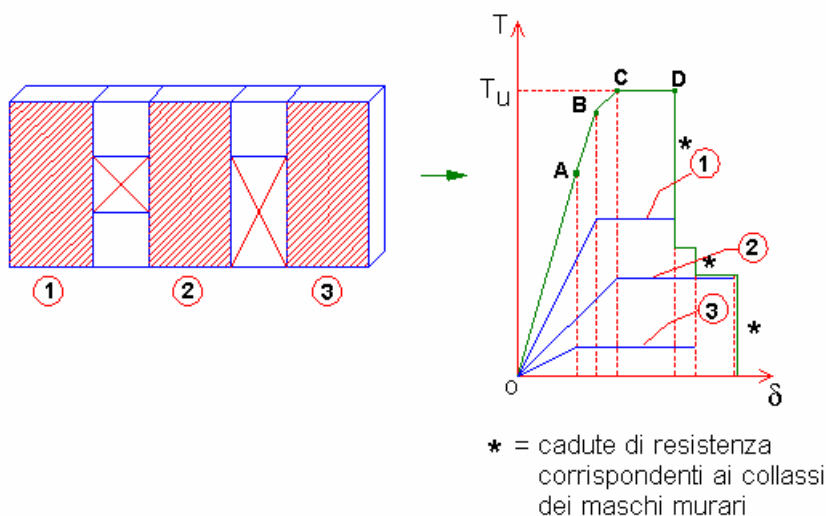


Fig. 3. Diagramma Forza-Spostamento globale.

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. 3, 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.

I PIEDRITTI DEI TELAI

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. Nel caso di elementi in c.a. o acciaio corrispondenti ai montanti di telai di cerchiatura, occorre definirne il comportamento elasto-plastico attraverso opportuni criteri di costruzione del diagramma.

Si analizza anzitutto il caso di **vincolamento del montante ad incastro perfetto**, con momento resistente corrispondente al momento di snervamento della sua sezione trasversale. La rigidezza alla traslazione del piedritto è espressa da:

$$(3) \quad K = 12 EJ / h^3$$

dove:

J = momento d'inerzia della sezione trasversale del piedritto nella direzione della sollecitazione (cioè della forza orizzontale). Nel caso di piedritto composito, formato da 'n' ritti aventi stessa sezione, ugualmente orientata, il momento d'inerzia deve ovviamente essere moltiplicata per 'n';
h = altezza del piedritto.

Per la costruzione del diagramma Forza-Spostamento del piedritto è necessario definire un limite elastico; a tal fine, per i telai in acciaio, è possibile procedere nel seguente modo.

L'espressione della tensione normale per un piedritto sottoposto a carico verticale N e forza orizzontale F, vincolato in sommità con un incastro scorrevole (per cui: $M = F h / 2$) è:

$$(4) \quad \sigma = N/A + M/W = N/A + F h / (2 W)$$

dove:

A = area della sezione trasversale del piedritto;

W = modulo di resistenza elastico della sezione del piedritto nella direzione della sollecitazione. Nel caso di piedritto composito, formato da 'n' ritti aventi stessa sezione, ugualmente orientata, il modulo di resistenza deve ovviamente essere moltiplicata per 'n'.

Nella (4) si prescinde da fenomeni di instabilità, poiché nella pratica la membratura in c.a. o in acciaio verrà collegata alla muratura con vincoli diffusi. Il termine a compressione risulta in genere sensibilmente inferiore rispetto a quello flessionale, in considerazione del fatto che si vuole determinare un limite elastico e quindi la forza orizzontale che produce flessione avrà un valore elevato.

Per semplicità quindi si prescinde dal termine a compressione; ne segue l'espressione della forza orizzontale in funzione della tensione normale:

$$(5) \quad F = 2 W \sigma / h$$

Per i **pedrilli in acciaio**, considerando la tensione di progetto f_{yd} fornita dalla tensione di snervamento f_{yk} (tensione che segna il limite elastico), divisa per il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio strutturale ($\gamma_M = 1.05$ per le verifiche di resistenza plastica) si ottiene quindi la seguente espressione della Forza ultima:

$$(6) \quad F_u = 2 W f_{yd} / h$$

dove:

W = modulo di resistenza del profilato utilizzato, nella direzione di sollecitazione. Nel caso di piedritto composito, formato da 'n' ritti aventi stessa sezione, ugualmente orientata, la forza ultima deve ovviamente essere moltiplicata per 'n'.

La quantità ($W f_{yd}$) corrisponde al momento ultimo del montante, considerato coincidente con il momento di snervamento (l'utilizzo del modulo di resistenza elastico $W=W_{el}$ al posto del modulo plastico W_{pl} semplifica l'analisi, a favore di sicurezza, consentendo la schematizzazione con un diagramma bilineare).

Per i vari tipi di acciaio si ha:

S 235: $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ e quindi $f_{yd} = 228.5 \text{ N/mm}^2$

S 275: $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ e quindi $f_{yd} = 266.6 \text{ N/mm}^2$

S 355: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ e quindi $f_{yd} = 342.8 \text{ N/mm}^2$

Note la rigidezza (3) e la forza ultima (6), lo spostamento al limite elastico è dato da:

$$(7) \quad \delta_{el} = F_u / K$$

Nel diagramma di comportamento del pilastro in acciaio, oltre lo spostamento al limite elastico si considera un tratto orizzontale indefinito. In pratica ciò corrisponde a non individuare uno spostamento di collasso, dal momento che il pilastro in acciaio si trova inserito in un organismo murario che presenta valori ben più bassi di spostamento al limite di collasso.

Riassumendo: l'acciaio si considera in fase elastica fino al raggiungimento del punto di coordinate ($\delta_{el}-F_u$), oltre il quale avrà comportamento indefinitamente plastico (F_u costante per spostamenti in aumento), e cesserà di fornire il contributo alla resistenza al momento in cui si verifica il collasso degli elementi murari con cui il pilastro in acciaio si trova ad interagire.

Adottando per l'acciaio questa schematizzazione, senza riferimento allo spostamento ultimo di collasso, non ha significato definire una 'duttilità'.

Nel caso di **vincolamento a cerniera per la sezione di base del montante**, la procedura resta invariata, con le seguenti precisazioni:

la rigidezza alla traslazione vale $3 EJ / h^3$ anziché $12 EJ / h^3$;

la relazione che lega taglio e momento è: $M=Fh$ anziché $M=Fh/2$; pertanto, la forza ultima è data da: $F_u = W f_{yd} / h$.

Il diagramma di comportamento del telaio è sempre di tipo bilineare.

L'ipotesi di vincolamento alla base con **incastro caratterizzato da momento resistente di ancoraggio** (=Mr,base, che indichiamo anche con: Mr,i momento resistente inferiore) minore del momento resistente della sezione trasversale del montante (=Mr,mont, che indichiamo anche con: Mr,s momento resistente superiore o in sommità) conduce ad una procedura modificata secondo le seguenti specifiche.

La schematizzazione iniziale corrisponde anche in questo caso ad un montante doppiamente incastrato ($K=12 EJ / h^3$), con momento legato alla forza orizzontale dalla relazione: $M=Fh/2$. Il momento alla base è uguale, per ipotesi, al momento in sommità.

L'incremento progressivo della forza orizzontale conduce al raggiungimento del momento resistente alla base Mr,i prima che sia attinto il momento resistente del montante Mr,s.

Il primo tratto del diagramma è quindi lineare, e termina in corrispondenza del punto caratterizzato dalla forza:

$$F = 2 Mr,i / h$$

e dal corrispondente spostamento: $\delta=F/Kiniz$, con $Kiniz=12 EJ / h^3$

In corrispondenza di tale punto si forma la cerniera plastica alla base: la rigidezza tangente diviene $K_{fin}=3 EJ/ h^3$.

Sotto i successivi incrementi di forza orizzontale ΔF , il momento incrementale superiore ΔM_s corrisponderà allo schema 'a mensola':

$$\Delta M_s = \Delta F \cdot h.$$

Il momento complessivamente agente in sommità sarà quindi: $M_s = M_{r,i} + \Delta M_s = M_{r,i} + \Delta F \cdot h$, da cui:

$$\Delta F = (M_s - M_{r,i}) / h$$

Il valore complessivo del momento superiore M_s raggiungerà, per un certo incremento di forza, il momento resistente del montante. Tale incremento di forza è dunque pari a: $\Delta F = (M_{r,s} - M_{r,i}) / h$

e complessivamente la forza agente è: $F^* = 2 M_{r,i} / h + (M_{r,s} - M_{r,i}) / h = (M_{r,i} + M_{r,s}) / h$

Per quanto riguarda lo spostamento, si ha: $\Delta d = \Delta F / K_{fin}$

e complessivamente: $\delta^* = (2 M_{r,i} / h) / K_{fin} + \Delta d$

Il diagramma di comportamento del montante è quindi caratterizzato dall'ulteriore punto: (F^*, δ^*) , a partire dal quale inizia il tratto orizzontale plastica. Si tratta quindi di un diagramma trilineare, con rigidezza iniziale uguale al caso del diagramma bilineare corrispondente all'incastro perfetto, ma con tratto intermedio a rigidezza abbattuta dovuto alla formazione della cerniera plastica alla base prima che sia attinto il momento resistente del montante in sommità.

Per i **piedritti in cemento armato** la forza ultima dipende dall'armatura (verifica di sezione rettangolare pressoinflessa allo stato limite ultimo):

$$(8) \quad M_u = f \text{ (sezione rettangolare in c.a., armatura)}$$

A favore di sicurezza è anche possibile considerare la sezione semplicemente inflessa, ipotizzando che il carico sovrastante alla parete muraria sia sostanzialmente portato dalle murature, ritenendo il contributo dei pilastri della cerchiatura prevalente in fase sismica, sotto azioni orizzontali. Risulta, sotto l'ipotesi di doppio incastro:

$$(9) \quad F_u = 2 M_u / h$$

Per quanto riguarda la rigidezza alla traslazione, viene utilizzata la formula completa del contributo a flessione e a taglio, considerando l'ipotesi di vincolo di doppio incastro. Lo spostamento al limite elastico è analogo alla (7).

