

COMUNE DI CASTELLINA MARITTIMA

Ubicazione cantiere: via Roma n.6

REALIZZAZIONE DI NUOVA APERTURA CERCHIATA

Intervento locale

Ai sensi del DM 14/01/2008

Progetto strutturale per deposito presso uff. Genio Civile - PORTOS

Committente:

A.P.E.S.

A9 Fascicolo dei calcoli

Data: Novembre 2017

Il Progettista e
Direttore dei Lavori
Ing. Massimiliano Cei




Il Committente

AC.M, Aperture e Cerchiature in Murature portanti, Vers.2010.
Analisi secondo D.M. 14.1.2008.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 14.1.2008: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008.

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.

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".

Edifici monumentali: Direttiva P.C.M. del 12.10.2007: "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.24 del 29 gennaio 2008.

Riferimenti tecnici: EuroCodici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700

UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiera - Torri e pali

UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiera - Ciminiera

UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos

UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi

UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte

UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture in legno

UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti

Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture in muratura

UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature

UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti

UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte

UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini

Eurocodice 9 - Progettazione delle strutture in alluminio

UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali

UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica

UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo

UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

Norme Italiane precedenti al D.M. 14.1.2008:

Le norme elencate nel seguito sono in generale da considerarsi in vigore fino al 30/06/2009 e quindi superate dal D.M.14.1.2008; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC.

D.M. 14.9.2005: "Norme Tecniche per le Costruzioni" (ex Testo Unico)

In campo antisismico, il D.M. 14.9.2005 definisce l'azione sismica [§3.2] e fissa i livelli di sicurezza. Nel rispetto di tali presupposti, il D.M.14.9.2005 può fare riferimento all'OPCM 3274 e s.m.i. [§5.7.1.1] per le indicazioni attuative sulle verifiche di sicurezza.

Sismica: Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni:

Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005

Sismica: D. P.C.M. del 21.10.2003: "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".

Norme strutturali precedenti all'OPCM 3274 (per la Sismica) e al D.M. 14.9.2005:

Legge n.64 del 2.2.1974: "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

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."

Regione Umbria, Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34: "Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici."

D.M. 2.7.1981: "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia."

Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981: "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma."

D.M. 16.1.1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche."

Circolare Min.LL.PP. n.65 del 10.4.1997: "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996."

Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.): "Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.", coord. F.Braga, 1998

D.G.R. Umbria n.5180 del 14.9.1998 e D.G.R. Marche n.2153 del 14.9.1998 in attuazione Legge 61/98: "Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi - Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall'art.4 della Legge 61/98 - Allegato B".

Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale: "Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l'applicazione delle Direttive Tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L.61/98", coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, 1998.

Murature: D.M. 20.11.1987: "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento."

Circolare Min.LL.PP. n.30787 del 4.1.1989: "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento."

Carichi: D.M. 16.1.1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi."

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

[1] F. Pugi: **Aperture e Cerchiature in Murature portanti**, ALINEA Editrice, Firenze, 2010.
In questo volume vengono trattate le metodologie di analisi conformemente al D.M. 14.1.2008.

[2] F. Pugi: **Progettazione di Costruzioni in Muratura**, ALINEA Editrice, Firenze, 2000.
In questo volume viene trattato il Metodo Por, oltre all'assetto normativo precedente l'Ordinanza 3274 del 20.3.2003.

[3] F. Pugi: **Edifici in Muratura e nuova Normativa Sismica. L'analisi Pushover come evoluzione del Metodo Por**, ALINEA Editrice, Firenze, 2006.

[4] G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio (A cura di): **Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura**, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 2000. Il volume è reperibile on line all'indirizzo:
gndt.ingv.it/Pubblicazioni/Monografie_disponibili_con_intestazione.htm

[5] G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: **La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP**, Roma, Dicembre 2002. *In particolare*: Capitolo 4. Analisi statiche non lineari. Il volume è reperibile on line all'indirizzo ssn.protezionecivile.it/RT/rtindex.html

[6] G. Magenes, G.M. Calvi: **Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie**, Atti del Convegno Nazionale: "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina, 18-20 settembre 1996.

[7] L. Petri, R. Pinho, G.M. Calvi: **Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici**, IUSS Press, Pavia, 2004.
Come dichiarato dagli Autori, il volume "(...)" fa parte di una collana editoriale che si propone di chiarire e rendere di più facile consultazione le "norme tecniche" allegate all'Ordinanza n.3274 (...). Questo volume si riferisce ai primi 4 capitoli delle norme tecniche per gli edifici, capitoli che costituiscono la parte comune alle varie tipologie costruttive, trattate singolarmente nei capitoli successivi. Indirizzo Internet: www.iusspress.it

[8] AICAP: **Progettazione di strutture in calcestruzzo armato**, Voll. 1 e 2, Guida all'uso dell'EuroCodice 2 con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14.1.2008, Roma, 2008.

Dati PROGETTO

Numero di Cerchiature = numero di cerchiature da analizzare

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

Coefficienti Sismici:

Analisi secondo D.M. 14.1.2008:

(il simbolo § indica i paragrafi di riferimento)

Categoria di sottosuolo: § 3.2.2.

Categoria topografica: § 3.2.2.

a.g (SLV) = accelerazione al suolo a.g (P,VR=10%) per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (accelerazione orizzontale massima al sito) (§ 3.2).

Fo = amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale (§ 3.2).

TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (§ 3.2).

I valori di a.g Fo e TC* sono forniti dalle Norme (D.M. 14.1.2008).

Periodi di spettro TB, TC, TD = risultano dai dati precedenti.

Fattore di Importanza = (gamma), I = fattore moltiplicativo delle azioni sismiche; 1.00 per NON ridurre le azioni [Direttive PCM 12.10.2007, §2.4].

Fattore di Confidenza FC = fattore dipendente dal Livello di Conoscenza per la riduzione delle resistenze di progetto. FC=1.35 per LC1, 1.20 per LC2 e 1.00 per LC3 (D.M. 14.1.2008, Tab. § C8A.1).

DATI PROGETTO

Numero di Cerchiature: 2

Numero di pareti: 2

Edificio: Numero di piani: 2

Edificio: Altezza totale Htot (m): 6.00

Coefficienti sismici

D.M. 14.1.2008:

Categoria di sottosuolo = C

Categoria topografica = T1

Accelerazione al suolo (SLV): $a, g = 0.137 g$

Fattore di amplificazione spettrale massima $F_0 = 2.459$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^* (sec) = 0.270$

Periodi di spettro (sec): $T_B = 0.146, T_C = 0.437, T_D = 2.148$

Coefficiente di sottosuolo $S, S = 1.50$

Coefficiente di amplificazione topografica $S, T = 1.0$

Coefficiente C, C per T_C dipendente dal sottosuolo = 1.62

Fattore di Importanza $\gamma, I = 1.00$

Fattore di Confidenza: $F_C = 1.35$

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.

Vincolo in sommità della parete muraria = tipo di vincolamento della parete. Si distinguono due casi notevoli: rigido (doppio incastro) e flessibile (mensola), che determinano rispettivamente un valore del coefficiente di rigidezza alla traslazione 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:

- 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;

- nel caso di traverso inferiore costituito da una lastra metallica, cioè da un piatto in acciaio, i vincoli al piede dei pilastri del telaio sono assimilabili a cerniere, ed il comportamento statico equivale a quello di una mensola; pertanto il coefficiente flessionale di rigidezza alla traslazione vale 3;

- in tutti gli altri casi (altri telai in acciaio e tutti i telai in c.a.), i vincoli al piede dei pilastri sono considerati incastrati, e viene assunto il coefficiente 12 (rigidezza alla traslazione flessionale di un'asta doppiamente incastrata).

