



Regione Toscana

COMITATO TECNICO SCIENTIFICO PER IL



istituito con Delibera di Giunta Regionale n. 606 del 21/6/2010 e n. 940 del 6/10/2015

RACCOLTA

Documenti e Pareri

anni 2009 - 2022

PREMESSA

Questo documento raccoglie la sintesi delle attività svolte tra il 2010 ed il 2022 dal Comitato tecnico Scientifico per il Rischio Sismico quale organo consultivo tecnico della Regione Toscana.

Il Comitato Tecnico Scientifico (CTS), coordinato dal Dirigente del Settore Sismica della Direzione Ambiente e Energia, è composto da rappresentanti designati sia dal mondo delle Università toscane (Firenze, Pisa e Siena) che da rappresentanti delle professioni tecniche, oltre che da funzionari tecnici regionali esperti del Settore, così come previsto dalla L.R. n. 58 del 2009.

Il CTS ha iniziato il suo operato alla fine del 2009 con il coordinamento dell'Ing. Giancarlo Fianchisti, all'epoca Dirigente del Genio Civile dell'Area Vasta Firenze, Prato e Pistoia. Successivamente il coordinamento è passato all'Ing. Franco Gallori (dirigente del Settore Sismica dal 2015 al 2019) durante il quale il CTS ha implementato la propria attività anche attivando specifiche collaborazioni con le Università coinvolte. A loro va il mio ringraziamento per l'ottimo lavoro svolto.

Sento altresì il dovere di ringraziare tutti i componenti del CTS che in questi anni hanno prestato la loro competenza (e il loro tempo!) affinché venissero esaminati e discussi i vari quesiti pervenuti al Comitato. Oltre ai rappresentanti delle Scuole universitarie di Ingegneria e Architettura mi preme ringraziare i rappresentanti delle professioni in particolare degli Ordini degli Ingegneri e degli Architetti, ma anche dell'Ordine regionale dei Geologi per alcuni argomenti specifici, che hanno contribuito in modo fondamentale ed essenziale ai lavori del CTS.

Ricordo, infine, che i pareri e i documenti del CTS sono elementi di riferimento per i tecnici regionali impegnati nell'attività di controllo ma sono principalmente rivolti a tutti i professionisti operanti nel mondo delle costruzioni, senza la pretesa di essere considerati alla stregua delle norme tecniche.

E' palese, infatti, che il professionista resta sempre responsabile delle proprie scelte e valutazioni.

Buona lettura e buon lavoro a tutti!

Firenze, 2 gennaio 2023

Ing. Luca Gori

Dirigente Settore Sismica Regione Toscana

Coordinatore del CTS

Componenti del Comitato Tecnico Scientifico (al dicembre 2022)

Ing. Luca Gori, Dirigente Settore Sismica della Regione Toscana, Coordinatore del Comitato

Università di Firenze – Scuola di Ingegneria

Componente : **Prof. Ing. Gianni Bartoli**

Sostituto: **Prof. Ing. Gloria Terenzi**

Università di Pisa – Scuola di Ingegneria

Componenti: **Prof. Ing. Pietro Croce - Prof. Ing. Silvia Caprili**

Sostituti: **Prof. Ing. Walter Salvatore - Prof. Ing. Anna De Falco**

Università di Firenze – Scuola di Architettura

Componente: **Prof. Ing. Mario De Stefano**

Sostituto: **Prof. Arch. Marco Tanganelli**

Federazione degli Ordini degli Ingegneri della Toscana

Componente : **Ing Mirko Bianconi** (Presidente Federazione regionale Ordini degli Ingegneri) subentrato, a partire dal 20/10/2022, all'**Ing. Marco Bartoloni**

Sostituto: **Ing. Andrea Melani**

Federazione degli Ordini degli Architetti della Toscana

Componente: **Arch. Paolo Caggiano** (delegato dal Presidente federale) subentrato dall 27/7/2022 all'**Arch. Francesco Pisani**

Rappresentanti responsabili delle sedi territoriali del Settore Sismica della Regione Toscana:

Ing. Santo Antonio Polimeno (Massa e Lucca)

Ing. Giovanni Mammini (Pisa)

Ing. Giorgio Leonetti (Livorno)

Ing. Dario Pierucci (Arezzo)

Ing. Stefano Acciaioli (Prato e Pistoia)

Arch. Marco Prucher (Firenze),

Ing. Rosamaria Barone (Siena)

Ing. Domenico Labanca (Grosseto, Segretario del Comitato Tecnico Scientifico)

Dott. Geol. Massimo Baglione (Prevenzione Sismica, Firenze)

Membri esperti

Prof. Ing. Andrea Vignoli (*Università di Firenze – Scuola di Ingegneria*)

Prof. Geol. Eros Aiello (*Università di Siena*)

Geol. Alessandro Martelli (*Presidente pro tempore Ordine dei Geologi della Toscana*)

INDICE GENERALE

DOCUMENTI

Orientamenti interpretativi in merito alla classificazione degli interventi sugli edifici esistenti
(approvato nella seduta CTS del 9/11/2022)

QUESITI E PARERI

Anni 2009 - 2010

1. *Redazione dei progetti*
2. *Verifiche intermedie e strutture provvisoriale*
3. *Collaudo statico*
4. *Verifiche SLE*
5. *Regolarità in altezza degli edifici in c.a*
6. *Linee guida per interventi su edificio vincolati*
7. *Linee vita*
8. *Altezza dei fabbricati*
9. *Strutture in legno*
10. *Collaudo statico*
11. *Nuove costruzioni in muratura*

Anno 2011

12. *Verifica di deformabilità negli edifici esistenti*
13. *Solaio negli edifici in muratura*
14. *Pareti nelle strutture in c.a.*
15. *Costruzioni in muratura*
16. *Nuove costruzioni in c.a*
17. *Nuove costruzioni in c.a.. Tamponature*
18. *Strutture di fondazione in c.a.*
19. *Costruzioni in muratura. Fondazioni*
20. *Travi tralicciate in acciaio, conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante*
21. *Scale interne*

- 22. *Numerosità dei controlli di accettazione in cantiere per l'acciaio da c.a.*
- 23. *Particolari esecutivi strutture in c.a.*
- 24. *Muratura "mista"*
- 25. *Strutture in muratura - Cordoli in c.a.*

Anno 2012

- 26. *Regolarità in pianta degli edifici ai fini dell'applicabilità del metodo semplificato per il dimensionamento*
- 27. *strutturale di edifici in muratura*
- 28. *Livelli di conoscenza strutture in c.a.*
- 29. *Piani interrati o seminterrati di edifici in muratura.*
- 30. *PARERE - Metodo costruttivo a pannelli portanti realizzati con blocco cassero e cls debolmente armato. Possibilità di utilizzo in zona sismica.*
- 31. *Azioni di progetto per le coperture*
- 32. *PARERE - Considerazioni in merito al quesito sulle nuove edificazioni, interne agli edifici esistenti, pervenuta dal Servizio tecnico centrale*
- 33. *Edifici strategici e rilevanti. Classi d'uso*
- 34. *Verifiche di sezioni tubolari in acciaio (classe 4)*

Anno 2013

- 35. *Strutture in muratura con piano cantinato o seminterrato in c.a.*
- 36. *Impianti ascensore a struttura metallica*
- 37. *Pareti in legno in legno lamellare*

Anno 2014

- 38. *Azioni sulle costruzioni – carico d'incendio*
- 39. *Interventi su edifici esistenti. Miglioramento su edificio storico vincolato*
- 40. *Interventi di miglioramento*
- 41. *Intervento di adeguamento sismico*
- 42. *Collegamenti in fondazioni*
- 43. *Piano di posa fondazioni*

Anno 2015

- 44. *Edifici in muratura esistenti – Snellezza delle murature*
- 45. *Costruzioni in legno tipo Block-house e miste*

- 46. *Reti in FRP e malte di calce “strutturale” nell'ambito di interventi di rinforzo di pareti murarie e modalità di calcolo.*
- 47. *Smontaggio e rimontaggio di strutture esistenti.*
- 48. *Necessità di deposito del progetto ai sensi del DPR 380/2001 (artt. 65, 93 e/o 94 DPR 380/2001)*
- 49. *Cabine balneari*

Anno 2016

- 50. *Classificazione di interventi su edifici esistenti in caso di demolizione parziale*
- 51. *Installazione di impianti ascensori, generalmente metallici, all'interno di edifici esistenti.*
- 52. *Muri di sostegno in c.a.*
- 53. *Interventi di adeguamento. Variazione di classe e/o destinazione d'uso*
- 54. *Valutazione della sicurezza sulle fondazioni di costruzioni esistenti*
- 55. *Scelta del Fattore di struttura e procedimento di calcolo per edifici progettati con parti non dissipative*
- 56. *Livello di sicurezza per interventi su edifici “rilevanti”*
- 57. *Valore del fattore di struttura per strutture in muratura non regolari in pianta*

Anno 2017

- 58. *Scelta del Fattore di struttura e procedimento di calcolo per edifici progettati con parti non dissipative*
- 59. *Manifattura tabacchi – Livello minimo di sicurezza da adottare nel caso di miglioramento sismico di un edificio con cambio di destinazione d'uso ad attività con forte presenza di persone (laboratori d'arte e spettacolo, centri formazione ecc.).*
- 60. *Quesiti sulle costruzioni in muratura portante.*
- 61. *Classificazione elementi a sbalzo come intervento locale*
- 62. *Richiesta di precisazioni per il valore del fattore di struttura per strutture in muratura non regolari in pianta*
- 63. *Strutture in c.a., verifiche*
- 64. *Strutture di fondazione e criteri di progettazione*
- 65. *Utilizzo della pietra naturale come elemento strutturale*
- 66. *Utilizzo della pietra naturale come elemento strutturale*
- 67. *Strutture in acciaio, sezioni in classe 4*
- 68. *Edifici a struttura mista muratura- c.a.*
- 69. *Consolidamento pareti in laterizi forati*

da questa data i pareri sono resi in riferimento alle NTC2018

Anno 2018

- 70. *Miglioramento/adeguamento sismico di edificio scolastico*
- 71. *Strutture metalliche. Utilizzo di tipologia di collegamento non normata nelle NTC (collari)*
- 72. *Vita Nominale di progetto e classe d'uso di un'opera*
- 73. *Edifici in muratura. Requisiti geometrici delle pareti*
- 74. *Sisma verticale, strutture prefabbricate e dettagli costruttivi pilastri in c.a.*
- 75. *Interventi di adeguamento in edificio scolastico in muratura*
- 76. *Interventi di miglioramento in edifici in muratura. Modellazione strutturale*
- 77. *Utilizzo di tipologia di collegamento non normata nelle NTC 2008 (unioni con chiodi ciechi e altri sistemi di cui ai punti C4.2.12 delle NTC).*
- 78. *D.P.R. 20/09/1990 N. 285 art. 76 – Loculi cimiteriali*
- 79. *Nuova struttura in c.a. - Strutture non dissipative – Pareti in c.a.*

Anno 2019

- 80. *Cambio destinazione d'uso RSA*
- 81. *Intervento di consolidamento con “cappotto armato” per strutture in muratura*
- 82. *Interpretazione autentica del punto n. 5 del Documento "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti". Balconi, gronde e sbalzi*
- 83. *Edifici esistenti. Caratterizzazione dei materiali per le strutture in c.a.*
- 84. *Sovraccarichi da utilizzare per edifici scolastici*
- 85. *Strutture in c.a. Armatura e verifiche dei nodi. Tamponamenti e tramezzature*
- 86. *Scaffalature metalliche*
- 87. *Realizzazione di falde di copertura “leggere” con strutture a traliccio di acciaio di tipo commerciale*
- 88. *Vari quesiti in merito al recepimento del DL n. 32/2019 “sbloccacantieri” e delle modifiche introdotte, con la definitiva conversione in legge, al DPR 380/2001.*
- 89. *DPR 380/2001 – art. 94bis - Opere prive di rilevanza*
- 90. *Rischio di liquefazione*
- 91. *Realizzazione di un intervento di miglioramento sul blocco ospedaliero*

Anni 2020-2022

92. *Moduli prefabbricati "tipo container" che però hanno funzione Civili*
93. *Fondazioni di un capannone agricolo ad un piano con sistema costruttivo in acciaio con tamponamento in lamiera*
94. *Caratteristiche delle murature esistenti*
95. *Strutture strategiche e/o rilevanti*
96. *Interventi di miglioramento e adeguamento sismico su edifici vincolati ai sensi del Dlgs 42/2004*
97. *Strutture in c.a. - NTC § 7.4.1 - Verifiche dei nodi trave-pilastro*
98. *Caratterizzazione muratura in terra cruda*
99. *Interventi generalizzati di rinforzo con intonaco armato su edifici in muratura – Classificazione intervento*
100. *Interventi di riabilitazione strutturale di edifici diruti*
101. *Adeguamento sismico di un edificio esistente in c.a. con barre lisce di armatura.*
102. *Intonaco armato senza connessioni trasversali e armatura convenzionale*
103. *Edifici in muratura, livelli di conoscenza e prove*
104. *§ 8.4.3 NTC18. Adeguamento. Interpretazione caso d): trasformazioni di costruzioni*
105. *Connessione di varie unità strutturali indipendenti al fine di migliorare la risposta sismica complessiva*

APPENDICE 1

VERIFICHE DI STABILITA' DI PALI METALLICI POLIGONALI E CIRCOLARI IN CLASSE 4
UTILIZZATI PER IL SOSTEGNO DI PALE EOLICHE E ANTENNE

APPENDICE 2

LA VERIFICA DI STABILITA' DEI PILASTRI MURARI CARICATI DA FORZA NORMALE
ECCENTRICA. COEFFICIENTI DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA



REGIONE TOSCANA
Giunta Regionale

Direzione Ambiente ed Energia

Settore Sismica

COMITATO TECNICO SCIENTIFICO

in materia di Rischio Sismico

(art. 3bis L.R. 58/2009 e Decreto del Presidente della Giunta regionale n. 83 del 22/5/2022)

Orientamenti interpretativi

in merito alla classificazione gli interventi sugli edifici esistenti

approvato definitivamente nella seduta del 09/11/2022

.Introduzione

Il presente documento fornisce delle linee guida orientative per la classificazione degli interventi che, con una certa frequenza, vengono eseguiti sul patrimonio edilizio esistente.

Il documento non si configura pertanto quale strumento di codifica delle possibili tipologie di intervento e si limita a fornire indicazioni interpretative ulteriori a quanto specificato all'interno delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018 pubblicate con D.M.17/01/2018) e della corrispondente Circolare applicativa (Circ. n.7/2019), e, per quanto con esse non in contrasto, inquadrandosi altresì quale mezzo di illustrazione e chiarificazione degli accorgimenti da seguire nel caso in cui si progettino le più frequenti tipologie di intervento sul costruito esistente.

Data l'ampia casistica di opere sui manufatti esistenti e la difficoltà, talvolta presente, di ricondurle alle tre categorie di intervento definite dalla normativa (e.g. adeguamento, miglioramento e intervento locale), le presenti linee guida hanno come obiettivo quello di fornire utili chiarimenti sia ai progettisti sia ai tecnici designati ai controlli in merito alla possibile classificazione delle tipologie di intervento più frequentemente ricorrenti sui manufatti esistenti, facendo riferimento a quanto riportato all'interno delle prescrizioni normative vigenti.

Le indicazioni fornite sono da considerarsi orientative e, ovviamente, non esaustive di tutti i possibili casi riscontrabili nella pratica professionale: a tal fine è necessario notare che, in base alle peculiarità specifiche del manufatto considerato, sarà necessario motivare e dettagliare in maniera accurata le scelte progettuali effettuate, tenendo sempre presente quanto riportato nelle norme tecniche.

Le indicazioni quantitative di seguito riportate non sono vincolanti ma hanno lo scopo di orientare il progettista nella scelta della tipologia di intervento e possono risultare utili a giustificare la scelta effettuata.

Il progettista, che resta in ogni caso pienamente responsabile del proprio progetto, ha pertanto la possibilità di effettuare scelte diverse da quelle riportate nel presente documento, le quali dovranno essere adeguatamente giustificate.

Il presente documento sostituisce integralmente i precedenti documenti:

Orientamenti interpretativi in merito agli interventi di sopraelevazione di edifici esistenti del settembre 2015

Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti dell'ottobre 2012

.Definizioni generali

Al fine di facilitare la lettura univoca di quanto nel testo riportato, si forniscono le seguenti definizioni.

- Δ_C variazione della quota di imposta della copertura
- H_C altezza del colmo della copertura, calcolata dall'estradosso del solaio di sottotetto all'intradosso del solaio di copertura.
- H_G altezza della gronda, calcolata dall'estradosso del solaio di sottotetto all'intradosso del solaio di copertura.
- $H_m = \frac{H_c + H_G}{2}$ altezza media calcolata con riferimento all'altezza di gronda e all'altezza di colmo. L'altezza media è calcolata secondo la seguente espressione:
 - h_{Cor} altezza del cordolo.
 - $H_{m,a}$ altezza media del piano prima dell'intervento.
 - $H_{m,p}$ altezza media del piano post-intervento.

Facendo riferimento alla L.R. 5/2010 del 08.02.2010, art.3 comma 1, lettera a)¹ (in particolare il primo e

¹ - L.R. 5/2010 del 08.02.2010, art.3 comma 1, lettera a) "L'altezza media interna netta, intesa come la distanza tra il

secondo periodo) e ai fini del presente documento si intende:

- per “*superficie abitabile*” la superficie del sottotetto avente altezza H_m maggiore o uguale a quella definita dalla norma citata;
- per *incremento di superficie abitabile*” l’aumento di superficie conseguente al raggiungimento di un’altezza di sottotetto H_m maggiore o uguale a quella compatibile con l’abitabilità ai sensi della norma citata, ottenuta attraverso l’esecuzione dell’intervento in progetto.

Sempre ai fini del presente documento, se a seguito degli interventi di progetto l’altezza media H_m del sottotetto supera il valore indicato nella citata norma per spazi ad uso abitazione, il piano viene considerato abitabile, indipendentemente dalla sua destinazione urbanistica, determinando di fatto il cambio di destinazione d’uso.

Si ricorda, infine, che secondo il punto 8.3. delle NTC il cambio di destinazione d’uso di porzione dell’edificio con variazione dei carichi significativa (l’esempio più ricorrente da locali ad uso accessorio a locali abitabili) implica comunque l’effettuazione della valutazione della sicurezza.

.PRECISAZIONE SUGLI INTERVENTI LOCALI

Ricordando quanto riportato al punto 8.4.1 e C8.4.1 delle NTC 2018 nel caso di classificazione degli interventi di progetto come “locali” occorre verificare che “*non vi sia riduzione del livello di sicurezza preesistente*” all’intervento di progetto.

Come indicato al punto 8.3 e C.8.3, questo potrà essere valutato, sia dal punto di vista dei carichi orizzontali che di quelli verticali, anche solo sugli elementi interessati e su quelli con essi interagenti, prevedendo, se del caso, i necessari interventi compensativi.

Si ricorda che a tal fine la norma definisce come soglia della sicurezza il valore $\zeta=1$. Pertanto non sono da considerarsi interventi che determinano “riduzione della sicurezza” quelli che dopo l’intervento di progetto comportano comunque verifiche locali positive ($\zeta>1$).

.Contenuti del documento

Gli interventi trattati sono riportati nel seguito.

solaio di calpestio ed il piano virtuale orizzontale mediano tra il punto più alto e quello più basso dell'intradosso sovrastante il solaio ed il solaio stesso, non sia inferiore a 2,30 metri per gli spazi ad uso abitazione. Per gli spazi accessori o di servizio, l'altezza è riducibile a 2,10 metri.

1. Interventi in copertura	11
1.1 Rifacimento della copertura con variazione dell'altezza del fabbricato	11
1.2 Aggiunta di una nuova copertura	13
1.3 Abbaini	14
1.4 Volumi tecnici in copertura	14
2. Interventi sui solai	15
2.1 Interventi sui solai di interpiano	15
2.2 Interventi sul solaio di sottotetto	17
3. Addizioni volumetriche di piano	18
3.1 Addizione volumetrica in copertura o a piano intermedio	18
3.2 Addizione volumetrica a piano terra	19
4. Interventi particolari sugli edifici in muratura e sulle pareti murarie in genere	20
4.1. Interventi di modifica delle aperture nelle murature portanti e/o di controvento	20
4.1.1 Analisi dello stato di fatto	20
4.1.2 Calcolo e verifica	21
4.1.3 Cantierizzazione	21
4.1.4 Indicazioni dimensionali e costruttive	22
4.1.5 Interventi di rinforzo diffuso su pareti murarie	24
4.2 Ulteriori considerazioni sugli interventi di miglioramento	25
5. Interventi di modesta entità classificabili come “interventi locali”	27

1. Interventi in Copertura

1.1 Rifacimento della copertura con variazione dell'altezza del fabbricato

Le considerazioni di seguito riportate fanno riferimento al caso in cui si effettua il rifacimento della copertura di un manufatto esistente andando a modificare di una certa aliquota Δ_c l'altezza complessiva del manufatto (Figura 1).

In particolare, sono riscontrabili due casi diversi: il primo (caso 1A) nel quale l'incremento di altezza del manufatto a seguito dell'intervento è minore o uguale di 50 cm, il secondo (caso 1B) nel quale l'incremento di altezza del manufatto a seguito dell'intervento è maggiore di 50 cm.

Le considerazioni di seguito riportate fanno riferimento a quanto indicato nel §8.4.3 delle NTC2018, laddove sono definite le situazioni nelle quali occorre procedere con un intervento di adeguamento. L'ultimo capoverso, in particolare, si riferisce al caso in cui siano inseriti – a livello di copertura – cordoli sommitali: *“Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento ai sensi della condizione (a) (sopraelevazione). In tal caso, non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.”*

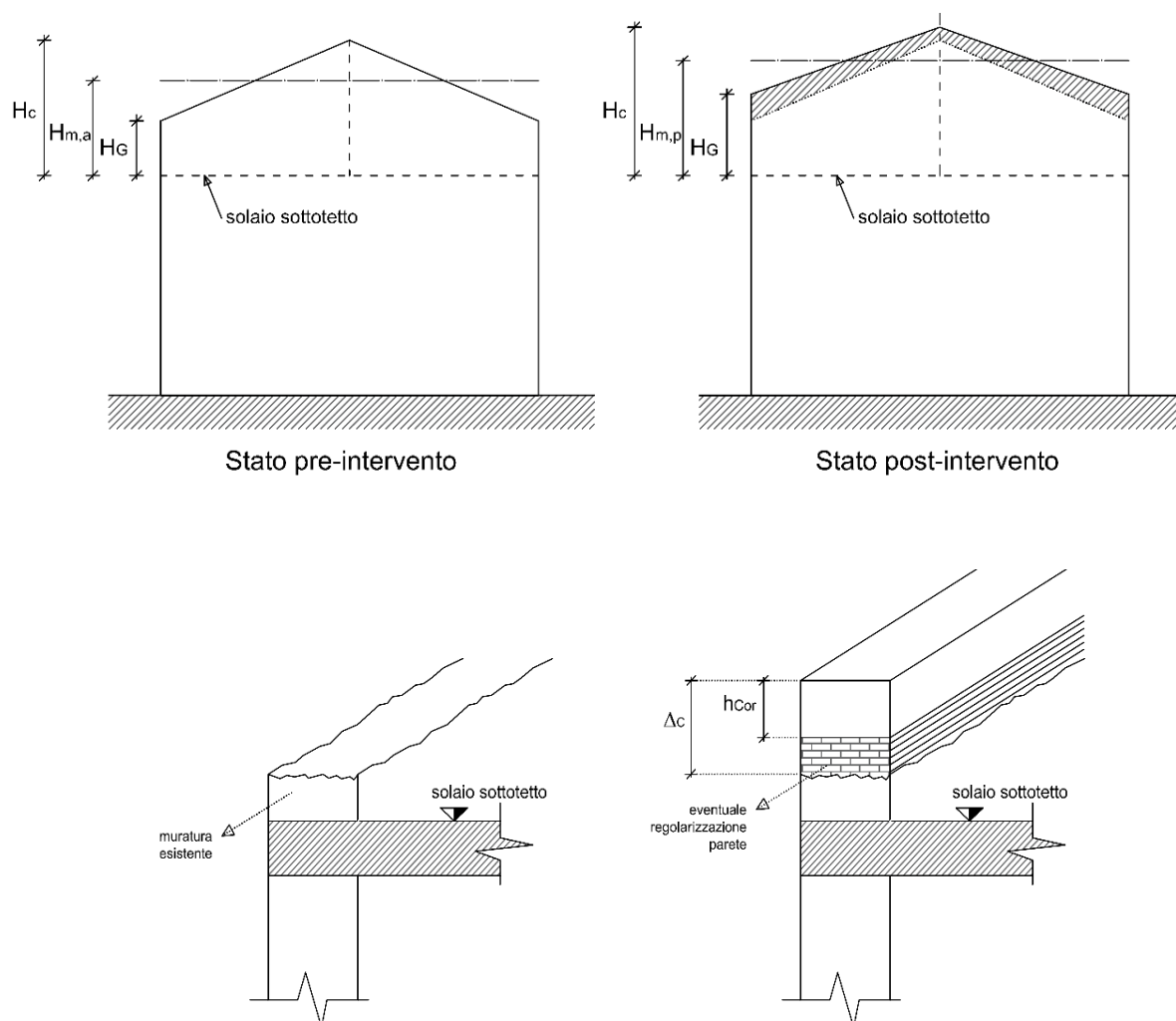


Figura 1 – Rifacimento di copertura mediante inserimento di cordolo

Caso 1A: Inserimento di cordolo sommitale con incremento dell'altezza dell'edificio di $\Delta c \leq 50$ cm

L'intervento prevede il rifacimento della copertura con realizzazione di un cordolo sommitale che comporta una variazione dell'altezza complessiva del manufatto inferiore o uguale a 50 cm (Figura 2). Nella variazione dell'altezza di 50 cm sono compresi il cordolo e gli eventuali piani di regolarizzazione delle murature perimetrali, come riportato schematicamente in Figura 1.

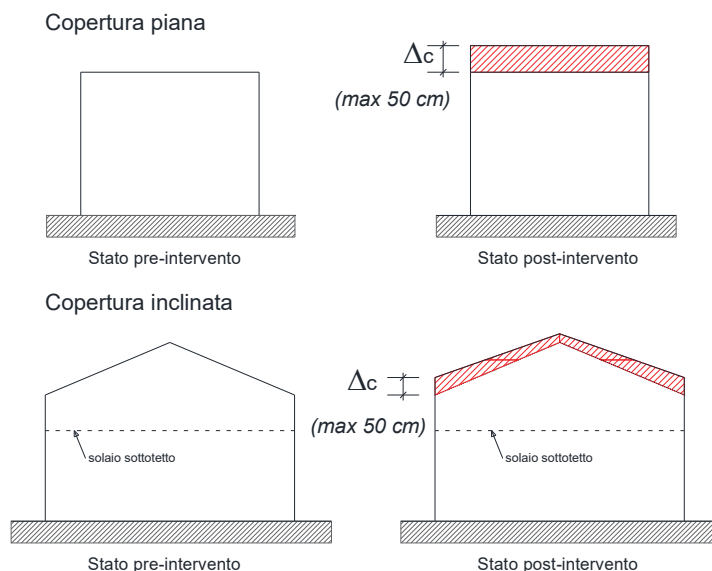


Figura 2: Rifacimento della copertura con inserimento di un cordolo di altezza non superiore a 50 cm.

Tale intervento può essere classificato quale INTERVENTO LOCALE a condizione che rimanga inalterato il numero dei piani abitabili dell'edificio (ovvero il sottotetto non diventi abitabile, fatta eccezione per eventuali vani accessori); è altresì suggerito il rispetto di alcuni accorgimenti progettuali e realizzativi, di seguito riportati.

In particolare, si raccomanda che la pendenza, l'orditura e la rigidezza rimangano sostanzialmente, inalterati rispetto al solaio esistente, in modo da non variare significativamente le sollecitazioni e la loro redistribuzione sugli elementi portanti verticali, auspicando al contempo che i pesi propri permanenti e portati (G_1 e G_2) del nuovo solaio di copertura possano essere ridotti.