Per i casi di vincolo alla base corrispondente ad una cerniera, oppure ad un incastro con momento resistente minore di quello del pilastro, valgono considerazioni del tutto analoghe a quanto esposto per i piedritti in acciaio.

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 rigidezza 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 AC.M, 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 AC.M, riferito ad un'analisi locale di 1 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 1 interpiano, la curva di capacità può essere immediatamente ottenuta assemblando le curve di comportamento dei singoli elementi (maschi murari e telai cerchianti), 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. La curva di capacità viene poi 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 1-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. 17.1.2018.

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

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.

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.

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

- la **rigidezza** è pari alla rigidezza elastica iniziale del sistema reale (oscillatore reale monodimensionale elastoplastico, non necessariamente bilineare: sarà tale solo nel caso di un solo maschio murario costituente la parete);

- la **resistenza** è pari alla forza massima sostenibile dal sistema reale prima del raggiungimento dello Stato Limite Ultimo;

- la **capacità di deformazione**, considerando anche il campo plastico, è pari al massimo spostamento mostrato dal diagramma.

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 rigidezza, uno scarto maggiore del 15% richiede l'inquadramento nell'ambito degli Interventi di Miglioramento e non della Riparazione o intervento locale.

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: $S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma$, dove:

T_1 = primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione esaminata, che può essere posto pari a: $0.05 \cdot H^{0.75}$ (7.3.5) in §7.3.3.2 del vecchio DM del 14/01/2008 formula ritenuta valida in quanto il valore stimato sarà impiegato per una stima delle sollecitazioni tra prima e dopo l'intervento), essendo H l'altezza totale del fabbricato (altezza della costruzione rispetto alla fondazione);

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

γ 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: $S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma$.

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

$$F = [S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / (ag_S)]$$

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. Per conseguenza, il confronto con l'accelerazione di progetto diviene più sfavorevole.

SINTESI DEI RISULTATI DI AC.M

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 alla **Combinazione fondamentale** (cfr. (2.5.1) in §2.5.3). Il coefficiente parziale per le azioni γ_F viene posto pari a 1.3 per il peso proprio, e ad 1.5 per il carico agente sulla sommità (a favore di sicurezza). 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).

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 rientra nel campo del Miglioramento (a causa di una eccessiva variazione di rigidezza), si devono fare le seguenti considerazioni:

- se l'orizzontamento sovrastante la parete è rigido, occorre il calcolo globale e quindi non viene più svolta la verifica locale della parete ma si deve eseguire un'analisi complessiva;

- 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 un ulteriore coefficiente relativo all'**accelerazione al suolo** e definito dal rapporto tra PGA,CLV allo Stato di Progetto e PGA,CLV allo Stato Attuale. Per convalidare il Miglioramento, il coefficiente deve ovviamente essere ≥ 1.00 .

STATO ATTUALE, STATO DI PROGETTO

Si evidenziano i parametri riguardanti singolarmente i maschi murari che definiscono lo Stato Attuale 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 minima fra le resistenze segna la forza corrispondente al limite elastico e la definizione del drift a taglio o a pressoflessione); forza ultima (massima forza sostenibile dal maschio); spostamento al limite elastico δ_y ; spostamento ultimo δ_u .

Viene costruita la curva di capacità complessiva allo Stato Attuale.

Aspetti complementari sulla modellazione

La revisione dei parametri meccanici proposta dalla nuova Normativa rispetto ai valori tradizionalmente utilizzati per le pareti in muratura (cfr. Circ. 21745/1981 e OPCM 3431/2005), può condurre a casi di pareti notevolmente rigide per le quali la realizzazione di un'apertura comporta teoricamente strutture intelaiate aventi sezioni trasversali di grandi dimensioni, o addirittura casi in cui l'intervento appare non praticabile.

Ferma restando la considerazione che in alcuni casi tali tipi di interventi non siano consigliabili, AC.M rende disponibili una serie di parametri che consentono la corretta calibrazione dell'intervento evitando sovradimensionamenti. Essi sono i seguenti:

- è possibile definire con precisione zone rigide inferiori e/o superiori singolarmente per ogni maschio murario, in modo che ne risulta un'altezza di calcolo (=luce deformabile) minore dell'altezza della parete. E' così possibile valutare correttamente la rigidezza, tenendo conto delle zone rigide dovute alle fasce di piano qualora queste assicurino continuità di spessore con i maschi adiacenti;

- il vincolo flessionale in sommità alla parete è modificabile: può essere assunto a doppio incastro ($K=12 EJ/H^3$) o a mensola

($3 EJ/H^3$) a seconda anche della condizione di collegamento fra parete e impalcato sovrastante; questo aspetto influisce, ovviamente, sulla rigidezza dei maschi murari;

- è possibile ridurre i moduli di elasticità E e G per tenere conto di condizioni fessurate (secondo §C8A.2), influenzando in tal modo sulle rigidezze;

- è possibile modificare adeguatamente i drift di piano per la definizione dello spostamento massimo a taglio e a pressoflessione per ogni singolo maschio murario, influenzando sulla capacità di spostamento; ad esempio, nel caso di una muratura nuova inserita nella parete il drift a pressoflessione diviene $0.8\%H$ invece che $0.6\%H$; analogamente può variare nel caso di pareti rafforzate con armature o nastri in FRP (per pannelli armati: $1.2\%H$ a

pressoflessione e 0.6%H a taglio);

- è possibile intervenire sul materiale applicando i coefficienti correttivi previsti in §C8A.2: in questo ambito si collocano anche gli interventi di iniezioni cementizie e intonaco armato, nonché la qualifica di muratura di caratteristiche migliori o scarse.

Telai di cerchiatura e modellazioni globali

Qualora l'intervento sulla parete non possa essere classificato come intervento locale, è necessario inquadrare lo Stato di Progetto nell'ambito di un **Intervento di Miglioramento**, dimostrando che rispetto allo Stato Attuale l'edificio nel suo complesso consegue una migliore capacità antisismica. Per lo studio del miglioramento sismico si rende quindi necessaria un'analisi globale dell'edificio (§C8.4.2), con confronto tra Stato Attuale e Stato di Progetto.

AEDES consente lo studio del comportamento dell'edificio dove alcune 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).

NORMATIVA di riferimento: D.M. 17.1.2018

RISULTATI ANALISI PARETE n° 1

ANALISI STATICA dei maschi murari

[Forze:kN - Tensioni:N/mm²]

$\gamma F \cdot \sigma$ = tensione statica alla base della luce deformabile del maschio
(cfr. Comb.Carico fondamentale SLU (2.5.1) in §2.5.3):
viene confrontata con f_d = tensione di progetto a compressione
data da: $f_m / \gamma M / FC$ ($\gamma M = 2.00$, FC : Att.=1.35 - Prog.=1.35)

STATO ATTUALE

n.	N, somm	Pp, tot	N, base def.	σ , somm def.	σ , mezz def.	σ , base def.	$\gamma F \cdot \sigma$ (SLU)	f_d
1)	229.77	198.73	428.50	0.075	0.107	0.139	0.196	0.963
2)	76.33	48.76	125.09	0.126	0.166	0.206	0.293	0.963
3)	116.43	73.14	189.57	0.126	0.166	0.205	0.292	0.963
4)	195.84	143.64	339.48	0.095	0.129	0.164	0.232	0.963
5)	41.64	26.84	68.47	0.116	0.153	0.190	0.270	0.963

STATO DI PROGETTO

n.	N, somm	Pp, tot	N, base def.	σ , somm def.	σ , mezz def.	σ , base def.	$\gamma F \cdot \sigma$ (SLU)	f_d
1)	229.77	198.73	428.50	0.075	0.107	0.139	0.196	0.963
2)	94.84	52.73	147.57	0.141	0.181	0.220	0.314	0.963
3)	97.92	43.10	141.02	0.220	0.268	0.317	0.455	0.963
4)	195.84	143.64	339.48	0.095	0.129	0.164	0.232	0.963
5)	41.64	26.84	68.47	0.116	0.153	0.190	0.270	0.963

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.

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE**Maschi murari**

n. B	Hcalc (H/B) (mm)	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]			F,ult. (max)	Spost.(mm)			
			Taglio f.diag.	Taglio scorr.	Press.compl. somm./base		lim.	ult. elast.		
1)	6850	3000	0.44	235752	210.73	-	500.75/ 895.33	210.73	0.89	12.00
2)	1350	3000	2.22	20634	48.24	-	31.71/ 49.21	48.24	1.54	18.00
3)	2050	3000	1.46	46594	73.26	-	73.42/ 113.28	73.26	1.57	12.00
4)	4600	3000	0.65	149131	150.65	-	282.94/ 468.39	150.65	1.01	12.00
5)	800	3000	3.75	5911	27.77	-	10.32/ 16.14	16.14	1.75	18.00

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 543.52
 Carico applicato (kN) = 660.00
 Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 931.76
 Massa sismica = P/g (kgm) = 95013
 Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 499.02
 Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 399.21
 Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 12.00
 Energia dissipata (J=N*m) = 5663.60

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 349.31
 Rigidezza elastica: k* (N/mm) = 458021
 Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.090
 Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 1.08
 forza Fy* (kN) = 494.18

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.490$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 0.996
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 456.13
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy* (kN) = 494.18
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.923$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 0.996

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 0.996
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 12.000

Rapporto: Capacità/Domanda = 12.05: Capacità > Domanda**Risultati in termini di PGA:**

la parete si imposta alla quota 3.00 m. rispetto alle fondazioni dell'edificio:
 per il calcolo di PGA,CLV è necessario applicare un fattore correttivo
 ad a,g per tenere conto della posizione in elevazione della parete (§C8A.4.2.3).
 a,g viene sostituita da: $F = S_e(T1)*\psi(Z)*\gamma / S$.
 La correzione è applicata se $F > 1$.