Nel caso di traverso inferiore costituito da un piatto, AC.M consente comunque di applicare lo schema di aste doppiamente incastrate per il calcolo della rigidezza alla traslazione dei piedritti del telaio, attraverso un apposito comando presente nella scheda 'Criteri': è sufficiente che non sia attivata l'opzione 'Rigidezza flessionale $3EJ/h^3$ per cerniere alla base'.

MURATURA:

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

Parametri rappresentativi del materiale: tensione tangenziale caratteristica; moduli di elasticità tangenziale G e modulo di Young E ; duttilità' (per D.M.16.1.1996: data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento al limite elastico); peso specifico.

STRUTTURE IN C.A.:

Per cerchiature con strutture in cemento armato:

Tipo di calcestruzzo

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

Dimensioni sezioni: "d x s" (s=spessore parete), e Armature ($A_f = A'_f$) = caratteristiche di: architrave, piedritto e traverso inferiore.

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

L'**armatura**, di tipo B450C per default, è ritenuta comunque simmetrica (armatura tesa = armatura compressa).

Il **copriferro** utilizzato nel calcolo è assunto automaticamente pari a:

2 cm. di copriferro reale + diametro della staffa + metà diametro dell'armatura longitudinale.

Il **coefficiente di omogeneizzazione** è assunto per default pari a 15.

STRUTTURE IN ACCIAIO:

Per cerchiature con strutture in acciaio:

Tipo di Acciaio. La corrispondenza fra normative differenti può rivedersi nel seguente modo:

(per D.M. 14.1.2008: § 11.3.4.1)

acciaio S235 = equivalente a Fe 360; S275 = Fe410; S355 = Fe510 [nel D.M. 14.1.2008 l'acciaio strutturale è espresso come $S(fy_k)$, mentre precedentemente si aveva: $Fe(ftk)$].

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.

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 della trave 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 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.

CRITERI:

- Per la **Verifica di deformabilità dell'architrave**, viene definito il **grado di incastro** nella muratura (5/384 = appoggio; 1/384 = incastro; valori intermedi = semincastro); inoltre, si specifica se deve o meno essere considerata la **luce netta** dell'architrave (in caso negativo, la luce di calcolo corrisponde alla larghezza del pannello di muratura eliminato);

- **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, viene riportato il risultato in termini di confronto, ma comunque esso non viene considerato 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;

- **Rigidezza flessionale $3EJ/h^3$ per cerniere alla base** = in caso affermativo, consente di considerare una rigidezza a 'mensola' dei piedritti della cerchiatura per il calcolo della rigidezza alla traslazione. Questo parametro ha influenza solo nel caso di presenza di cerniere ai vincoli di base: ciò avviene solo per telai in acciaio aventi come traverso inferiore un piatto; per tutti gli altri casi di telai, questo parametro è ininfluente. Esso viene utilizzato per il calcolo della rigidezza sia della cerchiatura in sé, sia della parete contenente questa cerchiatura.

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 trasverso (in presenza di piastra di collegamento) [la piastra è obbligatoria con montante non HE o IPE].

DATI CERCHIATURA n° 1

Cerchiatura n.1
con telaio in acciaio

GEOMETRIA E VINCOLI [lunghezze in mm]:

Vano utile B = 950, H=2220

Muratura eliminata b = 1310, h=2410

Spessore parete s = 280

Tipo di struttura: Telaio completo

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

Rigidezza alla traslazione della parete muraria: $K=12 EJ / h^3$

MURATURA [N/mm²]:

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

Resistenza media a taglio $\tau_0 = 0.056$

Modulo di elasticità tangenziale G = 500

Modulo di elasticità longitudinale E = 1500

Peso specifico (kN/m³) = 21.00

STRUTTURE IN ACCIAIO:

Tipo di acciaio: S 235

ARCHITRAVE IN ACCIAIO:

Sezione Architrave: IPE 180 x 2 - Verso a inerzia massima - Appoggio oltre pilastro:

200 mm.

PIEDRITTI IN ACCIAIO:

Sezione Piedritto: IPE 180 x 2 - Verso a inerzia massima

TRAVERSO INFERIORE IN ACCIAIO:

Sezione Traverso inferiore: Piatto 10 - Ancoraggi: 3d12 (1d12/300)

CARICHI:

Distribuito q (kN/m) = 19.25

Posizione verticale h1 (mm) = 0

limite d'influenza (h1 lim.) (mm) = 1134

Concentrato P (kN) = 0.00

Posizione verticale h2 (mm) = 0

limite d'influenza (h2 lim.) (mm) = 1384

Posizione orizzontale x' (mm) = 0

limite d'influenza (x' lim.) (mm) = 655

Carico triangolare su architrave da muratura sovrastante = sì

CRITERI di calcolo:

Architrave: per la verifica di deformabilità:

- freccia $f = n/384 ql^4/EJ$, dove $n = 5$

- luce netta del vano = sì

Trascurabilità della Verifica di Rigidezza per la sola cerchiatura = sì

Rigidezza flessionale $3EJ/h^3$ nel caso di cerniere alla base = sì

SALDATURE:

Cordoni di saldatura distinti fra montante e traverso

(presenza di piastra di collegamento) = no

Sezione di gola (mm) = 6

DATI ARCHITRAVE n° 2

Cerchiatura n.1

con telaio in acciaio

GEOMETRIA E VINCOLI [lunghezze in mm]:

Vano utile B = 1150, H=2200

Muratura eliminata b = 1690, h=2580

Spessore parete s = 300

Tipo di struttura: Architrave

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

Rigidezza 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

Resistenza media a taglio $\tau_0 = 0.056$

Modulo di elasticità tangenziale G = 500

Modulo di elasticità longitudinale E = 1500

Peso specifico (kN/m³) = 21.00

STRUTTURE IN ACCIAIO:

Tipo di acciaio: S 235

ARCHITRAVE IN ACCIAIO:

Sezione Architrave: IPE 180 x 2 - Verso a inerzia massima - Appoggio oltre pilastro:

200 mm.

CARICHI:

Distribuito q (kN/m) = 19.25

Posizione verticale h1 (mm) = 0
limite d'influenza (h1 lim.) (mm) = 996
Concentrato P (kN) = 0.00
Posizione verticale h2 (mm) = 0
limite d'influenza (h2 lim.) (mm) = 1246
Posizione orizzontale x' (mm) = 0
limite d'influenza (x' lim.) (mm) = 575
Carico triangolare su architrave da muratura sovrastante = sì

CRITERI di calcolo:

Architrave: per la verifica di deformabilità:

- freccia $f = n/384 ql^4/EJ$, dove $n = 5$
- luce netta del vano = sì

Trascurabilità della Verifica di Rigidezza per la sola cerchiatura = sì

Rigidezza flessionale $3EJ/h^3$ nel caso di cerniere alla base = no

SALDATURE:

Cordoni di saldatura distinti fra montante e trasverso

(presenza di piastra di collegamento) = no

Sezione di gola (mm) = 6

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, Aperture-Maschi, Carichi, Criteri.

GEOMETRIA:

Dimensioni parete B, H, 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 di rigidezza alla traslazione pari a 12 e 3. È possibile comunque specificare anche un valore intermedio tra 3 e 12. Questo tipo di vincolo compete a tutti i maschi murari.

Rigidezza alla traslazione = formula contenente il coefficiente di rigidezza, variabile in dipendenza dello schema statico della parete muraria. È possibile infatti scegliere un comportamento rigido, flessibile o intermedio selezionando la corrispondente opzione di vincolo in sommità della parete muraria.

Per eventuali **cerchiature** inserite all'interno della parete, attraverso la definizione nella scheda Aperture/Maschi, AC.M considera generalmente un coefficiente pari a 12 (piedritto doppiamente incastrati), eccetto il caso di presenza di cerniere alla base (telaio con piatto in acciaio come traverso inferiore) con contemporanea attivazione del parametro 'Rigidezza flessionale $3EJ/h^3$ per cerniere alla base' presente nella scheda Criteri della finestra Cerchiature.