Per tutti gli aspetti esecutivi si richiamano le indicazioni contenute al paragrafo §C.8.7.4.1 della Circolare esplicativa n. 7/2019.

Caso 1B: Inserimento di cordolo sommitale con incremento dell'altezza dell'edificio di $\Delta c > 50$ cm

L'intervento prevede il rifacimento della copertura con realizzazione di un cordolo sommitale che comporta una variazione dell'altezza complessiva del manufatto superiore a 50 cm. Nell'incremento complessivo di altezza sono contenuti il cordolo e l'eventuale piano di regolarizzazione delle murature perimetrali. Tale intervento può essere classificato quale intervento di MIGLIORAMENTO, a meno che non comporti, ai sensi del §C.8.4.3, variazioni della superficie abitabile *significative da un punto di vista strutturale* (Adeguamento).

A titolo meramente indicativo la variazione della superficie abitabile si ritiene significativa da un punto di vista strutturale quando, a seguito dell'intervento, almeno il 50% del piano di sottotetto passa da non abitabile ad abitabile (ai sensi della L.R. 5/2010) fermo restando quanto previsto al punto §8.4.3 lett. c) delle NTC2018).

Nell'ottica della valutazione sopra riportata tutto il piano si ritiene abitabile se, allo stato attuale, più del 50% è già abitabile, fatta salva l'idoneità statica del solaio di calpestio. In questi casi l'intervento di progetto deve tener conto di precedenti interventi analoghi, nel rispetto dei limiti assoluti sopra indicati.

Ulteriori indicazioni

Per quanto concerne le caratteristiche geometriche del cordolo, si può fare riferimento a quanto previsto per le nuove costruzioni di muratura e riportato al §7.8.6.1 delle NTC2018 nel caso in cui sia realizzato in c.a., oppure al §C.8.7.4.1 per le altre tipologie di cordolo.

Nella progettazione del cordolo di sommità in calcestruzzo armato, tenendo conto anche delle caratteristiche della muratura sottostante, è opportuno mettere in atto tutti gli accorgimenti per limitarne la rigidità (ad esempio l'impiego di calcestruzzo alleggerito, limitare al minimo l'altezza necessaria per la formazione del cordolo) e per consentire una corretta collaborazione con la muratura anche mediante l'impiego di opportuni collegamenti.

Riguardo alla necessità di realizzare cordolature al momento del sostanziale rifacimento della copertura si ricorda il combinato disposto del punto 7.8.6.1 e 8.2 delle NTC2018, tenendo conto che, mentre per le nuove costruzioni in muratura il cordolo deve necessariamente essere in c.a., nelle costruzioni esistenti la cordolatura potrà essere realizzata anche con altre tecnologie scelte tra quelle indicate nella Circolare 7/2019 al § C8.7.4.1 ponendo particolare attenzione a garantire:

- efficace collegamento tra la cordolatura e la sottostante muratura, ad esempio con connessioni verticali profonde;
- efficace collegamento tra le varie pareti curando particolarmente la connessione negli angoli e nei martelli murari;
- efficace connessione tra le falde e il cordolo stesso in modo da creare l'effetto scatolare e di collegamento tra i vari macroelementi interessati nonché garantire rispetto al potenziale sollevamento delle falde in fase dinamica sussultoria;
- opportuna rigidità trasversale nel piano della cordolatura in relazione allo spessore della muratura;
- continuità della cordolatura e capacità di resistenza a trazione.

1.2 Aggiunta di una nuova copertura

Non costituisce sopraelevazione la realizzazione di un tetto a falde inclinate al di sopra dell'esistente copertura piana (Figura 3) e non è richiesta la valutazione della sicurezza ai sensi del Cap.8 delle NTC2018, se sono soddisfatte contemporaneamente le seguenti condizioni:

- non si hanno modifiche significative ($<50\text{cm}$) della quota di imposta della gronda H_G ;
- la nuova copertura sia realizzata con materiali “leggeri” e l'inserimento di carico permanente al piano (G1 e G2) sia inferiore a $1,00 \text{ kN/mq}$;
- l'angolo di inclinazione della falda $\beta \leq 20^\circ$;
- il sottotetto, individuato tra solaio piano e nuova falda, non sia abitabile, ovvero costituisca intercapedine accessibile per sola manutenzione.

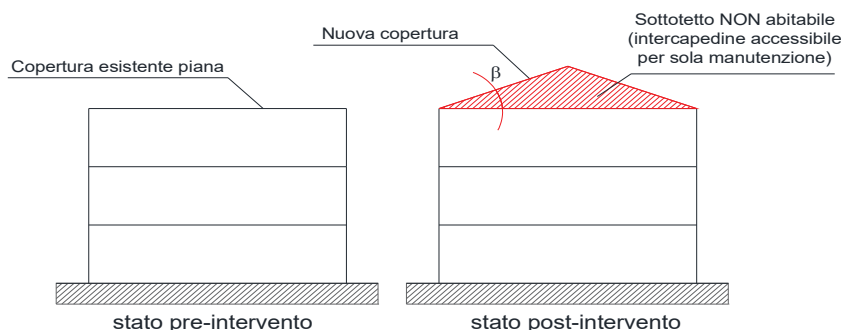


Figura 3: Aggiunta di una nuova copertura leggera.

Nel rispetto di tutte le condizioni sopra dette, l'intervento può essere classificato quale INTERVENTO LOCALE. Falde di copertura più pesanti potranno essere ammissibili nell'ambito di interventi di miglioramento o adeguamento sismico.

1.3 Abbaini

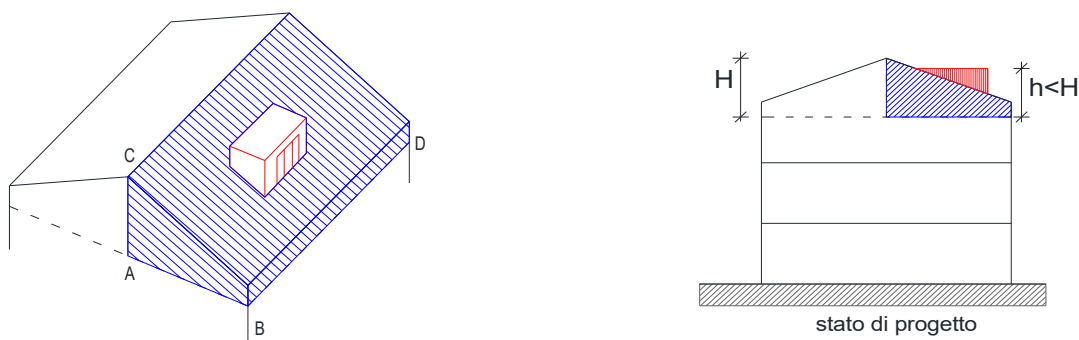


Figura 5: Realizzazione di un abbaino in copertura

La realizzazione di uno o più abbaini (Figura 5) non costituisce sopraelevazione purché siano soddisfatte contemporaneamente le seguenti condizioni:

- il loro volume complessivo non superi del 30% il volume, misurato considerando l'area sottesa dalla falda interessata per la semi-differenza di quota tra gronda e colmo.

$$V_{\text{sottotetto}} = AB \cdot BD \cdot \frac{AC}{2}$$

$$V_{\text{abbaino}} < 30\% V_{\text{sottotetto}}$$

- il volume del singolo abbaino, misurato per la parte eccedente la falda, sia inferiore a 10 mc.

Nel rispetto di tutte le condizioni sopra dette, l'intervento può essere classificato quale INTERVENTO LOCALE.

1.4 Volumi tecnici in copertura

La realizzazione di volumi tecnici (locale non abitabile) in copertura non si considera sopraelevazione e può essere classificata come INTERVENTO LOCALE se sussistono contemporaneamente le seguenti condizioni:

- l'elemento che si aggiunge si può configurare come peso portato;
- il volume complessivo è inferiore a 30 mc.
- l'incremento di massa al piano è inferiore al 3%, valutato secondo la combinazione caratteristica di cui alla formula [2.5.7] del §2.5.3 delle NTC 2018 includendo i soli carichi gravitazionali.

.2. Interventi sui solai

2.1 Interventi sui solai di interpiano

Le considerazioni di seguito riportate si riferiscono al caso frequente in cui l'intervento preveda il rifacimento di solai di interpiano dell'edificio oppure dell'Unità Strutturale considerata, sia nel caso in cui la quota di imposta rimanga inalterata, sia nel caso in cui ci sia variazione effettiva della quota di imposta.

Si ritiene opportuno individuare le seguenti casistiche, sotto specificate.

- Caso A: Demolizione completa o prevalente di un solaio di interpiano e sua ricostruzione alla medesima quota di imposta.
- Caso B: Demolizione completa o prevalente di un solaio di interpiano e sua ricostruzione con modifica della quota di imposta.
- Caso C: Demolizione parziale (limitata) e sua ricostruzione di un solaio di interpiano.
- Caso D: Realizzazione di un nuovo solaio di interpiano all'interno di una Unità Strutturale
- Caso E: Apertura o chiusura di fori nei solai.

Caso A: Demolizione completa o prevalente di un solaio di interpiano e sua ricostruzione alla medesima quota di imposta

Si ritiene che variazioni della quota di imposta $< 0,30$ m o variazioni finalizzate al riallineamento con i campi di solaio adiacenti possano essere trattati con i medesimi criteri di seguito indicati.

1. Se la ricostruzione del solaio è eseguita **senza alterazione della quota di imposta** rispetto alla condizione originaria **con o senza cambio di destinazione d'uso**, l'intervento può essere classificato come INTERVENTO LOCALE, salvo che non ricorrano le condizioni di cui ai punti successivi. Affinché l'intervento possa essere classificato quale INTERVENTO LOCALE, è opportuno che siano rispettati alcuni specifici accorgimenti progettuali. In particolare, che l'orditura e la rigidezza nel piano orizzontale e i pesi propri permanenti e portati (G_1 e G_2) del nuovo solaio, rimangano, per quanto possibile, inalterati rispetto alla condizione esistente. in modo da non variare significativamente le sollecitazioni e la loro ridistribuzione sugli elementi portanti verticali.
2. Se la ricostruzione del solaio è eseguita **senza alterazione della quota di imposta** rispetto alla condizione originaria **con o senza cambio di destinazione d'uso ma determina un incremento significativo del carico al piano** l'intervento può essere classificato come MIGLIORAMENTO fatto salvo quanto previsto al 8.4.3 lett. c).
3. Se la ricostruzione del solaio è eseguita **senza alterazione della quota di imposta** rispetto alla condizione originaria ma **con cambio di destinazione d'uso** e provocando un **incremento di carico in fondazione superiore al 10%**, l'intervento deve essere classificato come ADEGUAMENTO.

L'incremento di carico verticale, sia al piano che in fondazione, di cui sopra sono valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla formula [2.5.2] del §2.5.3 delle NTC2018 includendo i soli carichi gravitazionali.

Per tutti gli aspetti esecutivi si richiamano le indicazioni contenute al §C.8.7.4.1 della Circolare esplicativa n. 7/2019.

Caso B: Demolizione completa o prevalente di un solaio di interpiano e sua ricostruzione con modifica della quota di imposta.

La modifica della quota di imposta si intende significativa quando superiore a 30 cm e che comporti un significativo disallineamento rispetto alle quote di solai limitrofi.

1. Se l'intervento comporta una modifica della quota di imposta (rispetto a quella originaria) **con o senza cambio di destinazione d'uso**, esso può essere classificato come MIGLIORAMENTO salvo dimostrazione, tramite una valutazione globale sulla Unità Strutturale, che l'intervento è LOCALE.

La valutazione analitica per stabilire se l'intervento incide o meno sul comportamento globale della costruzione può essere condotta, ad esempio, confrontando lo stato di fatto con quello di progetto considerando e valutando - a titolo esemplificativo ma non esaustivo - aspetti quali forme modali, periodi di vibrazione, tagli di piano e ripartizione delle sollecitazioni sugli elementi portanti;

2. Se l'intervento comporta una modifica della quota di imposta (rispetto a quella originaria) **con cambio di destinazione d'uso** provocando **un incremento di carico in fondazione superiore al 10%**, esso deve essere classificato come ADEGUAMENTO.

L'incremento di carico verticale in fondazione deve essere valutato secondo la combinazione caratteristica di cui alla formula [2.5.2] del §2.5.3 delle NTC2018 includendo i soli carichi gravitazionali.

Caso C: Demolizione parziale (limitata) di un solaio di interpiano e sua ricostruzione

Se l'intervento comporta la demolizione e ricostruzione di limitata estensione di un solaio di piano di una Unità Strutturale (ad esempio un campo di solaio) con variazione della quota di imposta rispetto a quella originaria inferiore a 30cm o finalizzata al riallineamento con i solai adiacenti esso può essere classificato quale INTERVENTO LOCALE.

Nel caso non siano rispettate le suddette condizioni la classificazione dell'intervento potrà essere inquadrata sempre come INTERVENTO LOCALE a seguito di valutazioni fatte caso per caso in funzione delle ripercussioni sul comportamento statico e sismico dell'unità strutturale. Eventualmente potrà essere fatta una valutazione globale sulla Unità Strutturale stessa, ad esempio, confrontando lo stato di fatto con quello di progetto considerando e valutando - a titolo esemplificativo ma non esaustivo - aspetti quali forme modali, periodi di vibrazione, tagli di piano e ripartizione delle sollecitazioni sugli elementi portanti.

Si raccomanda inoltre di porre attenzione, a titolo esemplificativo ma non esaustivo, a fattori quali la snellezza delle pareti, possibili fenomeni di martellamento legati a discontinuità di quota, azioni taglianti agenti sulle pareti, ecc.

Caso D: Realizzazione di un nuovo solaio di interpiano all'interno di un manufatto esistente di una Unità Strutturale

1. Se l'intervento prevede l'inserimento, all'interno di una Unità Strutturale esistente, di un nuovo solaio di qualunque superficie (parziale o totale rispetto alla superficie complessiva di piano) con **incremento globale di carichi in fondazione superiore al 10%**, esso deve essere classificato come ADEGUAMENTO.
2. Fatto salvo quanto previsto al successivo punto 3, se l'intervento prevede l'inserimento, all'interno di una Unità Strutturale, di un nuovo solaio di qualunque superficie (parziale o totale rispetto alla superficie complessiva di piano) con **incremento globale di carichi in fondazione non superiore al 10%**, esso può essere classificato in generale, come MIGLIORAMENTO.
3. Se l'intervento prevede l'inserimento, all'interno di una Unità Strutturale esistente, di un nuovo solaio di **superficie pari o non superiore al 15%** della superficie complessiva di piano dell'Unità strutturale, esso può essere progettato come LOCALE, se l'**incremento dei carichi in fondazione è comunque non superiore al 5%**.

L'incremento di carico deve essere valutato secondo la combinazione caratteristica di cui alla formula [2.5.2] del §2.5.3 delle NTC2018, includendo i soli carichi gravitazionali.

Le percentuali di superficie di piano si riferiscono alle unità strutturali oggetto di intervento.

Qualora l'intervento dovesse essere reiterato nel tempo, nell'analisi storico-critica si dovranno considerare gli interventi già effettuati. Le percentuali di superficie interessata dalle opere sono da considerarsi *assolute*: ad esempio, se la superficie del solaio parziale di progetto è pari al 10% della superficie complessiva di piano, con un successivo intervento locale si potrà eventualmente coprire il restante 5%; a titolo esemplificativo è riportato lo schema di Figura 6.

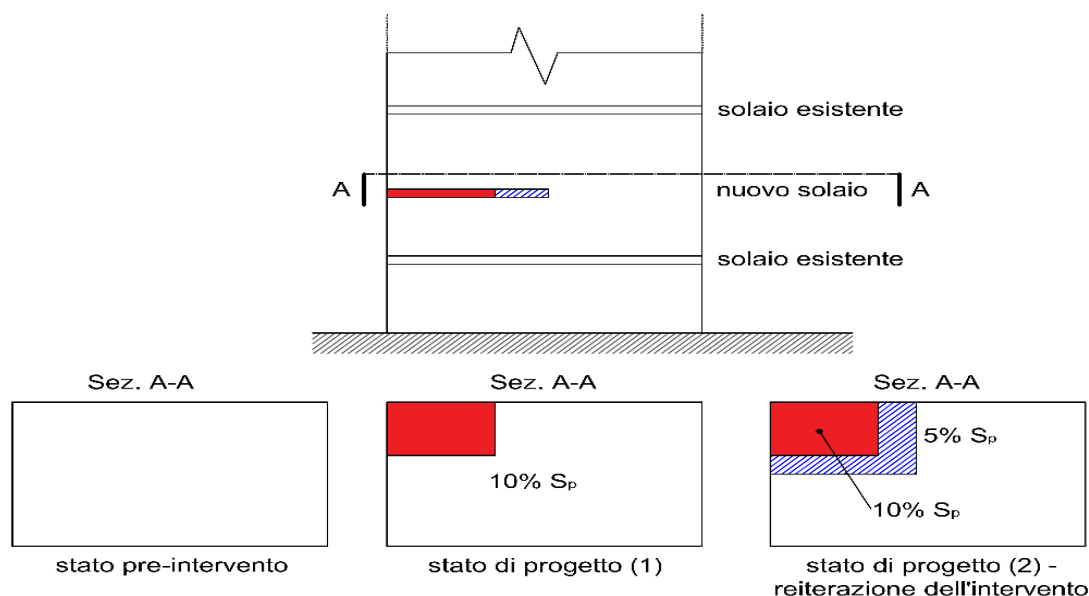


Figura 6: Introduzione di un nuovo solaio parziale come intervento locale.

Per tutti gli aspetti esecutivi si richiamano le indicazioni contenute al §C.8.7.4.1 della Circolare esplicativa n. 7/2019.

Caso E: Apertura o chiusura di fori nei solai

Nel caso di demolizione parziale di campi di solaio (*apertura dei fori*) si raccomanda di adottare idonei accorgimenti atti a ripristinare la rigidezza di piano originaria e le condizioni di vincolo dello stato preesistente.

Nel caso di ripristino parziale di campi di solaio (*chiusura dei fori*), si raccomanda che la parte di piano ripristinata mantenga le caratteristiche tipologiche del solaio esistente, evitando comunque di provocare, con l'esecuzione dell'intervento, incrementi significativi di carico.

Per tutti gli aspetti esecutivi si richiamano le indicazioni contenute al §C.8.7.4.1 della Circolare esplicativa n. 7/2019.

Queste tipologie di intervento sono generalmente classificabili come INTERVENTI LOCALI

2.2 Interventi sul solaio di sottotetto

Si fa riferimento al precedente paragrafo 2.1.

Ai fini del presente documento, si ricorda che se a seguito degli interventi di progetto l'altezza media H_m del sottotetto supera il valore indicato dall'art. 3. c. 1 lett.a) della LR 5/2010 per spazi ad uso abitazione, il piano viene considerato abitabile ai fini del presente documento, indipendentemente dalla sua destinazione urbanistica, determinando di fatto il cambio di destinazione d'uso.

Per i solai di calpestio dei sottotetti accessibili per sola manutenzione, ai fini della valutazione dei sovraccarichi di progetto e visto che la Tab. 3.1.I delle NTC 18 non fornisce specifiche indicazioni, si può assumere il valore minimo pari a 1,00 kN/mq, fatto salvo l'accertamento di una capacità portante superiore.

3. Addizioni volumetriche di piano

Si parla di *addizione volumetrica* nel caso in cui l'intervento preveda l'incremento della volumetria esistente coperta al piano, senza superarne la massima altezza. Ai fini della definizione della volumetria esistente non possono essere considerati volumi tecnici, extra-corsa degli ascensori e locali accessori in genere. Si definiscono nel seguito:

- S_t *superficie totale di piano*
- S_c *superficie coperta al piano ante intervento.*
- S_p *superficie dell'addizione volumetrica di progetto prevista dall'intervento*

3.1 Addizione volumetrica in copertura o a piano intermedio

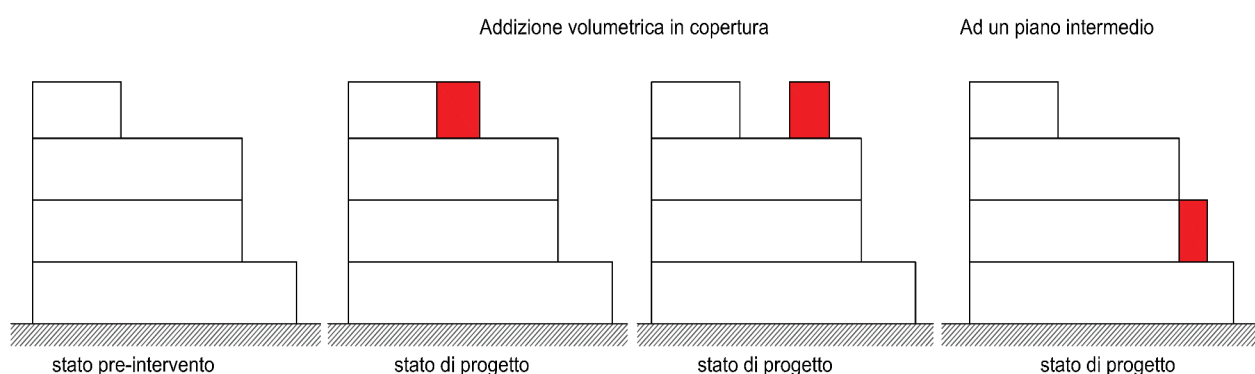


Figura 7: Esempio di addizione volumetrica in copertura o a piano intermedio.

1. La realizzazione di una addizione volumetrica deve essere classificata come intervento di ADEGUAMENTO se comporta un **incremento dei carichi in fondazione superiore al 10%** (calcolato secondo la combinazione caratteristica di cui alla formula [2.5.2] del §2.5.3 delle NTC2018, includendo i soli carichi gravitazionali).
2. Se, a seguito di una addizione volumetrica, si riscontra un **incremento dei carichi in fondazione compreso fra il 5% e il 10%** (calcolato secondo la combinazione caratteristica di cui alla formula [2.5.2] del §2.5.3 delle NTC2018, includendo i soli carichi gravitazionali), l'intervento può essere classificato come MIGLIORAMENTO.
3. Se, a seguito di una addizione volumetrica, si riscontra un **incremento dei carichi in fondazione trascurabile e comunque inferiore al 5%** (calcolato secondo la combinazione caratteristica di cui alla formula [2.5.2] del §2.5.3 delle NTC2018, includendo i soli carichi gravitazionali), l'intervento può essere classificato come INTERVENTO LOCALE.

Al fine di classificare l'intervento come locale, è altresì necessario che la superficie di progetto prevista nel caso di addizione volumetrica rispetti le seguenti condizioni (Figura 8):

- nel caso in cui $S_c \leq 10\% S_t$ l'intervento può prevedere la copertura di una superficie pari al massimo a quella attualmente coperta ($S_p = S_c$).
- nel caso in cui $S_c > 10\% S_t$, l'intervento può prevedere la copertura di una superficie pari al massimo al 30% di quella attualmente coperta ($S_p \leq 30\% S_c$).
- l'intervento non dovrà determinare il passaggio da edificio regolare a irregolare in pianta o in altezza.

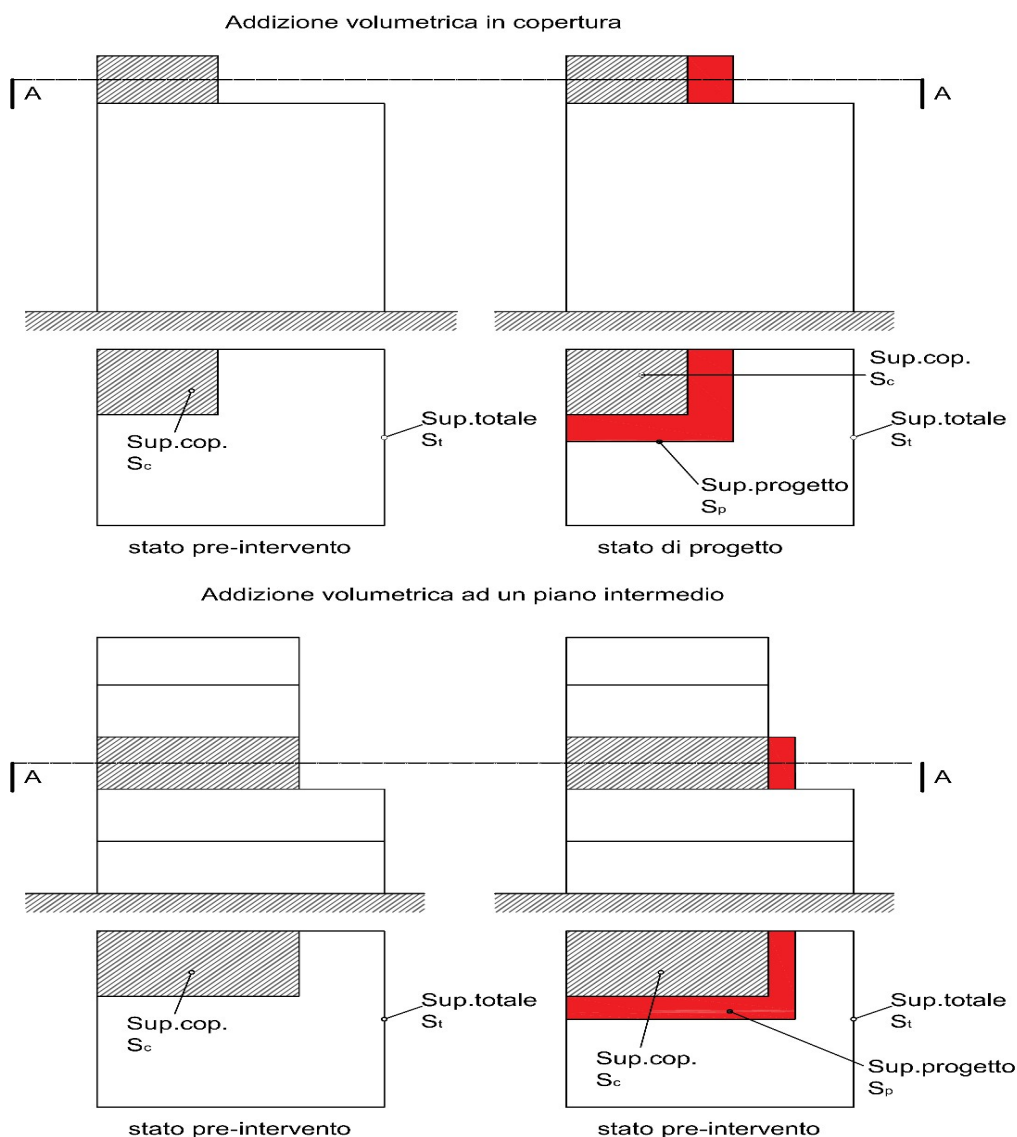


Figura 8: Addizione volumetrica in copertura e al piano

3.2 Addizione volumetrica a piano terra

- 1 Se la superficie dell'addizione volumetrica al piano terra è **inferiore al 10%** della superficie del corrispondente piano ed altezza non superiore a quella dell'esistente piano terra, l'intervento può essere classificato come INTERVENTO LOCALE.
- 2 Se l'addizione volumetrica al piano terra favorisce la riduzione dell'eccentricità, l'intervento può essere classificato come INTERVENTO LOCALE purché la superficie dell'addizione non superi il 20% della superficie di piano preesistente.

Sono escluse dalla presente le nuove costruzioni giuntate rispetto alla costruzione esistente. Gli interventi non sono reiterabili quali interventi locali.

In ogni caso è necessario che le nuove strutture in addizione non alterino per più del 15% le rigidezze degli elementi sismoresistenti esistenti allo stesso livello,

Nel caso in cui le precedenti condizioni non siano rispettate l'intervento si configura come un ampliamento da valutare ai sensi del §8.4.3 delle NTC2018, lettera b).

4. INTERVENTI PARTICOLARI SUGLI EDIFICI IN MURATURA E SULLE PARETI MURARIE IN GENERE

4.1. Interventi di modifica delle aperture nelle murature portanti e/o di controvento

I comuni interventi che prevedono una diversa distribuzione delle aperture interne ed esterne negli edifici in muratura sono spesso oggetto di dubbi e incertezze.