Parametri utilizzati per il calcolo di $[S_e(T1)*\psi(Z)*\gamma / S]$:

T1 = primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata (sec) = 0.114
 $\psi(Z)$ = primo modo di vibrazione nella direzione considerata = (Z/H) = 0.273, dove:
 Z = quota di base della parete (m) = 3.00, H = altezza totale dell'edificio (m) = 11.00
 γ = coefficiente di partecipazione modale, assunto pari a: 1.200
 $S_e(T1)$ = spettro elastico [§3.2.3.2.1] calcolato per il periodo T1 = 0.535 g
 a,g = accelerazione di progetto per SLV = 0.181 g
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo (S,S)
 e delle condizioni topografiche (S,T): S = 1.75

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

Capacità: PGA,CLV = 0.243 g
 Domanda: PGA,DLV = 0.181 g
 Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 1.343

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO**Maschi murari**

n.	B (mm)	Hcalc (H/B)	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]			F,ult. (max)	Spost.(mm)	
				Taglio f.diag.	Taglio scorr.	Press.compl. somm./base		lim.	ult. elast.
1)	6850	3000	0.44	235752	210.73	-	500.75/ 895.33	210.73	0.89 12.00
2)	1490	3000	2.01	25405	54.96	-	43.03/ 63.44	54.96	1.69 18.00
3)	990	3000	3.03	10107	42.58	-	27.98/ 37.54	37.54	2.77 18.00
4)	4600	3000	0.65	149131	150.65	-	282.94/ 468.39	150.65	1.01 12.00
5)	800	3000	3.75	5911	27.77	-	10.32/ 16.14	16.14	1.75 18.00

Cerchiature

n.	B (mm)	H	K,in (N/mm)	F,el (kN)	Spost. elast. (mm)	K,fin (N/mm)	F,ult (kN)	Spost. snerv.-ult. (mm)
2)	1970	2200	23591	253.11	10.73	23591	253.11	10.73 18.00

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 512.49

Carico applicato (kN) = 660.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 916.24

Massa sismica = P/g (kgm) = 93431

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 723.13

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 578.50

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 12.00

Energia dissipata (J=N*m) = 6977.17

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 506.19

Rigidezza elastica: k* (N/mm) = 206141

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.134

Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 3.26

forza Fy* (kN) = 672.97

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.572 g

- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 2.544

- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 524.39

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy* (kN) = 673

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q* = 0.779

Controllo su q* secondo §7.8.1.6:

risulta: q* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q* <= 1, e quindi: d*,max = d*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d*,max (mm) = 2.544

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 2.544

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 12.000

Rapporto: Capacità/Domanda = 4.717: Capacità > Domanda

Stato di Progetto: Risultati in termini di PGA:

Capacità: PGA,CLV = 0.243 g

Domanda: PGA,DLV = 0.181 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 1.343

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rig.K)	458021	449896	0.982	compreso fra +/-15% (-1.8%)
F,ult)	499.02	723.13	1.449	> 1 (+44.9%)
Cap.Sp.)	18.00	18.00	1.000	= 1 (=)
En.)	5663.60	6977.17	1.232	> 1 (+23.2%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti (§C8.4.3) su: rigidezza (variazione non significativa), e resistenza e capacità di deformazione (allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale).

FASCICOLO DEI CALCOLI

VERIFICA DEL SOLAIO IN ACCIAIO

Introduzione

Sistemi di riferimento

Le coordinate, i carichi concentrati, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto.

I carichi in coordinate locali e le sollecitazioni delle ASTE sono riferite ad una terna destra cartesiana locale così definita:

- origine nel nodo iniziale dell'asta;
 - asse X coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale al nodo finale;
 - immaginando la trave a sezione rettangolare l'asse Y è parallelo alla base e l'asse Z è parallelo all'altezza.
- La rotazione dell'asta comporta quindi una rotazione di tutta la terna locale.

Si può immaginare la terna locale di un'asta comunque disposta nello spazio come derivante da quella globale dopo una serie di trasformazioni:

- una rotazione intorno all'asse Z che porti l'asse X a coincidere con la proiezione dell'asse dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo il nuovo asse X così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo l'asse Z che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse Y così definito che porti l'asse X a coincidere con l'asse dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse X così definito pari alla rotazione dell'asta.

In pratica le travi prive di rotazione avranno sempre l'asse Z rivolto verso l'alto e l'asse Y nel piano del solaio, mentre i pilastri privi di rotazione avranno l'asse Y parallelo all'asse Y globale e l'asse Z parallelo ma controverso all'asse X globale. Da notare quindi che per i pilastri la "base" è il lato parallelo a Y.

Le sollecitazioni ed i carichi in coordinate locali negli ELEMENTI BIDIMENSIONALI e nei MURI sono riferiti ad una terna destra cartesiana locale così definita:

- origine nel primo nodo dell'elemento;
- asse X coincidente con la congiungente il primo ed il secondo nodo dell'elemento;
- asse Y definito come prodotto vettoriale fra il versore dell'asse X e il versore della congiungente il primo e il quarto nodo. Asse Z a formare con gli altri due una terna destrorsa.

Praticamente un elemento verticale con l'asse X locale coincidente con l'asse X globale ha anche gli altri assi locali coincidenti con quelli globali.

Rotazioni e momenti

Seguendo il principio adottato per tutti i carichi che sono positivi se CONTROVERSI agli assi, anche i momenti concentrati e le rotazioni impresse in coordinate globali risultano positivi se CONTROVERSI al segno positivo delle rotazioni. Il segno positivo dei momenti e delle rotazioni è quello orario per l'osservatore posto nell'origine: X ruota su Y, Y ruota su Z, Z ruota su X. In pratica è sufficiente adottare la regola della mano destra: col pollice rivolto nella direzione dell'asse, la rotazione che porta a chiudere il palmo della mano corrisponde al segno positivo.

Normativa di riferimento

La normativa di riferimento è la seguente:

- Legge n. 64 del 2/2/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. del 24/1/1986 - Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.
- Legge n. 1086 del 5/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. del 14/2/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. del 9/1/1996 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. del 16/1/1996 - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Circolare n. 21745 del 30/7/1981 - Legge n. 219 del 14/5/1981 - Art. 10 - Istruzioni relative al rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma.
- Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20/6/1977 - Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura.
- D.M. del 20/11/1987 - Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- Norme Tecniche C.N.R. n. 10011-85 del 18/4/1985 - Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norme Tecniche C.N.R. n. 10025-84 del 14/12/1984 - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Circolare n. 65 del 10/4/1997 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16/1/1996.
- Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno.
- DIN 1052 - Metodi di verifica per il legno.
- D.M. del 17/1/2018 - Norme tecniche per le costruzioni.
- Documento Tecnico CNR-DT 200 R1/2012 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio.

Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze : m
- forze : daN
- masse : kg
- temperature : gradi centigradi
- angoli : gradi sessadecimali o radianti

Geometria

Elenco vincoli nodi

Simbologia

Vn = Numero del vincolo nodo
 Comm. = Commento
 Sx = Spostamento in dir. X (L=libero, B=bloccato, E=elastico)
 Sy = Spostamento in dir. Y (L=libero, B=bloccato, E=elastico)
 Sz = Spostamento in dir. Z (L=libero, B=bloccato, E=elastico)
 Rx = Rotazione intorno all'asse X (L=libera, B=bloccata, E=elastica)
 Ry = Rotazione intorno all'asse Y (L=libera, B=bloccata, E=elastica)
 Rz = Rotazione intorno all'asse Z (L=libera, B=bloccata, E=elastica)
 RL = Rotazione libera
 Ly = Lunghezza (dir. Y locale)
 Lz = Larghezza (dir. Z locale)
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Vn	Comm.	Sx	Sy	Sz	Rx	Ry	Rz	RL	Ly	Lz	Kt
		<m>	<m>	<m>	<m>	<m>	<m>	<m>	<m>	<m>	<daN/cm^c>
1	Libero	L	L	L	L	L	L				
2	Incastro	B	B	B	B	B	B				

Elenco nodi

Simbologia

Nodo = Numero del nodo
 X = Coordinata X del nodo
 Y = Coordinata Y del nodo
 Z = Coordinata Z del nodo
 Imp. = Numero dell'impalcato
 Vn = Numero del vincolo nodo

Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn
	<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>		
1	4.05	-3.10	0.00	0	2	2	4.85	-3.10	0.00	0	2	3	0.10	0.00	0.00	0	2	4	0.10	0.25	0.00	0	1
5	4.05	0.25	0.00	0	1	6	4.85	0.25	0.00	0	2	7	0.10	1.95	0.00	0	1	8	4.85	1.95	0.00	0	2
9	0.10	2.20	0.00	0	2																		

Elenco materiali

Simbologia

Mat. = Numero del materiale
 Comm. = Commento
 P = Peso specifico
 E = Modulo elastico
 G = Modulo elastico tangenziale
 v = Coeff. di Poisson
 α = Coeff. di dilatazione termica

Mat.	Comm.	P	E	G	v	α
		<daN/mc^c>	<daN/cm^q>	<daN/cm^q>		
18	Acciaio	7850	2100000.00	800000.00	0.3	1.000000E-05

Elenco sezioni aste

Simbologia

Sez. = Numero della sezione
 Comm. = Commento
 Tipo = Tipologia
 2C = Doppia C lato labbri
 2Cdx = Doppia C lato costola
 2I = Doppia I
 2L = Doppia L lato labbri
 2Ldx = Doppia L lato costole
 C = Sezione a C
 Cdx = C destra
 Cir. = Circolare
 Cir.c = Circolare cava
 I = Sezione a I
 L = Sezione a L
 Ldx = L destra
 Om. = Omega
 Pg = Pi greco
 Pr = Poligono regolare
 Prc = Poligono regolare cavo
 Pc = Per coordinate
 Ia = Inerzie assegnate
 R = Rettangolare
 Rc = Rettangolare cava
 T = Sezione a T

Relazione di calcolo

U = Sezione a U
 Ur = U rovescia
 V = Sezione a V
 Vr = V rovescia
 Z = Sezione a Z
 Zdx = Z destra
 Ts = T stondata
 Ls = L stondata
 Cs = C stondata
 Is = I stondata
 Dis. = Disegnata