Gli elementi in c.a./acciaio dei telai cerchianti vengono considerati in fase elastica fino al raggiungimento di un momento ultimo, che per i pilastri in acciaio viene valutato in base alla tensione di snervamento, mentre per i pilastri in c.a. è calcolato secondo il metodo agli stati limite considerando, a favore di sicurezza, la sola flessione. 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: tensione tangenziale e resistenza a compressione caratteristiche; moduli di elasticità tangenziale G e modulo di Young E; duttilità (data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento al limite elastico); 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.

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 hanno il significato di **superficie non muraria**. Nel caso di cerchiatura, generalmente:

B = larghezza vuoto + larghezza d'ingombro dei piedritti;

H = altezza vuoto più altezza d'ingombro di architrave e trasverso inferiore.

Nel caso quindi **porte cerchiare** presenti nella parete, il **traverso inferiore** viene sempre considerato ai fini dell'**ingombro del telaio nella parete**; pertanto la muratura che si è schematizzata deve considerare anche l'eventuale porzione, per esempio sotto quota solaio, corrispondente all'ingombro del traverso inferiore.

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, tensioni di precompressione orizzontale e verticale), **materiali** (tipologia, resistenza media a taglio, resistenza media a compressione, moduli di elasticità tangenziale G e longitudinale E, duttilità, 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 e/o taglio per scorrimento e/o taglio per fessurazione diagonale.

CARICHI:

Nella scheda Carichi viene specificata la risultante 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 che vengono calcolate le resistenze dei maschi stessi.

CRITERI:

Variazione di Rigidezza (%) per Riparazione Locale: +/- = il valore definisce la variazione di rigidezza. 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 a parametri presenti nella Normativa vigente (D.M. 16.1.1996 e D.M. 20.11.1987), 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. Attivando questa opzione, diminuisce quindi il valore della forza sismica ed aumenta la probabilità che l'intervento di Miglioramento possa essere considerato anche di Adeguamento, nel senso che la parete sviluppa una forza ultima superiore alla forza sismica applicata.

Moltiplicatore 0.9 = se sì, significa che nel calcolo viene operata una riduzione del valore del taglio ultimo moltiplicando per il coefficiente 0.9 (ed operando così a favore di sicurezza, come indicato nell'Appendice alla Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30/07/81). Questo parametro viene applicato soltanto in caso di analisi secondo D.M. 16.1.1996.

In analisi sismica secondo D.M. 14.1.2008, può inoltre essere specificato il criterio con cui si definisce lo Stato Limite Ultimo secondo la riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

DATI PARETE n° 1

STATO ATTUALE

Parete n.1
in muratura in pietre a spacco con buona tessitura,
livello di conoscenza LC2
Stato Attuale

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato Attuale) [lunghezze in mm]:

Lunghezza B = 21400
Altezza H = 4330
Spessore s = 280
Piano : 2
Quota di base Z = 3500
Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido
Rigidezza alla traslazione della parete muraria: $K = 12 E J / h^3$

MURATURA (Stato Attuale) [N/mm²]:

Tipologia: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
Resistenza media a taglio $\tau_0 = 0.056$
Resistenza media a compressione $f_m = 2.600$
Modulo di elasticità tangenziale G = 500
Modulo di elasticità longitudinale E = 1500
Peso specifico (kN/m³) = 21.00

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 = 3620, z = 0; B = 900, H = 2200
- 2) d = 5480, z = 0; B = 900, H = 2200
- 3) d = 8552, z = 0; B = 900, H = 2333
- 4) d = 17200, z = 0; B = 900, H = 2200

MASCHI MURARI (Stato Attuale):

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

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

τ_0 , fm, G, E (N/mm²); duttilità; peso specifico = caratteristiche della muratura

- 1) B = 3620, H = 3600, S = 280
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3600
N = 76.075; σ_{po} = 0.00, σ_{pv} = 0.00
 τ_0 = 0.056, fm = 2.60
G = 500, E = 1500
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
- 2) B = 960, H = 3600, S = 280
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3600
N = 34.766; σ_{po} = 0.00, σ_{pv} = 0.00
 τ_0 = 0.056, fm = 2.60
G = 500, E = 1500
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
- 3) B = 2172, H = 4330, S = 280
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 4330
N = 57.421; σ_{po} = 0.00, σ_{pv} = 0.00
 τ_0 = 0.056, fm = 2.60
G = 500, E = 1500
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
- 4) B = 7748, H = 4330, S = 280
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 4330
N = *****; σ_{po} = 0.00, σ_{pv} = 0.00
 τ_0 = 0.056, fm = 2.60
G = 500, E = 1500
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
- 5) B = 3300, H = 3600, S = 250
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3600
N = 70.093; σ_{po} = 0.00, σ_{pv} = 0.00
 τ_0 = 0.056, fm = 2.60
G = 500, E = 1500
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

CARICHI (Stato Attuale) [kN, N/mm²]:

Carico agente in sommità = 400.00

Peso proprio parete = 500.65

Carico totale alla base = 900.65

Sezione trasversale complessiva dei maschi (m²) = 4.885

Tensione media alla base = 0.184

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

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

STATO DI PROGETTO

Parete n.1

in muratura in pietre a spacco con buona tessitura, LC2,
con un'apertura con cerchiatura di tipo 1

Stato di Progetto

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato di Progetto) [lunghezze in mm]:

Lunghezza B = 21400

Altezza H = 4330

Spessore s = 330

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

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

MURATURA (Stato di Progetto) [N/mm²]:

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

Resistenza media a taglio $\tau_0 = 0.056$

Resistenza media a compressione $f_m = 2.600$

Modulo di elasticità tangenziale G = 500

Modulo di elasticità longitudinale E = 1500

Peso specifico (kN/m³) = 21.00

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 = 3620, z = 0; B = 900, H = 2200

2) d = 5480, z = 0; B = 900, H = 2200

3) d = 1953, z = 0; B = 1310, H = 2400 - Cerch.n°:1

4) d = 17200, z = 0; B = 900, H = 2200

5) d = 15920, z = 0; B = 950, H = 2200

MASCHI MURARI (Stato di Progetto):

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

N (kN), $\sigma_p - \sigma_{pv}$ (N/mm²) = sforzo normale in sommità e tensioni di precompressione
 τ_0 , f_m , G, E (N/mm²); duttilità; peso specifico = caratteristiche della muratura

1) B = 1953, H = 3600, S = 280

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3600

N = 47.48; $\sigma_p = 0.00$, $\sigma_{pv} = 0.00$

$\tau_0 = 0.056$, $f_m = 2.60$

G = 500, E = 1500

Peso specifico = 21.00

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

2) B = 357, H = 3600, S = 280

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3600

N = 28.60; $\sigma_p = 0.00$, $\sigma_{pv} = 0.00$

$\tau_0 = 0.056$, $f_m = 2.60$

G = 500, E = 1500

Peso specifico = 21.00

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

3) B = 960, H = 4330, S = 280

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 4330

N = 34.77; $\sigma_p = 0.00$, $\sigma_{pv} = 0.00$

$\tau_0 = 0.056$, $f_m = 2.60$

G = 500, E = 1500

Peso specifico = 21.00

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

4) B = 9540, H = 4330, S = 280

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 4330

N = 195.61; σ_{po} = 0.00, σ_{pv} = 0.00
 τ_o = 0.056, f_m = 2.60
G = 500, E = 1500
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
5) B = 330, H = 4330, S = 250
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 4330
N = 23.46; σ_{po} = 0.00, σ_{pv} = 0.00
 τ_o = 0.056, f_m = 2.60
G = 500, E = 1500
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
6) B = 3300, H = 3600, S = 250
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3600
N = 70.09; σ_{po} = 0.00, σ_{pv} = 0.00
 τ_o = 0.056, f_m = 2.60
G = 500, E = 1500
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