Tali interventi, fisiologicamente connaturati al naturale evolversi delle esigenze distributive interne agli edifici esistenti, sono molto comuni e talune volte abusati sia in numero che in dimensione dei singoli interventi, nonché sconsiderati tra loro.

Senza ulteriormente soffermarsi sulla delicatezza di tali interventi la cui complessità è facilmente intuibile si vuole qui richiamare l'attenzione su alcuni aspetti di calcolo e costruttivi necessari per una corretta progettazione e l'idonea realizzazione secondo la regola dell'arte del settore.

I suggerimenti che seguono sono integrati da regole di "buon senso" che, laddove seguite, consentiranno di omettere ulteriori approfondimenti di calcolo e verifica.

In ogni caso, soprattutto in fase di progettazione architettonica, è opportuno limitare il più possibile il numero delle nuove aperture nelle pareti esistenti che dovranno essere motivate da effettive esigenze funzionali primarie. Si tenga presente che le strutture murarie non possono consentire la libertà distributiva interna, caratteristica propria delle strutture puntiformi (a telaio) in c.a. o in acciaio.

Le pareti portanti, in particolare negli edifici vetusti, sono spesso oggetto di "sovrapposizioni storicizzate" ovvero possono presentare nel loro sviluppo cavità nascoste, camini, collegamenti tamponati e resi non visibili dalle intonacature: il rilievo e l'indagine corticale, seppur realizzati in modo locale, possono favorire il corretto approccio progettuale e soluzioni progettuali semplificate.

4.1.1 Analisi dello stato di fatto

Per una corretta progettazione di un intervento sulle murature, specialmente ad un determinato livello o piano, occorre conoscere l'esatta altezza di interpiano, lo spessore della parete al netto dell'intonaco, la tipologia della muratura, l'eventuale presenza di cordolature di piano e/o ricorsi, l'orditura dei solai, ...

Inoltre è indispensabile conoscere se la muratura ha continuità ai piani superiori e inferiori.

Per i piani immediatamente superiore e inferiore (adiacenti) è necessario conoscere anche la distribuzione delle aperture in corrispondenza delle pareti oggetto di intervento.

La mancata conoscenza anche di uno solo dei dati descritti impedisce, di fatto, di poter correttamente progettare l'intervento nella parete muraria al piano in questione.

Il livello di conoscenza che occorre acquisire è, quindi, almeno LC1 (verifiche limitate e relative alla zona di intervento) così come descritto al § 8.5.4 NTC 2018 e § C8.5.4.1 della Circolare esplicativa.

In mancanza di specifiche prove sperimentali, i valori delle caratteristiche meccaniche della muratura potranno essere stimati in base alla tab. C8.5.I o, in mancanza di altri riferimenti, facendo riferimento ad indicazioni contenute nell'Abaco delle murature predisposto dalla Regione Toscana e consultabile al link <https://www.abacomurature.it/> o, in ultimo, a letteratura tecnica di comprovata validità.

Ai fini delle verifiche che devono essere condotte per questa tipologia di interventi si ritiene consigliabile adottare i valori medi tra quelli proposti. La scelta di adottare valori diversi da quelli medi dovrà essere giustificata dal progettista.

Non si ritiene opportuno dividere i valori suggeriti per il fattore di confidenza FC al fine di non sottostimare i parametri di resistenza della muratura nello stato attuale.

Come indicato al § 7.2.6 si può fare riferimento alla rigidezza in condizioni fessurate.

In ogni caso i valori della tab. C8.5.I devono essere corretti in funzione delle caratteristiche della malta, dell'altezza dei giunti, della presenza di ricorsi o listature, di diatoni (elementi di collegamento trasversali). I coefficienti correttivi sono indicati nella tab. C8.5.II:

4.1.2 Calcolo e verifica

Le indicazioni sono suggerite al § C.8.4.1 , in particolare *“la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. l’apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi) può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che l’insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura”*.

In particolare, ai fini del dimensionamento degli elementi e della parete nel suo stato di progetto, deve essere dimostrato che:

- la rigidità dell’elemento variato (parete) non cambi significativamente rispetto allo stato preesistente ($\pm 15\%$);
- la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.

Dovrà essere sufficientemente argomentato che tale intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura.

Salvo casi particolari, per le verifiche si considera la porzione di parete oggetto dell’intervento e compresa tra i due incroci murari adiacenti, sia nell’analisi ante intervento che post intervento.

L’eventuale richiusura di aperture esistenti con muratura portante (ben ammorsata alle spallette esistenti) è sempre possibile previo accertamento che al piano sottostante vi sia continuità della parete stessa o la presenza di elementi flessionalmente rigidi (architravi) e prescinde dal limite di incremento di rigidità sopra riportato.

Il rafforzamento prestazionale della parete dopo un intervento di apertura un nuovo varco può avvenire secondo le tecniche previste al § C8.7.4 della circolare esplicativa.

Generalmente si potrà operare con:

- l’inserimento effettivo, nel piano e nello spessore della parete, di telai metallici rigidi in acciaio o in c.a. a cerchiatura del vano di progetto eventualmente integrato con rinforzi sulle porzioni di murature residue;
- interventi estesi di consolidamento della parete interessata all’intervento di apertura di nuovo varco, in modo da compensare gli interventi di progetto. Ciò può avvenire mediante applicazione di intonaci rinforzati su ambedue le facce della parete. Questo tipo di soluzione è da preferire specialmente nel caso di pareti sottili (ad esempio pareti a una sola testa o generalmente snelle).

Le verifiche di cui sopra si dovranno effettuare comparando la parete negli stati ante-operam e post-operam.

Nel caso si adottino cerchiature metalliche o in c.a. occorrerà verificare le sezioni e le unioni secondo le sollecitazioni derivanti dall’analisi eseguita secondo le norme tecniche vigenti.

In ogni caso occorrerà assicurare, per quanto possibile la congruenza tra lo schema di calcolo adottato e il reale comportamento atteso dagli elementi di rinforzo e dalla parete nel suo insieme.

4.1.3 Cantierizzazione

La corretta posa in opera dei nuovi elementi strutturali e di rinforzo è determinante per la buona riuscita dell’intervento.

Si vuole richiamare qui l’attenzione sulle metodiche esecutive che devono essere sempre poste in opera secondo la “regola dell’arte”: l’idonea progettazione deve essere seguita da una altrettanto concreta idonea realizzazione al fine di rendere efficace l’iter costruttivo.

Preliminarmente le operazioni di demolizione e realizzazione del nuovo varco è buona regola procedere con il puntellamento dell’impalcato soprastante nella zona interferente le opere da realizzare.

Nel caso si debba inserire una cerchiatura metallica è opportuno che questa venga messa “in forza” all’interno della muratura di perimetro. Tale operazione è finalizzata a rendere immediatamente “attiva” la cerchiatura, specialmente per i carichi verticali. L’operazione di “caricamento” della cerchiatura può avvenire con l’ausilio di zeppe, cunei, martinetti o altri tipi di attuatori.

L’ammorsamento laterale alla parete deve essere effettuato con opportune e diffuse zancature. Nel caso di cerchiature in pareti di piccolo spessore (ad esempio pareti in laterizio a una testa) l’ancoraggio laterale è preferibile che venga realizzato con idonea placcatura mediante intonaco armato.

E’ altresì consigliabile richiudere gli spazi residui fra cerchiatura e muratura mediante l’utilizzo di malte colabili di tipo a ritiro compensato.

Le unioni tra i montanti e i traversi (architrave e traverso inferiore) devono assicurare realisticamente il grado di vincolo ipotizzato nel calcolo.

L'incastro alla base potrà essere conseguito anche con l'utilizzo di tirafondi idoneamente ancorati alle strutture esistenti (ad esempio cordoli in c.a..)

Nel caso non sia possibile assicurare un efficace vincolo di incastro (specialmente alla base) si dovrà procedere al ridimensionamento della cerchiatura riducendo conseguentemente la rigidità alla traslazione dei montanti.

Nel caso si debba realizzare il rinforzo della muratura residua si dovranno seguire le indicazioni riportate di cui al § C8.7.4.1. Si ricorda che nel caso di placcaggio (betoncino armato di tipo tradizionale o con l'utilizzo di materiali compositi e malte di tipo strutturale) questo deve essere realizzato su ambedue le facce della parete con idonei collegamenti trasversali.

I placcaggi su un solo lato sono da considerarsi di ridotta efficacia ai fini dell'incremento della rigidità del pannello murario (vedi punto 4.1.5).

4.1.4 Indicazioni dimensionali e costruttive

Nell'ambito degli interventi classificabili come locali ai sensi del § 8.4.1 si ritiene che siano da evitare i seguenti interventi:

- eliminazione totale di una parete portante e/o di controvento. Tale intervento può essere considerato ammissibile solamente se inquadrato all'interno di una verifica più ampia rispetto a quella del generico interpiano;
- apertura di porte o finestre nelle pareti che lascino una mazzetta muraria laterale residua inferiore a 50 cm (escluso lo spessore del muro ortogonale). Tale limitazione non si applica nel caso in cui la parete oggetto di rinforzo prosegua oltre il muro ortogonale.

Il mancato rispetto delle suddette indicazioni non fa decadere la possibilità di considerare l'intervento come "locale" ai sensi del § 8.4.1, fatto salvo l'obbligo di estendere il campo delle verifiche e degli interventi, per i quali sarà necessaria una valutazione caso per caso. In questa eventualità occorrerà una particolare cura della progettazione esecutiva di dettaglio che dovrà essere accuratamente esposta negli elaborati progettuali, in modo da assicurare comunque un efficace collegamento tra le murature ed il rispetto dei criteri richiesti al citato punto normativo.

Sono da evitare, all'interno della tipologia degli "interventi locali", i seguenti interventi:

- inserimento di cerchiature nelle intersezione delle murature che compromettono di fatto l'effetto scatolare;
- inserimento dei montanti nello spessore dei muri trasversali (ovvero nell'incrocio murario) al fine di non interrompere la continuità e/o l'ammorsamento delle pareti stesse;
- apertura di porte o finestre nelle pareti perimetrali esterne a distanza inferiore ad 1 m dallo spigolo esterno dell'incrocio d'angolo compreso lo spessore del muro trasversale, fatto salvo eventuali obblighi derivanti da altre normative cogenti, da esigenze costruttive ineludibili per il caso specifico e comunque da valutarsi caso per caso secondo quanto previsto dal § 7.8.6.1 delle NTC 2018.

Inoltre:

- lo "spostamento" di porte o finestre nell'ambito della stessa parete muraria (chiusura e riapertura adiacente del vano) sono da considerarsi ammissibili anche se occorre tener presente che è opportuno rispettare il più possibile l'allineamento verticale delle aperture anche nelle pareti interne all'edificio. Il riallineamento verticale di aperture può consentire la semplice realizzazione dell'architravatura; il disallineamento, di norma da evitare, comporta la realizzazione di opportuni provvedimenti di rinforzo.

A titolo di esempio si vedano le figura 9 e 10, Caso 1 e Caso 2

CASO 1
parete con bucatore allineate
da impianto del fabbricato

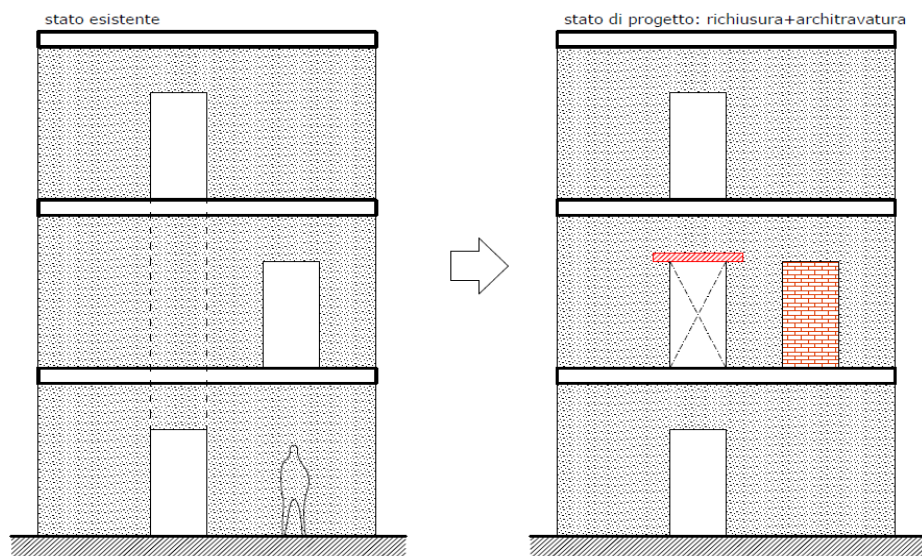


Figura 9 – Inserimento di vano porta in riallineamento di aperture esistenti (da impianto del fabbricato)

CASO 2
parete già oggetto di interventi di
bucature in passato

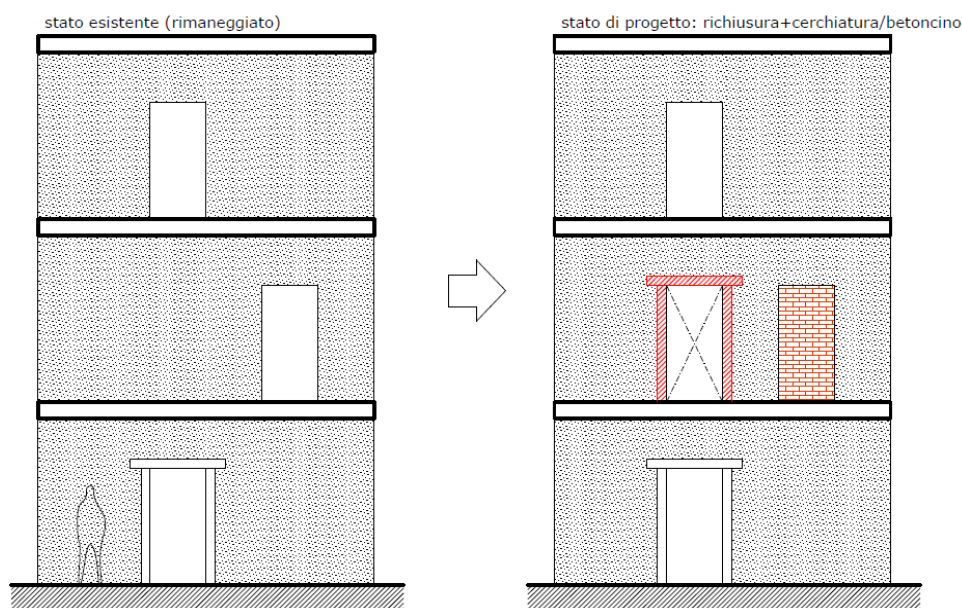


Figura 10 – Inserimento di vano porta in riallineamento di aperture su pareti rimaneggiate in passato

- la chiusura di nicchie, vani porta, canne fumarie o finestre deve generalmente avvenire per tutto lo spessore e con materiali che ripristino la continuità strutturale e prescinde dal limite di incremento di rigidezza di cui al precedente punto 4.1.2. La nuova muratura deve essere convenientemente ammassata ai lati ed opportunamente calzata a forza superiormente anche prevedendo l'utilizzo di malte colabili a ritiro compensato. La qualità e la tipologia della muratura devono essere compatibile con quelle della parete esistente.

Ai fini di valutare se un intervento che prevede la creazione di nuove aperture all'interno di un edificio in muratura sia da classificarsi come "intervento locale" oppure richieda verifiche di livello superiore, si può fare riferimento al seguente criterio empirico:

- facendo riferimento alla "unità immobiliare" ovvero alla porzione significativa del piano della Unità Strutturale oggetto di intervento, si valuta l'area della muratura resistente nelle due direzioni principali, A_{x1} e A_{y1} , nello stato attuale. Quindi si valuta l'area di muratura resistente nelle due direzioni principali nello stato di progetto, A_{x2} e A_{y2} prescindendo dalle opere di rinforzo previste o già realizzate con precedenti interventi;
- se $A_{x2}/A_{x1} > 85\%$ e $A_{y2}/A_{y1} > 85\%$ l'intervento può essere considerato come locale, restando valide le indicazioni dimensionali e costruttive sopra indicate.

La nuova distribuzione delle aperture interne, oltre a prevedere idonee opere di rinforzo, deve essere tale da non alterare in modo significativo la struttura resistente di piano ed il livello di regolarità della struttura.

4.1.5 Interventi di rinforzo diffuso su pareti murarie

Per quanto riguarda gli interventi di stabilizzazione e/o rinforzo delle pareti murarie si ritiene di distinguere i seguenti casi:

Per quanto attiene agli **edifici con struttura in c.a.**, la semplice applicazione di reti o rinforzi superficiali in materiale composito sulla parte esterna non può essere considerata equivalente a quanto esplicitamente previsto al punto C7.3.6.2 della Circolare 7/19 il quale richiede, nel caso di applicazione delle reti, interventi su ambedue le facce delle tamponature.

Si conviene che gli interventi proposti nel quesito possano comunque contribuire positivamente, se posti in opera secondo criteri opportuni, a mitigare sensibilmente il rischio di espulsione delle tamponature verso l'esterno e/o ridurre la loro fragilità.

Per quanto riguarda gli **edifici in muratura portante** la placcatura eseguita su ambedue le facce della parete consente (in primis) di confinare gli elementi costitutivi della parete stessa ed evitare il fenomeno della disgregazione (specialmente in murature di qualità scadente) oltre che conferire un aumento delle caratteristiche meccaniche e dissipative. La placcatura bilaterale è raccomandata nel punto 8.5.3.1 della Circolare n. 7/2019 § "Consolidamento con intonaco armato" dove viene precisato che tale consolidamento *"...non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e la sua efficacia è ridotta quando realizzata su un solo paramento"*.

Al contempo si ritiene che l'applicazione di rinforzi con intonaci rinforzati in composito, applicati solo sulla parete esterna e opportunamente ancorata con i relativi connettori, possa solo contribuire ad un migliore comportamento d'insieme dell'edificio riducendo parzialmente alcuni meccanismi di collasso, specialmente a carico delle facciate. Tuttavia tale riduzione appare di difficile valutazione se non supportata da una campagna estesa di indagini sperimentali.

Occorre anche tener presente che la riduzione di efficacia della placcatura monolaterale va commisurata principalmente alla tipologia della muratura.

A titolo di esempio, per citare casi estremi:

- a) nel caso di muratura di scarsa qualità (sia come qualità e/o pezzatura degli elementi lapidei) o a "sacco" o con numerose cavità o vuoti interni, la placcatura monolaterale è sostanzialmente priva di efficacia. In questi casi, secondo il sopra citato punto della Circolare, è assolutamente da raccomandare la placcatura bilaterale eventualmente integrata anche con l'esecuzione di iniezioni;
- b) nel caso di muratura ben organizzata (blocchi squadriati e/o in laterizio ben ammorsati) o malta di buona qualità (dove sia comunque improbabile di disgregazione) la placcatura monolaterale può dare un contributo alla capacità meccanica della parete. Le norme non indicano come valutare tale incremento che pertanto il progettista potrà stimare in base a propri ragionamenti o in base a riferimenti mutuati da altre norme o da letteratura specialistica.

I valori dei coefficienti correttivi proposti nella tabella C8.5.II per l'intonaco armato sono riferiti a rinforzi con reti elettrosaldate e intonaci cementizi. Valori analoghi per intonaci con reti in materiale composito e malte a base di calce (comunque in linea con le indicazioni del Capitolo 11 delle NTC 18) non sono previsti in normativa ma possono essere adottati quelli derivanti da campagne sperimentali riconosciute e riportate in documenti di comprovata validità.

In ogni caso è opportuno che i coefficienti correttivi adottati non superino quelli stabiliti nella tabella stessa. Si ritiene che solo nel caso b) sopra descritto, o in quelli ad esso assimilabili, sia possibile utilizzare proficuamente l'intonaco armato monolaterale su pareti strutturali in muratura, pur con le necessaria riduzioni di efficacia dovute alla parzialità dell'intervento da valutare indicativamente con una riduzione del coefficiente correttivo proposto dalla Tab. C8.5.II in modo da determinare un contributo sui parametri meccanici della muratura ben al di sotto del 50%.

Per poter considerare questi interventi come locali ai sensi del punto 8.4.1 delle NTC18 il progettista dovrà giustificare, anche tramite considerazioni geometriche, morfologiche e strutturali, che non venga alterato negativamente il comportamento globale dell'edificio.

Stante l'applicazione parziale di tali interventi di rinforzo (monolaterali), generalmente eseguito solo sulle pareti esterne, salvo casi particolari, si ritiene sconsigliabile l'utilizzo di tale tecnica di intervento per conseguire il miglioramento ai sensi del punto 8.4.2 delle NTC18.

4.2 Ulteriori considerazioni sugli interventi di miglioramento

In base a quanto indicato ai punti 8.4.2. delle NTC e al C8.4.2 della Circolare la valutazione della sicurezza per gli interventi di miglioramento è obbligatoria e finalizzata a dimostrare con metodi analitici *“l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. Essa riguarderà necessariamente, oltre ai possibili meccanismi locali, la struttura nel suo insieme”*.

Tuttavia non è da escludersi la possibilità che vi possano essere casi particolari e specifici nei quali l'intervento di progetto per la costruzione in esame sia inequivocabilmente migliorativo e che tale risultato sia chiaramente e immediatamente apprezzabile, anche con verifiche semplificate.

A titolo di esempio puramente indicativo, per le strutture in muratura, si possono citare i seguenti esempi:

- edificio monopiano (Figura 11), inserimento di una parete di controvento in posizione pressoché baricentrica;

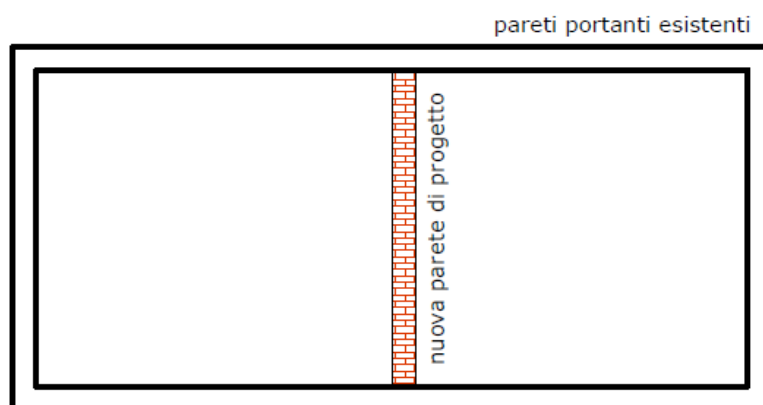


Figura 11 – Inserimento di setto portante interno

Tale intervento, pur introducendo nuovi elementi strutturali e modificando il comportamento sismico dell'edificio originario, risulta inequivocabilmente migliorativo. La valutazione del livello di sicurezza raggiunto (entità massima delle azioni cui la struttura può resistere) può essere valutato anche con metodi semplificati.

- edificio monopiano (Figura 12), inserimento di parete a chiusura della scatola muraria

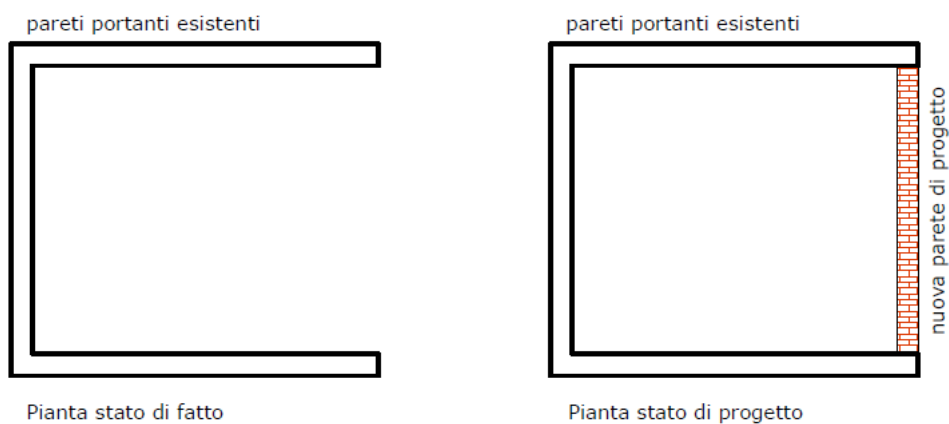


Figura 12 – Inserimento parete portante di richiusura scatola muraria

Anche in questo caso, pur introducendo nuovi elementi strutturali e modificando il comportamento sismico dell'edificio originario, l'intervento risulta inequivocabilmente migliorativo. La valutazione del livello di sicurezza raggiunto (entità massima delle azioni cui la struttura può resistere) può essere valutato con metodi semplificati.

5. INTERVENTI DI MODESTA ENTITÀ CLASSIFICABILI COME “INTERVENTI LOCALI”

Pur non essendo possibile elencare e descrivere tutti i possibili interventi connessi con le strutture esistenti, si rileva che alcune casistiche sono piuttosto ricorrenti.

In questa sezione si vogliono dare alcune indicazioni operative sia per le verifiche che per l'esecuzione, in quanto non espressamente riportate all'interno delle norme tecniche NTC 2018.

Il mancato rispetto di una o più indicazioni non esclude la classificazione dell'intervento come “locale” ai sensi del § 8.4.1 ma comporta, da parte del progettista, un'adeguata giustificazione della classificazione assunta (a titolo di esempio controllando la variazione del centro di massa, l'incremento delle masse al piano, la presenza o meno di cordoli, ...).

balconi

La realizzazione di nuovi balconi può essere considerata come non significativa per l'edificio esistente, e quindi classificata come “intervento locale”, se ricorrono tutte le seguenti condizioni:

- a) la luce dello sbalzo sia non superiore a 150 cm;
- b) la superficie dello sbalzo sia non superiore a 5,00 mq e comunque non superiore al 5% della superficie al piano della unità immobiliare di riferimento;
- c) il rapporto tra la lunghezza del balcone e la lunghezza della facciata sia non superiore al 75%.

Si dovrà tenere conto di altri analoghi interventi già eseguiti con riferimento alla situazione originaria dell'edificio nonché procedere a verifica della parete sulla quale si realizza il nuovo balcone, prevedendo eventuali interventi di rinforzo, se necessari.

Altresì è raccomandabile la realizzazione dei nuovi sbalzi con l'utilizzo di tecnologie e materiali strutturali leggeri (ad esempio profili metallici, lamiere grecate, calcestruzzi alleggeriti, ...).

tettoie in aggetto e pensiline (non praticabili superiormente)

La realizzazione di una struttura a sbalzo può essere considerata come non significativa per l'edificio esistente, e quindi classificata come “intervento locale”, se ricorrono tutte le seguenti condizioni:

- a) la luce dello sbalzo sia non superiore a 200 cm
- b) la superficie dello sbalzo sia non superiore al 10% della superficie del piano;
- c) il peso proprio a metro quadro dell'aggetto, valutato secondo la combinazione [2.5.5] delle NTC 2018 sia non superiore a 1,00 kN/mq

Si dovrà tenere conto di altri analoghi interventi già eseguiti con riferimento alla situazione originaria dell'edificio nonché procedere a verifica delle parti strutturali interessate, prevedendo eventuali interventi di rinforzo, se necessari.

logge, verande, porticati connessi alla costruzione esistente

La realizzazione di tali strutture, generalmente a piano terra, può essere considerata come non significativa per l'edificio esistente, e quindi classificata come “intervento locale” e non ricadente nella lettera b) del § 8.4.3, se ricorrono contemporaneamente le seguenti condizioni:

- a) la profondità della loggia, veranda o porticato sia non superiore a 300 cm
- b) il rapporto tra la superficie della loggia, veranda o porticato e quella del piano sia non superiore al 15%, eventualmente riferito alla u.i. di pertinenza
- c) la copertura sia realizzata con materiali leggeri con peso proprio a metro quadro dell'aggetto, valutato secondo la combinazione [2.5.5] delle NTC 2018 sia non superiore a 1,00 kN/mq e non sia superiormente praticabile.

Si dovrà tenere conto di altri analoghi interventi già eseguiti con riferimento alla situazione originaria dell'edificio.