Mem. = Membratura
 G = Generica
 T = Trave
 P = Pilastro

Ver. = Verifica prevista
 N = Nessuna
 C = Cemento armato
 A = Acciaio
 L = Legno

B = Base
 H = Altezza
 s = Spessore ala
 a = Spessore anima
 r = Raggio raccordo anima-ala
 rl = Raggio in testa ala
 D = Distanza
 Ma = Numero del materiale
 C = Numero del criterio di progetto

Crit. C.I. = Criterio di progetto collegamento iniziale
 Crit. C.F. = Criterio di progetto collegamento finale

Sez.	Comm.	Tipo	Mem.	Ver.	B <cm>	H <cm>	s <cm>	a <cm>	r <cm>	rl <cm>	D <cm>	Ma	C	Crit. C.I.	Crit. C.F.
12	HEB160	2I	T	A	16.00	16.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.00	18	1	2	2
2	T_HEB120	Is	T	A	12.00	12.00	1.10	0.65	1.20	0.00		18	1	2	2

Elenco vincoli aste

Simbologia

Va = Numero del vincolo asta
 Comm. = Commento
 Tipo = Tipologia
 SVI = Definizione di vincolamenti interni
 ELA = Vincolo su suolo elastico alla Winkler
 BIE-RTC = Biella resistente a trazione e a compressione
 BIE-RC = Biella resistente solo a compressione
 BIE-RT = Biella resistente solo a trazione

Ni = Sforzo normale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tyi = Taglio in dir. Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tzi = Taglio in dir. Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mxi = Momento intorno all'asse X locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Myi = Momento intorno all'asse Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mzi = Momento intorno all'asse Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Nf = Sforzo normale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tyf = Taglio in dir. Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tzf = Taglio in dir. Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mxf = Momento intorno all'asse X locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Myf = Momento intorno all'asse Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mzf = Momento intorno all'asse Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Va	Comm.	Tipo	Ni	Tyi	Tzi	Mxi	Myi	Mzi	Nf	Tyf	Tzf	Mxf	Myf	Mzf	Kt <daN/cm>
1	Inc+Inc	SVI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
2	Inc+Cer	SVI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	
4	Cer+Cer	SVI	1	1	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	
5	Inc+CerY	SVI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	
6	CerY+Inc	SVI	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	
7	CerY+CerY	SVI	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	

Elenco aste

Simbologia

Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 Sez. = Numero della sezione
 Va = Numero del vincolo asta
 Par. = Numero dei parametri aggiuntivi
 Rot. = Rotazione

Relazione di calcolo

FF =Filo fisso
 Dy1 =Scost. filo fisso Y1
 Dy2 =Scost. filo fisso Y2
 Dz1 =Scost. filo fisso Z1
 Dz2 =Scost. filo fisso Z2
 Kt =Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Asta	N1	N2	Sez.	Va	Par.	Rot. <grad>	FF	Dy1 <cm>	Dy2 <cm>	Dz1 <cm>	Dz2 <cm>	Kt <daN/cm>
0	1	2		1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	6	8		1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
201	4	5	2	6		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
201	5	6	2	2		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
202	7	8	2	7		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
203	3	4	1	6		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
203	4	7	1	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
203	7	9	1	5		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
204	1	5	2	4		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
205	2	6	2	4		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	

Elenco tipi solai

Simbologia

Ts =Numero del tipo solaio
 Comm. =Commento
 Rc =Ripartizione carichi
 UN = Unidirezionale
 PP = A piastra perimetrale
 PB = A piastra bisettrice
 Qps =Carico permanente strutturale
 Qpn =Carico permanente non strutturale
 QA =Primo carico accidentale
 QA2 =Secondo carico accidentale
 QA3 =Terzo carico accidentale
 Rip. ter. =Ripartizione su aste terminali
 Rip. int. =Ripartizione su aste interne
 Lfl =Larghezza fascia laterale
 Zcv =Quota di riferimento del piano di campagna
 s =Coeff. di riduzione
 Hs =Altezza solaio
 Sc =Spessore cappa
 Crit. =Numero del criterio di progetto

Ts	Comm.	Rc	Qps <daN/mq>	Qpn <daN/mq>	QA <daN/mq>	QA2 <daN/mq>	QA3 <daN/mq>	Rip. ter.	Rip. int.	Lfl <m>	Zcv <m>	s	Hs <cm>	Sc <cm>	Crit.
1	Solaio	UN	150.00	130.00	300.00	0.00	0.00	50.00	50.00	0.00	0.00	0.33	15.00	5.00	1

Elenco solai

Simbologia

Sol. =Numero del solaio
 Ts =Numero del tipo solaio
 Ord. =Orditura
 Nodi =Nodi del solaio

Sol.	Ts	Ord. <grad>	Nodi
200	1	90.00	4 5 6 8 7
201	1	0.00	1 2 6 5

Carichi

Condizioni di carico elementari

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare
 Comm. = Commento
 Tipo CCE = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
 Sic. = Contributo alla sicurezza
 F = a favore
 S = a sfavore
 A = ambigua
 Var. = Tipo di variabilità
 B = di base
 I = indipendente
 A = ambigua
 Dir. = Direzione del vento
 Tipo = Tipologia di pressione vento
 M = Massimizzata
 E = Esterna
 I = Interna
 Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	Tipo CCE	Sic.	Var.	Dir. <grad>	Tipo	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	Perm Strut	1 D.M. 18 Permanenti strutturali	S	--	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
2	Perm non Strut	2 D.M. 18 Permanenti non strutturali	S	--	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3	Accidentale	5 D.M. 18 Variabili Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	S	B	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 1: Perm Strut

Elenco peso proprio aste

Simbologia

Sez. = Numero della sezione
 Comm. = Commento
 A = Area
 Mat. = Materiale
 P = Peso specifico
 PL = Peso specifico a metro lineare

Sez.	Comm.	A <cmq>	Mat.	P <daN/mc>	PL <daN/m>
12	HEB160	108.505000	Acciaio	7850.00	85.18

Sez.	Comm.	A <cmq>	Mat.	P <daN/mc>	PL <daN/m>
2	T_HEB120	34.006900	Acciaio	7850.00	26.70

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 1: Perm Strut

Carichi distribuiti

Simbologia

Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 E = Elemento provenienza del carico
 S = Solaio
 T = Tamponatura
 NE = Numero elemento di provenienza del carico
 T = Tipo di carico
 QA = Primo carico accidentale
 QA2 = Secondo carico accidentale
 QA3 = Terzo carico accidentale
 QPS = Carico permanente strutturale
 QPN = Carico permanente non strutturale
 VE = Vento
 M = Manuale
 DC = Direzione del carico
 XG, YG, ZG = secondo gli assi globali
 XL, YL, ZL = secondo gli assi locali
 Xi = Distanza iniziale
 Qi = Carico iniziale
 Xf = Distanza finale
 Qf = Carico finale

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <daN/m>	Xf <m>	Qf <daN/m>

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <daN/m>	Xf <m>	Qf <daN/m>

Relazione di calcolo

201	4	5	S	200	QPS	ZG	0.00	127.50	3.95	127.50	201	5	6	S	200	QPS	ZG	0.00	127.50	0.80	127.50
202	7	8	S	200	QPS	ZG	0.00	127.50	4.75	127.50	204	1	5	S	201	QPS	ZG	0.00	60.00	3.35	60.00
205	2	6	S	201	QPS	ZG	0.00	60.00	3.35	60.00											

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 2: Perm non Strut

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf	Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
							<m>	<daN/m>	<m>	<daN/m>								<m>	<daN/m>	<m>	<daN/m>
201	4	5	S	200	QPN	ZG	0.00	110.50	3.95	110.50	201	5	6	S	200	QPN	ZG	0.00	110.50	0.80	110.50
202	7	8	S	200	QPN	ZG	0.00	110.50	4.75	110.50	203	4	7	S	--	M	ZG	0.00	800.00	1.70	800.00
204	1	5	S	201	QPN	ZG	0.00	52.00	3.35	52.00	205	2	6	S	201	QPN	ZG	0.00	52.00	3.35	52.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 3: Accidentale

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf	Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
							<m>	<daN/m>	<m>	<daN/m>								<m>	<daN/m>	<m>	<daN/m>
201	4	5	S	200	QA	ZG	0.00	255.00	3.95	255.00	201	5	6	S	200	QA	ZG	0.00	255.00	0.80	255.00
202	7	8	S	200	QA	ZG	0.00	255.00	4.75	255.00	204	1	5	S	201	QA	ZG	0.00	120.00	3.35	120.00
205	2	6	S	201	QA	ZG	0.00	120.00	3.35	120.00											

Risultati del calcolo

Parametri di calcolo

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con: ModeSt ver. 8.18, prodotto da Tecnisoft s.a.s. - Prato

La struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti: Xfinest ver. 2018, prodotto da Ce.A.S. S.r.l. - Milano

Tipo di normativa: stati limite D.M. 18
 Tipo di calcolo: calcolo statico
 Vincoli esterni: Considera sempre vincoli assegnati in modellazione
 Schematizzazione piani rigidi: nessun impalcato rigido
 Modalità di recupero masse secondarie: mantenere sul nodo masse e forze relative

Generazione combinazioni

- Lineari: Sì
 - Valuta spostamenti e non sollecitazioni: No
 - Buckling: No

Opzioni di calcolo

- Sono state considerate infinitamente rigide le zone di connessione fra travi, pilastri ed elementi bidimensionali con una riduzione del 20%
 - Calcolo con offset rigidi dai nodi: No
 - Uniformare i carichi variabili: No
 - Massimizzare i carichi variabili: No
 - Minimo carico da considerare: 0.00 <daN/m>
 - Recupero carichi zone rigide: taglio e momento flettente

Opzioni del solutore

- Tipo di elemento bidimensionale: QF46
 - Calcolo sforzo nei nodi: No
 - Trascura deformabilità a taglio delle aste: No
 - Analisi dinamica con metodo di Lanczos: Sì
 - Check sequenza di Sturm: Sì
 - Soluzione matrice con metodo ver. 5.1: No
 - Analisi non lineare con Newton modificato: No
 - Usa formulazione secante per buckling: No
 - Trascura buckling torsionale: No

Dati struttura

- Edificio esistente: No
 - Tipo di opera: Opera ordinaria
 - Vita nominale V_N : 50.00
 - Classe d'uso: Classe II
 - Forze orizzontali convenzionali per stati limite non sismici: No
 - Genera stati limite per verifiche di resistenza al fuoco: No

Condizioni di carico elementari

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare
 Comm. = Commento
 Tipo CCE = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
 Sic. = Contributo alla sicurezza
 F = a favore
 S = a sfavore
 A = ambigua
 Var. = Tipo di variabilità
 B = di base
 I = indipendente
 A = ambigua
 Dir. = Direzione del vento
 Tipo = Tipologia di pressione vento
 M = Massimizzata
 E = Esterna
 I = Interna
 Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	Tipo CCE	Sic.	Var.	Dir. <grad>	Tipo	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	Perm Strut		S	--	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Relazione di calcolo

2	Perm non Strut	2	S	--	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3	Accidentale	5	S	B	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Elenco tipi CCE definiti

Simbologia

Tipo CCE = Tipo condizione di carico elementare

Comm. = Commento

Tipo = Tipologia

G = Permanente

Qv = Variabile vento

Q = Variabile

I = Da ignorare

A = Azione eccezionale

P = Precompressione

Durata = Durata del carico

N = Non definita

P = Permanente

L = Lunga

M = Media

B = Breve

I = Istantanea

γ min. = Coeff. γ min.