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

Carico agente in sommità = 400.00
Peso proprio parete = 528.90
Carico totale alla base = 928.90
Sezione trasversale complessiva dei maschi (m²) = 9.379
Tensione media alla base = 0.207
per la verifica a compressione, la tensione alla base va confrontata con:
resistenza di progetto: $f_d = f_m / \gamma_M / F_C = 0.963$

CRITERI di calcolo:

Riduzione 50% dei moduli E,G (§C8A.2) = no
Maschi snelli non reagenti per (H/B) > 3 = no
Maschi snelli non reagenti per B (mm) < 500 = sì
Massa Sismica: metà altezza parete = sì

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

Criteri adottati:

- Prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto

DATI PARETE n° 2

STATO ATTUALE

Parete n.1
in muratura in pietre a spacco con buona tessitura,
livello di conoscenza LC2
Stato Attuale

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato Attuale) [lunghezze in mm]:

Lunghezza B = 9800
Altezza H = 3600
Spessore s = 420
Piano : 2
Quota di base Z = 3500
Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido
Rigidezza alla traslazione della parete muraria: $K = 12 E J / h^3$

MURATURA (Stato Attuale) [N/mm²]:

Tipologia: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
Resistenza media a taglio $\tau_0 = 0.056$
Resistenza media a compressione $f_m = 2.600$
Modulo di elasticità tangenziale $G = 500$
Modulo di elasticità longitudinale $E = 1500$
Peso specifico (kN/m^3) = 21.00

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) $d = 3700, z = 0; B = 1000, H = 2200$
2) $d = 5300, z = 0; B = 900, H = 1850$

MASCHI MURARI (Stato Attuale):

B, H, H_{calc}, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore
 N (kN), $\sigma_{po} - \sigma_{pv}$ (N/mm^2) = sforzo normale in sommità e tensioni di precompressione
 τ_0, f_m, G, E (N/mm^2); duttilità; peso specifico = caratteristiche della muratura
1) $B = 3700, H = 3600, S = 420$
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, $H_{\text{calc}} = 3600$
 $N = \text{*****}; \sigma_{po} = 0.00, \sigma_{pv} = 0.00$
 $\tau_0 = 0.056, f_m = 2.60$
 $G = 500, E = 1500$
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio ($d/H \%$) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
2) $B = 600, H = 3600, S = 420$
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, $H_{\text{calc}} = 3600$
 $N = 39.541; \sigma_{po} = 0.00, \sigma_{pv} = 0.00$
 $\tau_0 = 0.056, f_m = 2.60$
 $G = 500, E = 1500$
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio ($d/H \%$) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
3) $B = 3600, H = 3600, S = 420$
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, $H_{\text{calc}} = 3600$
 $N = \text{*****}; \sigma_{po} = 0.00, \sigma_{pv} = 0.00$
 $\tau_0 = 0.056, f_m = 2.60$
 $G = 500, E = 1500$
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio ($d/H \%$) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

CARICHI (Stato Attuale) [$\text{kN}, \text{N/mm}^2$]:

Carico agente in sommità = 250.00
Peso proprio parete = 303.32
Carico totale alla base = 553.32
Sezione trasversale complessiva dei maschi (m^2) = 3.318
Tensione media alla base = 0.167
per la verifica a compressione, la tensione alla base va confrontata con:
resistenza di progetto: $f_d = f_m / \gamma_M / FC = 0.963$

STATO DI PROGETTO

Parete n.1
in muratura in pietre a spacco con buona tessitura, LC2,
con un'apertura con cerchiatura di tipo 1
Stato di Progetto

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato di Progetto) [lunghezze in mm]:

Lunghezza $B = 9800$

Altezza $H = 3600$
Spessore $s = 420$
Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido
Rigidezza alla traslazione della parete muraria: $K = 12.0 E J / h^3$

MURATURA (Stato di Progetto) [N/mm²]:
Tipologia: (NTC 08) 3-LC 1) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
Resistenza media a taglio $\tau_0 = 0.056$
Resistenza media a compressione $f_m = 2.600$
Modulo di elasticità tangenziale $G = 500$
Modulo di elasticità longitudinale $E = 1500$
Peso specifico (kN/m³) = 21.00

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) $d = 3700, z = 0; B = 1000, H = 2200$
2) $d = 5300, z = 0; B = 900, H = 2200$

MASCHI MURARI (Stato di Progetto):
 B, H, H_{calc}, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore
 N (kN), $\sigma_{po}-\sigma_{pv}$ (N/mm²) = sforzo normale in sommità e tensioni di precompressione
 τ_0, f_m, G, E (N/mm²); duttilità; peso specifico = caratteristiche della muratura
1) $B = 3700, H = 3600, S = 420$
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, $H_{calc} = 3600$
 $N = 107.14; \sigma_{po} = 0.00, \sigma_{pv} = 0.00$
 $\tau_0 = 0.056, f_m = 2.60$
 $G = 500, E = 1500$
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
2) $B = 600, H = 3600, S = 420$
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, $H_{calc} = 3600$
 $N = 39.54; \sigma_{po} = 0.00, \sigma_{pv} = 0.00$
 $\tau_0 = 0.056, f_m = 2.60$
 $G = 500, E = 1500$
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6
3) $B = 3600, H = 3600, S = 420$
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, $H_{calc} = 3600$
 $N = 103.32; \sigma_{po} = 0.00, \sigma_{pv} = 0.00$
 $\tau_0 = 0.056, f_m = 2.60$
 $G = 500, E = 1500$
Peso specifico = 21.00
Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

CARICHI (Stato di Progetto) [kN, N/m²]:
Carico agente in sommità = 250.00
Peso proprio parete = 297.76
Carico totale alla base = 547.76
Sezione trasversale complessiva dei maschi (m²) = 0.000
Tensione media alla base = 0.165
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:
Riduzione 50% dei moduli E, G (§C8A.2) = no
Maschi snelli non reagenti per $(H/B) > 3$ = no

Maschi snelli non reagenti per $B \text{ (mm)} < 500 = \text{no}$
Massa Sismica: metà altezza parete = sì

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

Criteri adottati:

- Prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto

RISULTATI ANALISI PARETI secondo D.M. 14.1.2008

Normativa di riferimento:

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

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

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

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

Riparazione o intervento locale, Circolare 2.2.2009 n.617:

"Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di

essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza

alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidità 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 **rigidità** 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 rigidità, 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 rigidità 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 rigidità 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 rigidità 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 Rigidità, Resistenza e Capacità di spostamento è esaustiva.

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

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

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

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

Nel caso di **impalcato rigido** si rende sempre necessaria un'analisi globale, che potrà essere condotta con i metodi previsti dalla Norma (analisi lineare o non lineare); nello schema statico complessivo della struttura, la parete oggetto di intervento potrà essere rappresentata con una parete 'equivalente' dal punto di vista di rigidità, 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 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. Nel caso di impalcato deformabile, pertanto, la verifica 'globale' può intendersi soddisfatta con la sola analisi della parete, senza studiare lo schema globale, ma prendendo in considerazione anche la verifica in base all'accelerazione al suolo PGA sostenibile allo stato limite ultimo. Ciò rispetta infatti quanto previsto dal D.M. 14.1.2008 in §8.7.5 (è richiesta la determinazione del livello di azione sismica per la quale viene

raggiunto lo SLU).

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

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

- **verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU** (e SLE se richiesto); [N.B.: da §4.5.6.3: Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (...)].

- scelta motivata del tipo di intervento;

- scelta delle tecniche e/o dei materiali;

- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;

- **analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;**

- **verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU** (e SLE se richiesto)."

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

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

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

Un incremento della rigidità 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 rigidità 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. 14.1.2008, § 7.8.2.2.1- § C8.7.1.5)

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

$M_u = (l^2 t \sigma_d / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d)$, dove:

M_u = momento corrispondente al collasso per pressoflessione; se F è la forza orizzontale agente in sommità alla parete, alla base il momento è pari $Fh/2$ nello schema a doppio incastro (con incastro scorrevole in sommità); a Fh nello schema a mensola ed 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_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P / It, con P forza assiale agente positiva se di compressione).