- scale esterne a rampa, solidali con le strutture esistenti

Per questi interventi si può fare riferimento ai punti precedenti del presente documento.

- impianti ascensore e piattaforme elevatrici

A prescindere dagli adempimenti previsti dalle norme tecniche per la progettazione esecuzione e collaudo dei suddetti elementi, sarà possibile ancorare tali manufatti alle strutture esistenti, senza procedere a verifiche globali (miglioramento o adeguamento) se gli effetti reciprocamente trasmessi sono sostanzialmente trascurabili sia in termini di massa che di rigidità. Gli ancoraggi dovranno comunque essere correttamente dimensionati.

-----0000000000-----

approvato definitivamente nella seduta del 09/11/2022

QUESITI E PARERI

ANNI 2009-2010

1. Redazione dei progetti

Q. NTC 10.2 *Validazione dei codici.*

Nel caso in cui si renda necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale o comunque nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente e ciò al fine di eseguire un effettivo controllo incrociato sui risultati delle elaborazioni.

R. La problematica della validazione del progetto e dei calcoli è interamente a carico del committente così come si evince dalla Circolare n. 617/09 al p.to 10.2. La validazione non è oggetto di deposito né di esame da parte del Genio Civile, nell'ambito delle competenze di cui alla LR 1/05.

La figura del validatore non può coincidere con quella del collaudatore. Infatti il validatore dei calcoli interviene attivamente nella fase progettuale e quindi risulta in contrasto con il rispetto dei criteri propri del collaudatore, espressi dall'art. 67 c. 2 del DPR 380/01.

Analogamente, con riferimento al p.to C8.3 della Circolare, per quanto riguarda gli interventi su edifici esistenti

2. Verifiche intermedie e strutture provvisorie

Q. NTC 2.2.3 *La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi. Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.*

R. Pur ribadendo la necessità di progettare correttamente tutte le fasi realizzative dell'opera, compreso le opere provvisorie necessarie, si ritiene che queste non debbano necessariamente far parte degli elaborati progettuali previsti dalla LR 1/05, sia per il deposito del progetto che per l'autorizzazione preventiva.

Fanno eccezione quelle opere che, pur assolvendo una funzione provvisoria, diventano parte integrante della struttura di progetto (es. paratie a sostegno di scavi che divengono parte del sistema fondale o di sostegno del terreno, a regime, dell'edificio).

3. Collaudo statico

Q. NTC 9 e Circolare C9.1 *Per consentire l'utilizzazione ovvero l'esercizio delle costruzioni disciplinate dalle NTC è necessario in ogni caso il preventivo rilascio del certificato di collaudo statico, contenente la dichiarazione di collaudabilità delle relative opere strutturali, da parte del Collaudatore.*

R. Si ritiene che, in base a quanto espresso in normativa (NTC), non sia possibile individuare opere per le quali possa essere omesso il deposito del collaudo statico, fatta eccezione per gli interventi locali, come previsto dal p.to 8.4. Tuttavia, vista la circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 19581 del 31/7/1979 che richiamava l'obbligatorietà del collaudo "soltanto per le strutture complesse in c.a., c.a.p. e per quelle metalliche" verrà proposto uno specifico quesito al Ministero delle Infrastrutture al fine di poter valutare la rivalidazione di tale circolare anche alla luce del DPR 380/01 e delle NTC.

Non vi è alcun obbligo di deposito del collaudo per le opere definite "non rilevanti" ai sensi dell'art. 12 del Regolamento n. 36/R/2009.

4. Verifiche SLE

Q. NTC 4.1.2.2 *Si devono effettuare le seguenti verifiche:*

- _ verifiche di deformabilità,*
 - _ verifiche di vibrazione,*
 - _ verifiche di fessurazione,*
 - _ verifiche delle tensioni di esercizio,*
 - _ verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità,*
- per le quali sono definite le regole specifiche nei punti seguenti.*

R. Le verifiche SLE per gli edifici in c.a., pur essendo elencabili come indicato nelle NTC, potrebbero non risultare sempre necessarie. In particolare le verifiche di vibrazione e fatica devono essere effettuate solo se ricorrono condizioni oggettive di necessità, dettate da specifici utilizzi e/o richieste da parte del committente/utilizzatore (cfr. p.to 4.1.2.2.3 NTC)

5. Regolarità in altezza degli edifici in c.a

Q. NTC 7.2.2. - *f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;*

R. Una tipica conformazione strutturale degli edifici in c.a o acciaio prevede la presenza di pareti controventanti (generalmente perimetrali) a livello del piano interrato o seminterrato ("scatola" di elevata rigidezza) mentre la parte in elevazione risulta prevalentemente intelaiata. Pertanto risulta una notevole differenza di rigidezza tra il primo livello (quello immediatamente sopra le fondazioni) ed il secondo.

Si ritiene che tale tipologia, ove siano rispettate le condizioni sotto riportate, sia sostanzialmente classificabile come "struttura a telaio" e vincolata al primo livello che, invece, è da ritenersi infinitamente rigido, qualora ricorrano tutte le seguenti condizioni:

- il primo livello (generalmente interrato) sia costituito da pareti in c.a per almeno il 75% del perimetro, al netto delle aperture,
- la differenza tra gli spostamenti orizzontali di un generico punto di controllo (generalmente da prendersi in sommità dell'edificio) considerando la struttura interamente libera di muoversi e con il primo livello bloccato orizzontalmente, deve essere < 10%;
- l'ordine e le forme modali significative dei due modelli strutturali di cui al punto precedente devono essere simili.

Tale posizione consente di classificare la struttura come "regolare" in altezza per la parte superiore nel caso in cui per essa siano verificate le condizioni di cui al p.to 7.2.2 (commi e,f,g,h) delle NTC.

7. Linee guida per interventi su edificio vincolati (Quesito Ing. Zingarelli)

Q. *Nelle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale il livello di protezione sismica viene differenziato in funzione dell'uso e della rilevanza del bene; molti assegnano a quest'ultimo concetto il solo significato di rilevanza culturale. Io credo che nella direttiva si voglia intendere anche e soprattutto una rilevanza legata alla sicurezza delle persone. Potrebbe cortesemente darmi chiarimenti al proposito?*

Se è vero quello che penso, può essere accettata, in generale, la seguente corrispondenza tra rilevanza delle Linee Guida e classi d'uso delle NTC2008:

Rilevanza limitata = Classe I e Classe II

Rilevanza media = Classe III

Rilevanza elevata = Classe IV

R. In generale non può essere stabilita una corrispondenza diretta ed univoca tra le Categorie di Rilevanza (p.to 2.4 della Direttiva) e le Classi d'uso (p.to 2.4.2 delle NTC) . Le Categorie di rilevanza sono da riferirsi esclusivamente alla natura e al valore del bene (artistico, architettonico, culturale, ...).

8. - Linee vita

Q. *Possibilità di poter considerare come eccezionale l'azione dovuta alla caduta dall'alto di cui alle UNI EN 795. La norma contempla, infatti, in tale categoria solo l'incendio, le esplosioni e gli urti; in realtà l'operatore che cade da una copertura, trattenuto da una "linea vita", riveste sicuramente un carattere di eccezionalità tale da poter permettere di utilizzare per la verifica degli ancoraggi la combinazione di carico relativa alle azioni eccezionali.*

R. Si concorda con la possibilità di considerare tali azioni come eccezionali.

9. Altezza dei fabbricati

Q. *Il punto 7.2.2 "Limitazione dell'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale" rinvia agli strumenti urbanistici la possibilità di stabilire eventuali limitazioni. Ciò sembra determinare un'incongruenza con quanto stabilito dall'art. 84 del DPR 380/01 che attribuisce alle norme tecniche tale funzione. Si chiede se, nel dubbio, prevalga la disposizione di legge (DPR 380/01) rispetto a quella della norma tecnica (NTC p.to 7.2.2) e se non si debba comunque continuare a riferirsi a quanto previsto al riguardo al p.to C.3 del DM 16.1.96.*

R. Senza entrare nel merito della presunta incongruenza tra le due disposizioni normative, si ritiene confermare che le NTC non pongono limitazioni esplicite all'altezza degli edifici in relazione alla larghezza stradale in quanto mirano a garantire determinati livelli prestazionali e capacitivi alle costruzioni. Pertanto allo stato attuale si ritengono superate le limitazioni previste al riguardo dal D.M. 16/01/0996, non esistendo limitazioni esplicite all'altezza degli edifici in relazione alla larghezza delle strade su cui prospettano.

10. Strutture in legno

Q. *Esiste la possibilità di considerare strutture miste legno-cls? E' necessario fare riferimento a precedenti pareri (ad esempio del Consiglio superiore dei Lavori pubblici) dato che l'art. 54 del DPR 380/01 nello stabilire quali siano i "sistemi costruttivi" non comprende combinazioni diverse oltre a quella di acciaio-cls?*

R. Senza entrare nel merito della presunta incongruenza tra le due disposizioni normative, si ritiene che le NTC non pongono esplicite limitazioni a strutture composte da diverse tipologie di materiali (cosiddette miste). Tuttavia, sussistendo incertezza su questo argomento verrà predisposto uno specifico quesito al Ministero delle Infrastrutture tramite il Coordinamento prevenzione sismica della Regione Toscana.

11. Collaudo statico

Q. *L'art. 67 del DPR 380/01, in merito al collaudo statico prescrive:*

“Quando non esiste il committente ed il costruttore esegue in proprio, è fatto obbligo al costruttore di chiedere, anteriormente alla presentazione della denuncia d’inizio dei lavori, all'ordine provinciale degli ingegneri o a quello degli architetti, la designazione di una terna di nominativi fra i quali sceglie il collaudatore.”

Si ritiene che non sia necessario procedere alla designazione di una terna quando committente e impresa siano soggetti giuridicamente distinti anche se con il medesimo legale rappresentante. Analogamente si ritiene che non vi siano specifici impedimenti nel caso in cui il collaudatore abbia interessi con uno dei soggetti (impresa, progettista, D.L.), per i quali si rinvii alla deontologia professionale.

R. Su tale argomento si richiama un precedente parere della DG Politiche territoriali e ambientali del 3/5/2007 che, affrontando l'argomento specifico, conclude:

“... la presenza di due soggetti giuridici distinti implica che ciascuno di essi (un imprenditore individuale, una società di persone o una società di capitali) sia centro di imputazione di rapporti giuridici (quali la committenza) e di tutte le conseguenze che ne derivano, restando ininfluyente – ai fini che ci riguardano – la possibile identità del legale rappresentante, che si assumerà le responsabilità nei confronti dei diversi soggetti rappresentati.”

Pertanto si ritiene condivisibile la posizione espressa nel quesito proposto.

ANNO 2011

12. Nuove costruzioni in muratura

Q. *Con specifico riferimento al 7.8.1.9 relativo alle costruzioni semplici si ritiene che nell'applicazione della Tab.7.8.III le percentuali di area minima di pareti resistenti in ciascuna direzione da considerare fanno riferimento al numero di piani della costruzione e non al numero di piani soprastanti il piano di verifica. In altre parole per un edificio in muratura ordinaria con 3 piani fuori terra e con $a_g S \leq 0,07g$ le percentuali di area minima di pareti resistenti in ciascuna direzione devono essere non inferiori al 4,5% per ciascun piano; non è invece condivisibile l'interpretazione secondo cui debba considerarsi il 4,5% se il piano oggetto di verifica ha 3 piani soprastanti, 4% se ne ha 2 e 3,5 se ne ha 1.*

R. Si concorda con quanto espresso nel quesito, precisando che nella tabella 7.8.II delle NTC la colonna “numero piani” si riferisce al numero dei piani totali dell'edificio.

13. Verifica di deformabilità negli edifici esistenti

Q. *Il punto 8.3 delle NTC riporta “La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.”*

Si chiede se in fase di controllo (ufficio pubblico preposto, collaudatore, ...) possano essere richieste espressamente le verifiche per gli SLE quale condizione per la positività del controllo stesso.

R. Si ritiene che, per quanto chiaramente indicato dal p.to 8.3, i livelli delle prestazioni attese relative alle verifiche per gli SLE debbano essere concordate esclusivamente tra Progettista e Committente. Il controllo sul progetto (sia da parte di un organismo pubblico che di altro soggetto) deve mirare a verificare che siano state rispettate le indicazioni del Committente se esplicitate.

14. Solaio negli edifici in muratura

Q. Il punto 7.8.1.4 recita: “I solai devono assolvere la funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegate ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.”

Al punto 4.5.4 “Gli orizzontamenti sono generalmente solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidezza, la ripartizione delle azioni orizzontali tra i muri di controventamento.” “L’organizzazione dell’intera struttura e l’interazione ed il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità, ed un comportamento d’insieme scatolare.”

Quesiti:

- *Per le strutture in muratura la norma non fa esplicito riferimento alle geometrie sia globali del fabbricato che locali delle pareti: possono essere progettate forme curve o ad angoli non ortogonali se adeguatamente supportate dall’analisi strutturale?*
- *Nelle strutture in muratura possono essere utilizzate strutture di ripartizione delle sollecitazioni orizzontali fra le strutture di controventamento alternative ai solai piani (ad esempio rampe continue a bassa pendenza)?*

R. In linea generale non è possibile escludere la possibilità di progettare, all’interno di un edificio in muratura, pareti con andamento curvilineo o con angoli non ortogonali. In tali casi il progettista dovrà valutare e giustificare tali scelte avendo comunque come riferimento, per quanto possibile, le prescrizioni e le indicazioni previste dalle NTC per le comuni pareti piane.

Analogamente non si può escludere che la controventatura di piano possa essere affidata, oltre che ai consueti orizzontamenti, ad altri sistemi purché di comprovata efficacia, supportate da specifiche verifiche di stabilità e resistenza.

15. Pareti nelle strutture in c.a.

Q. *Facendo riferimento al p.to 7.4.3.2 si pongono i seguenti quesiti:*

- *calcolo del fattore k_w per una generica parete. Non appare chiaro quale sia l’“altezza” da considerare e di cui parla la norma per il calcolo di α_0 . In particolare si intende per “altezza” quella riferita all’interpiano della parete o l’altezza totale (da fondazione a sommità)?*
- *nel caso in cui in una struttura vi siano, in ogni direzione dell’azione sismica, più pareti con dimensioni geometriche tra loro diverse, quale significato assume l’indicazione: “... α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti.”?*

R. Alla luce delle indicazioni date dalla normativa a riguardo delle pareti si può interpretare il termine “altezza” come altezza totale (da fondazione a sommità).

Nel caso in cui in una struttura vi siano più pareti con dimensioni geometriche tra loro diverse si ritiene prevalente la parete che porta alla definizione del k_w più basso (in quanto prevale sulle altre dal punto di vista del dimensionamento a vantaggio di sicurezza).

16. Costruzioni in muratura

Q. *Un edificio realizzato in muratura armata, dotato di certificato di idoneità rilasciato dal Consiglio Superiore dei lavori pubblici, può derogare dal così detto “metro d’angolo in corrispondenza dei muri perimetrali”, prescritto al punto C5.1 del D.M. 16/01/1996?*

R. Preso atto che il sistema costruttivo è dotato di specifico certificato d’idoneità e quindi anche di specifico metodo di calcolo, così come previsto dal D.M. 16/01/1996, si ritiene che le prescrizioni obbligatoriamente da rispettare siano quelle contenute in detto certificato.

17. Nuove costruzioni in c.a

Q. Si fa riferimento al p.to 7.4.6.1.1 delle NTC. Spesso, per esigenze soprattutto di natura architettonica, risulta necessario introdurre travi totalmente esterne ai pilastri e che hanno uno o ambedue le estremità non confluenti nei pilastri o setti. Ad esempio le travi di partenza o sbarco delle scale, zone in cui non è possibile realizzare pilastri allineati. La prescrizioni normative di al punto 7.4.6.1.1 fanno riferimento solo ai nodi trave-pilastro, definendo anche specifiche limitazioni geometriche.

- Alla luce di ciò si deve dedurre che travi che insistono su travi non sono ammissibili?
- La norma, inoltre, cita espressamente solo i pilastri senza alcun riferimento ai setti; si deve dedurre che le limitazioni geometriche siano richieste solo ed esclusivamente per presenza di pilastri o tali limitazioni devono essere estese "per analogia" anche ai setti?

R. Relativamente al primo quesito si ritiene che, non esistendo un esplicito divieto, sia possibile realizzare travi che non convergano alle estremità nei nodi con i pilastri senza necessariamente comprendere tali elementi tra quelli "secondari".

Per quanto riguarda il secondo quesito si ritiene che le prescrizioni indicate al 7.4.6.1, per quanto applicabili, debbano essere rispettate anche per i setti.

18. Nuove costruzioni in c.a.. Tamponature

(riferimento al punto 7.4.6.2.2)

Q. Nelle costruzioni ordinarie è frequente il caso in cui in adiacenza ad un pilastro sia posizionata una finestra o addirittura siano presenti aperture ad entrambi i lati del pilastro. In questa sede ci riferiamo a finestre di specchiatura ordinaria per abitazioni uffici etc. con esclusione di finestre a nastro. In tali situazioni deve essere ritenuto cogente il punto 7.4.6.2.2 per quanto riguarda la staffatura?

R. Si ritiene che le indicazioni del p.to 7.4.6.2.2 siano cogenti ogni qual volta si rilevi una situazione della tamponatura che possa indurre una significativa riduzione dell'altezza libera di calcolo del pilastro.

19. Strutture di fondazione in c.a.

Q. Riferimento ai punti 7.2.5 e 7.4.6

- a. per le travi di fondazione (per strutture in c.a., muratura, legno, acciaio, etc..) è necessario rispettare i limiti riportati al punto 7.4.6 e successivi o è sufficiente solo rispettare l'armatura minima pari al 0,2% di cui al 7.2.5?
- b. la percentuale minima di armatura in fondazione, pari allo 0.2% A_c , è riferita alle travi mentre non sono indicate prescrizioni per le platee, i plinti, le fondazioni dei muri di sostegno, le fondazioni delle strutture in muratura. Quanto deve essere il minimo di armatura per questo tipo di fondazioni?

Relativamente al primo quesito si ritiene che per le travi di fondazioni non sia necessario il rispetto di quanto previsto al p.to 7.4.6, restando fermo il limite di armatura pari allo 0,2% della sezione geometrica, sia inferiormente che superiormente e per tutta la lunghezza della trave

Per quanto riguarda il secondo quesito e relativamente alle platee di fondazione si può fare riferimento al Eurocodice 8 punto 5.8.2.4.

20. Costruzioni in muratura. Fondazioni

Q. Nella realizzazione di nuovi edifici in muratura portante da ubicarsi in zone dove risulta possibile la risalita di umidità, si propone di introdurre una guaina elastomerica ($s=4$ mm), con sovrastante letto di malta ($s=6$ cm), tra nervatura di fondazione e cordolo c.a. del solaio piano terra. Per assicurare la corretta trasmissione delle azioni sismiche, si propone di disporre coppie di barre metalliche verticali $D=16$ mm passo 20 cm per collegare fondazione e cordolo c.a.. Tali barre sono previste passanti sia la guaina elastomerica che il letto di malta, ancorate nel sovrastante cordolo.

Prevedendo che:

- *i carichi verticali siano prudenzialmente affidati alle sole barre metalliche verticali per le quali vengano esclusi fenomeni di instabilità;*
- *i carichi sismici allo SLD siano tali da indurre spostamenti orizzontali relativi, nello spessore di 6 cm, molto bassi non comportando fessurazione del letto di malta;*
- *i carichi sismici allo SLV siano tali da indurre azioni che soddisfino le verifiche delle barre metalliche di collegamento e che inoltre gli spostamenti orizzontali relativi, nello spessore di 6 cm, siano comunque minimi;*
- *gli effetti dissipativi, pur presenti, non vengano messi in conto;*

si chiede se l'approccio progettuale sia condivisibile.

R. Si ritiene che la soluzione progettuale proposta sia condivisibile. Tuttavia si ritiene di precisare che l'interposizione di guaine elastomeriche tra le fondazioni e l'elevazione in muratura deve essere sempre accompagnata da opportune verifiche e accorgimenti esecutivi specifici, atti a scongiurare scorrimenti conseguenti alle azioni orizzontali che possono interessare la struttura. Tali dettagli devono essere chiaramente riportati nel progetto esecutivo.

21. Travi tralicciate in acciaio, conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante

Q. *Nel paragrafo 4.6 si prevede l'uso nelle opere di travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante solo previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale.*

Con voto n.116/2009, di recente pubblicazione, il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha approvato le "Linee guida per l'utilizzo di travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante e procedure per il rilascio dell'autorizzazione all'impiego" nelle quali le varie tipologie di travi tralicciate vengono ricondotte a tre possibili categorie:

- *strutture composte acciaio-calcestruzzo*
- *strutture in calcestruzzo armato normale o precompresso*
- *strutture non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle categorie a e b.*

Secondo quanto riportato al paragrafo 4 delle suddette Linee Guida, nel caso di travi appartenenti alle prime due categorie il produttore dovrà ottenere un'esplicita "conferma" di ciò dal Servizio tecnico Centrale previa presentazione di apposita "relazione"; per le travi appartenenti alla terza categoria, invece, ciascun produttore dovrà richiedere allo stesso Servizio Tecnico Centrale l'autorizzazione all'impiego.

Alla luce di quanto sopra e nell'attesa che i produttori possano dotarsi di quanto richiesto dalle NTC 2008 nonché dalle Linee Guida, si chiede se, sia ammissibile l'uso di tali elementi strutturali anche in assenza dell'"autorizzazione" o della "conferma" di cui al punto 4 delle citate linee guida.

R. Si ritiene che l'impiego delle travi appartenenti alla categoria c (strutture non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle categorie a e b) sia necessariamente subordinato al rilascio dell'autorizzazione del Servizio Tecnico centrale.

Si ammette, invece, l'uso di travi tipo a (strutture composte acciaio-calcestruzzo) e tipo b (strutture in calcestruzzo armato normale o precompresso) anche in assenza della citata "conferma" del Servizio Tecnico Centrale purché venga fornita da parte del tecnico progettista un'apposita dichiarazione di appartenenza a tali categorie corredata dalla ricevuta della trasmissione al Servizio Tecnico Centrale della documentazione richiesta dalle stesse Linee Guida.

22. Scale interne

Q. *L'art. 12 del Regolamento n. 36/R (D.P.G.R. 9/07/2009) elenca alcune tipologie di opere per le quali non è necessaria la richiesta di autorizzazione né il preventivo deposito del progetto. In particolare la lett. m) del citato articolo comprende "le scale di collegamento interne, in legno o metallo, generalmente prefabbricate, per un solo piano e di larghezza inferiore a novanta centimetri, purché la necessaria demolizione di porzione*

del solaio non comprometta la staticità della struttura, né il suo comportamento statico”. *Sembra, pertanto, che l’esclusione dagli obblighi di autorizzazione o deposito progetto per tali tipi di scale sia limitato ad un solo piano o dislivello.*

Può verificarsi il caso in cui la medesima unità immobiliare si estenda su tre o più piani e si preveda la realizzazione di singole rampe di collegamento interne tra i vari piani.

Si chiede se tali scale possano rientrare o meno nella fattispecie di cui alla lettera m) dell’art. 12 del Regolamento 36/R.

R. Si tratta in questi casi di singole rampe, generalmente prefabbricate e definite “in arredo”, che vanno dal solaio inferiore all’orizzontamento superiore. Ogni singola rampa di scale risponde ai criteri del Regolamento in quanto si tratta di scale di collegamento interne all’unità immobiliare, sono realizzate in legno o metallo, di larghezza inferiore ai 90 cm il cui inserimento non comporta alterazioni significative della staticità della struttura né modifiche del suo comportamento sismico.

Si ritiene che il caso proposto sia compatibile con i criteri di cui all’art. 12 del Regolamento 36/R a condizione che nell’ambito delle proprie valutazioni di competenza il progettista abbia escluso effetti che possano compromettere la staticità globale e locale della struttura principale e/o il suo comportamento sismico.

23. Numerosità dei controlli di accettazione in cantiere per l’acciaio da c.a.

Q. *Il punto 11.3.2.10.4 Controlli di accettazione in cantiere le NTC 2008 recita:*

“I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell’ambito di ciascun lotto di spedizione, con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.”

Pertanto sembrerebbe che il campionamento debba essere eseguito “con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2” che recita:

“11.3.2.10.1.2 Prove di qualificazione

*Il laboratorio incaricato deve effettuare, senza preavviso, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 75 saggi, ricavati da tre diverse colate o lotti di produzione, venticinque per ogni colata o lotto di produzione, **scelti su tre diversi diametri opportunamente differenziati, nell’ambito della gamma prodotta.** Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall’etichettatura o dalla destinazione specifica. Sui campioni vengono determinati, a cura del laboratorio incaricato, i valori delle tensioni di snervamento e rottura f_y e f_t l’allungamento A_{gt} ed effettuate le prove di piegamento.”*

Dalla lettura del punto sopra riportato si ricava che le modalità da adottare che si possono estendere al controllo di accettazione in cantiere possono riguardare due aspetti:

- a. le grandezze da rilevare: tensioni di snervamento e rottura f_y e f_t l’allungamento A_{gt} e prove di piegamento;*
- b. i provini devono essere ricavati scegliendo su tre diversi diametri opportunamente differenziati nell’ambito della gamma “utilizzata nello specifico cantiere”.*

Assumendo che le modalità da adottare riguardino sia il punto a) che il b) gli spezzoni da sottoporre a prova risultano $3 \times 3 = 9$.

Naturalmente se le modalità da adottare sono solo relative al punto a) gli spezzoni da sottoporre a prova risultano 3 tutti dello stesso diametro.

Si chiede alla Comitato di esprimersi circa le modalità da utilizzare per effettuare i controlli di accettazione in cantiere.

R. Si ritiene che si debba fare riferimento a quanto espressamente indicato dalla Circolare al punto C.11.3.2.10.4. Controlli di accettazione in cantiere.

“Il campionamento viene generalmente effettuato su tre diversi diametri opportunamente differenziati nell’ambito di ciascun lotto di spedizione, in numero di 3 spezzoni, marchiati, per ciascuno dei diametri selezionati, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.”

24. Particolari esecutivi strutture in c.a. (Ing. Lisi)

Q. Disposizioni di dettaglio per le armature nelle strutture in c.a.

1. punto 7.4.6.2.4 pareti ultimo capoverso. Nella zona non critica l’armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0.2% è da intendersi come totale verticale (orizzontale) su entrambe le facce o 0.2% su una faccia sola?
2. punto 7.2.5. Per le platee il minimo di armatura è da riferirsi allo 0.2% delle travi da considerarsi in entrambe le direzioni sia superiormente che inferiormente?
3. armatura minima verticale nelle pareti controterra. E' sufficiente verificare la resistenza al taglio senza armatura specifica armatura secondo la formula 4.1.14 o è necessario disporre anche per la parete un armatura minima in elevazione pari allo 0.2% su entrambe le facce?
4. in riferimento alla formula 4.1.14 il rapporto $\rho_t = A_{st}/b_w * d$ per A_{st} si intende la somma complessiva dell’armatura tesa e compressa o solo tesa come indicato nell'Eurocodice2?

R. In merito al primo quesito si ritiene che il valore indicato pari allo 0.2% sia da ritenersi complessivo sulla sezione. In altre parole il minimo per ogni faccia della parete è da intendersi pari allo 0,1%.

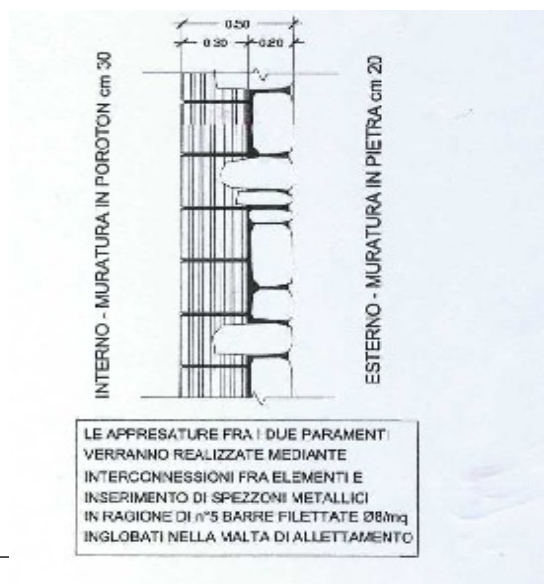
Il secondo quesito è già stato affrontato nel documento Quesiti 1/2011 al quale si rimanda.