γ max = Coeff. γ max

Ψ_0 = Coeff. Ψ_0

Ψ_1 = Coeff. Ψ_1

Ψ_2 = Coeff. Ψ_2

$\Psi_{0,s}$ = Coeff. Ψ_0 sismico (D.M. 96)

Tipo CCE	Comm.	Tipo	Durata	γ min.	γ max	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	$\Psi_{0,s}$
1	D.M. 18 Permanenti strutturali	G	P	1.00	1.30				
2	D.M. 18 Permanenti non strutturali	G	L	0.80	1.50				
5	D.M. 18 Variabili Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	Q	M	0.00	1.50	0.70	0.70	0.60	0.00

Ambienti di carico

Simbologia

N = Numero

Comm. = Commento

1 = Perm Strut

2 = Perm non Strut

3 = Accidentale

F = azioni orizzontali convenzionali

SLU = Stato limite ultimo

SLR = Stato limite per combinazioni rare

SLF = Stato limite per combinazioni frequenti

SLQ/D = Stato limite per combinazioni quasi permanenti o di danno

S = Si

N = No

N	Comm.	1	2	3	SLU	SLR	SLF	SLQ
1	Calcolo statico	S	S	S	S	S	S	S

Elenco combinazioni di carico simboliche

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Comm. = Commento

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

CC	Comm.	TCC	1	2	3
1	Amb. 1 (SLU)	SLU	γ max	γ max	γ max
2	Amb. 1 (SLE R)	SLE R	1	1	1
3	Amb. 1 (SLE F)	SLE F	1	1	Ψ_1
4	Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	1	1	Ψ_2

Genera le combinazioni con un solo carico di tipo variabile come di base: No

Considera sollecitazioni dinamiche con segno dei modi principali: No

Combinazioni delle CCE

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Comm. = Commento
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
 An. = Tipo di analisi
 L = Lineare
 NL = Non lineare
 Bk = Buckling
 S = Si
 N = No

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3
1	Amb. 1 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.50	1.50
2	Amb. 1 (SLE R)	SLE R	L	N	1.00	1.00	1.00
3	Amb. 1 (SLE F)	SLE F	L	N	1.00	1.00	0.70
4	Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	L	N	1.00	1.00	0.60

Spostamenti dei nodi

Simbologia

Nodo = Numero del nodo
 Sx = Spostamento in dir. X
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
 Sy = Spostamento in dir. Y
 Sz = Spostamento in dir. Z
 Rx = Rotazione intorno all'asse X
 Ry = Rotazione intorno all'asse Y
 Rz = Rotazione intorno all'asse Z

I valori degli spostamenti nodali per CC di tipo sismico sono amplificati come da normativa

Nodo		Sx	CC	TCC	Sy	CC	TCC	Sz	CC	TCC	Rx	CC	TCC	Ry	CC	TCC	Rz	CC	TCC
		<cm>			<cm>			<cm>			<rad>			<rad>			<rad>		
4	Max	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	-0.02	4	SLE Q	0.00	4	SLE Q	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU
4	Min.	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	-0.03	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU
5	Max	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	-0.93	4	SLE Q	0.00	4	SLE Q	-0.01	4	SLE Q	0.00	1	SLU
5	Min.	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	-1.67	1	SLU	0.00	1	SLU	-0.02	1	SLU	0.00	1	SLU
7	Max	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	-0.02	4	SLE Q	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU
7	Min.	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	-0.03	1	SLU	0.00	4	SLE Q	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU

Min = -1.67
 Max = 0.00

Reazioni vincolari

Simbologia

Nodo = Numero del nodo
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno

Relazione di calcolo

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

Fx = Reazione vincolare (forza) in dir. X
 Fy = Reazione vincolare (forza) in dir. Y
 Fz = Reazione vincolare (forza) in dir. Z
 Mx = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse X
 My = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Y
 Mz = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Z

Nodo	CC		TCC	Fx <daN>	CC		TCC	Fy <daN>	CC		TCC	Fz <daN>	CC		TCC	Mx <daNm>	CC		TCC	My <daNm>	CC		TCC	Mz <daNm>	
	1	2			1	2			1	2			1	2			1	2			1	2			1
1	Max	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	620.93	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00
1	Min	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	4	SLU	352.92	4	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00
2	Max	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	620.93	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00
2	Min	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	4	SLU	352.92	4	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00
3	Max	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	3012.59	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00
3	Min	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	4	SLU	1818.35	4	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00
6	Max	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	2915.45	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00
6	Min	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	4	SLU	1638.42	4	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00
8	Max	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	1778.17	4	SLU	-0.11	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00
8	Min	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	4	SLU	992.03	1	SLU	-0.18	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00
9	Max	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	2931.94	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00
9	Min	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	4	SLU	1772.52	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00	1	SLU	0.00

Sollecitazioni aste

Simbologia

Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo1
 N2 = Nodo2
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 N = Sforzo normale
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Ty = Taglio in dir. Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Tz = Taglio in dir. Z
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mx = Momento torcente intorno all'asse X

Tipo di combinazione di carico: SLU

Asta	N1	N2	X <cm>	N <daN>	CC	Ty <daN>	CC	Mz <daNm>	CC	Tz <daN>	CC	My <daNm>	CC	Mx <daNm>	CC	
201	4	5	Max	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	1882.75	1	0.00	1	0.00	1
201	4	5	Max	250.81								2367.24	1			
201	4	5	Max	395.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-1074.63	1	1596.03	1	0.00	1
201	4	5	Min.	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	1882.75	1	0.00	1	0.00	1
201	4	5	Min.	250.81								2367.24	1			
201	4	5	Min.	395.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-1074.63	1	1596.03	1	0.00	1
201	5	6	Max	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-1695.56	1	1596.03	1	0.00	1
201	5	6	Max	80.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-2294.52	1	0.00	1	0.00	1
201	5	6	Min.	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-1695.56	1	1596.03	1	0.00	1
201	5	6	Min.	80.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-2294.52	1	0.00	1	0.00	1
202	7	8	Max	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	1778.17	1	0.00	1	-0.18	1
202	7	8	Max	236.93								2111.57	1			
202	7	8	Max	475.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-1778.17	1	0.00	1	-0.18	1
202	7	8	Min.	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	1778.17	1	0.00	1	-0.18	1
202	7	8	Min.	236.93								2111.57	1			
202	7	8	Min.	475.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-1778.17	1	0.00	1	-0.18	1
203	3	4	Max	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	3012.59	1	0.00	1	0.00	1
203	3	4	Max	25.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	2984.91	1	749.69	1	0.00	1
203	3	4	Min.	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	3012.59	1	0.00	1	0.00	1
203	3	4	Min.	25.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	2984.91	1	749.69	1	0.00	1
203	4	7	Max	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	1102.16	1	749.69	1	0.00	1
203	4	7	Max	83.02								1213.00	1			
203	4	7	Max	170.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-1126.08	1	729.35	1	0.00	1
203	4	7	Min.	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	1102.16	1	749.69	1	0.00	1
203	4	7	Min.	83.02								1213.00	1			
203	4	7	Min.	170.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-1126.08	1	729.35	1	0.00	1
203	7	9	Max	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-2904.26	1	729.52	1	0.00	1
203	7	9	Max	25.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-2931.94	1	0.00	1	0.00	1
203	7	9	Min.	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-2904.26	1	729.52	1	0.00	1
203	7	9	Min.	25.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-2931.94	1	0.00	1	0.00	1
204	1	5	Max	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	620.93	1	0.00	1	0.00	1
204	1	5	Max	167.50								520.03	1			
204	1	5	Max	335.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-620.93	1	0.00	1	0.00	1
204	1	5	Min.	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	620.93	1	0.00	1	0.00	1

Relazione di calcolo

204	1	5Min.	167.50								520.03	1			
204	1	5Min.	335.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-620.93	1	0.00	1	0.00	1
205	2	6Max	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	620.93	1	0.00	1	0.00	1
205	2	6Max	167.50								520.03	1			
205	2	6Max	335.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-620.93	1	0.00	1	0.00	1
205	2	6Min.	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	620.93	1	0.00	1	0.00	1
205	2	6Min.	167.50								520.03	1			
205	2	6Min.	335.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-620.93	1	0.00	1	0.00	1