Se P è di trazione, $M_u = 0$;

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

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

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

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab.

C8A.2.1). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§C8.7.1.5): $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

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

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. 14.1.2008 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_p 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.14.1.2008, §7.8.2.2.2)

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

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

$V_t = l' t f_{vd}$, 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: $\sigma_n = P / (l' * t)$.

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

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).

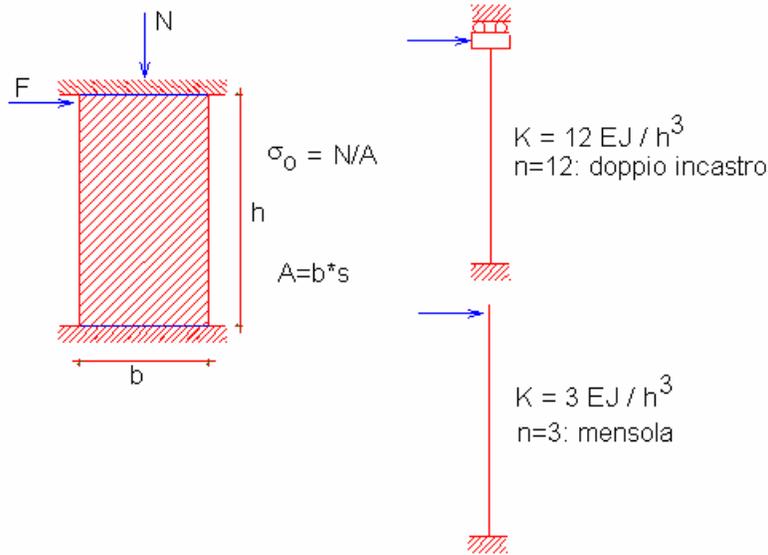


Fig. 1.

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:

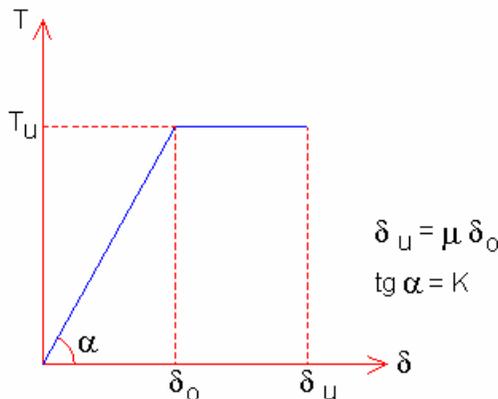


Fig. 2.

- 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_0 (δ_0 si indica anche con δ_y). Secondo il D.M. 14.1.2008, la deformazione ultima è espressa come drift di piano (percentuale dell'altezza deformabile del maschio).

**COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA' (ANALISI STATICA NON LINEARE):
 COMPORTAMENTO 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 rigidezza alla traslazione. Pertanto, il diagramma Forza-Spostamento della parete si ottiene sommando i contributi resistenti di ciascun maschio (fig. 3).

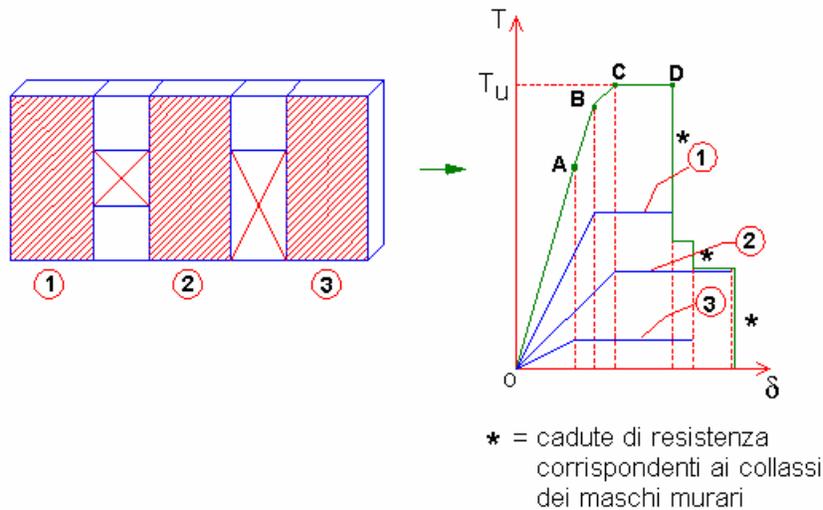


Fig. 3. Diagramma Forza-Spostamento globale.

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, occorre definirne il comportamento elasto-plastico attraverso opportuni criteri di costruzione del diagramma.

In questo paragrafo, facciamo riferimento al caso dei piedritti dei telai, che possono essere presenti nella parete ad esempio come componenti di cerchiature per aperture.

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 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 **piedritti in acciaio**, considerando la tensione di progetto f_d fornita dalla tensione di snervamento f_y (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:

$$(6) \quad F_u = 2 W f_d / h$$

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'.

Per i vari tipi di acciaio si ha:

S 235: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ e quindi $f_d = 228.5 \text{ N/mm}^2$

S 275: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ e quindi $f_d = 266.6 \text{ N/mm}^2$

S 355: $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ e quindi $f_d = 342.8 \text{ N/mm}^2$

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'.

Per i **piedritti in cemento armato** la procedura più corretta è rendere la forza ultima dipendente dall'armatura, considerando il momento ultimo nello schema a doppio incastro (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:

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

Per quanto riguarda la rigidezza alla traslazione, conviene utilizzare la formula completa del contributo a flessione e a taglio, considerando $n=12$ per l'ipotesi di vincolo di doppio incastro (ovviamente, G ed E devono essere i valori corrispondenti al cemento armato).

Lo spostamento al limite elastico, infine, è analogo alla (7).

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. 14.1.2008.

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

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

T_1 = primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione esaminata, che può essere posto pari a: $0.05 * H^{0.75}$ ((7.3.5) in §7.3.3.2), essendo H l'altezza totale del fabbricato (altezza della costruzione rispetto alla fondazione);

$\psi(Z) = Z/H$ 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: $S_e(T_1) * \psi(Z) * \gamma$.

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

$$F = [S_e(T_1) * \psi(Z) * \gamma / (ag S)]$$

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

Se invece la parete è posta a livelli superiori (quota di base > 0), il fattore amplificativo può assumere valori maggiori di 1. In tal caso, la PGA reale si ottiene dalla PGA di calcolo divisa per F: tale fattore va infatti a ridurre la PGA che diventa più bassa, cioè è sufficiente una minore accelerazione al suolo per condurre allo stato limite la parete posta ai piani superiori. 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). A favore di sicurezza, il coefficiente parziale di sicurezza 1.5 viene applicato alla totalità del carico. 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) $M=2.00$ e per il fattore di confidenza.

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 .

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:

Si evidenziano i parametri riguardanti singolarmente i maschi murari che definiscono lo Stato Attuale della parete: rigidezza K ; forza ultima F_u a pressoflessione complanare, a taglio per scorrimento e a taglio per fessurazione diagonale, secondo i meccanismi di comportamento scelti per i singoli maschi nei dati in input; spostamento al limite elastico δ_y ; spostamento ultimo δ_u .

Viene costruita la curva di capacità complessiva allo Stato Attuale.

STATO DI PROGETTO:

Si evidenziano i parametri riguardanti singolarmente i maschi murari e le eventuali cerchiature presenti nello Stato di Progetto della parete: rigidezza K ; forza ultima F_u ; spostamento al limite elastico δ_y ; Spostamento ultimo δ_u .

Viene costruita la curva di capacità complessiva allo Stato di Progetto.

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 inferiore e/o superiore 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.

Definizione di criteri di Equivalenza per l'inserimento delle pareti studiate in AC.M nel modello globale di PC.E

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.