Si rileva che il terzo quesito non risulta chiaramente formulato. Si è comunque del parere che per le pareti controterra con la sola funzione di sostegno del terreno si debba necessariamente rispettare il minimo dello 0,2% di armatura sull’intera sezione (0,1% su ogni faccia) per la flessione fuori dal piano, non essendo in genere necessaria una specifica armatura a taglio per azioni perpendicolari alla parete.

In merito al quarto quesito si ritiene che il rapporto $\rho_t = A_{st}/b_w * d$ sia riferito alla sola armatura tesa, ovvero a quella che risulta realmente impegnata per le sollecitazioni taglianti.

25. Muratura “mista” (Ing. R. Veneziani)

Q. E' consentito eseguire un nuovo edificio in muratura con paramenti in laterizio (pieno o alveolare) sul lato interno e in pietra sul lato esterno, con ammorsamenti efficaci tra i due materiali che rendono la parete monolitica, computando come resistente l'intera sezione ma con il valore di resistenza caratteristica più basso tra i due materiali ?



R. La norma non nega espressamente possibilità di usare tipologie di elementi diversi nella formazione del pannello murario (nel caso in questione elementi in laterizio ed elementi in pietra naturale). Non potendo definire in maniera specifica le caratteristiche meccaniche ed elastiche di una parete così composta facendo riferimento alle norme tecniche vigenti, si ritiene indispensabile per l'utilizzo di tale tecnologia, una sperimentazione specifica e una valutazione del Servizio tecnico Centrale presso il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Cautelativamente si ritiene non applicabile la semplice riduzione delle caratteristiche meccaniche, così come proposto dal progettista.

ANNO 2012

26. Strutture in muratura - Cordoli in c.a. (Ing. M. Righi)

Q. *La normativa tecnica di cui al DM 14.1.2008 per le costruzioni in muratura (p.to 7.8.5.1) impone che l'arretramento del cordolo rispetto al filo esterno della muratura sia non superiore a 6 cm.*

Alla luce degli aggiornamenti normativi per quanto riguarda la coibentazione termica dell'edificio (vedi decreto legislativo n. 192/05 e successive modifiche con decreto legislativo n. 311/06), con l'arretramento indicato risulta particolarmente difficoltoso contenere la dispersione termica determinata dalla presenza del cordolo in cemento armato (ponte termico).

Si chiede se, in considerazione del fatto che la dimensione di arretramento proposta in normativa è pari al 25% dello spessore minimo della muratura portante ($24 \text{ cm} \times 0.25 = 6 \text{ cm}$) questa percentuale di arretramento (25%) possa essere utilizzata anche per murature portanti di alto spessore (36.5, 42.5, 49 cm) necessarie per raggiungere un valore di isolamento termico come da normativa senza dover ricorrere all'uso di cappotti esterni o di pareti a cassetta con isolamento in intercapedine.

A titolo di esempio esempio:

muro di spessore $36.5 \text{ cm} \times 0.25 = 9.13 \text{ cm}$ arretramento massimo cordolo

muro di spessore $42.5 \text{ cm} \times 0.25 = 10.63 \text{ cm}$ arretramento massimo cordolo

muro di spessore $49.0 \text{ cm} \times 0.25 = 12.25 \text{ cm}$ arretramento massimo cordolo

R. L'arretramento del cordolo rispetto al filo esterno della muratura, introdotto esplicitamente già con il DM 16.1.1996 (p.to C.5.1), trova utile applicazione e giustificazione proprio nella limitazione della trasmittanza termica dell'involucro esterno dell'edificio. L'entità di tale arretramento è univocamente fissata nel suo valore massimo senza possibilità di deroghe, seppur motivate dalle considerazioni esposte dal progettista. Inoltre è facilmente comprensibile che arretramenti maggiori (anche in presenza di spessori murari più elevati) potrebbero comportare un negativo e permanente stato di pressoflessione nel piano di minor rigidità delle pareti.

27. Regolarità in pianta degli edifici ai fini dell'applicabilità del metodo semplificato per il dimensionamento strutturale di edifici in muratura

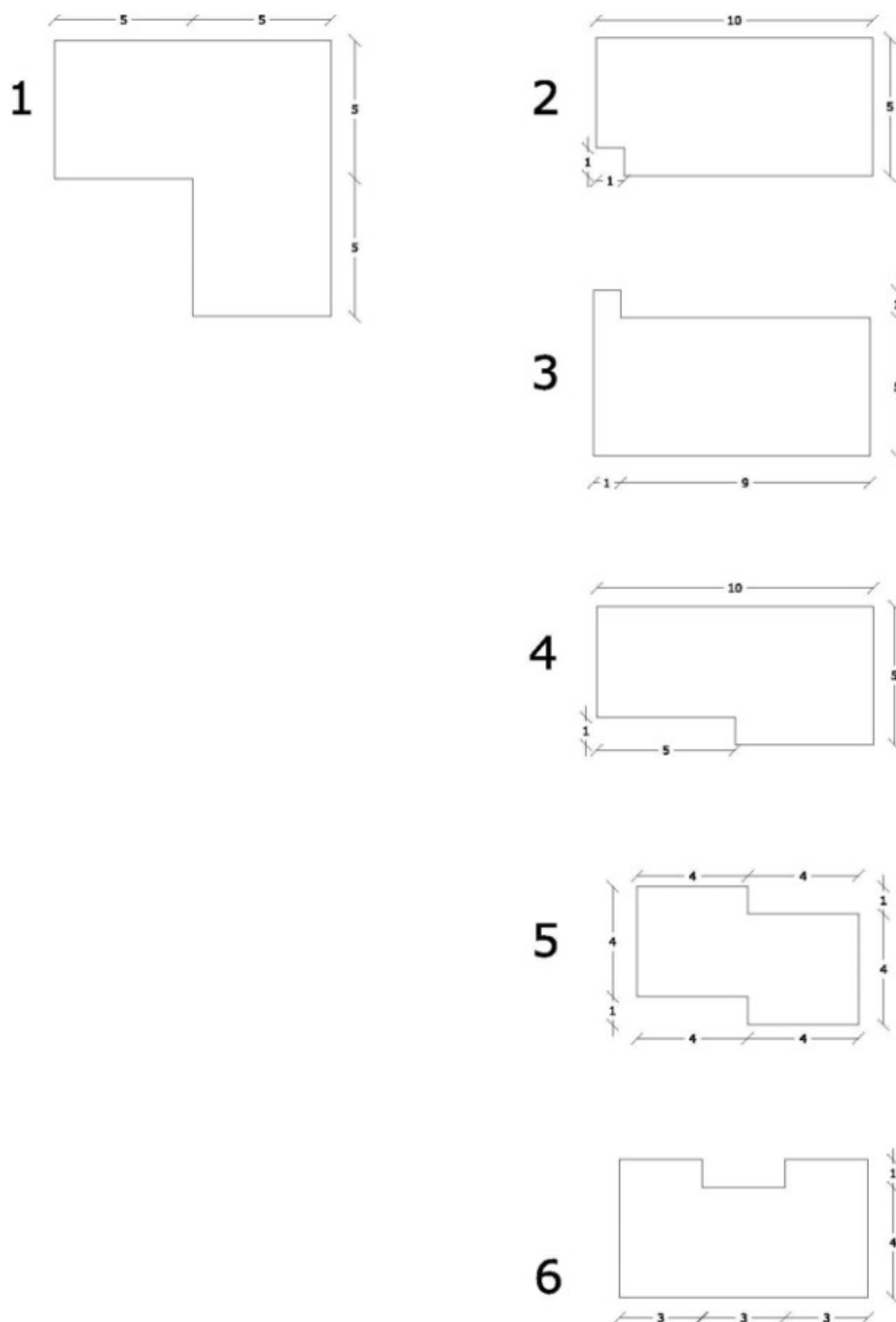
Riferimento ai p.ti 4.5.6.4, 7.8.1.9 e 7.2.2 NTC

Q. *Il punto 7.2.2. delle NTC 2008 cita la seguente condizione che deve essere rispettata al fine di poter considerare regolare in pianta l'edificio e quindi poter applicare la verifica semplificata:*

“Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione”.

Mentre nel caso 1) sotto riportato è evidente che rientri e sporgenze superano il 25% limite di norma, nei casi 2) e 6) la lettura più o meno letterale potrebbe indurre a non considerare applicabile il metodo semplificato, per quanto sia evidente che geometricamente ci si discosta davvero poco dalla figura regolare più vicina (rettangolo inscritto o circoscritto).

Si chiede pertanto se sia ragionevole ritenere rispettato il criterio di regolarità suddetta, nei casi 2) e 6).



R. Si ritiene ragionevole interpretare come regolari i casi 2) e 6) esaminati, coerentemente con le indicazioni del testo normativo, intendendo che il limite del 25% va applicato all'elemento sporgente, rispetto alla dimensione prevalente dell'edificio, nella corrispondente direzione.

28. Livelli di conoscenza strutture in c.a.

Q. Dovendo procedere alla verifica sismica di un edificio sanitario con struttura in c.a. di recente costruzione (1995-2000), progettato in assenza di classificazione sismica del comune interessato e disponendo degli elaborati grafici, delle specifiche tecniche di progetto, dei certificati di prova dei materiali (barre di acciaio e calcestruzzo) e del certificato di collaudo statico, si richiede se, al fine di determinare il livello di conoscenza per tale edificio:

- sia obbligatorio seguire il numero di prove prescritte dalla Circolare n. 617 del 02/02/2009 nella Tab. C8A.1.3;
- sia ammissibile la deroga dalla Circolare per tale struttura, con la documentazione disponibile;
- quali sono i parametri da adottare per desumere un quantitativo di prove significativo per testare la bontà dei risultati riportati nei certificati allegati al Collaudo.

R. La Tab. C8A.1.3a definisce “orientativamente” i livelli di rilievo e le prove per edifici in c.a.. Si riportano di seguito le NOTE ESPLICATIVE alla tab. C8A.1.3 :

“Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

- *Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.*
- *Le prove sugli acciai sono finalizzate all’identificazione della classe dell’acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all’epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull’acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.*
- *Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.*
- *Il numero di provini riportato nelle tabelle 8A.3a e 8A.3b può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell’epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l’indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l’effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.”*

Per quanto sopra si ritiene ammissibile :

- derogare dalle prove sugli acciai poiché l’identificazione della classe di acciaio può essere ricavata dalle specifiche di progetto e dai certificati allegati alla relazione finale;
- sostituire alcune prove distruttive sul cls (non più del 50%) con un numero triplo di prove non distruttive;
- variare il numero di provini riportato in Tab. C8A.1.3 in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale.

29. Piani interrati o seminterrati di edifici in muratura.

Q. E’ consentito realizzare al piano interrato di edifici in muratura le pareti esterne in c.a., quelle interne in muratura, ben ammorsate a quelle in c.a.?

R. Facendo riferimento a quanto previsto ai punti 4.5.4 (8° cpv) e 7.8.1.8 delle NTC si deduce che l’eventuale piano interrato o di prima elevazione deve essere interamente formato da pareti in c.a., escludendo la possibilità di realizzare un sistema misto collaborante muratura-c.a. al medesimo livello. Tuttavia si ritiene che sia possibile la presenza di pareti in muratura nel piano interrato, anche per sostenere carichi verticali, purchè:

- le pareti murarie siano valutabili come elementi “secondari” così come definiti al punto 7.2.3, ovvero che il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali di tali pareti non superi il 15% dell’analoga rigidezza degli elementi in c.a..
- il piano interrato sia coperto con un solaio in c.a. di elevata rigidezza nel piano, capace di ridistribuire efficacemente le azioni orizzontali trasmesse dalla struttura in elevazione alle pareti in c.a..

30. Metodo costruttivo a pannelli portanti realizzati con blocco cassero e cls debolmente armato. Possibilità di utilizzo in zona sismica. PARERE

A seguito di specifici quesiti si esprimere un parere circa la possibilità di utilizzo in zona sismica del suddetto metodo costruttivo. Di seguito si riassumono le caratteristiche essenziali del sistema:

- blocco cassero, in materiale vario, con getto di riempimento in cls ed armatura verticale e orizzontali in acciaio;
- possibilità di armatura verticale sia monostrato disposta in asse che a due strati opposti;
- armatura orizzontale o singola o doppia;
- getto non completamente monolitico per la presenza delle pareti trasversali dei blocchi cassero;
- resistenza e rigidezza del blocco cassero trascurati nel calcolo;
- disposizione e quantitativi delle armature diversi da quelli prescritti per le strutture in c.a.;

Premesso che:

- il p.to 4.1.5. delle NTC2008 prevede che *“La resistenza e la funzionalità delle strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità. La procedura di prova e di interpretazione delle misure sarà effettuata secondo norme di comprovata validità.”*
- il capitolo 12 delle NTC2008 prevede che *“..in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:*
 - *Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*
 - *Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale*

Visto il parere della Prima Sezione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n° 117 del 10/02/2011 con cui sono state approvate le *“Linee guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull’impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera”*, pubblicate nel Luglio 2011 e di seguito denominate Linee Guida, di cui in allegato si riportano gli elementi salienti,

Ferme restando le responsabilità dei progettisti e dei direttori dei lavori in ordine alle scelte progettuali, alle ipotesi di calcolo ed alla conformità alla vigente normativa delle costruzioni realizzate con i metodi costruttivi di cui sopra,

si esprime parere favorevole

all’utilizzo in zona sismica, nel rispetto delle seguenti prescrizioni:

- la progettazione e l’esecuzione dei lavori devono essere conformi:
 - alle NTC2008 per i carichi, i sovraccarichi e i materiali, i requisiti di durabilità, per le fondazioni, per i criteri generali di progettazione e modellazione;
 - alle Linee Guida per le analisi, le verifiche strutturali, i dettagli costruttivi e quant’altro.

Si ricordano, in sintesi, i principali elementi di valutazione e progettazione:

- Per ogni tipo di pannello dovrà essere studiata e proposta una procedura di verifica basata su criteri consolidati e sperimentazione specifica. Per i criteri consolidati le CNR 10025/98 con i dovuti adeguamenti alle NTC08 sono un possibile riferimento.
- Il sistema costruttivo deve essere caratterizzato, nello spirito delle NTC08, mediante prove sperimentali di adeguata numerosità, in conformità alle Linee Guida.
- Le prove sperimentali devono essere eseguite e certificate da Laboratori autorizzati di cui all’art. 59 del DPR 380/01.
- Copia di tali certificati forma parte integrante del progetto esecutivo depositato presso l’Ufficio

Tecnico del Genio Civile competente per territorio.

- Il Produttore deve predisporre, a cura di un tecnico abilitato, una relazione interpretativa dei dati sperimentali ottenuti.
- Nel caso in cui il modello di calcolo faccia ricorso a pannelli continui equivalenti, in luogo dei pannelli reali, l'equivalenza deve essere dimostrata per via numerica o per via sperimentale ripetendo le prove su pannelli continui equivalenti.
- I blocchi cassero devono essere privi di apprezzabili fuori piombo, devono garantire l'assenza di vuoti nel getto e la corretta sovrapposizione delle armature.
- I blocchi cassero devono essere marcati CE e dotati di un manuale di montaggio, posa e controllo che il produttore è obbligato a fornire.
- Il diametro massimo degli inerti costituenti il getto deve essere limitato a 16 mm. La consistenza del conglomerato non deve essere inferiore a S4. Le sovrapposizioni tra le armature di normativa devono essere amplificate di almeno il 50%.
- La concezione degli edifici deve essere scatolare e la classe di duttilità bassa (CDB).
- Il fattore di struttura è calcolato come $q=q_0 \times K_s \times K_r$ con q_0 non superiore a 2 - $K_s = 1.1$ per strutture irregolari in piante e 1.2 per strutture regolari in pianta - $K_r = 1$ per strutture regolari in altezza e 0.8 per strutture irregolari in altezza.
- Il fattore di struttura può essere superiore solo attraverso adeguati studi sperimentali e numerici ma in ogni caso q_0 non può essere superiore a 3.
- Per gli spessori nominali delle pareti si applicano le limitazioni delle NTC 08 (15 cm per pareti semplici - 20 cm per pareti accoppiate).
- Ogni produttore deve indicare nel manuale di montaggio le possibili modellazioni per le verifiche sia nei confronti degli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio.
- Le pareti devono essere verificate a Flessione e Pressoflessione, a Taglio (taglio-compressione, taglio-trazione, taglio-scorrimento) e nei confronti dell'instabilità fuori piano, in conformità alle NTC 08. Per il taglio si deve far riferimento alla sezione equivalente definita nelle Linee Guida.
- Per le verifiche allo SLD si deve fare riferimento agli spostamenti relativi di interpiano che devono risultare essere di $0.002h$, con h = altezza di interpiano.
- Le armature sia orizzontali che verticali devono avere un diametro non superiore a 1/10 dello spessore della parete. Possono essere disposte su entrambe le facce delle pareti o su un solo strato centrale, in ogni caso il passo delle barre non deve essere superiore a 30 cm, in entrambe le direzioni.
- La percentuale geometrica di armatura verticale deve essere $p_v \geq 0.20\%$ - la percentuale geometrica di armatura orizzontale deve essere $p_o \geq 0.20\%$, i diametri delle barre sia orizzontali che verticali $\geq \varnothing 8$.
- In corrispondenza delle aperture devono essere presenti architravi armate con almeno 2 $\varnothing 12$ superiormente e 2 $\varnothing 12$ inferiormente.
- A cura del produttore devono essere forniti, oltre al manuale operativo-costruttivo-di montaggio, la scheda tecnica, i dettagli costruttivi tipo, la certificazione delle prove, la relazione interpretativa e gli esempi di calcolo.

Con il presente parere si intendono superati i precedenti pareri espressi in merito ad analoghi metodi costruttivi.

31. Azioni di progetto per le coperture

Q. Con riferimento al punto 2.5.3 e 3.1.4 delle NTC per quanto riguarda le azioni sulle coperture, occorre considerare la contemporaneità tra il carico neve e quello per manutenzione?

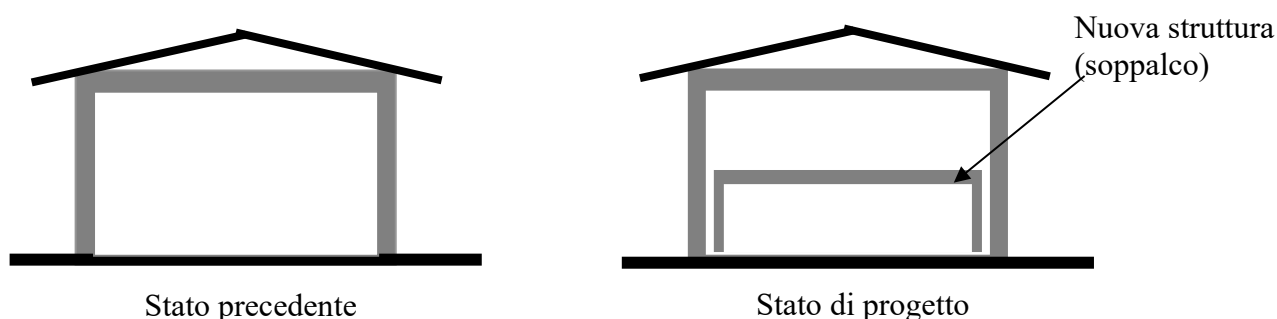
R. In relazione al disposto combinato dai punti 2.5.3 e 3.1.4 delle NTC, applicando la combinazione allo stato limite ultimo (formula 2.5.1) per le coperture accessibili per sola manutenzione si evince che prendendo la neve come carico di esercizio dominante il carico di esercizio da manutenzione ha coefficiente di combinazione ψ_{02} pari a zero e pertanto non vi è contemporaneità tra le azioni ma allorché si prenda il carico da manutenzione come dominante, avendo la neve coefficiente di combinazione ψ_{02} diverso da zero, tale

contemporaneità si manifesta. Pertanto ai fini della conformità alle norme tecniche vigenti ed in mancanza di istruzioni o chiarimenti ministeriali, sebbene tale contemporaneità appaia inverosimile nella pratica corrente tanto che nelle precedenti normative era esplicitamente esclusa, si ritiene che qualora essa risulti determinante ai fini dei dimensionamenti strutturali non possa essere trascurata.

32. Considerazioni in merito al quesito sulle nuove edificazioni, interne agli edifici esistenti, pervenuta dal Servizio tecnico centrale PARERE

Premesso che questo CTS ha inoltrato al Consiglio Superiore dei Lavori pubblici il seguente quesito:

Nell'ambito degli interventi di riqualificazione edilizia di edifici esistenti, in particolar modo di quelli industriali, si presenta sovente, il caso nel quale viene prevista la realizzazione di una struttura interna e staticamente indipendente.



Tali interventi edilizi, pur senza alcuna modifica ai carichi e alle strutture esistenti, non sono esplicitamente contemplati tra quelli previsti al punto 8.4.1 e 8.4.2 delle NTC.

La mancata esecuzione di interventi di carattere strutturale sulle strutture originarie, o di modifica di classe o destinazione d'uso, sembrerebbe escluderne anche l'obbligo della valutazione della sicurezza, pur essendo in presenza di una riqualificazione funzionale dell'edificio che può portare anche al raddoppio della superficie utile.

Parallelamente le nuove strutture interne, staticamente e sismicamente indipendenti, vengono usualmente progettate a prescindere dal contesto edilizio nel quale si inseriscono.

Ciò premesso, si richiede, se nella fattispecie, debba essere necessariamente effettuata una valutazione della sicurezza dell'esistente edificio ed individuati gli eventuali interventi necessari in caso di esito negativo della verifica oppure attenersi ai criteri individuati nella parte finale del C.8.3 differenziando l'eventuale inadeguatezza dell'opera rispetto alle azioni ambientali da quelle controllabili dall'uomo.

Vista la risposta del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti:

“(.....)”

Ad avviso di questo Servizio, è opportuno premettere che la fattispecie indicata nella nota costituisce un tipo di intervento generalmente sconsigliabile e sconsigliato, salvo che particolari esigenze non lo richiedano.

In tutti i casi, comunque, è evidente che l'eventuale inadeguatezza della struttura esistente non può essere superata con la realizzazione di una nuova struttura all'interno; poiché la finalità di ogni disposizione normativa resta quella della tutela della pubblica incolumità — quindi della salvaguardia di tutte le persone che vivano o lavorino all'interno di una costruzione o circolino nelle immediate vicinanze — è del tutto evidente che l'eventuale situazione di pericolo permane se non si interviene anche con la messa in sicurezza della struttura esistente, almeno nei confronti delle

azioni ambientali.”

questo CTS ritiene che per tali tipologie di intervento occorre procedere alla valutazione della sicurezza dell'edificio esistente, seguendo i criteri definiti dalla Circolare al p.to C8.3.

Nella progettazione della nuova struttura interna si adotterà la Classe d'uso più gravosa tra quelle previste (superficie superiore e superficie inferiore).

Per gli edifici industriali (in genere prefabbricati) è obbligatorio verificare ed accertare l'efficacia dei collegamenti tra i vari elementi (strutturali e non strutturali) e, se occorre, intervenire di conseguenza.

La valutazione della sicurezza può non essere effettuata, ma è comunque sempre raccomandata, ove ricorra almeno una delle seguenti due condizioni:

- incrementi della superficie utile lorda non rilevante rispetto a quella disponibile nello stato attuale. A titolo puramente indicativo e secondo le oggettive condizioni del caso, possono ritenersi non rilevanti interventi che prevedano incrementi di superficie utile non superiori al 20% per i primi 500 mq e del 10% per l'eccedenza. Per queste valutazioni occorrerà comunque riferirsi alla situazione edilizia originaria dell'edificio..
- la destinazione della nuova superficie (introdotta con la nuova struttura) sia in Classe I.

Le strutture dell'edificio esistente devono essere comunque verificate per le azioni statiche (peso proprio, permanente, neve e vento). In alternativa si può fare riferimento alle certificazioni esistenti (ad esempio il certificato di collaudo statico), purché si dimostri che non vi siano state alterazioni delle strutture rispetto allo stato originario, a seguito di interventi successivi e/o per degrado.

33. Edifici strategici e rilevanti. Classi d'uso (Quesito Ing. Barberi)

Q. *Volendo realizzare un cambio di destinazione d'uso in un edificio esistente da civile abitazione ad asilo nido privato, si pongono i seguenti quesiti:*

1. *Visto l'elenco degli edifici strategici e rilevanti di cui all'allegato A del Decreto del Presidente della Giunta Regionale 9 luglio 2009, n. 36/R, considerato in particolare il punto 1.a che qualifica come edifici rilevanti le “scuole di ogni ordine e grado, comprese le strutture funzionali primarie annesse”, rilevando che nella normativa vigente la dicitura “scuole di ogni ordine e grado” non comprende gli asili nido bensì: la scuola dell'infanzia, la scuola di primo ciclo (scuola primaria e scuola secondaria di primo grado), e la scuola di secondo ciclo (licei, istituti tecnici ed istituti professionali), sembrerebbe a chi scrive che gli asili nido, ai sensi del citato regolamento, non rientrino fra gli edifici rilevanti (classe d'uso 3). La citata classificazione risulta dai regolamenti attualmente in vigore che definiscono il sistema di istruzione nazionale (dpr 89/2009; dpr 81/2009) e precedentemente dal Testo unico delle disposizioni legislative vigenti in materia di istruzione relative alle scuole di ogni ordine e grado, di cui al decreto legislativo 16 aprile 1994, n. 297.*

Per quanto sopra si richiede se gli asili nido (privati) sono da considerarsi edifici ordinari in classe d'uso 2 e non rilevanti.

2. *Nel caso di risposta negativa al precedente quesito, nell'ipotesi che l'analisi condotta per la valutazione della sicurezza abbia dimostrato che l'edificio non risponde ai requisiti di sicurezza previsti dalle NTC, ipotizzando inoltre che non sussista l'obbligo di procedere con l'adeguamento sismico (non rientrando nei casi di cui al punto 8.4.1 delle NTC 2008) richiamando quanto riportato al punto 1 del Documento interpretativo ed applicativo al voto n. 184/2011 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico (Delibera Giunta Regionale n. 606 del 21/6/2010), di cui si riporta un estratto: “...Il cambio d'uso (o più precisamente il cambio di classe d'uso) che preveda un aumento della classe stessa ancorché non accompagnato dall'esecuzione di opere strutturali necessita in ogni caso della valutazione della sicurezza come chiaramente indicato al p.to 8.3 delle NTC. Visto che la Circolare n. 617/09 al punto C8.3 : “Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC.”, in funzione dell'esito di tale valutazione possono presentarsi i seguenti casi:*

- se l'edificio risponde ai requisiti di sicurezza non è necessario procedere ad interventi di consolidamento;
- se l'edificio non risponde ai requisiti di sicurezza il Committente ed il Progettista valuteranno le possibili linee di intervento:
 - declassamento, cambio d'uso, limitazioni e/o cautele nell'uso;
 - esecuzione degli interventi di consolidamento necessari al conseguimento del **livello di sicurezza minimo**”

si richiede:

- *come si definisce esattamente il “livello di sicurezza minimo” e se esiste un livello minimo di miglioramento che debba essere conseguito per consentire l'uso dell'opera secondo la volontà progettuale oppure se questo debba essere stabilito dal proprietario dell'opera;*
- *se è necessario effettuare immediatamente l'intervento per raggiungere tale livello minimo di sicurezza oppure se possa essere realizzato entro un tempo prestabilito compatibilmente con le condizioni di rischio riscontrate, come suggerito per gli edifici già destinati in tutto o in parte ad attività riconducibili alle Classi d'uso III e IV dal Dipartimento Protezione Civile con nota DPC/SISM/0083283 del 4/11/2010.*

R. Il quesito proposto verte sulla possibile classificazione in classe III e/o come edifici “rilevanti” gli edifici destinati ad “asilo nido”.