Tipo di combinazione di carico: SLE R

Asta	N1	N2	X <cm>	N <daN>	CC	Ty <daN>	CC	Mz <daNm>	CC	Tz <daN>	CC	My <daNm>	CC	Mx <daNm>	CC
201	4	5Max	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	1307.26	2	0.00	2	0.00	2
201	4	5Max	250.88									1644.14	2		
201	4	5Max	395.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-745.54	2	1109.39	2	0.00	2
201	4	5Min.	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	1307.26	2	0.00	2	0.00	2
201	4	5Min.	250.88									1644.14	2		
201	4	5Min.	395.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-745.54	2	1109.39	2	0.00	2
201	5	6Max	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-1178.86	2	1109.39	2	0.00	2
201	5	6Max	80.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-1594.61	2	0.00	2	0.00	2
201	5	6Min.	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-1178.86	2	1109.39	2	0.00	2
201	5	6Min.	80.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-1594.61	2	0.00	2	0.00	2
202	7	8Max	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	1234.28	2	0.00	2	-0.12	2
202	7	8Max	237.67									1465.70	2		
202	7	8Max	475.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-1234.28	2	0.00	2	-0.12	2
202	7	8Min.	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	1234.28	2	0.00	2	-0.12	2
202	7	8Min.	237.67									1465.70	2		
202	7	8Min.	475.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-1234.28	2	0.00	2	-0.12	2
203	3	4Max	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	2072.60	2	0.00	2	0.00	2
203	3	4Max	25.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	2051.31	2	515.49	2	0.00	2
203	3	4Min.	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	2072.60	2	0.00	2	0.00	2
203	3	4Min.	25.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	2051.31	2	515.49	2	0.00	2
203	4	7Max	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	744.05	2	515.49	2	0.00	2
203	4	7Max	82.99									828.15	2		
203	4	7Max	170.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-760.75	2	501.30	2	0.00	2
203	4	7Min.	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	744.05	2	515.49	2	0.00	2
203	4	7Min.	82.99									828.15	2		
203	4	7Min.	170.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-760.75	2	501.30	2	0.00	2
203	7	9Max	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-1995.02	2	501.42	2	0.00	2
203	7	9Max	25.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-2016.32	2	0.00	2	0.00	2
203	7	9Min.	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-1995.02	2	501.42	2	0.00	2
203	7	9Min.	25.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-2016.32	2	0.00	2	0.00	2
204	1	5Max	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	433.31	2	0.00	2	0.00	2
204	1	5Max	167.50									362.90	2		
204	1	5Max	335.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-433.31	2	0.00	2	0.00	2
204	1	5Min.	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	433.31	2	0.00	2	0.00	2
204	1	5Min.	167.50									362.90	2		
204	1	5Min.	335.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-433.31	2	0.00	2	0.00	2
205	2	6Max	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	433.31	2	0.00	2	0.00	2
205	2	6Max	167.50									362.90	2		
205	2	6Max	335.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-433.31	2	0.00	2	0.00	2
205	2	6Min.	0.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	433.31	2	0.00	2	0.00	2
205	2	6Min.	167.50									362.90	2		
205	2	6Min.	335.00	0.00	2	0.00	2	0.00	2	-433.31	2	0.00	2	0.00	2

Tipo di combinazione di carico: SLE F

Asta	N1	N2	X <cm>	N <daN>	CC	Ty <daN>	CC	Mz <daNm>	CC	Tz <daN>	CC	My <daNm>	CC	Mx <daNm>	CC
201	4	5Max	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	1115.41	3	0.00	3	0.00	3
201	4	5Max	251.00									1403.60	3		
201	4	5Max	395.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-635.21	3	948.40	3	0.00	3
201	4	5Min.	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	1115.41	3	0.00	3	0.00	3
201	4	5Min.	251.00									1403.60	3		
201	4	5Min.	395.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-635.21	3	948.40	3	0.00	3
201	5	6Max	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-1008.22	3	948.40	3	0.00	3
201	5	6Max	80.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-1362.78	3	0.00	3	0.00	3
201	5	6Min.	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-1008.22	3	948.40	3	0.00	3
201	5	6Min.	80.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-1362.78	3	0.00	3	0.00	3
202	7	8Max	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	1052.59	3	0.00	3	-0.11	3
202	7	8Max	237.68									1249.95	3		
202	7	8Max	475.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-1052.59	3	0.00	3	-0.11	3
202	7	8Min.	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	1052.59	3	0.00	3	-0.11	3
202	7	8Min.	237.68									1249.95	3		
202	7	8Min.	475.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-1052.59	3	0.00	3	-0.11	3
203	3	4Max	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	1881.92	3	0.00	3	0.00	3
203	3	4Max	25.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	1860.62	3	467.82	3	0.00	3
203	3	4Min.	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	1881.92	3	0.00	3	0.00	3
203	3	4Min.	25.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	1860.62	3	467.82	3	0.00	3

Relazione di calcolo

203	4	7	Max	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	745.21	3	467.82	3	0.00	3
203	4	7	Max	83.13									781.46	3		
203	4	7	Max	170.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-759.59	3	455.59	3	0.00	3
203	4	7	Min.	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	745.21	3	467.82	3	0.00	3
203	4	7	Min.	83.13									781.46	3		
203	4	7	Min.	170.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-759.59	3	455.59	3	0.00	3
203	7	9	Max	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-1812.18	3	455.71	3	0.00	3
203	7	9	Max	25.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-1833.47	3	0.00	3	0.00	3
203	7	9	Min.	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-1812.18	3	455.71	3	0.00	3
203	7	9	Min.	25.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-1833.47	3	0.00	3	0.00	3
204	1	5	Max	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	373.01	3	0.00	3	0.00	3
204	1	5	Max	167.50									312.40	3		
204	1	5	Max	335.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-373.01	3	0.00	3	0.00	3
204	1	5	Min.	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	373.01	3	0.00	3	0.00	3
204	1	5	Min.	167.50									312.40	3		
204	1	5	Min.	335.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-373.01	3	0.00	3	0.00	3
205	2	6	Max	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	373.01	3	0.00	3	0.00	3
205	2	6	Max	167.50									312.40	3		
205	2	6	Max	335.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-373.01	3	0.00	3	0.00	3
205	2	6	Min.	0.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	373.01	3	0.00	3	0.00	3
205	2	6	Min.	167.50									312.40	3		
205	2	6	Min.	335.00	0.00	3	0.00	3	0.00	3	-373.01	3	0.00	3	0.00	3

Tipo di combinazione di carico: SLE Q

Asta	N1	N2		X <cm>	N <daN>	CC	Ty <daN>	CC	Mz <daNm>	CC	Tz <daN>	CC	My <daNm>	CC	Mx <daNm>	CC
201	4	5	Max	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	1051.46	4	0.00	4	0.00	4
201	4	5	Max	251.05									1323.42	4		
201	4	5	Max	395.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-598.43	4	894.74	4	0.00	4
201	4	5	Min.	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	1051.46	4	0.00	4	0.00	4
201	4	5	Min.	251.05									1323.42	4		
201	4	5	Min.	395.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-598.43	4	894.74	4	0.00	4
201	5	6	Max	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-951.35	4	894.74	4	0.00	4
201	5	6	Max	80.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-1285.50	4	0.00	4	0.00	4
201	5	6	Min.	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-951.35	4	894.74	4	0.00	4
201	5	6	Min.	80.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-1285.50	4	0.00	4	0.00	4
202	7	8	Max	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	992.03	4	0.00	4	-0.11	4
202	7	8	Max	237.67									1178.03	4		
202	7	8	Max	475.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-992.03	4	0.00	4	-0.11	4
202	7	8	Min.	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	992.03	4	0.00	4	-0.11	4
202	7	8	Min.	237.67									1178.03	4		
202	7	8	Min.	475.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-992.03	4	0.00	4	-0.11	4
203	3	4	Max	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	1818.35	4	0.00	4	0.00	4
203	3	4	Max	25.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	1797.06	4	451.93	4	0.00	4
203	3	4	Min.	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	1818.35	4	0.00	4	0.00	4
203	3	4	Min.	25.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	1797.06	4	451.93	4	0.00	4
203	4	7	Max	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	745.60	4	451.93	4	0.00	4
203	4	7	Max	83.17									765.89	4		
203	4	7	Max	170.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-759.20	4	440.36	4	0.00	4
203	4	7	Min.	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	745.60	4	451.93	4	0.00	4
203	4	7	Min.	83.17									765.89	4		
203	4	7	Min.	170.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-759.20	4	440.36	4	0.00	4
203	7	9	Max	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-1751.23	4	440.47	4	0.00	4
203	7	9	Max	25.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-1772.53	4	0.00	4	0.00	4
203	7	9	Min.	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-1751.23	4	440.47	4	0.00	4
203	7	9	Min.	25.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-1772.53	4	0.00	4	0.00	4
204	1	5	Max	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	352.92	4	0.00	4	0.00	4
204	1	5	Max	167.50									295.57	4		
204	1	5	Max	335.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-352.92	4	0.00	4	0.00	4
204	1	5	Min.	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	352.92	4	0.00	4	0.00	4
204	1	5	Min.	167.50									295.57	4		
204	1	5	Min.	335.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-352.92	4	0.00	4	0.00	4
205	2	6	Max	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	352.92	4	0.00	4	0.00	4
205	2	6	Max	167.50									295.57	4		
205	2	6	Max	335.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-352.92	4	0.00	4	0.00	4
205	2	6	Min.	0.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	352.92	4	0.00	4	0.00	4
205	2	6	Min.	167.50									295.57	4		
205	2	6	Min.	335.00	0.00	4	0.00	4	0.00	4	-352.92	4	0.00	4	0.00	4

Criteri di progetto utilizzati

Aste in acciaio

Generali	
Verifica aste in acciaio	
Numero punti di verifica	10.00
Numero CC da considerare di tipo I	99.00
Stati limite D.M. 18	
Verifiche con EC3	No
Coeff. amplificativo sollecitazioni per effetti del secondo ordine	1.00
Stampe	
Verifiche da riportare in relazione	Tutte