Per Stati di Progetto dove sono previsti interventi di cerchiatura delle aperture, risulta opportuno studiare i **criteri di 'Equivalenza'** secondo i quali è possibile rappresentare in un modello globale dell'edificio i maschi murari appartenenti alla Parete analizzata in AC.M allo Stato di Progetto.

Si faccia quindi riferimento al modello dello Stato di Progetto dell'edificio, che ipotizziamo schematizzato con il software PC.E (o con modellatore equivalente), all'interno del quale è presente la Parete di AC.M, ossia i maschi che la definiscono. Il consolidamento di questa Parete, ad esempio con l'inserimento di un telaio di cerchiatura, è stato studiato in AC.M.

E' possibile modificare opportunamente i parametri meccanici dei maschi interessati, in modo tale che nel loro insieme forniscano rigidezza, forza ultima e capacità di spostamento coincidenti con i corrispondenti parametri calcolati per la Parete di AC.M, evitando la necessità di inserire le eventuali cerchiature nel modello globale.

Ponendo:

K = rigidezza, **Fu** = forza ultima, **Cap.Spost.** = capacità di spostamento

della Parete di AC.M allo Stato di Progetto formata da maschi + eventuali cerchiature, si può procedere nel seguente modo.

- L'i-esimo maschio murario della Parete è caratterizzato dalla rigidezza K_i ; sia K_{tot} la somma delle rigidezze dei maschi.

- Si ripartiscono sia la rigidezza K sia la forza ultima F_u complessive secondo coefficienti di ripartizione definiti da: (K_i / K_{tot}) . Ad ogni maschio sono così attribuite una rigidezza $K_{i,i}$ e una forza $F_{u,i}$ tali che il rapporto: **$F_{u,i}/K_{i,i}$** è uguale per tutti, ed uguale a quello della Parete: lo spostamento al limite elastico è quindi coincidente con quello della Parete; il diagramma elastoplastico composto dai contributi di tutti i

maschi è quindi perfettamente coincidente con quello della Parete.

- A partire da K_i e $F_{u,i}$ occorre ora definire i parametri correttivi del maschio i-esimo, tali appunto da far sì che proprio queste siano la sua rigidezza (K_i) e la sua forza ultima ($F_{u,i}$).

- Per la rigidezza, si utilizza la nota espressione:

$$K_i = 1 / [h^3 / (n E_i J) + 1.2 h / (G_i A)]$$

ed esprimendo G in funzione di E ($G=xE$, lasciando quindi il rapporto G/E invariato rispetto al materiale originario), è possibile ricavare l'incognita E, corrispondente al valore del modulo modificato da attribuire al maschio i-esimo: ($J=sb^3/12$, $A=sb$)

$$E_i = K_i * [12 h^3 / (n sb^3) + 1.2 h / (x sb)], \text{ con } x=G/E.$$

In alternativa al modulo di elasticità, è possibile fare riferimento alla percentuale di rigidezza elastica (%K,elast) definita nei Dati Aste di PC.E. Essa corrisponderà alla variazione del modulo di elasticità E_i rispetto al modulo originario E:

$$\%K_{elast,i} = (E_i / E) * 100$$

Nel calcolo di Equivalenza, AC.M fornisce direttamente il valore di %K,elast,i.

- Per la forza ultima, si utilizza la resistenza a taglio per fessurazione diagonale:

$$F_{u,i} = bs \tau'_{oi} * \sqrt{ [1 + (\sigma_o + \sigma_{p_o} + \sigma_{p_v}) / (1.5 \tau'_{oi}) + (\sigma_o + \sigma_{p_v}) * \sigma_{p_o} / (2.25 \tau'_{oi}{}^2)] }$$

dove σ_o rappresenta la tensione verticale corrispondente ai carichi verticali agenti in combinazione sismica (dovuta quindi a: $G_1 + G_2 + \sum W_{2,i} Q_{ki}$) (tali sono i carichi che devono essere attribuiti ai maschi murari di AC.M, per l'analisi sismica secondo il D.M. 14.1.2008), e τ'_{oi} è la resistenza a taglio modificata che caratterizzerà il maschio i-esimo nel modello globale. Poiché la resistenza a taglio dipende anche dal fattore di confidenza FC definito nei dati di AC.M, si ha: $\tau'_{oi} = \tau_{oi} / FC$ e quindi τ_{oi} che caratterizzerà il maschio sarà fornita da: $\tau_{oi} = \tau'_{oi} * FC$

τ'_{oi} si esprime in funzione di $F_{u,i}$ e può essere ricavata risolvendo la seguente equazione di secondo grado: $ax^2 + bx + c = 0$, dove:
 $a = 1$, $b = (\sigma_o + \sigma_{p_o} + \sigma_{p_v}) / 1.5$, $c = (\sigma_o + \sigma_{p_v}) * \sigma_{p_o} / 2.25 - (F_{u,i} / bs)^2$

Per quanto riguarda infine la capacità di spostamento, dal valore fornito dai risultati dell'analisi della Parete di AC.M si ricava il drift a taglio del maschio i-esimo, relazionando lo spostamento alla sua altezza di calcolo (=luce deformabile):

$$d\%,i = (\text{Cap.Spost.} / h_{calc,i}) * 100$$

Nel modello globale di PC.E, i maschi che compongono la Parete di AC.M allo Stato di Progetto, potranno quindi essere rappresentati modificando i seguenti parametri:

- moduli di elasticità: E_i e $G_i=xE_i$, o equivalentemente: %K,elast,i nei Dati Aste (lasciando invariati in tal caso E e G definiti nei Dati Materiali);
- resistenza a taglio: τ_{oi} (modifica da effettuare nei Dati Materiali)
- drift a taglio: $d\%,i$ (modifica da effettuare nei Dati Aste).

Inserite tali modifiche, nella struttura complessiva dell'edificio sarà presente l'informazione dello Stato di Progetto della parete di AC.M, e la verifica globale terrà quindi conto del consolidamento studiato in AC.M.

Per la corretta applicazione del criterio di equivalenza, è indispensabile controllare il valore di alcuni parametri di PC.E. Ovviamente, sarà stata assicurata a priori ogni possibile coerenza fra PC.E e AC.M (ad esempio, per la geometria della Parete, per le zone rigide dei maschi murari, per il fattore di confidenza FC).

- Per ogni maschio murario della Parete di AC.M si dovrà definire un materiale apposito, caratterizzato da τ_{oi} e da E_i e G_i (oppure, lasciando inalterati E e G, modificare %Kelast, i nei Dati Aste: essa potrà anche essere >100%, in dipendenza dal tipo di consolidamento che caratterizza la Parete di AC.M allo Stato di Progetto)
- Se si eseguirà in PC.E un'analisi sismica lineare (non la pushover), il valore di τ_{oi} fornito dal criterio di equivalenza deve essere amplificato per $\gamma_M = 2.00$ (in quanto nelle verifiche lineari il valore in input viene automaticamente diviso per γ_M).
- Relativamente alle azioni complanari, i maschi devono essere sottoposti alla sola verifica a Taglio per fessurazione diagonale (deve quindi essere disattivata la verifica a Pressoflessione Complanare, utilizzando il corrispondente check nei Dati Aste; ciò non significa che si prescinda da tale verifica: essa è stata considerata nel calcolo di AC.M, ma l'equivalenza, per semplicità, è stata impostata direttamente sulla formulazione della resistenza a taglio per fessurazione diagonale)
- In PC.E, anche l'analisi statica NON sismica deve essere eseguita con %Kelast specificata nei Dati Aste (si deve controllare il corrispondente parametro in Parametri di Calcolo, scheda Generali)
- Per ogni maschio murario si dovranno annullare eventuali correttivi ai moduli di elasticità e ai parametri di resistenza (p.es. check su Iniezioni, Intonaco armato...), definibili nei Dati Aste, in quanto tali effetti sono già contenuti nei risultati della Parete di AC.M
- Per ogni maschio murario si specificherà il Drift a Taglio $d\%,i$
- La verifica a taglio per fessurazione diagonale deve prevedere $b=1.5$ fisso nella formulazione di Turnsek-Cacovic (Parametri di Calcolo, Muratura (2)).