Rilevato che la questione è particolarmente delicata e meritevole di approfondimento, si è del parere che:

- Il Regolamento regionale n. 36/R/2009 – Allegato A, elenca gli edifici e le infrastrutture di interesse strategico o che abbiano rilevanza in relazione al potenziale affollamento, in relazione alle verifiche di cui all'art. 105ter della Legge regionale 1/2005 ovvero relativamente a quelle opere ed interventi che sono sottoposti a controllo obbligatorio per le finalità di vigilanza e controllo sull'attività edilizia in zona sismica.

Le opere definite “strategiche” e “rilevanti” secondo i concetti riferibili all'Ordinanza n. 3274/2003 e successive disposizioni del Dipartimento della Protezione Civile sono state definite per quanto riguarda gli edifici ed infrastrutture di competenza dello Stato. La Regione Toscana ha approvato un primo elenco “preliminare” degli edifici strategici e rilevanti con l'allegato 7 alla D.G.R. 604/2003, poi confluito nell'Allegato A del citato Regolamento regionale.

Con la dizione “*Scuole di ogni ordine e grado, comprese le strutture funzionali primarie annesse*” si intendono tutti gli edifici che siano interamente o prevalentemente adibiti alla didattica, sia pubblici che privati. Per la peculiarità di tale funzione, svolta permanentemente, nonché per i possibili e potenziali usi quali siti di accoglienza e ricovero in condizioni di emergenza, gli edifici scolastici rivestono una funzione che è usualmente annoverata tra quelle “rilevanti” (si veda anche il punto C2.4.2 della Circolare esplicativa).

Riguardo agli asili nido, pur trattandosi di una funzione che l'ordinamento giuridico di settore esclude da quella più generale esercitata dalle scuole (infanzia, primaria e secondaria) si ritiene che debbano essere comunque considerati nella categoria “rilevanti” in ragione delle caratteristiche dei fruitori, contraddistinti per la loro intrinseca non autosufficienza e vulnerabilità. In tal senso si ritrova l'analogia con la funzione di cui al punto 2.j) del citato elenco regionale.

- Per la definizione del livello di sicurezza minimo che tali strutture esistenti devono garantire, non essendo normativamente definito, oltre alla valutazione del Progettista e del Committente, si può fare riferimento a quanto suggerito in provvedimenti analoghi, emanati in conseguenza degli ultimi eventi sismici, che indicano una capacità di almeno il 60% rispetto all'azione sismica di progetto. Per quanto riguarda il tempo necessario per l'esecuzione degli interventi finalizzati a raggiungere il livello di sicurezza minimo si può fare riferimento alla vita nominale “residua” valutata sul periodo di ritorno del terremoto relativo all'azione sismica di cui al punto precedente. Si ricorda che eventuali insufficienze di tipo statico (carichi verticali e vento), con la sola esclusione del sisma, possono determinare la non idoneità della struttura o il suo declassamento, salvo interventi di consolidamento da eseguirsi immediatamente, con riferimento ai carichi di progetto previsti dalla norma.

Il CTS, visto anche il quesito di cui al successivo punto 8.1, preso atto dell'importanza dell'argomento

nonchè la necessità di integrare ed aggiornare l'elenco degli edifici strategici e rilevanti di cui all'allegato A del Regolamento regionale n. 36/R/2009 e i criteri per la loro individuazione, si impegna ad elaborare una propria proposta emendativa all'Amministrazione regionale.

34. Verifiche di sezioni tubolari in acciaio (classe 4) (Quesito Ing. Cincinelli)

Q. *Si richiede un parere in merito alla verifica statica di pali porta antenne in acciaio normalmente destinati al sostegno di antenne e parabole per la telefonia mobile cellulare.*

Frequentemente tali strutture sono realizzate con elementi tronco-conici a sezione poligonale realizzati mediante sagomatura a freddo della lamiera.

Le sezioni di questi pali, in particolar modo quelle alla base dove il diametro è maggiore, sono caratterizzate dall'aver grandi diametri (anche superiori ad 100cm) e piccoli spessori (tipicamente da 6 a 10 mm); con tali caratteristiche queste sezioni ricadono quasi sempre in classe 4 ossia nelle sezioni definite snelle.

Le NTC 2008 per le sezioni tubolari tonde in acciaio rientranti in classe 4 non riportano specifiche formule di verifica ma rimandano alla EN 1993-1-6 "Verifica di resistenza e stabilità delle strutture a guscio" attualmente disponibile solamente in lingua inglese e, a mio parere, di difficile applicazione a questo tipo di strutture. La EN 1993-1-6 richiede infatti la modellazione del paio con elementi bidimensionali oltre all'utilizzo di programmi di calcolo di ingegneria avanzata in grado di individuare l'instabilità locale dei pannelli tramite l'introduzione del coefficiente di imperfezione del materiale.

Ho avuto modo di verificare che neppure i principali fornitori (e calcolatori) di queste strutture utilizzano tale normativa ma si rifanno, ognuno a propria discrezione, alle formule generali sull'acciaio dell'NTC o dell'EC3, non ottemperando così appieno a q Vi chiedo quindi un parere in merito a quali formule utilizzare per la verifica di resistenza e di stabilità di tale tipologia di strutture.

Ricordo infine che, fino all'introduzione delle NTC, l'argomento era trattato dalla norma UNI CNR 10022/84 "Profilati formati a freddo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni" (ora abrogata) nella quale la verifica di stabilità veniva svolta semplicemente introducendo una tensione ammissibile ridotta da calcolarsi in base al rapporto d/t tra il diametro e lo spessore del tubolare.

Si richiede, quindi, un parere in merito a quali formule utilizzare per la verifica di resistenza e di stabilità di tale tipologia di strutture.

Ricordo infine che, fino all'introduzione delle NTC, l'argomento era trattato dalla norma UNI CNR 10022/84 "Profilati formati a freddo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni" (ora abrogata) nella quale la verifica di stabilità veniva svolta semplicemente introducendo una tensione ammissibile ridotta da calcolarsi in base al rapporto d/t tra il diametro e lo spessore del tubolare.

R.

Il parere è chiesto con specifico riferimento alle sezioni tubolari tonde composte mediante sagomatura a freddo della lamiera. La presenza delle piegature ad angolo ottuso necessarie per ottenere una forma della sezione pressoché circolare si può in genere trascurare, a vantaggio di sicurezza, facendo esplicito riferimento a sezioni circolari.

Questo tipo di sezioni sono soggette a fenomeni di instabilità locale delle parti compresse se il rapporto tra il diametro esterno della sezione (d) e lo spessore (t) è tale da classificare la sezione, ai sensi dell'NTC 2008, in classe 1 ($d/t \leq 50 \epsilon^2$), classe 2 ($d/t \leq 70 \epsilon^2$), classe 3 ($d/t \leq 90 \epsilon^2$) ed in classe 4 ($d/t > 90 \epsilon^2$) rimandando in questo caso alla EN 1993-1-6.

La UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6 "Resistenza e stabilità delle strutture a guscio", indica come metodo principale la modellazione numerica del palo con elementi bidimensionali piani o curvi e l'utilizzo di programmi di calcolo che possano tener conto dell'instabilità locale delle membrature a guscio.

Dato che le NTC 2008 forniscono un metodo di classificazione delle sezioni circolari cave si ritiene che, in alternativa alle indicazioni date dalla UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6, si possa utilizzare il metodo proposto dal codice AISI (American Iron and Steel Institute) che fornisce le indicazioni per il calcolo delle proprietà efficaci in compressione (A_{eff}) ed in flessione (W_{eff}) delle sezioni necessarie per effettuare le verifiche di stabilità in regime di pressoflessione per tali elementi strutturali. Il metodo adottato dal codice americano AISI è basato su risultanze sperimentali ed è riportato in allegato (A) al presente parere e risulta applicabile solo per profilati cavi finiti a caldo, mentre non risulta applicabile, nella forma esposta nell'allegato, per profilati cavi formati a freddo per strutture saldate. Le definizioni dei due tipi di profilati

sono di seguito riportate.

Si definiscono profilati cavi finiti a caldo tutti i tipi di profilati cavi laminati a caldo (quadri, rettangolari, circolari, ellittici) finiti con processi di deformazione a caldo e prodotti in accordo alla norma UNI EN 10210. In questo caso ci si riferisce a profili chiusi senza saldatura o a profilati cavi formati a freddo con trattamento termico successivo (normalizzati). Nel primo caso (senza saldatura) lo sboccato di partenza viene prodotto mediante perforazione di un prodotto pieno (generalmente lingotto o billetta quadra/circolare) e successivamente viene trasformato nel tubo finale mediante dei processi di laminazione, estrusione o trafilatura su mandrino. Nel secondo caso i tubolari inizialmente formati a freddo vengono successivamente riscaldati in forno (800-1000 gradi circa a secondo del produttore), per ottenere caratteristiche equivalenti a quelle ottenute mediante laminazione di normalizzazione.

Si definiscono profilati cavi formati a freddo per strutture saldate tutti i tipi di profilati cavi (quadri, rettangolari, circolari) prodotti mediante processi di deformazione di laminati piani e successiva saldatura (longitudinale o elicoidale), in accordo alla norma UNI EN 10219.

(segue allegato in Appendice I)

ANNO 2013

35. Strutture in muratura con piano cantinato o seminterrato in c.a.

Q. *In riferimento alla possibilità di realizzare piani cantinati o seminterrati in c.a. caratterizzati dalla presenza di aperture, ad esempio per ingressi garage o collegamenti interni tra vani, anche in considerazione di quanto riportato nell'articolo del periodico "Murature Oggi" Giugno 2011, si chiede:*

- *se essa costituisca un caso ammissibile alla luce dei punti 7.8.1.8 e 4.5.4 (dove si riscontra sempre il termine "pareti" e mai "pilastri");*
- *se per il piano in c.a. seminterrato possa ritenersi soddisfatto il requisito di continuità delle fondazioni e, conseguentemente, esso possa essere considerato fondazione ed escluso dal computo del numero dei piani complessivi in muratura. Ovvero fino a che punto si possa ritenere la struttura in c.a. scatolare e se si possa stabilire una deformazione massima ammissibile di tale piano; in caso contrario, se si può calcolare come struttura costituita da un piano in c.a. (elevazione) ed un piano in muratura con fattore di struttura unico e assunto pari al valore minimo dei fattori di struttura di ciascuna tipologia costruttiva;*
- *se, ed eventualmente sotto quali ipotesi, si possano considerare resistenti alle azioni orizzontali le pareti in muratura prive di parete in c.a. alla base;*
- *se costituisca un caso ammissibile qualora l'elevazione fosse rappresentata da una struttura in legno (intelaiata o a pareti).*

R. Si ritiene che la norma consenta la realizzazione di un piano in c.a. con comportamento prevalentemente scatolare, sovrastato da struttura in muratura portante, sia che si parli di fondazione "alta" (punto 7.8.1.8.), sia che si parli di prima elevazione (punto 4.5.4.).

Per il calcolo della struttura, dai due punti sopra citati, emergono due possibilità:

- considerare il piano in c.a. come prima elevazione e calcolare l'intera struttura con un modello unico, facendo partire l'azione sismica dalla base. In tal caso il fattore di struttura dovrà essere assunto minore o uguale al più basso tra quello della parte in muratura e quello della parte in c.a..
Si ritiene che in questo caso non si possano considerare resistenti al sisma le porzioni di muratura della parte in elevazione che non abbiano continuità attraverso le pareti in c.a. fino alla fondazione;
- considerare il piano in c.a. tutto come fondazione (sempre che sia interrato o seminterrato), con la possibilità quindi di far partire l'azione sismica dalla quota dove inizia la muratura, a condizione che il piano di fondazione abbia una rigidezza tale da comportarsi effettivamente come una struttura monolitica.

Questo presupposto si ritiene verificato se :

- Le aperture sono opportunamente distribuite;
- Le pareti in muratura del primo livello sono poste sopra pareti in c.a. per almeno il 75% del loro sviluppo totale.

Se queste condizioni non sono rispettate occorre verificare che:

- La differenza tra gli spostamenti orizzontali di un punto di controllo, preso in sommità all'edificio, tra il caso in cui il piano in c.a. sia interamente costituito da pareti continue e il caso in cui siano invece presenti le aperture di progetto, sia $< 10\%$;
- L'ordine e le forme modali dei due modelli strutturali di cui al punto precedente siano simili.

Qualora il piano in c.a. possa essere assimilato a fondazione, si possono considerare resistenti al sisma anche le pareti in muratura della parte in elevazione che non abbiano continuità fino alla base della fondazione a causa della presenza di aperture nel piano in c.a., purché la deformabilità verticale delle travi poste al di sotto dei maschi murari sia inferiore ad $1/500$ della luce per la combinazione allo Stato Limite di Danno.

Analoghe considerazioni si possono esprimere per le costruzioni con struttura in elevazione a pareti in legno.

36. Impianti ascensore a struttura metallica

Q. *Nel caso della messa in opera di ascensori (interni o esterni) con castello in acciaio, destinati al trasporto di persone ed ancorati ad edifici esistenti, è corretto inquadrare l'intervento sull'edificio esistente come "locale", e verificare il castello di acciaio senza considerare le azioni sismiche, se ovviamente gli ancoraggi risultano ben dimensionati a tale scopo ?*

R. In riferimento agli ascensori (interni o esterni) con castello in acciaio, destinati al trasporto di persone ed ancorati ad edifici esistenti, si ritiene che sia corretto l'inquadramento dell'intervento sull'edificio esistente come "intervento locale" (senza pertanto necessità di allegare la riverifica dell'intero fabbricato) se:

- l'inserimento della struttura metallica (castello) non interferisce significativamente con la risposta statica e sismica dell'edificio e non comporta l'esecuzione di opere strutturali e/o di rinforzo nel medesimo edificio che causino un diverso inquadramento dell'intervento ai sensi del cap.8 delle NTC 2008;
- l'inserimento della struttura metallica assume solo la funzione di "sostegno" per carichi dell'impianto (cabina, motore, organi meccanici) e la sua incidenza nella distribuzione delle rigidezze esistenti ai vari piani può essere considerata trascurabile;
- la nuova struttura introduce un incremento di massa di piano indicativamente non superiore al 5% della massa di piano dell'edificio esistente;

Si ritiene quindi corretto procedere come segue:

- verifica l'incastellatura metallica per il sostentamento dei soli carichi propriamente derivanti dall'ascensore, mentre le azioni sismiche si considerano trasmesse direttamente alla struttura esistente dell'edificio;
- vengono definiti il posizionamento esatto e le modalità di ancoraggio dell'incastellatura metallica mediante accurati particolari esecutivi, verificando gli elementi di ancoraggio in modo tale che siano in grado di trasferire tutta l'azione sismica di progetto alla struttura esistente.

37. Pareti in legno in legno lamellare

Q. *Considerando che le strutture in legno a pannelli debbano tenere un comportamento "scatolare" specialmente in zona sismica e che dette pareti, sia interne che perimetrali, ai vari piani debbano fungere da controvento oltre che da elementi di ripartizione dei carichi verticali, è possibile prevedere pareti portanti in XLAM di un generico piano "in falso" rispetto al livello inferiore sempre in struttura tipo XLAM?*

In altre parole, pur in presenza di un solaio continuo a piastra (tipo XLAM) di spessore considerevole, sono accettabili negli edifici a struttura completamente in legno, pareti portanti sfalsate rispetto ai piani sottostanti, previa verifica del pannello di solaio sulla base dei carichi riportati dalle pareti soprastanti sia per azioni verticali che per azioni sismiche?

R. Per le azioni sismiche, le NTC 2008, nel caso di strutture in cemento armato, vietano al §7.4.6.1.1 la possibilità di appoggiare in falso pareti su travi o solette. Analoga cosa per le strutture in muratura dove al § 7.8.1.4 delle NTC si richiede continuità in elevazione delle pareti strutturali, al lordo delle aperture, fino alla fondazione, evitando pareti in falso.

Per quanto riguarda le strutture in legno esistono ragioni tecniche per valutare con particolare attenzione progettuale queste possibilità, almeno per i seguenti aspetti:

- da un punto di vista statico-strutturale occorre valutare la rigidità nei confronti delle azioni orizzontali. Negli edifici con pareti in legno tipo XLAM, le cui pareti portanti/di controvento sono allineate su tutti i piani, gli spostamenti orizzontali sono governati dalla rigidità a taglio sul piano della parete. La struttura risulta pertanto molto rigida e in caso di evento sismico gli spostamenti orizzontali di piano assumono valori molto bassi. Ciò non succede nel caso di pareti di controvento dei piani superiori “in falso”. In tal caso gli spostamenti orizzontali sono governati non tanto dalla rigidità a taglio della parete ma dalla rigidità flessionale della striscia di solaio che sostiene la parete in falso e che funge da raccordo con le pareti al piano inferiore. Tale rigidità è inferiore di diversi ordini di grandezza rispetto alla precedente e pertanto si amplificano notevolmente gli spostamenti orizzontali di piano;
- l'uso di una soletta XLAM quale appoggio per una parete controventante in XLAM è da ritenersi come estremamente sfavorevole e poco efficace, in quanto la soletta presenta sempre una rigidità minore della parete e, quindi, non si avrà mai una soluzione strutturalmente corretta;
- si pone altresì il problema di verifica della resistenza della lastra di solaio (comportamento a trave) per le azioni orizzontali trasmesse dalle pareti superiori in caso di sisma;

Per quanto sopra si ritiene quindi che le considerazioni per le strutture in c.a. e in muratura possano essere estese anche alle strutture in legno.

Si ritiene comunque possibile l'utilizzo di pareti “in falso” al fine di portare solo carichi verticali. In questi casi le pareti non dovranno essere valutate ai fini della resistenza alle azioni orizzontali.

ANNO 2014

38. Azioni sulle costruzioni – carico d'incendio

ARGOMENTO: Azioni sulle costruzioni

RIFERIMENTI: NTC 2008 capp. 2.5. Azioni sulle costruzioni e 3.6.1. Incendio.

Q. *Le NTC 08 richiedono la valutazione della sicurezza anche nei confronti delle azioni eccezionali ed in particolare nei confronti dell'incendio. Questa azione è prevista per tutte le strutture e per tutte le classi d'uso previste dalla norma anche per quegli edifici con destinazioni d'uso che non presentano quelle attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco.*

Ad ogni modo anche qualora si rientri nell'ultimo caso esposto, i dettagli costruttivi relativi alle valutazioni sulla sicurezza antincendio dovranno essere riportati sui disegni esecutivi e, pertanto, dovranno essere riportati nei disegni allegati al progetto ?

Si chiede se le attività di controllo dei progetti devono contemplare anche quella parte di normativa delle NTC relativa all'azione eccezionale incendio.

R. Le NTC 08 (par.3.6.1) definiscono la resistenza al fuoco come la capacità di una costruzione, di una parte di essa o di un elemento di esso, come la capacità di mantenere, per un prefissato tempo la capacità portante e quella di compartimentazione, in sostanza richiede che vengano garantite prestazioni afferenti ad aspetti diversi.

Il DPR 380, all'art 52 (tipo di strutture e norme tecniche) riporta che tutte le costruzioni debbono essere realizzate in osservanza delle norme tecniche, le quali definiscono anche la protezione delle costruzioni dagli incendi.

Dalla lettura congiunta delle NTC 08 e del DPR 380/01 porta alla conclusione che il progetto, nel suo complesso, deve necessariamente affrontare e risolvere tale problematica così come riporta la Circola esplicativa al punto C3.6.

Tuttavia si ritiene che il progetto strutturale elaborato ai sensi degli artt. 64 e 93 del DPR 380/01 non debba necessariamente contenere gli elementi di verifica relativamente alla resistenza al fuoco, fatte salve particolari situazioni nelle quali il progettista ritenga che l'azione eccezionale dovuta al fuoco sia rilevante e/o dimensionante per le strutture di progetto.

In tali casi, e quando il livello di prestazione in caso di incendio sia superiore al livello 1 della tab. 3.5.IV

delle NTC, il progettista esporrà il livello di prestazione in caso di incendio di cui al punto 3.6.1.2 delle NTC 2008 e gli eventuali specifici requisiti di resistenza al fuoco necessari.

39. Interventi su edifici esistenti. Miglioramento su edificio storico vincolato (Quesito dell'Ing. A. Berni)

RIFERIMENTI: NTC 2008, Cap. 8

Q. Si tratta della riqualificazione di un ex Monastero a residenza universitaria situato in un centro storico. L'edificio è vincolato e risale al 1500 circa, con successive modifiche tra cui le principali occorse a fine 1700. L'edificio si presenta con una pianta inscritta in un quadrato di dimensioni pari a circa 45 m e si sviluppa per tre piani fuori terra, per una superficie calpestabile complessiva di circa mq. 3300.

Il progetto prevede la ristrutturazione generale del complesso con conversione da monastero a residenza universitaria, che ospiterà circa 50 studenti e sarà dotata di camere, aule, biblioteca, cucina, sale comuni, uffici amministrativi.

L'intervento si configura come un miglioramento sismico, con rifacimento pressoché completo dei solai, revisione delle aperture e consolidamento diffuso (ma non completo, anche per ragioni di conservazione di alcuni affreschi) dei maschi murari con verifica sismica globale (e a carichi verticali), effettuata con il software (omissis), sia dello stato attuale che di progetto.

Al fine di conseguire il maggior livello di conoscenza possibile, sono state effettuate le seguenti e propedeutiche attività conoscitive:

- a. rilievo topografico di dettaglio (manuale e con stazione totale), con realizzazione di modello numerico 3D del fabbricato;
- b. decine di ispezioni e saggi, ai vari piani e distribuite planimetricamente, su pavimentazioni, stratigrafie di solai, pitture eventualmente presenti, tessiture murarie e ammorsamenti d'angolo (previa rimozione locale di intonaco);
- c. prove in situ relative a n. 5 prove con martinetto piatto singolo, n. 5 prove con martinetto piatto doppio, n. 5 serie di prove con trapano strumentato (DRMS) per la caratterizzazione della malta, n. 5 carotaggi. Sono state indagate cinque zone distinte, individuate al piano terra e al piano rialzato e distribuite in planimetria in modo tale da caratterizzare tutte le parti del complesso edilizio.
- d. previa autorizzazione da parte del Comune e della Soprintendenza, demolizione di tutte le pavimentazioni a piano terreno e rimozione del materiale di riempimento fino al sottostante substrato roccioso, posto a modesta profondità e rimozione, nei locali interni, di tutti gli intonaci del piano terreno e del piano rialzato.

Alla luce delle verifiche in situ effettuate si è ritenuto appropriato assumere un Livello di Conoscenza LC2, quindi un fattore di confidenza $FC = 1.2$ (Tab. C8a.1.1 NTC) ai valori medi di Tab. C8A.2.1 relativi alla "Muratura in pietrame disordinata" (scelta cautelativa).

Previo assegnazione dei carichi e geometrie desunte dalle attività conoscitive descritte, ho osservato che le VERIFICHE STATICHE relative al modello globale dell'edificio, condotte con il software, e in parte riverificate manualmente, allo STATO ATTUALE (pre-intervento), con sovraccarichi accidentali pari ovunque a 200 kg/mq, risultano soddisfatte se si assume un fattore di sicurezza $\gamma M = 1$ (l'edificio in effetti è in piedi da secoli e non presenta lesioni o segni di dissesto).

Allo STATO MODIFICATO DI PROGETTO, si è in grado di garantire, con opere di consolidamento, il soddisfacimento delle verifiche statiche con un fattore di sicurezza come segue:

- il 77 % dei maschi verificati con $\gamma M = 3$;
- il 19 % dei maschi verificati con $3 > \gamma M > 2$;
- il 4 % dei maschi verificati con $2 > \gamma M > 1,5$

Nessun maschio risulta con prestazioni inferiori a quelli sopra citati.

Si precisa che nel caso dei locali in cui si prevedono carichi accidentali superiori allo stato attuale (300 o 400 kg/mq contro i 200 cautelativamente ipotizzati allo stato attuale) le verifiche statiche sono soddisfatte con $\gamma = 3$.

Restano invece ai piani sovrastanti non pienamente verificate pareti non direttamente interessate dall'intervento, sulle quali comunque l'effetto degli interventi limitrofi comporta un modesto innalzamento del livello di sicurezza.

La domanda è quindi la seguente: si può ritenere accettabile un fattore di sicurezza superiore rispetto allo

stato di progetto, ma comunque non molto elevato, stante l'impossibilità di poter raggiungere $\gamma M = 3$, trattandosi inoltre di edificio vincolato?

Si fa presente che questo rappresenta l'unico ostacolo in quanto dal punto di vista sismico, assumendo classe d'uso $C_U = III$ e vita nominale $V_N = 50$ anni, le verifiche post intervento risultano significativamente migliorate.

R. Occorre premettere che il tema è oggetto di un ampio dibattito, che scaturisce da una serie di problematiche sovrapposte, che si possono riassumere come di seguito esposto.

Nell'ambito degli interventi di miglioramento le norme prevedono l'effettuazione della valutazione della sicurezza. Essa è volta a stabilire le azioni massime che la struttura è in grado di sopportare (resistenza maggiore dell'azione allo stato limite di salvaguardia della vita) con il grado di sicurezza previsto.

Specificando meglio, la Circolare 617/2009, al punto C.7.3., afferma che *“gli interventi saranno improcrastinabili se necessari al soddisfacimento delle verifiche relative alle azioni controllabili dall'uomo...”*. Questo richiama l'obbligo di intervento previsto dall'art. 677 del Codice Penale (*“Il proprietario di un edificio o di una costruzione che minacci rovina ovvero chi è per lui obbligato alla conservazione o alla vigilanza dell'edificio o della costruzione, il quale omette di provvedere ai lavori necessari per rimuovere il pericolo, è punito con...”*).

Pertanto è lecito porsi la domanda: il mancato soddisfacimento delle verifiche statiche per una costruzione, o meglio per un elemento di una costruzione, equivale alla minaccia di rovina, quando tale elemento si trovi in quello stato da anni (se non da secoli), senza mostrare segno di cedimento o lesioni? Evidentemente esiste un margine di sicurezza, dato dai parametri che concorrono alla effettuazione della verifica di sicurezza alle azioni statiche, che fa sì che la verifica non soddisfatta non sempre equivalga automaticamente ad una situazione di pericolo grave, tale da costringere a rendere l'edificio, o parte di esso, non utilizzabile. Si fa notare che i parametri indicati dalla norma risultano particolarmente gravosi per gli edifici esistenti rendendo auspicabile l'introduzione di una soglia, al di sotto della quale non si possa ammettere l'utilizzo dell'edificio.

Ma mentre per inadeguatezze nei confronti delle azioni sismiche è stata data una indicazione a livello nazionale (negli atti normativi post-evento sismico) sul livello minimo da garantire per poter considerare agibili gli edifici esistenti, fissato al 60 % dell'azione prevista per gli edifici nuovi, per problemi di tipo statico quest'indicazione non c'è.

Si usa di solito procedere con gli stessi parametri definiti per le nuove costruzioni, in quanto l'unico riferimento è dato da punto 8.2. delle NTC che indica come riferimento, per quanto non diversamente specificato nel capitolo 8, alle disposizioni di carattere generale contenute nei capitoli precedenti. Da questo scaturisce la scelta di un fattore di sicurezza γ , oggetto del quesito, pari a 3, che pare al momento l'unica sostenibile con certezza.

Senza dubbio l'approccio alla verifica di un edificio in fase di progetto è diverso rispetto a quello di un edificio esistente. Nel primo caso si vogliono prevenire eventuali problemi che la struttura potrebbe presentare, per cui si guidano totalmente le scelte (materiali, azioni, particolari esecutivi, ecc.) e le ipotesi (metodi di calcolo) di progetto, ma ci si tutela anche dalle imprecisioni in fase esecutiva (margini di imprevisto); nel secondo caso si possono avere difficoltà nella ricostruzione esatta della conoscenza più intima della struttura resistente, soprattutto sulla qualità del materiale, ma si potranno escludere incertezze di tipo geometrico, approfondendo eventualmente l'analisi localmente dove necessario, e di carico, conoscendo l'esatta geometria e il tipo di fruizione corrente, oltre a disporre di un naturale collaudo dell'opera, perlomeno fino al livello di carico cui è stata sottoposta effettivamente nella sua storia.