Specifici	1
Materiali	
CNR 10011	
Tipo di acciaio	FE360
D.M. 18	
Tipo di acciaio per profilati a sezione aperta	S235
	UNI EN
	10025-2
Tipo di acciaio per profilati a sezione cava	S235H
	UNI EN
	10210-1
EC3	
Tipo di acciaio	S235
-Fy <daN/cm ² >	2350.00
-Fu <daN/cm ² >	3600.00
-Fy,40 <daN/cm ² >	2150.00
-Fu,40 <daN/cm ² >	3600.00
γ M0	1.00
γ M1	1.00
γ M2	1.25
γ Rd	1.30
γ Ov	1.25
-Considera come elemento esistente (S.L. D.M. 18/EC3)	No
-Livello di conoscenza	LC1
-Fattore di confidenza	1.35
Verifiche di resistenza	
Rapporto fra area effettiva e area nominale	1.00
Rapporto fra area netta e area nominale	1.00
Coeff. di forma intorno all'asse Y	1.00
Coeff. di forma intorno all'asse Z	1.00
Verifica le bielle solo con sollecitazioni di trazione moltiplicate per	Si
Valutare la τ per torsione nei punti di spigolo (CNR 10011)	No
-Pari a	
Stati limite D.M. 18/EC3	
-Elemento dissipativo	Si
-Effettua le verifiche della gerarchia delle resistenze per strutture intelaiate	No
-Usa classe 1 in pressoflessione deviata se non presente in archivio	No
-Verifica in campo plastico elemento non dissipativo	No
Stati limite D.M. 18	
-Usa prescrizioni EC3 quando più dettagliate	Si
-Considera prescrizioni relative ai ponti	No
Verifiche di deformabilità	
Max valore del rapporto tra la luce e la freccia (totale)	250.00
Max valore del rapporto tra la luce e la freccia (solo accidentali)	300.00
Max valore del rapporto tra altezza e spostamento orizz. (aste)	300.00
Max valore del rapporto tra altezza e spostamento orizz. (membrature)	500.00
Considerare anche spostamento relativo nodi per calcolo freccia	No
Considerare solo la verifica di deformabilità delle membrature	Si
Trascura deformazione dovuta al sisma (T.A.)	No
Verifiche di stabilità asta	
Riduzione lunghezza libera d'inflessione	
-Distanza fra i nodi dell'asta	x
-Distanza ridotta delle zone rigide moltiplicate per il valore	
Tipo di accoppiamento aste composte	
-Separate	
-Calastrellate	
-Imbottite	

Relazione di calcolo

-Automatico	x
Calcolo momento medio usando valori assoluti	Si
Interasse calastrelli o imbottiture	
-Distanza pari a <m>	
-Interasse da normativa moltiplicato per il valore	0.80
-Aste rigidamente collegate	
Curva di stabilità (D.M. 18/EC3)	Automatica
Aste laminate	Si
Sigma max amm. senza verifiche di stabilità (CNR 10011) <%>	2.00
Verifiche di stabilità globale in dir. Y locale	Si
-Coeff. β intorno all'asse Y	1.00
Verifiche di stabilità globale in dir. Z locale	Si
-Coeff. β intorno all'asse Z	1.00
Verifiche di stabilità flesso - torsionale	Si
-Coeff. per calcolo interasse ritegni torsionali	1.00
Aste inflesse (D.M. 18/EC3)	
-Coeff. Ψ per calcolo momento critico	
-Valuta in base ai momenti dell'asta	x
-Utilizza valore imposto	
-Fattore correttivo di distribuzione K_e	0.94
-Snellezza di riferimento $\lambda_{LT,0}$	0.40
-Coeff. β	0.75
Aste pressoinflesse (D.M. 18/EC3)	
-Considera come molto deformabile a torsione	No
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mY}/C_{mY}	0.95
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mZ}/C_{mZ}	0.95
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mLT}/C_{mLT}	0.95
Eeguire anche le verifiche al punto 7.3.2 (CNR 10011)	Si
Carichi sull'estradosso (CNR 10011)	Si
Verifiche di stabilità all'imbozzamento (CNR 10011)	
-Numero irrigidimenti orizzontali anima	0.00
-Interasse irrigidimenti verticali anima	
-Numero di suddivisioni	
-Distanza non inferiore a <cm>	
-Pari alla lunghezza dell'asta	x
-Modalità di calcolo $\sigma_{cr,id}$	
-Normativa	
-Massonet	x
-Ballio	
Verifiche di stabilità membratura	
Massimo numero aste costituenti unica membratura	1.00
Sforzo normale di verifica	
-Massimo valore fra tutte le aste	x
-Media aritmetica dei valori di tutte le aste	
-Media pesata di tutte le aste	
Contributo eventuali sforzi di trazione	No
Verifica nei piani principali	Si
Incremento snellezza	Si
Verifiche di stabilità globale in dir. Y locale	Si
-Coeff. β calcolato in funzione dello sforzo normale	
-Coeff. β	1.00
Verifiche di stabilità globale in dir. Z locale	Si
-Coeff. β calcolato in funzione dello sforzo normale	
-Coeff. β	1.00
Dati per verifiche di resistenza al fuoco	
-Tempo di verifica (REI) <minuti>	120.00
-Fattore di momento uniforme equivalente β_M, y	1.10
-Fattore di momento uniforme equivalente β_M, z	1.10
-Fattore di momento uniforme equivalente β_M, LT	1.10

Verifiche aste in acciaio

Simbologia

- Sez. = Numero della sezione
- Cod. = Codice
- Tipo = Tipologia
- 2C = Doppia C lato labbri
- 2Cdx = Doppia C lato costola
- 2I = Doppia I
- 2L = Doppia L lato labbri
- 2Ldx = Doppia L lato costole
- C = Sezione a C
- Cdx = C destra
- Cir. = Circolare
- Cir.c = Circolare cava
- I = Sezione a I
- L = Sezione a L
- Ldx = L destra
- Om. = Omega
- Pg = Pi greco
- Pr = Poligono regolare
- Prc = Poligono regolare cavo
- Pc = Per coordinate
- Ia = Inerzie assegnate
- R = Rettangolare
- Rc = Rettangolare cava
- T = Sezione a T
- U = Sezione a U
- Ur = U rovescia
- V = Sezione a V
- Vr = V rovescia
- Z = Sezione a Z
- Zdx = Z destra
- Ts = T stondata
- Ls = L stondata
- Cs = C stondata
- Is = I stondata
- Dis. = Disegnata
- D <cm> = Distanza
- Area <cmq> = Area
- Anet <cmq> = Area netta per compressione
- Aeff <cmq> = Area effettiva per trazione
- Jy <cm4> = Momento d'inerzia rispetto all'asse Y
- Jz <cm4> = Momento d'inerzia rispetto all'asse Z
- Iy <cm> = Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Y
- Iz <cm> = Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Z
- Wymin <cmc> = Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Y
- Wzmin <cmc> = Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Z
- Tp = Tipo di acciaio
- Fyk <daN/cm2> = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
- Fyt <daN/cm2> = Tensione caratteristica di rottura
- Wy,plas <cmc> = Modulo di resistenza plastico intorno all'asse Y
- Wz,plas <cmc> = Modulo di resistenza plastico intorno all'asse Z
- Atag,y <cmq> = Area resistente a taglio in dir. Y
- Atag,z <cmq> = Area resistente a taglio in dir. Z
- J0 <cm6> = Costante di ingobbamento
- Lcr <cm> = Lunghezza di libera inflessione laterale fra ritegni torsionali
- α_{imp} = Coefficiente di imperfezione
- Kc = Coeff. di correzione momento flettente per stabilità laterale membrature inflesse
- ψ = Coeff. di correzione momento critico per stabilità laterale membrature inflesse
- M,cr <daNm> = Momento critico per instabilità flessione torsionale
- λ_{LT} = Coefficiente di imperfezione per stabilità laterale membrature inflesse
- $\lambda_{LT,0}$ = Coefficiente di imperfezione di confronto per stabilità laterale membrature inflesse
- β_{LT} = Coefficiente per calcolo Φ_{LT}
- Φ_{LT} = Coefficiente Φ per stabilità laterale membrature inflesse
- f = Fattore di modifica per il coefficiente di riduzione
- χ_{LT} = Coefficiente di riduzione per stabilità laterale membrature inflesse
- My,Ed <daNm> = Momento flettente di calcolo intorno all'asse Y
- My,b,Rd <daNm> = Resistenza di calcolo a flessione ridotta per stabilità laterale membrature inflesse
- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- Xl <cm> = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale dell'asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica
- My <daNm> = Momento flettente intorno all'asse Y
- My,c,Rd <daNm> = Resistenza di calcolo a flessione intorno all'asse Y
- Tz <daN> = Taglio in dir. Z
- V,Ed <daN> = Forza di taglio di calcolo
- Vc,Rd <daN> = Resistenza a taglio
- $f_{z,L}$ <cm> = Freccia in direzione Z locale
- $f_{z,G}$ <cm> = Freccia in direzione Z globale

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cmc>	Wzmin <cmc>	Tp	Fyk <daN/cm2>	Fyt <daN/cm2>
12	HEB160	2I	1.00	108.50	108.50	108.50	4984.10	9617.97	6.78	9.41	623.01	582.91	S235 UNI EN 10025-2	2350.00	3600.00
2T	HEB120	Is	--	34.01	34.01	34.01	864.39	317.52	5.04	3.06	144.06	52.92	S235 UNI EN 10025-2	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy, plas <cmc>	Wz, plas <cmc>	Atag, y <cmq>	Atag, z <cmq>	J0 <cm6>
12	HEB160	710.15	0.00	91.87	35.19	47943.20
2T	HEB120	165.73	81.06	29.20	10.96	9409.75

Relazione di calcolo

Asta n. 201 (4 5) T_HEB120 Crit. 1

-
- Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2) CC 1 SLU - Classe 1
 $L_{cr}=3.95$ Curva b: $\alpha_{imp}=0.34$ $k_e=0.94$ $\psi=1.75$ $M_{cr}=11978.50$ $\lambda_{LT}=0.57$
 $\lambda_{LT,0}=0.40$ $\beta_{LT}=0.75$ $\Phi_{LT}=0.65$ $\beta_{LT}=0.75$ $f=0.97$ $\chi_{LT}=0.96$
CC 1 SLU $M_y, Ed=-2367.25$ $M_y, b, Rd=3545.97$ $M_y, Ed/M_y, b, Rd=0.67$
 - Verifica Freccia massima per soli carichi accidentali - CC 2
 $f_{z,c}=0.74$ (L/535)
 - Verifica Freccia massima carichi totali - CC 2
 $f_{z,c}=1.51$ (L/261)
 - Verifica a flessione [4.2.12] - CC 1 SLU $X_l=2.51$ - Classe 1
Sollecitazioni: $M_y=-2367.25$
 $M_y, Ed=-2367.25$ $M_y, c, Rd=3709.12$ $M_y, Ed/M_y, c, Rd=0.64$
 - Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 1 SLU $X_l=0.00$
Sollecitazioni: $T_z=1882.75$
 $V, Ed=1882.75$ $V_c, Rd=14165.00$ $V, Ed/V_c, Rd=0.13$