NORMATIVA di riferimento per ANALISI SISMICA: D.M. 14.1.2008

RISULTATI ANALISI PARETE n° 1

ANALISI STATICA dei maschi murari

[forze in kN, tensioni in N/mm²]

$1.5 \cdot \sigma$ = 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: $f_m/\gamma_M/FC$ ($\gamma_M=2$, $FC=1.35$)

STATO ATTUALE

n.	N,somm	Pp,tot	N,base def.	σ ,base def.	$1.5 \cdot \sigma$ (SLU)	f_d
1)	76.07	82.26	158.34	0.156	0.234	0.963
2)	34.77	31.59	66.36	0.247	0.370	0.963
3)	57.42	66.22	123.64	0.203	0.305	0.963
4)	161.64	208.19	369.83	0.170	0.256	0.963
5)	70.09	68.01	138.10	0.167	0.251	0.963

STATO DI PROGETTO

n.	N,somm	Pp,tot	N,base def.	σ ,base def.	$1.5 \cdot \sigma$ (SLU)	f_d
1)	47.48	47.98	95.46	0.175	0.262	0.963
2)	28.60	20.84	49.44	0.495	0.742	0.963
3)	34.77	39.84	74.61	0.278	0.416	0.963
4)	195.61	258.30	453.90	0.170	0.255	0.963
5)	23.46	21.16	44.61	0.541	0.811	0.963
6)	70.09	69.38	139.47	0.169	0.254	0.963

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B (mm)	Hcalc (mm)	K (N/mm)	Forza ultima (kN)			Spost.(mm)	
				Taglio f.diag.	Taglio scorr.	Press. compl.	F,min.	elast.-ult.
1)	3620	3600	92032	71.09	-	144.03	71.09	0.77 14.40
2)	960	3600	6341	22.36	-	15.03	15.03	2.37 21.60
3)	2172	4330	27815	46.46	-	54.32	46.46	1.67 17.32
4)	7748	4330	192095	155.05	-	592.86	155.05	0.81 17.32
5)	3300	3600	71763	59.55	-	113.65	59.55	0.83 14.40

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 500.65

Carico applicato (kN) = 400.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 650.33

Massa sismica = P/g (kgm) = 66315

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 347.18

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 277.74

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 14.40

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 243.03

Rigidità elastica: k^* (N/mm) = 390047

Periodo elastico: $T^* = 2\pi \sqrt{(m^*/k^*)}$ (sec) = 0.082

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 0.89

forza Fy^* (kN) = 345.93

Parametri sismici:

Categoria di sottosuolo = C
Categoria topografica = T1
Accelerazione al suolo (SLV): $a, g = 0.137 g$
Fattore di amplificazione spettrale massima $F_0 = 2.459$
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_{C^*} \text{ (sec)} = 0.270$
Periodi di spettro (sec): $T_B = 0.146, T_C = 0.437, T_D = 2.148$
Coefficiente di sottosuolo $S, S = 1.50$
Coefficiente di amplificazione topografica $S, T = 1.0$
Coefficiente C, C per T_C dipendente dal sottosuolo = 1.6
Fattore di Importanza $\gamma, I = 1.00$
Fattore di Confidenza: $FC = 1.35$

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.374 g$
- in spostamento: $d^*, e, \max = S, D_e(T^*) \text{ (mm)} = 0.623$
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 243.03$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_{y^*} \text{ (kN)} = 345.93$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.703$
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: $d^*, \max \text{ (mm)} = 0.623$

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) = 0.623
Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 14.400

Rapporto: Capacità/Domanda = 23.110: Capacità > Domanda

Calcolo dell'accelerazione al suolo sostenibile allo Stato Limite Ultimo PGA, CLV:
la parete si imposta alla quota 3.50 m. rispetto alle fondazioni dell'edificio:
per il calcolo di PGA, CLV è necessario applicare un fattore correttivo F che tenga conto della posizione in elevazione della parete (§C8A.4.2.3); il fattore correttivo verrà applicato sia allo Stato Attuale sia allo Stato di Progetto, eccetto il caso in cui il calcolo di PGA fornisca un valore teorico molto elevato ($\geq 1.000 g$): in tale situazione PGA diviene un parametro non significativo nei confronti delle verifiche di sicurezza.

Parametri utilizzati per il calcolo di $F = S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / (a, g S)$:

T_1 = primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata (sec)
= 0.192

calcolato con la formula semplificata [§7.3.3.2]: $T_1 = C_1 \cdot H^{(3/4)}$, dove:

$C_1 = 0.050$ (edificio in muratura), H = altezza totale dell'edificio (m) = 6.00

$\psi(Z)$ = primo modo di vibrazione nella direzione considerata = $(Z/H) = 0.583$, dove:

Z = quota di base della parete (m) = 3.50, H = altezza totale dell'edificio (m) = 6.00

γ = coefficiente di partecipazione modale, assunto pari a: $1.200 = 3N / (2N+1)$, dove:

N = numero di piani dell'edificio = 2

$S_e(T_1)$ = spettro elastico [§3.2.3.2.1] calcolato per il periodo $T_1 = 0.505 g$

a, g = accelerazione di progetto = 0.137 g

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo (S, S)

e delle condizioni topografiche (S, T): $S = S, S \cdot S, T = 1.50 \cdot 1.00 = 1.50$

Il fattore di amplificazione risulta pari a: $F = 1.721$

Pertanto, PGA derivante dal calcolo viene divisa per il fattore F (l'accelerazione spettrale, amplificata rispetto all'accelerazione al suolo, a causa della posizione in elevazione della parete, è maggiore dell'accelerazione al suolo, e quindi la PGA sostenibile è minore).

Accelerazione al suolo sostenibile allo Stato Limite Ultimo PGA,CLV ≥ 1.000 g

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO

Maschi murari

n.	B	Hcalc	K	Forza ultima (kN)			Spost.(mm)	
	(mm)	(N/mm)	Taglio	Taglio	Press.	F,min.	elast.-ult.	
			f.diag.	scorr.	compl.			
1)	1953	3600	32560	39.94	-	46.26	39.94	1.23 14.40
2)	357	3600	0	11.18	-	3.42	0.00	0.00 0.00
3)	960	4330	3889	23.04	-	13.74	13.74	3.53 25.98
4)	9540	4330	243131	190.44	-	896.25	190.44	0.78 17.32
5)	330	4330	0	9.45	-	2.28	0.00	0.00 0.00
6)	3300	3600	71763	59.68	-	114.65	59.68	0.83 14.40

Cerchiature

n.	B	H	K	M,snerv.	Fu	Fu	Spost.(mm)	
	(mm)	(2 mont.)	(1 mont.)	(1 mont.)	(2 mont.)	(2 mont.)	elast.-ultimo	
		(N/mm)	(kNm)	(kN)	(kN)			
3)	1310	2220	3033	65.35	29.44	58.88	19.41	25.98

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 528.90

Carico applicato (kN) = 400.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 664.45

Massa sismica = P/g (kgm) = 67755

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 347.48

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 277.98

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 14.40

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 243.24

Rigidità elastica: k^* (N/mm) = 354376

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{(m^*/k^*)}$ (sec) = 0.087

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 0.92

forza Fy^* (kN) = 325.75

Parametri sismici:

Categoria di sottosuolo = C

Categoria topografica = T1

Accelerazione al suolo (SLV): a,g = 0.137 g

Fattore di amplificazione spettrale massima Fo = 2.459

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro TC^* (sec) = 0.270

Periodi di spettro (sec): $TB = 0.146$, $TC = 0.437$, $TD = 2.148$

Coefficiente di sottosuolo S,S = 1.50

Coefficiente di amplificazione topografica S,T = 1.0

Coefficiente C,C per TC dipendente dal sottosuolo = 1.6

Fattore di Importanza γ,I = 1.00

Fattore di Confidenza: FC = 1.35

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.384$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*)$ (mm) = 0.720

- forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^*$ (kN) = 255.08

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

- forza di snervamento F_y^* (kN) = 326

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.783$

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) = 0.720

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) = 0.720

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 14.400

Rapporto: Capacità/Domanda = 20.005: Capacità > Domanda

Accelerazione al suolo sostenibile allo Stato Limite Ultimo PGA,CLV ≥ 1.000 g

COEFFICIENTI DI SICUREZZA [K:N/mm, F:kN, Spost:mm]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
K)	390047	354376	0.909	compreso fra +/-15% (-9.1%)
Fult)	347.18	347.48	1.001	> 1 (~ =)
Cap.Sp.)	21.60	25.98	1.203	> 1 (+20.3%)

- L'accelerazione di Progetto allo Stato Attuale risulta > 1.000 g: non appare significativo un coefficiente di sicurezza su PGA

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).