Si ritiene pertanto fondamentale, come primo passo progettuale, quello di affinare il modello numerico per avvicinarlo il più possibile all'effettivo stato di fatto, perlomeno nelle pareti o negli elementi dove le verifiche non sono soddisfatte, anche se solo in un numero esiguo di elementi.

Sono vari i fattori sui quali agire per ridurre le incertezze sia per le azioni, da una parte, che resistenze, dall'altra. Il confronto è poi regolato dal margine di sicurezza.

La resistenza si rileva dall'analisi dello stato di fatto: in teoria si può, mediante prove sperimentali affinare il più possibile, tenendo conto che anche i costi lieviterebbero. Per questo le norme, hanno opportunamente introdotto il fattore di confidenza. Resta comunque la possibilità, qualora il problema sia localizzato, di ridurre il fattore di confidenza a seguito di prove mirate.

Nello specifico delle azioni:

- carichi permanenti. Sono “misurabili”, dallo stato di fatto, in maniera oggettiva. Per i coefficienti parziali dei carichi permanenti portati la norma specifica che si può assumere 1,3 anziché 1,5;
- carichi accidentali. In fase di analisi dello stato attuale conviene definirli quanto più realisticamente possibile, anche se si prescinde dai minimi di tabella carichi per edifici nuovi (cap. 3 delle NTC). Poi

sarà possibile valutare se allo stato di progetto sia opportuno mantenere carichi ridotti, imponendo limitazioni d'uso, o se intervenire strutturalmente per poterli aumentare;

- eccentricità. E' possibile fare gli accertamenti necessari per utilizzare valori di eccentricità non convenzionali ma reali. Eventualmente può essere l'intervento stesso a ridurre o eliminare le eccentricità.

Ciò premesso ne consegue che è possibile avvicinarci ad un fattore di confidenza pari a 1, almeno localmente, ed avere i reali valori dell'eccentricità e delle geometrie nonché dei carichi effettivi.

Se, dopo le considerazioni esposte, le verifiche dovessero ancora essere insoddisfacenti, in presenza di un edificio che non mostri segni di dissesto locale o globale e le analisi condotte siano corrette, allora è probabile che si stiano sfruttando i materiali con un valore del coefficiente γ inferiore a quello individuato in normativa per le strutture nuove.

Laddove le verifiche non risultino soddisfatte per ragioni indotte dalle scelte di progetto (aumenti di carico, modifiche geometriche strutturali, ecc.) vi è l'obbligo di adeguare gli elementi strutturali interessati.

Occorre tener presente che nel caso di interventi di consolidamento con betoncino armato qualora l'incremento di resistenza indicato nella circolare non risulti sufficiente al soddisfacimento della verifica statica, potrà essere considerato, mediante omogeneizzazione, anche il contributo del calcestruzzo.

Per quanto riguarda le situazioni di elementi che staticamente non soddisfano le verifiche né dello stato ante operam che post operam, anche in presenza di riduzione del margine di non-verifica è opportuno riflettere sul fattore di sicurezza residuo, ovvero su quanto si è ancora "lontani" dal soddisfare pienamente la verifica con il margine previsto per gli edifici nuovi.

Va tenuto comunque conto del fatto che il punto 8.4.2. delle NTC considera interventi di miglioramento *"tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate"*, per cui il giudizio d'insieme sull'intervento relativo ad un edificio che presenta allo stato di progetto ancora alcune situazioni di criticità dal punto di vista statico potrebbe essere comunque favorevole, dal punto di vista del rispetto della normativa tecnica.

Premesso quanto sopra, tornando al caso in esame, si ritiene opportuno in prima analisi rivedere alla luce delle osservazioni specifiche sopra citate la scelta dei vari parametri progettuali, in particolare l'analisi dei carichi, e l'ipotesi di una loro limitazione nell'utilizzo, laddove l'esigenza di conservazione prevalga sulla possibilità di intervenire drasticamente al fine della messa in sicurezza.

Aldilà di questo eventuale approfondimento, si ritiene che l'intervento, così come descritto, possa essere effettivamente classificabile come "miglioramento".

Constatato che le norme tecniche non prevedono esplicitamente valori di γ_M da utilizzarsi per le costruzioni esistenti ed in particolare per quelle in muratura, si rileva che non è possibile individuare soglie inferiori dei coefficienti globali di sicurezza che siano generalizzabili alla possibile e vasta casistica tipica degli edifici esistenti. Si ritiene che il progettista, secondo la propria conoscenza e responsabilità possa valutare l'accettabilità di valori moderatamente inferiori a quelli previsti per le nuove costruzioni secondo criteri e valutazioni che dovranno essere giustificate nel progetto stesso.

Infatti solo il progettista, che ha la conoscenza dell'edificio, della sua storia, degli interventi di progetto e delle condizioni d'uso, può, con cognizione di causa, dare un giudizio complessivo sul livello di sicurezza raggiunto, basato, oltre che sulle verifiche analitiche eseguite, anche sulle osservazioni e considerazioni che tengano conto delle oggettive condizioni dell'edificio e della rilevanza delle situazioni critiche emerse dal calcolo.

40.– Interventi di miglioramento (quesito Ing. Savelli)

ARGOMENTO: Interventi di miglioramento

RIFERIMENTO: NTC p.to 8.4.2

Q. Con riferimento alla valutazione della sicurezza globale di un fabbricato esistente nel quale si configura l'esecuzione di interventi di miglioramento, si chiede se utilizzando quale elemento di confronto tra lo stato ante-intervento e lo stato post-intervento il coefficiente di sicurezza:

$$\alpha_{\min} = S_r / S_d$$

dove:

S_r = sollecitazione resistente

S_d = sollecitazione di progetto

si debba sempre ottemperare al fatto che gli interventi previsti accrescano la capacità resistente delle strutture esistenti.

Per meglio dire, nel caso sopra espresso, in linea generale, per i diversi meccanismi di rottura si dovrà avere:

$$\alpha_{\min, \text{ante}} < \alpha_{\min, \text{post}}$$

al fine di dimostrare che gli interventi previsti in progetto accrescono la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

Quando il valore dei coefficienti $\alpha_{\min}$ sia nello stato ante-intervento che in quello post-intervento risulti inferiore all'unità ed anche quando nello stato post-intervento il coefficiente sia superiore all'unità, appare chiaro che l'intervento risulta migliorativo quando:

$$\alpha_{\min, \text{ante}} < \alpha_{\min, \text{post}}$$

ad esempio se $\alpha_{\min, \text{ante}}=0,40$ e $\alpha_{\min, \text{post}}=0,41$ quanto progettato è migliorativo a maggior ragione se $\alpha_{\min, \text{post}} \geq 1,00$; a valori iniziali invertiti, $\alpha_{\min, \text{ante}}=0,41$ e $\alpha_{\min, \text{post}}=0,40$ l'intervento non risulta migliorativo e quindi non è ammissibile.

Il caso per il quale si chiede il presente chiarimento è rappresentato dalla fattispecie nella quale ci si trovi a dover eseguire il confronto con valori di $\alpha_{\min}$ superiori all'unità e nel caso particolare in cui il valore di $\alpha_{\min, \text{ante}}$ sia superiore al valore di $\alpha_{\min, \text{post}}$

Cioè facciamo il caso di avere $\alpha_{\min, \text{ante}}=1,40$ e $\alpha_{\min, \text{post}}=1,01$ e quindi:

$$\alpha_{\min, \text{ante}} > \alpha_{\min, \text{post}}$$

in tal caso secondo quanto definito al punto 8.4.2 delle NTC 2008 non si sarebbe ottemperato a prevedere l'esecuzione di interventi di miglioramento "finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate".

Occorre però osservare che qualora ci si trovi nel caso descritto l'edificio sul quale si vuole intervenire risulterebbe "adeguato" sia prima degli interventi che successivamente agli stessi.

Si chiede quindi se nella fattispecie di un intervento di miglioramento nel quale gli $\alpha_{\min}$ nello stato ante e post intervento risultino maggiori di 1 ed in particolare si verifichi:

$$\alpha_{\min, \text{ante}} > \alpha_{\min, \text{post}}$$

l'intervento di miglioramento si possa comunque considerare eseguibile oppure se in ogni caso si debba sempre e comunque soddisfare quanto richiesto dalla norma al punto 8.4.2 e cioè che nel caso del miglioramento tutti gli interventi siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate e pertanto il caso rappresentato non possa essere considerato quale intervento di miglioramento.

R. Nel caso in cui l'edificio, nello stato di progetto, risulti verificato per le azioni previste dalle norme tecniche per le costruzioni dei nuovi edifici non è necessario conseguire un aumento del livello di sicurezza rispetto allo stato originario.

E' ragionevole ritenere che l'aumento di sicurezza sia obbligatorio solo nei casi in cui si intervenga sull'edificio con opere classificabili come "miglioramento" e "riparazione e intervento locale".

41. Intervento di adeguamento sismico

ARGOMENTO: Interventi di adeguamento sismico

RIFERIMENTO: NTC p.to 8.4.1

- a) interpretazione sulla variazione del carico globale in fondazione del 10%,
- b) uso fattore di struttura in “analisi al passo”,
- c) cambio di destinazione e di classe d’uso in edifici vincolati

Q. a) interpretazione sulla variazione carico globale in fondazione del 10%

Si intende formulare un quesito in merito a quanto previsto al punto c) del § 8.4.1 Interventi di adeguamento del D.M. '08.

Nella fattispecie il D.M. individua l'obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione a chiunque intenda:

“c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d’uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiore al 10 %.”

La prima questione che si pone è cosa si debba intendere per carichi globali.

Facendo un parallelo con il D.M. 16/01/96 al § C.9.1.1 alla lett. B) l'adeguamento si imponeva quando si intendeva apportare variazioni di destinazione che comportassero, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (permanententi e accidentali) superiori al 20%.

Leggendo le due disposizioni risulta evidente che, mentre con il D.M. '96 era chiaro che ci si riferisse ai soli carichi verticali, con il D.M. '08 non è altrettanto chiaro cosa si debba intendere per ‘carichi globali’.

Si devono intendere i soli carichi statici (in quale combinazione: rara, quasi permanente, fondamentale?) oppure in quel globale va inclusa anche l'azione sismica?

Stabilita quale sia la combinazione da considerare, come va valutato il ‘carico globale’ ante e post intervento?

Ci si deve riferire alle singole componenti delle sollecitazioni (N, T, M) totali alla base? Bisogna considerare la risultante tra carichi orizzontali e verticali?

Un'alternativa potrebbe essere quella di valutare di quanto aumentano le pressioni (medie o di picco) sul terreno, ma in tal caso per non perdere la componente orizzontale della sollecitazione va visto anche di quanto aumenta il Taglio alla base?

R. Alla luce della bozza di nuove norme tecniche approvata a novembre del 2014 il punto c) è da intendersi come segue:

“c) apportare variazioni di classe e/o di combinazione d’uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione, valutati secondo la combinazione caratteristica per i carichi gravitazionali di cui all'equazione 2.5.2., superiori al 10 %.”

Q. b) uso fattore di struttura in “analisi al passo”

Com'è noto l'esecuzione di un'analisi statica al passo (rif. § 7.8.1.5.2 D.M. '08) prevede lo svincolo a flessione dei maschi murari non verificati e successiva redistribuzione dell'azione sismica nei pannelli dello stesso piano fino a trovare una configurazione equilibrata e verificata rispettando opportune condizioni (equilibrio di piano invariato e variazioni di taglio in ciascun pannello che soddisfi la condizione di

$$\Delta V \leq \max \left\{ 0.25|V|, 0.10|V_{\text{piano}}| \right\} \quad \text{caso di solai rigidi} .$$

Si chiede se nell'eseguire questo tipo di verifica sia corretto o meno utilizzare un fattore di struttura diverso da 1 o se sia corretto assegnare $q=1$ come per le analisi non lineari propriamente dette.

R. Con la metodologia proposta il fattore di struttura deve essere posto pari a 1.

Q. c) cambio di destinazione e di classe d’uso in edifici vincolati

Noto che per gli edifici vincolati le direttive sulla tutela dei beni architettonici consentono l'esecuzione di opere di miglioramento in luogo dell'adeguamento sismico delle strutture, si pone il seguente quesito:

Qualora si abbia un bene vincolato dalla Sovrintendenza nel quale si intenda apportare un cambio di destinazione d’uso o di classe che, comportando un aumento dei carichi globali in fondazione superiore del 10%, comporterebbe la classificazione dell'intervento come adeguamento sismico;

si chiede se sia accettabile limitarsi ad un intervento di miglioramento sismico così come previsto dalle direttive o se sia necessario, in alternativa, valutare la possibilità di non apportare il cambio di destinazione d'uso/di classe in quell'edificio vincolato e delocalizzare altrove l'attività che richiederebbe l'adeguamento della struttura.

R. Per gli edifici vincolati si ritiene che non sia accettabile limitarsi ad interventi di miglioramento sismico quando ricorrano le condizioni di cui al punto 8.4.1 delle NTC.

Se d'altra parte l'esigenza di conservazione non consente di effettuare gli interventi che richiederebbe, per il caso specifico, l'adeguamento, dovrà essere evitato il cambio di destinazione d'uso.

42. Collegamenti in fondazioni (Quesito Ing. Francesco Gori)

ARGOMENTO: Collegamenti in fondazione.

RIFERIMENTO: NTC p.to 7.2.5

Q. *Si richiedono alcuni chiarimenti/interpretazioni relativamente al paragrafo 7.2.5.1. delle NTC08 "Collegamenti orizzontali tra fondazioni". In particolare in riferimento all'ultimo comma che recita "travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione o dalla testa dei pali". Si chiede se tale distanza sia da valutare dall'intradosso della soletta/trave di collegamento o dal suo baricentro e, nel caso dei pali, se la testa dei pali sia da intendersi come la sezione di ingresso nel plinto (quindi l'intradosso plinto).*

L'Eurocodice 8 non parla nemmeno di distanze ma, in modo drastico, con particolare riferimento alle strutture prefabbricate con plinto a bicchiere, recita "Devono essere evitate colonne tozze tra la sommità di un plinto o della testata di un palo e l'intradosso di travi di collegamento o piastre di fondazione. A tal fine, l'intradosso di travi di collegamento o piastre di fondazione deve essere al di sotto della sommità del plinto o della testata del palo". Tuttavia, utilizzando il dettato ai fini interpretativi delle NTC08, sembrerebbe che la distanza di 1 m chiesta dalle NTC08 sia a partire dall'intradosso del cordolo sismico, e che la "testata del palo" sia l'estradosso del blocco di c.a. che lega il gruppo di pali, dovendo, sempre per l'EC8, l'intradosso del cordolo restare sotto la testata del palo.

Si chiede se sia giusta tale interpretazione

R. La distanza di cui al punto 7.2.5.1 deve essere misurata dall'intradosso della fondazione (ad esempio la base del plinto o della trave rovescia a contatto con il magrone) e l'intradosso dell'elemento di collegamento (ad esempio cordolo o piastra/soletta). Nel caso siano previsti pali di fondazione tale distanza sarà valutata a partire dalla quota di innesto dei pali nel plinto di testa.

Il punto 5.8.2 dell'EC8, primo comma, richiama il concetto che si intende evidenziare ovvero evitare che in fondazione vi siano elementi tozzi, potenzialmente fragili per azioni taglienti. La prescrizione di prevedere che gli elementi di collegamento siano sostanzialmente nell'altezza dei plinti di fondazione esclude totalmente la presenza di pilastri tozzi, discordando con l'indicazione del punto 7.2.5.1 delle NTC.

43. Piano di posa fondazioni (quesito Ing. Francesco Gaudini)

ARGOMENTO: Magrone fondazione

RIFERIMENTO: NTC p.to 7.2.5

Q. *Il progetto prevede la realizzazione di un edificio attraverso la realizzazione di una struttura prefabbricata con fondazione a plinti con cordoli di collegamento.*

Per il raggiungimento del piano fondale il progettista ha previsto uno scavo a sezione ristretta fino alla profondità ritenuta idonea ai fini della portanza e dei cedimenti e il riempimento sotto il plinto con volume di calcestruzzo non strutturale (comunque garantendo un $R'_{ck} > 150 \text{ daN/cm}^2$) dell'altezza di circa 100 cm.

Si chiede se il "sistema" previsto possa rispondere alla normativa vigente e in particolare :

- *se lo spessore di calcestruzzo possa essere considerato come semplice approfondimento del piano di posa e non condizionare l'imposta dei cordoli di collegamento prevista a partire dall'intradosso dei plinti*

oppure

- *in quale casistica potrebbe essere riferito il sistema affinché, con eventuali varianti, possa essere considerato ammissibile*

R. Si ritiene che, nel caso specifico, sia possibile impostare le strutture di fondazione al di sopra di elementi di calcestruzzo non strutturale impiegati per raggiungere la profondità del terreno individuata come idonea per il piano fondale e, quindi, esclusi dalle verifiche strutturali e geotecniche previste dal D.M. 14/01/2008.

Il sistema di collegamento fra i plinti a pozzetto costituito da una soletta in c.a. dello spessore di 20 cm imposta ad una distanza superiore a 2.00 m dall'intradosso degli elementi di fondazione con nervature che raggiungono la base dei plinti stessi non soddisfa l'indicazione del p.to 7.2.5.1 del D.M. 14/01/2008. Affinché sia realizzato un collegamento efficace tra le fondazioni è necessario che la quota di imposta della soletta, o eventualmente di un reticolo di cordoli, sia abbassata fino alla distanza di cui al punto citato.

ANNO 2015

44. Edifici in muratura esistenti – Snellezza delle murature (Quesito Ing. Cattaneo)

Q. *E' molto frequente trovarsi di fronte a strutture con pareti esterne in pietrame di grosso spessore e murature interne in mattoni con spessori molto ridotti, generalmente a 1 testa (12 cm).*

Riguardo allo spessore minimo delle murature reagenti a sisma per le strutture esistenti nelle NTC e Circolare non forniscono specifiche limitazione.

*Si chiede se sia o meno da obbligatorio applicare quanto previsto dalla **Tab. 7.8.II**, valida per le nuove strutture, sia che si tratti di interventi di adeguamento (o miglioramento) che locali.*

R. Nel rispondere al quesito si premette che la limitazione degli spessori delle pareti in muratura di cui alla tabella 7.8.II, in ottemperanza alle prescrizioni del punto 7.8.1.4 "Criteri di progetto e requisiti geometrici", è valida per le nuove strutture.

La tabella 7.8.II delle NTC è un riferimento non cogente, per edifici esistenti. Nella valutazione della sicurezza alla stabilità si può fare riferimento ad altre norme o studi di comprovata validità così come individuate al Capitolo 12 delle NTC, oppure si può operare mettendo in conto, a titolo di esempio, il funzionamento a piastra della parete, la collaborazione delle pareti adiacenti e di quelle ortogonali, il comportamento ad arco della parete, o anche la ridotta incidenza dei modi propri con oscillazioni fuori piano.

In ogni caso il soddisfacimento delle verifiche di stabilità ai carichi verticali è da ritenersi obbligatorio per gli interventi di adeguamento di cui al punto 8.4.1.

Per gli interventi di miglioramento, ferma restando la necessità delle verifiche di cui all'8.4.2., si ritiene necessario valutare le condizioni statiche degli elementi strutturali direttamente interessati dall'intervento.

Si riporta, in allegato (Appendice 2), uno studio condotto dalla Prof.ssa De Falco (Università di Pisa, Dipartimento di Ingegneria dell'energia, dei sistemi, del territorio e delle costruzioni), in merito alla valutazione della stabilità delle pareti sottili in edifici in muratura.

45. Costruzioni in legno tipo Block-house e miste

Q. *In assenza di riferimenti normativi specifici sul sistema Block Haus si chiede a Codesto Spett.le CTS se sia consentita la realizzazione di manufatti strutturali con tale tecnologia costruttiva e quali siano i principali aspetti progettuali da esplicitare nella progettazione.*

Si chiede inoltre di definire sotto quali ipotesi sia possibile realizzare strutture in legno a pareti collocate al di sopra di costruzioni di altra tipologia.

R. Questo CTS ritiene che tale tipologia costruttiva sia ammissibile in quanto le singole verifiche strutturali possono essere ricondotte a riferimenti normativi noti e ne riassume al punto 1 gli aspetti progettuali principali. Al punto 2 si definiscono le ipotesi sotto le quali è possibile realizzare strutture in legno a pareti collocate al di sopra di costruzioni di altra tipologia

A. ASPETTI PROGETTUALI PER COSTRUZIONI TIPO BLOCK HOUSE

Inquadramento tipologia costruttiva ai fini dell'analisi sismica:

Nel sistema Block Haus, chiamato anche Blockbau, Log House o Casa a Tronchi, le pareti sono realizzate sovrapponendo elementi di legno a fibratura orizzontale, tipicamente tronchi lasciati tondi lavorati in piano o scanalati solo sulle facce orizzontali a contatto fra loro, ma anche elementi squadrati di legno massiccio, lamellare, bilama, trilama, ecc.; lo spessore della parete è quindi pari alla larghezza di tali elementi.

Indipendentemente dalla tipologia di prodotto e forma, d'ora in poi gli elementi orizzontali costituenti le pareti saranno chiamati tronchi.

La stabilità di ciascuna parete deve essere ottenuta attraverso incroci dei tronchi agli angoli o altri sistemi continui in altezza che impediscano l'instabilizzazione della parete fuori dal piano.

Si ritiene di poter ammettere sia una struttura di tipo dissipativo (classe B) che non dissipativo.

Nel primo caso q_0 può essere compreso tra 1,0 e 2,0 (e conseguentemente $q=q_0 \cdot K_r \geq 1,5$) a patto che le verifiche dei collegamenti siano eseguite nella logica della gerarchia delle resistenze, in particolare ottemperando al punto 7.7.6. delle NTC 2008 che prevede un coefficiente di sovrarresistenza pari a 1,3.

Nel secondo caso occorre utilizzare $q=1$ senza particolari ulteriori verifiche di gerarchia. Tuttavia in tal caso, qualora risultasse dimensionante l'azione del vento, ai sensi del punto 4.4.12. delle NTC il requisito di robustezza sarà garantito se i collegamenti saranno di tipo duttile, oppure fragile ma in questo caso verificati con lo stesso coefficiente di cui al punto 7.7.6.

L'analisi lineare statica è ritenuta un metodo adeguato a patto che i requisiti di regolarità della struttura in elevazione siano effettivamente presenti.

Il meccanismo di ripartizione delle azioni di competenza per ciascuna parete dovrà tenere coerentemente conto della effettiva rigidità dei solai. Qualora si ritenga necessario procedere ad una modellazione numerica, facendo conto in via approssimata che per bassi livelli di carico orizzontale l'attrito impedisca lo scorrimento degli elementi orizzontali di parete, si dovrà tenere in considerazione che le pareti sono costituite da un materiale ortotropo con moduli elastici diversi nelle due direzioni (E_{90} in direzione verticale ed E_0 in direzione orizzontale).

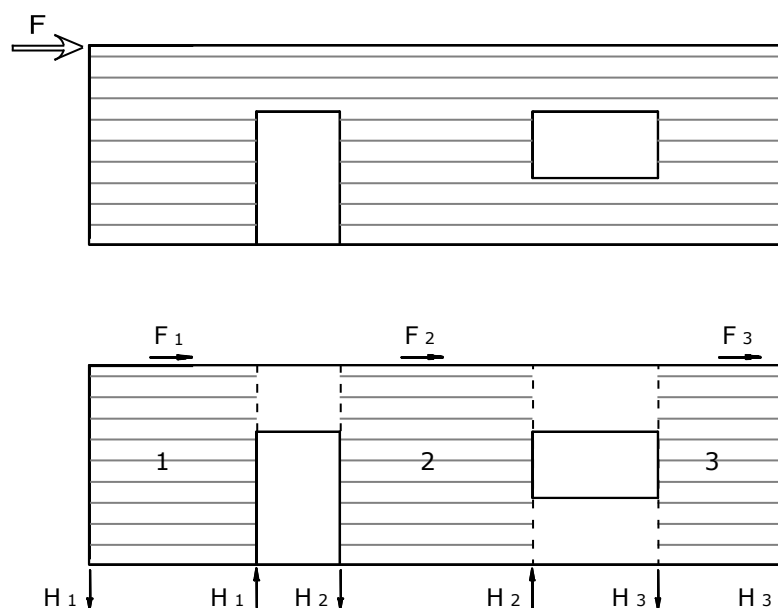
Verifica delle pareti per azioni verticali:

Particolare attenzione dovrà essere posta alla verifica di stabilità delle pareti per la quale si può far riferimento a pubblicazioni come ad esempio quella di Bedon-Fragiacomo-Amadio-Battisti (riportata in allegato) utilizzando però il metodo con cautela in considerazione del fatto che occorrerebbe ulteriore sperimentazione.

Verifica delle pareti per azioni orizzontali:

Lo schema resistente tipo deve tener conto delle aperture presenti per cui ciascuna macroparete è composta da una o più pareti strutturali costituite dai soli tratti privi di interruzione e dotati di resistenza a taglio.

Facendo riferimento a quanto contenuto nell'eurocodice 5 per i sistemi platform-frame, lo schema tipo di calcolo sarà il seguente:



dove, per ogni parete elementare di cui è composta la macroparete, si individua una forza orizzontale di competenza (da sisma o da vento) che deve trovare equilibrio grazie ad elementi appositamente dimensionati per evitare rotture per pressoflessione (sollevamento) e taglio.

La ripartizione della forza di taglio all'interno della macroparete in generale deve essere fatta assumendo che ciascuna parete abbia rigidità proporzionale alla propria lunghezza in pianta, in considerazione del fatto che per bassi livelli di carico orizzontale l'attrito impedisca lo scorrimento dei tronchi e che generalmente le unioni resistenti a taglio utilizzate in questa tipologia costruttiva hanno un comportamento fragile.

Solo in presenza di unioni resistenti a taglio sufficientemente duttili si potrà fare riferimento alla resistenza a taglio della macroparete come somma delle resistenze a taglio delle pareti elementari di cui è composta.

Azioni nel piano della parete:

- Ribaltamento (in particolare: sollevamento) nel piano della parete
 - Per il sollevamento saranno necessari degli appositi presidi (tipo hold down o tiranti) da posizionare all'estremità di ogni elemento parete e, essendo la parete formata da elementi orizzontali sovrapposti, tali presidi dovranno essere estesi per l'intera altezza.
- Taglio nel piano della parete
 - Il trasferimento delle azioni di taglio dalla sommità alla base per ogni parete deve avvenire attraverso unioni fra i tronchi appositamente disposte e verificate (esempio: maschiatura "standard" o altri idonei sistemi di connessione similari che collegano i tronchi in senso verticale). Nel caso di presenza di più unioni di tipologie diverse per una stessa parete i contributi generalmente non possono essere sommati in quanto unioni di tipo fragile e aventi rigidità diverse. I contributi possono essere sommati solo se dello stesso tipo o di rigidità paragonabile o di tipo sufficientemente duttile
 - Il trasferimento del taglio dalla parete alla fondazione deve essere garantito da un collegamento appositamente dimensionato.

Azioni fuori dal piano della parete:

- Flessione fuori dal piano della parete – L'azione del vento di pressione sulla superficie della parete (o l'azione sismica ortogonale al piano generata dalla massa sismica della parete stessa, nel caso risulti superiore all'azione del vento) deve essere tenuta in considerazione secondo l'effettivo percorso di migrazione dei carichi dai tronchi ai vincoli.

Nella figura il tronco c-f porta l'azione orizzontale del vento che investe la superficie di influenza campita, risulta appoggiato orizzontalmente da un lato all'irrigidimento verticale 'c' e dall'altro al muro ortogonale 'f'. L'irrigidimento verticale 'c' si appoggia a sua volta orizzontalmente all'estremo inferiore alla fondazione (o solaio inferiore) ed all'estremo superiore al tronco a-f. Il tronco a-f riceve sia il carico orizzontale degli irrigidimenti verticali 'b', 'c', 'd' ed 'e' ma anche il carico del vento che lo investe, e risulta appoggiato orizzontalmente alle pareti ortogonali 'a' ed 'f'.