Asta n. 201 (5 6) T_HEB120 Crit. 1

-
- Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2) CC 1 SLU - Classe 1
 $L_{cr}=0.80$ Curva b: $\alpha_{imp}=0.34$ $k_e=0.94$ $\psi=1.75$ $M_{cr}=112697.00$ $\lambda_{LT}=0.19$
 $\lambda_{LT,0}=0.40$ $\beta_{LT}=0.75$ $\Phi_{LT}=0.48$ $\beta_{LT}=0.75$ $f=0.99$ $\chi_{LT}=1.00$
CC 1 SLU $M_y, Ed=-1596.03$ $M_y, b, Rd=3709.12$ $M_y, Ed/M_y, b, Rd=0.43$
 - Verifica Freccia massima per soli carichi accidentali - CC 2
 $f_{z,l}=0.02$ (L/5166)
 - Verifica Freccia massima carichi totali - CC 2
 $f_{z,l}=0.03$ (L/2500)
 - Verifica a flessione [4.2.12] - CC 1 SLU $X_l=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T_z=-1695.56$ $M_y=-1596.03$
 $M_y, Ed=-1596.03$ $M_y, c, Rd=3709.12$ $M_y, Ed/M_y, c, Rd=0.43$
 - Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 1 SLU $X_l=0.80$
Sollecitazioni: $T_z=-2294.52$
 $V, Ed=-2294.52$ $V_c, Rd=14165.00$ $V, Ed/V_c, Rd=0.16$

Asta n. 202 (7 8) T_HEB120 Crit. 1

-
- Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2) CC 1 SLU - Classe 1
 $L_{cr}=4.75$ Curva b: $\alpha_{imp}=0.34$ $k_e=0.94$ $\psi=1.75$ $M_{cr}=9786.62$ $\lambda_{LT}=0.63$
 $\lambda_{LT,0}=0.40$ $\beta_{LT}=0.75$ $\Phi_{LT}=0.69$ $\beta_{LT}=0.75$ $f=0.97$ $\chi_{LT}=0.93$
CC 1 SLU $M_y, Ed=-2111.57$ $M_y, b, Rd=3446.76$ $M_y, Ed/M_y, b, Rd=0.61$
 - Verifica Freccia massima per soli carichi accidentali - CC 2
 $f_{z,l}=0.93$ (L/510)
 - Verifica Freccia massima carichi totali - CC 2
 $f_{z,l}=1.90$ (L/250)
 - Verifica a flessione [4.2.12] - CC 1 SLU $X_l=2.37$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T_z=2.61$ $M_y=-2111.57$
 $M_y, Ed=-2111.57$ $M_y, c, Rd=3709.12$ $M_y, Ed/M_y, c, Rd=0.57$
 - Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 1 SLU $X_l=0.00$
Sollecitazioni: $T_z=1778.17$
 $V, Ed=1778.17$ $V_c, Rd=14165.00$ $V, Ed/V_c, Rd=0.13$

Asta n. 203 (3 4) 2_HEB160 Crit. 1

-
- L'asta accoppiata è stata considerata come due aste separate
- Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2) CC 1 SLU - Classe 1
 $L_{cr}=0.25$ Curva b: $\alpha_{imp}=0.34$ $k_e=0.94$ $\psi=1.75$ $M_{cr}=3815900.00$ $\lambda_{LT}=0.05$
 $\lambda_{LT,0}=0.40$ $\beta_{LT}=0.75$ $\Phi_{LT}=0.44$ $\beta_{LT}=0.75$ $f=1.00$ $\chi_{LT}=1.00$
CC 1 SLU $M_y, Ed=-749.69$ $M_y, b, Rd=15893.80$ $M_y, Ed/M_y, b, Rd=0.05$
 - Verifica a flessione [4.2.12] - CC 1 SLU $X_l=0.25$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T_z=2984.91$ $M_y=-749.69$
 $M_y, Ed=-749.69$ $M_y, c, Rd=15893.80$ $M_y, Ed/M_y, c, Rd=0.05$
 - Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 1 SLU $X_l=0.00$
Sollecitazioni: $T_z=3012.59$
 $V, Ed=3012.59$ $V_c, Rd=45466.30$ $V, Ed/V_c, Rd=0.07$

Asta n. 203 (4 7) 2_HEB160 Crit. 1

Relazione di calcolo

- L'asta accoppiata è stata considerata come due aste separate
- Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2) CC 1 SLU - Classe 1
L_{cr}=1.70 Curva b: $\alpha_{imp}=0.34$ $k_e=0.94$ $\psi=1.01$ M_{cr}=60962.00 $\lambda_{LT}=0.37$
 $\lambda_{LT,0}=0.40$ $\beta_{LT}=0.75$ $\Phi_{LT}=0.55$ $\beta_{LT}=0.75$ $f=0.98$ $\chi_{LT}=1.00$
CC 1 SLU My,Ed=-1213.05 My,b,Rd=15893.80 My,Ed/My,b,Rd=0.08
- Verifica Freccia massima per soli carichi accidentali - CC 2
f_{z,L}=0.01 (L/31614)
- Verifica Freccia massima carichi totali - CC 2
f_{z,L}=0.03 (L/6353)
- Verifica a flessione [4.2.12] - CC 1 SLU Xl=0.83 - Classe 1
Sollecitazioni: T_z=7.72 M_y=-1213.05
My,Ed=-1213.05 My,c,Rd=15893.80 My,Ed/My,c,Rd=0.08
- Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 1 SLU Xl=1.70
Sollecitazioni: T_z=-1126.08 M_y=-729.35
V,Ed=-1126.08 Vc,Rd=45466.30 V,Ed/Vc,Rd=0.02

Asta n. 203 (7 9) 2_HEB160 Crit. 1

- L'asta accoppiata è stata considerata come due aste separate
- Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2) CC 1 SLU - Classe 1
L_{cr}=0.25 Curva b: $\alpha_{imp}=0.34$ $k_e=0.94$ $\psi=1.75$ M_{cr}=3815900.00 $\lambda_{LT}=0.05$
 $\lambda_{LT,0}=0.40$ $\beta_{LT}=0.75$ $\Phi_{LT}=0.44$ $\beta_{LT}=0.75$ $f=1.00$ $\chi_{LT}=1.00$
CC 1 SLU My,Ed=-729.52 My,b,Rd=15893.80 My,Ed/My,b,Rd=0.05
- Verifica a flessione [4.2.12] - CC 1 SLU Xl=0.00 - Classe 1
Sollecitazioni: T_z=-2904.26 M_y=-729.52
My,Ed=-729.52 My,c,Rd=15893.80 My,Ed/My,c,Rd=0.05
- Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 1 SLU Xl=0.25
Sollecitazioni: T_z=-2931.94
V,Ed=-2931.94 Vc,Rd=45466.30 V,Ed/Vc,Rd=0.06

Asta n. 204 (1 5) T_HEB120 Crit. 1

- - Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2) CC 1 SLU - Classe 1
L_{cr}=3.35 Curva b: $\alpha_{imp}=0.34$ $k_e=0.94$ $\psi=1.75$ M_{cr}=14430.70 $\lambda_{LT}=0.52$
 $\lambda_{LT,0}=0.40$ $\beta_{LT}=0.75$ $\Phi_{LT}=0.62$ $\beta_{LT}=0.75$ $f=0.97$ $\chi_{LT}=0.98$
CC 1 SLU My,Ed=-520.03 My,b,Rd=3622.97 My,Ed/My,b,Rd=0.14
- Verifica Freccia massima per soli carichi accidentali - CC 2
f_{z,g}=0.11 (L/3090)
- Verifica Freccia massima carichi totali - CC 2
f_{z,g}=0.23 (L/1433)
- Verifica a flessione [4.2.12] - CC 1 SLU Xl=1.68 - Classe 1
Sollecitazioni: M_y=-520.03
My,Ed=-520.03 My,c,Rd=3709.12 My,Ed/My,c,Rd=0.14
- Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 1 SLU Xl=0.00
Sollecitazioni: T_z=620.93
V,Ed=620.93 Vc,Rd=14165.00 V,Ed/Vc,Rd=0.04

Asta n. 205 (2 6) T_HEB120 Crit. 1

- - Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2) CC 1 SLU - Classe 1
L_{cr}=3.35 Curva b: $\alpha_{imp}=0.34$ $k_e=0.94$ $\psi=1.75$ M_{cr}=14430.70 $\lambda_{LT}=0.52$
 $\lambda_{LT,0}=0.40$ $\beta_{LT}=0.75$ $\Phi_{LT}=0.62$ $\beta_{LT}=0.75$ $f=0.97$ $\chi_{LT}=0.98$
CC 1 SLU My,Ed=-520.03 My,b,Rd=3622.97 My,Ed/My,b,Rd=0.14
- Verifica Freccia massima per soli carichi accidentali - CC 2
f_{z,l}=0.11 (L/3090)
- Verifica Freccia massima carichi totali - CC 2
f_{z,l}=0.23 (L/1433)
- Verifica a flessione [4.2.12] - CC 1 SLU Xl=1.68 - Classe 1
Sollecitazioni: M_y=-520.03
My,Ed=-520.03 My,c,Rd=3709.12 My,Ed/My,c,Rd=0.14
- Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 1 SLU Xl=0.00
Sollecitazioni: T_z=620.93
V,Ed=620.93 Vc,Rd=14165.00 V,Ed/Vc,Rd=0.04

Firenze, 23/01/2019

Ing. Claudio Pesci