RISULTATI ANALISI PARETE n° 2

ANALISI STATICA dei maschi murari

[forze in kN, tensioni in N/mm²]

$1.5 \cdot \sigma$ = 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: $f_m/\gamma_M/FC$ ($\gamma_M=2$, $FC=1.35$)

STATO ATTUALE

n.	N,somm	Pp,tot	N,base def.	σ ,base def.	$1.5 \cdot \sigma$ (SLU)	f_d
1)	107.14	123.66	230.80	0.149	0.223	0.963
2)	39.54	32.17	71.71	0.285	0.427	0.963
3)	103.32	121.25	224.57	0.149	0.223	0.963

STATO DI PROGETTO

n.	N,somm	Pp,tot	N,base	σ ,base	1.5* σ	fd
			def.	def.	(SLU)	
1)	107.14	123.66	230.80	0.149	0.223	0.963
2)	39.54	30.78	70.32	0.279	0.419	0.963
3)	103.32	119.86	223.18	0.148	0.221	0.963

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE**Maschi murari**

n.	B	Hcalc	K	Forza ultima (kN)			Spost.(mm)	
		(mm)	(N/mm)	Taglio	Taglio	Press.	F,min.	elast.-ult.
				f.diag.	scorr.	compl.		
1)	3700	3600	142412	106.85	-	215.69	106.85	0.75 14.40
2)	600	3600	2652	22.29	-	9.87	9.87	3.72 21.60
3)	3600	3600	136957	103.87	-	204.19	103.87	0.76 14.40

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 303.32

Carico applicato (kN) = 250.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 401.66

Massa sismica = P/g (kgm) = 40958

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 220.59

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 176.47

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 14.40

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 154.42

Rigidezza elastica: k* (N/mm) = 282020

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.076

Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 0.78

forza Fy* (kN) = 219.74

Parametri sismici:

Categoria di sottosuolo = C

Categoria topografica = T1

Accelerazione al suolo (SLV): a,g = 0.137 g

Fattore di amplificazione spettrale massima Fo = 2.459

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro TC* (sec) = 0.270

Periodi di spettro (sec): TB = 0.146, TC = 0.437, TD = 2.148

Coefficiente di sottosuolo S,S = 1.50

Coefficiente di amplificazione topografica S,T = 1.0

Coefficiente C,C per TC dipendente dal sottosuolo = 1.6

Fattore di Importanza γ ,I = 1.00

Fattore di Confidenza: FC = 1.35

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.361 g

- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 0.514

- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 144.98

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

- forza di snervamento Fy* (kN) = 219.74

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.660$

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) = 0.514

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) = 0.514

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 14.400

Rapporto: Capacità/Domanda = 28.012: Capacità > Domanda

Calcolo dell'accelerazione al suolo sostenibile allo Stato Limite Ultimo PGA,CLV:

la parete si imposta alla quota 3.50 m. rispetto alle fondazioni dell'edificio:

per il calcolo di PGA,CLV è necessario applicare un fattore correttivo F che tenga conto della posizione in elevazione della parete (§C8A.4.2.3); il fattore correttivo verrà applicato sia allo Stato Attuale sia allo Stato di Progetto, eccetto il caso in cui il calcolo di PGA fornisca un valore teorico molto elevato (≥ 1.000 g): in tale situazione PGA diviene un parametro non significativo nei confronti delle verifiche di sicurezza.

Parametri utilizzati per il calcolo di $F = Se(T1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / (a, g S)$:

$T1$ = primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata (sec)
= 0.192

calcolato con la formula semplificata [§7.3.3.2]: $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$, dove:

$C1 = 0.050$ (edificio in muratura), H = altezza totale dell'edificio (m) = 6.00

$\psi(Z)$ = primo modo di vibrazione nella direzione considerata = $(Z/H) = 0.583$, dove:

Z = quota di base della parete (m) = 3.50, H = altezza totale dell'edificio (m) = 6.00

γ = coefficiente di partecipazione modale, assunto pari a: $1.200 = 3N/(2N+1)$, dove:

N = numero di piani dell'edificio = 2

$Se(T1)$ = spettro elastico [§3.2.3.2.1] calcolato per il periodo $T1 = 0.505$ g

a, g = accelerazione di progetto = 0.137 g

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo (S,S)

e delle condizioni topografiche (S,T): $S = S, S^*S, T = 1.50 * 1.00 = 1.50$

Il fattore di amplificazione risulta pari a: $F = 1.721$

Pertanto, PGA derivante dal calcolo viene divisa per il fattore F (l'accelerazione spettrale, amplificata rispetto all'accelerazione al suolo, a causa della posizione in elevazione della parete, è maggiore dell'accelerazione al suolo, e quindi la PGA sostenibile è minore).

Accelerazione al suolo sostenibile allo Stato Limite Ultimo PGA,CLV ≥ 1.000 g

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO

Maschi murari

n.	B	Hcalc (mm)	K (N/mm)	Forza ultima (kN)			Spost.(mm)		
				Taglio f.diag.	Taglio scorr.	Press. compl.	F,min.	elast.-ult.	
1)	3700	3600	142412	106.85	-	215.69	106.85	0.75	14.40
2)	600	3600	2652	22.18	-	9.72	9.72	3.67	21.60
3)	3600	3600	136957	103.73	-	203.06	103.73	0.76	14.40

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 297.76

Carico applicato (kN) = 250.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 398.88

Massa sismica = P/g (kgm) = 40675

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 220.30

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 176.24

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 14.40

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 154.21

Rigidità elastica: k^* (N/mm) = 282020

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.075

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 0.78

forza Fy^* (kN) = 219.48

Parametri sismici:

Categoria di sottosuolo = C

Categoria topografica = T1

Accelerazione al suolo (SLV): $a, g = 0.137 g$

Fattore di amplificazione spettrale massima $Fo = 2.459$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro TC^* (sec) = 0.270

Periodi di spettro (sec): $TB = 0.146, TC = 0.437, TD = 2.148$

Coefficiente di sottosuolo $S, S = 1.50$

Coefficiente di amplificazione topografica $S, T = 1.0$

Coefficiente C, C per TC dipendente dal sottosuolo = 1.6

Fattore di Importanza $\gamma, I = 1.00$

Fattore di Confidenza: $FC = 1.35$

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.360 g$

- in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = 0.510

- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 143.76

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

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 219

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.655$

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) = 0.510

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) = 0.510

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 14.400

Rapporto: Capacità/Domanda = 28.249: Capacità > Domanda

Accelerazione al suolo sostenibile allo Stato Limite Ultimo $PGA, CLV \geq 1.000 g$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA [K:N/mm, F:kN, Spost:mm]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
K)	282020	282020	1.000	compreso fra +/-15% (=)
Fult)	220.59	220.30	1.000	= 1 (=)
Cap.Sp.)	21.60	21.60	1.000	= 1 (=)

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).