Stesso discorso vale per l'azione del vento di trascinamento in copertura e l'azione sismica dovuta alla massa di piano che dovranno essere trasferite ai vincoli (pareti) dal sistema impalcato.

- Taglio fuori dal piano della parete L'azione di pressione del vento in facciata e di trascinamento in copertura, nonché l'azione sismica dovuta alla massa di piano (ritenendo trascurabile la massa della parete), nel caso più frequente di piani non rigidi, deve essere riportata ai vincoli che devono essere verificati in base alla loro resistenza valutata nella direzione ortogonale al piano della parete. Nel caso di piani rigidi le azioni devono essere ripartite tra le pareti disposte parallelamente all'azione sismica e pertanto si ricade nel punto 2.

Verifiche delle unioni

Le unioni meccaniche devono essere verificate secondo le pertinenti formule di verifica presenti nelle NTC o in norme di comprovata validità (ad esempio Eurocodice 5 oppure CNR/DT 206/2007).

Per le unioni di carpenteria non esplicitamente previste dalle NTC o norme di comprovata validità, bisogna individuare i meccanismi di rottura elementari inquadrabili in formule di verifica previste.

Ad esempio l'unione classica ad incrocio d'angolo può essere progettata con riferimento alla verifica a compressione ortogonale alla fibratura ed a taglio nella zona di incrocio.

Nel caso l'unione non risulti inquadrabile in meccanismi di rottura coperti da formule di verifica note, ci si potrà riferire alla sperimentazione argomentando la pertinenza e riportando i risultati della sperimentazione al caso in studio.

Verifiche locali

Essendo generalmente le coperture in legno particolarmente leggere, il collegamento della copertura alle pareti sottostanti deve essere dimensionato anche in riferimento all'azione di sollevamento del vento secondo il punto C.3.3.10.8 della circolare n. 617/09.

Durabilità delle strutture

I particolari costruttivi devono essere curati per conferire durabilità all'opera per tutta la vita nominale; in particolare l'attacco a terra della struttura in legno deve essere sviluppato a livello di dettaglio al fine di dimostrare che sia evitato il ristagno di acqua.

B. ASPETTI PROGETTUALI PER STRUTTURE IN LEGNO A PARETI COLLOCATE AL DI SOPRA DI COSTRUZIONI DI ALTRA TIPOLOGIA

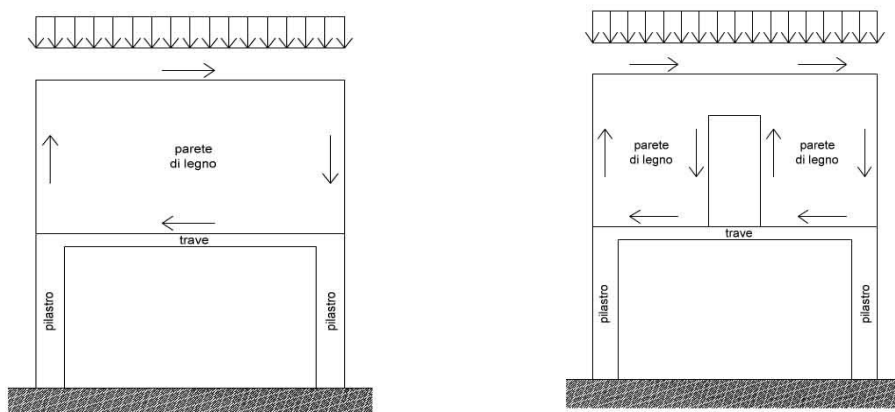
Con riferimento al parere CTS n.1/2013 la realizzazione di un piano in legno a pareti al di sopra di un piano a pareti in c.a. è ammissibile secondo le condizioni citate (sostanziale monoliticità del piano inferiore).

Ferma restando la responsabilità del progettista, si ritiene che, in analogia a quanto previsto dalla norma per le costruzioni in c.a., sia opportuno non realizzare strutture a pareti in legno al di sopra di strutture a telaio. Costituisce certamente una eccezione il caso in cui le pareti in legno siano riconducibili ad un comportamento di tipo trave, cioè siano in grado di ricondurre tutte le azioni verticali direttamente sugli elementi verticali della struttura a telaio sottostante, cosa non scontata in presenza di aperture che ne interrompono la continuità.

In tal caso le pareti devono essere solo dei tamponamenti che non portano neanche i carichi verticali.

Oppure la trave del telaio sottostante la parete deve essere sufficientemente resistente e rigida da poter assorbire le azioni verticali.

In ogni caso si ritiene necessario studiare l'edificio con un unico modello globale per l'intera struttura tra quello della costruzione a telaio e di quella in legno al fine di cogliere correttamente l'interazione fra i due sistemi strutturali sovrapposti.



Nel caso in cui la costruzione in legno a pareti sia realizzata al di sopra di un piano in muratura la soluzione si ritiene ammissibile, a patto che venga realizzato un unico modello con il fattore di struttura più basso tra quello della costruzione in muratura e quello della costruzione in legno, ferme restando le considerazioni sopra riportate per situazioni analoghe.

In particolare si sottolinea la necessità di posizionare le pareti in legno o in corrispondenza delle sottostanti pareti in muratura oppure, sfruttando la capacità delle pareti in legno di funzionare anche come travi, assicurare alle pareti in legno appoggi rigidi anche puntuali.

46. Reti in FRP e malte di calce “strutturale” nell'ambito di interventi di rinforzo di pareti murarie e modalità di calcolo.

Q. *Nel caso di esecuzione di consolidamenti di pareti in muratura mediante intonaci armati con fibre in FRP (generalmente GFRP) e malte di calce “strutturali” quale può essere il loro collocamento normativo e se, in relazione alla Tab. C8.A.2.2, debba essere fatto riferimento ai valori relativi all’intonaco armato o possano essere utilizzati anche valori sperimentali, superiori a quelli indicati in tabella.*

R. In attesa di un indirizzo da parte dei organi tecnici nazionali si è del parere che tali tecniche di intervento sono da ritenersi accettabili ma, cautelativamente, con valori dei coefficienti incrementali non superiori a quelli di tabella C8A2.2. Il materiale deve essere comunque qualificato ai sensi Cap. 11.

Valori superiori dei coefficienti devono essere supportati da una ufficiale ed estesa campagna sperimentale così come indicato al punto C8.A.2 della Circolare ministeriale n. 617/2009.

47. Smontaggio e rimontaggio di strutture esistenti.

Q. *Nel caso di smontaggio e rimontaggio di strutture nell’ambito del medesimo sito occorre procedere all’adeguamento delle parti strutturali e alla nuova verifica della struttura?*

R. Se la struttura è stata concepita e realizzata come “smontabile” non occorrono altri adempimenti, salvo le verifiche relative allo stato di manutenzione ed efficienza dei singoli componenti strutturali oltre al rispetto delle norme tecniche vigenti al momento del rimontaggio.

Se non è stata concepita per essere smontata allora l'intervento si configura come demolizione e ricostruzione di nuova struttura. Pertanto occorre considerarla come tale anche ai fini della qualificazione dei materiali costruttivi.

48. Necessità di deposito del progetto ai sensi del DPR 380/2001 (artt. 65, 93 e/o 94 DPR 380/2001)

Q. *Si richiede se sia necessario procedere al deposito dei progetti per le seguenti tipologie di intervento:*

a) Coperture mobili in acciaio e PVC su ruote (di solito in aderenza ai capannoni esistenti, con binari su cordoli in c.a.)



R. Se si tratta di strutture di modeste dimensioni ed in classe d’uso I (punto 2.4.2 delle NTC 2008) trattandosi di elementi mobili e coperti con manto in tessuto o materiale plastico, generalmente dotati di specifiche certificazioni dei vari componenti, senza rilevanza per la pubblica incolumità, si ritiene che possa essere omesso il deposito del progetto ai sensi dell'art. 93 del DPR 380/2001.

b) Installazione di insegne e/o pannelli pubblicitari sia con fondazione propria che ancorati a strutture esistenti

R. Per questa tipologia di strutture si ritiene che non sia necessario il deposito del progetto ai sensi dell'art. 93 e 94 del DPR 380/2001 salvo il caso di dimensioni rilevanti. Per questo, in mancanza di informazioni specifiche, si può fare riferimento alle indicazioni contenute nell'Allegato 1 alla Delibera Giunta Regionale Emilia Romagna n. 687, particolarmente al punto del 23/5/2011 al punto A.4.3 *“portali, strutture di sostegno di pannelli pubblicitari, segnaletica stradale, insegne e simili, di altezza > 10 m ed una superficie > 20 mq”*. In ogni caso si ritiene indispensabile che per tali manufatti sia assicurato e documentato il livello di sicurezza previsto dalle norme tecniche a cura e responsabilità dell'installatore e del tecnico progettista.

c) realizzazione di struttura a supporto di macchina pesatrice per grandi carichi (pesa per automezzi)

R. Si ritiene che il caso proposto, salvo situazioni particolari da valutare caso per caso, sia riconducibile quanto previsto nella Circolare del Ministero dei lavori Pubblici n. 11951 del 14/02/1974 d in particolare:

“Si devono altresì assimilare alle macchine propriamente dette le parti metalliche accessorie e complementari al loro funzionamento (quali ad esempio scalette, ballatoi e ponti di servizio, organi di collegamento fra macchinari) ed in genere le strutture che servono per sostenere e formare, con apparecchiature e tubazioni, l'insieme dell'impianto industriale. Come si vede, ci si trova di fronte ad un'ampia e completa casistica che non consente di formulare una generalizzata definizione di ciò che si è inteso comprendere nel concetto di "opere di ingegneria civile", costituenti l'oggetto delle norme di cui trattasi. Né è opportuno tentare un'elencazione di tali e tante opere, per non correre il rischio di possibili omissioni.”

Pertanto, salvo situazioni di elevata complessità, si ritiene che possa essere omesso il deposito del progetto ai sensi dell'art. 93 del DPR 380/2001.

49. Cabine balneari (Quesito Ing. Alessandro Virgili).

Q. *Si richiede se sia necessario depositare il progetto per la realizzazione di cabine in legno a servizio degli stabilimenti balneari, con misure indicative di cm 150x150, affiancate a gruppi di 4 e di 6. Le cabine sono ad un solo piano con copertura leggera, e poggiano su un basamento esclusivamente di legno.*

R. Si ritiene che tali strutture siano da considerarsi di modesta importanza e di limitata altezza, in genere non stabilmente fissate al suolo. Pertanto si ritiene che possa essere omesso il deposito del progetto ai sensi dell'art. 93 e 94 del DPR 380/2001 in quanto assimilabili alle opere previste all'art. 137 della L.R. 65/2014.

ANNO 2016

50. Classificazione di interventi su edifici esistenti in caso di demolizione parziale

Q. *Si tratta di fabbricato esistente ad uso commerciale e produttivo, suddiviso in due proprietà, per il quale si intende procedere ad una ristrutturazione complessiva finalizzata alla realizzazione di un nuovo edificio previa demolizione parziale di una porzione di fabbricato (di un'unica proprietà).*

Stato ATTUALE

Allo stato attuale è presente un fabbricato formato da tre corpi di fabbrica privi di continuità strutturale, con destinazioni d'uso diverse e appartenenti a proprietà diverse, infatti i corpi di fabbrica B e C compongono un edificio che appartiene ad una unica proprietà mentre il corpo principale A appartiene a due proprietà distinte (Figura 1).

I vari corpi di fabbrica sono stati edificati con negli anni '60 - inizio anni '70

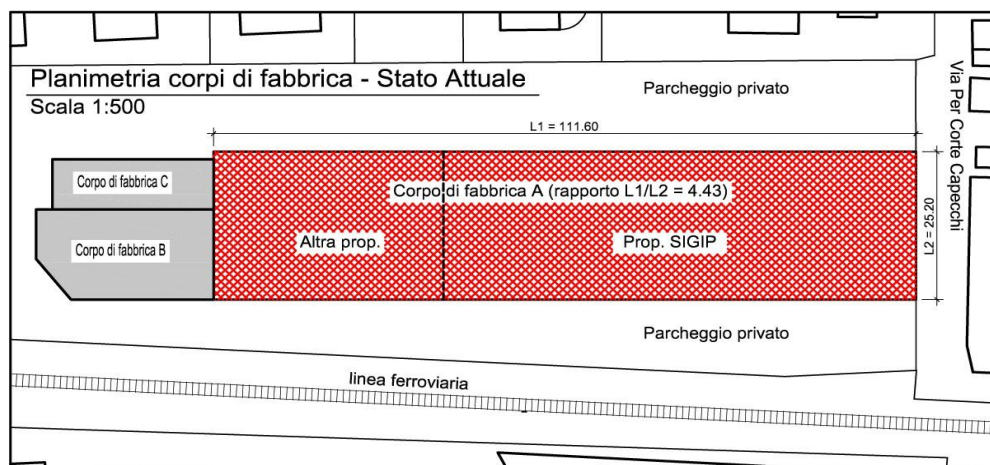


Figura 1

.Stato di PROGETTO

Per esigenze della committenza si intende demolire la porzione di edificio in destra e riedificarne uno completamente nuovo e indipendente (Figura 2)

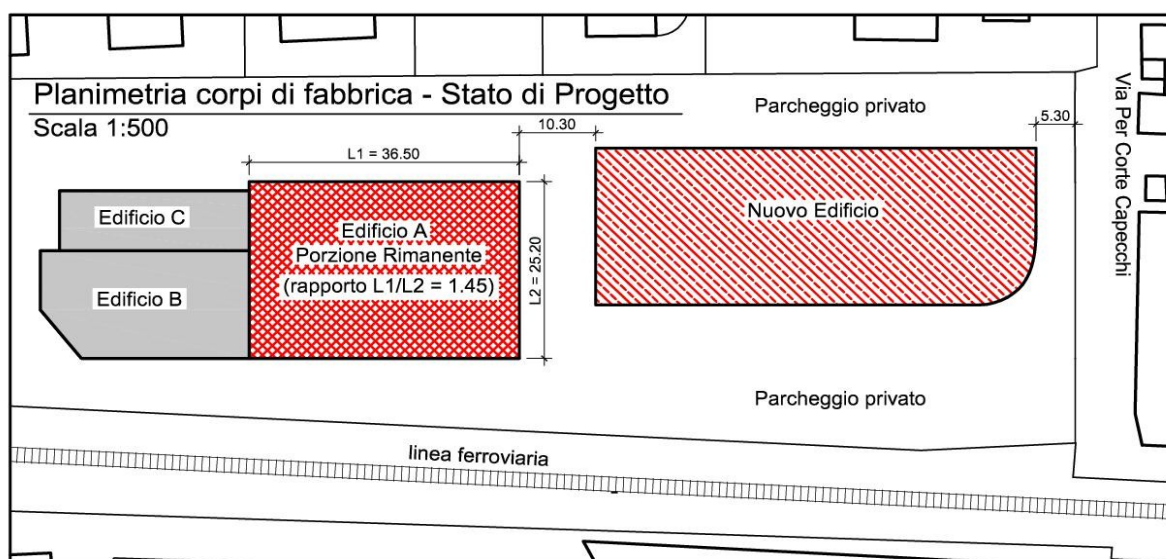


Figura 2

Schema Strutturale

L'edificio A è composto da telai in c.a. in senso longitudinale sui quali insistono coperture a "shed" e a volta opportunamente tirantate e da telai costituiti da pilastri in mattoni pieni collegati in senso longitudinale da travi in c.a. sulle quali insiste una copertura a capanna anch'essa tirantata. Il telaio di pilastri in c.a. e il telaio di pilastri in muratura adiacente sono tra loro collegati dalla trave di sommità in c.a. (Figure 3 e 4).

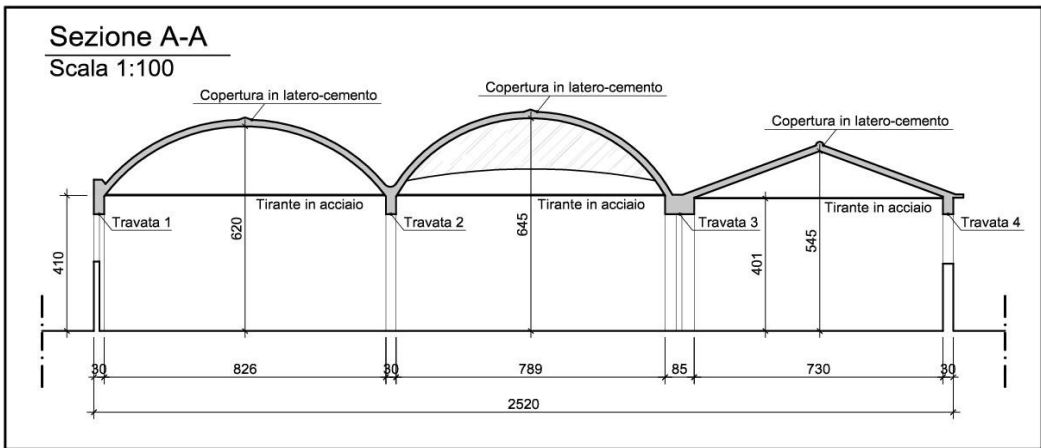


Figura 3

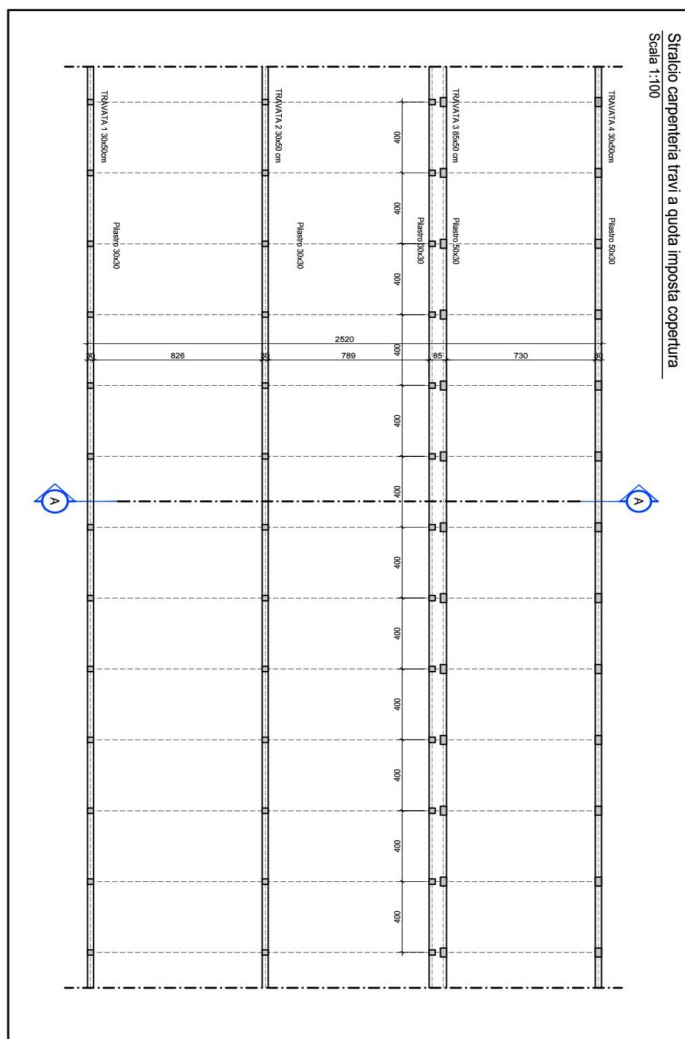


Figura 4

L'intervento previsto consiste nella demolizione parziale del fabbricato A ed il quesito che ne consegue è il seguente:

La demolizione parziale di un edificio che presenta originariamente una evidente irregolarità in pianta dovuta sia alla forma molto allungata ($L1/L2 = 4.45$) sia alla dissimmetria delle rigidezze in senso longitudinale può essere inquadrata come intervento di miglioramento avendo la demolizione regolarizzato

la parte rimanente ($L1/L2 = 1.45$) e modificato il comportamento strutturale globale nei confronti delle azioni sismiche in senso migliorativo". Pertanto l'intervento può essere classificato come miglioramento ai sensi del punto 8.4.2 delle NTC?

R. Da quanto risulta possibile evincere dal quesito e dai grafici esplicativi allegati si è del parere che, specificatamente per il caso in questione, l'intervento possa essere classificato come "miglioramento" ai sensi del p.to 8.4.2 delle NTC in quanto sembrano non ricorrere le condizioni previste per gli interventi di adeguamento ed in particolare quella di cui al punto 8.4.1 lett. d).

Resta ferma la necessità di procedere alla valutazione della sicurezza della porzione residua.

51. Installazione di impianti ascensori, generalmente metallici, all'interno di edifici esistenti.

Q. La Circolare n. 11951 del 14/2/1974 del Ministero dei Lavori Pubblici riporta:

"Non sono quindi soggette alle disposizioni della stessa le opere di ingegneria meccanica, elettrotecnica, chimica, mineraria, navale ed aeronautica per le parti che si riferiscono alle macchine ed organi di macchine, congegni, strumenti, apparecchi e meccanismi di qualsiasi genere e quanto altro non attiene alle costruzioni edilizie in cemento armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

A questo riguardo poiché l'argomento ha formato oggetto di alcuni quesiti posti a questo Ministero, è opportuno soffermarsi a chiarire che nell'ampia accezione della parola "macchina" si deve ritenere inclusa ogni macchina motrice ed operatrice, termica, elettrica ed idraulica, motori, turbine, argani, gru, ascensori, montacarichi, macchine utensili (presse, torni, frese, ecc.), le macchine agricole ed ancora, per estensione di significato, i mezzi di trasporto in genere: terrestri, navale ed aereo; le caldaie, le pompe, le idrovore, i trasformatori elettrici, ecc.

Si devono altresì assimilare alle macchine propriamente dette le parti metalliche accessorie e complementari al loro funzionamento (quali ad esempio: scalette, ballatoi e ponti di servizio, organi di collegamento fra macchinari) ed in genere le strutture che servono per sostenere e formare, con apparecchiature e tubazioni, l'insieme dell'impianto industriale. Come si vede, ci si trova di fronte ad un'ampia e complessa casistica che non consente di formulare una generalizzata definizione di ciò che si è inteso comprendere nel concetto di "opere di ingegneria civile", costituenti l'oggetto delle norme di cui trattasi."

Si chiede, pertanto, se per tali sistemi ed apparecchiature vi sia l'obbligo dell'autorizzazione o del deposito del progetto ai sensi dell'art. 93 e 94 del DPR 380/01

R. Si rinvia al parere di questo CTS nel 2013 (Raccolta pareri 1/2013) specificando che, in generale, un impianto ascensore, può essere considerato "macchina", in tutti i suoi componenti, fissi o in movimento, fino alle guide di corsa, restando escluso il "castello", generalmente metallico e con funzione portante per l'ascensore, il quale è da ritenersi elemento strutturale, ancorché secondario, e per il quale occorre il deposito del progetto ai sensi dell'artt. 65 e 93 del DPR 380/2001.

52. Muri di sostegno in c.a. (Arch. Mammini)

Q. Si richiede se, per i muri di contenimento del terreno in c.a., sia necessario, in riferimento alle NTC 2008, un'armatura minima orizzontale di ripartizione e se, eventualmente, questa armatura possa essere disposta su una sola faccia.

Analogamente si richiede quale sia la quantità minima di armatura verticale e se, anche quest'ultima, debba essere necessariamente disposta su entrambe le facce.

Inoltre si vorrebbe sapere se la attuale normativa consenta l'esecuzione di muri di contenimento del terreno a semi gravità, con armatura disposta solo alla base del muro, tra fondazione e parete in elevazione.

R. In riferimento alla questione sollevata si rileva anzitutto che le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi di cui al Cap. 7 riguardano Pareti in c.a. e quindi elementi strutturali prevalentemente sollecitati nel proprio piano.

Nello specifico delle opere di sostegno non sembrano emergere nella norma prescrizioni che precludano la realizzazione di muri non armati a gravità. Qualora comunque nella progettazione si affidi la resistenza a delle armature, dovranno essere previste anche le barre orizzontali opportunamente disposte e collegate atte a garantire la ripartizione ed impedire l'instabilità delle barre compresse.

53. Interventi di adeguamento. Variazione di classe e/o destinazione d'uso

Q. Il punto 8.4.1 delle NTC (Interventi di adeguamento) riporta:

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a.;*
- b.;*
- c. apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;*
- d.*

Si chiede se, ai fini dell'obbligatorietà della valutazione della sicurezza e dell'eventuale adeguamento sismico, l'incremento del carico globale in fondazione sia un elemento necessario per entrambe le condizioni (cambio di classe e di destinazione d'uso).

In particolare si chiede se il cambio di classe possa determinare la necessità, oltre che della valutazione della sicurezza (già stabilito dalle stesse NTC al punto 8.3) anche dell'adeguamento, indipendentemente dall'incremento del carico globale in fondazione.

R. Si ritiene che il punto c) del punto 8.4.1 si applichi (valutazione della sicurezza e, se necessario, adeguamento della costruzione) se la variazione di classe è accompagnata anche dall'incremento di carico globale in fondazione superiore al 10%. In altre parole si ritiene che, anche in riferimento a quanto previsto al punto 8.3 comma 3, la sola variazione di classe (da intendersi in senso accrescitivo) comporta obbligatoriamente la sola valutazione della sicurezza, con confronto tra lo stato antecedente e quello di progetto.

54. Valutazione della sicurezza sulle fondazioni di costruzioni esistenti

Q. *E' possibile omettere verifiche e relativi interventi sulle strutture di fondazione per edifici con tipologia strutturale diversa dalla muratura, qualora siano contemporaneamente rispettate tutte le condizioni indicate nella paragrafo §C8A.5.11 della Circolare n. 617 del 02/02/2009?*

Il quesito viene posto perché l'unico riferimento della normativa attuale dove possiamo trovare indicazioni è il paragrafo §C8A.5.11 della Circolare n. 617 del 02/02/2009, all'interno del cap. C8A.5 "Criteri per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura" relativo appunto a edifici in muratura, che in merito agli interventi in fondazione riporta che, "è in genere possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

- a. nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;*
- b. gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;*
- c. gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;*
- d. siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche".*

Per le altre tipologie strutturali non c'è nessuna indicazione al riguardo.

La mancanza di riferimenti generali del "problema degli interventi sulle fondazioni esistenti" nell'attuale normativa è stato rilevato anche dal legislatore che, nelle bozza delle Nuove Norme Tecniche approvate dal Consiglio dei Lavori Pubblici nel Novembre 2014, ha introdotto l'esclusione di provvedimenti in fondazione all'interno del Decreto al capitolo 8 "Costruzioni esistenti".

La bozza di norma prevede che "per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso un idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3".

Il paragrafo 8.3 Valutazione della sicurezza riporta:

“Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione deve essere eseguita solo se sussistono condizioni che possono dare luogo a fenomeni di instabilità globale o si verifichi una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni simili di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovute alle azioni sismiche di progetto.”

Si ricorda che nelle norme precedenti, sia il D.M. LL.PP del 24.01.1986 che D.M. LL.PP del 16.01.1996 entrambi relativi alle “Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”, al paragrafo §C.9.3.3 riguardante i provvedimenti tecnici in fondazione negli interventi sugli edifici esistenti, il legislatore prevede che possano essere omesse le verifiche sulle fondazioni nel caso siano verificate

contemporaneamente tutte le seguenti circostanze:

- nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- gli interventi di adeguamento non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche valutate assumendo $\beta = 2$.

In progetti su costruzioni esistenti, indipendentemente dal tipo l'intervento (adeguamento o miglioramento) nel quale si esegue la valutazione della sicurezza, quest'ultima deve essere estesa anche alle fondazioni, qualsiasi sia la tipologia strutturale con la quale è stata realizzata, oppure è possibile omettere le verifiche sulle strutture di fondazione, nonché i relativi interventi, qualora siano rispettate le suddette condizioni?

R. Anche alla luce della futuro orientamento normativo si ritiene che quanto espresso al punto CA.5.11 della Circolare esplicativa n. 617/2009 sia applicabile anche per altre tipologie di edifici, non necessariamente in muratura. In questi casi il Progettista dovrà prestare particolare attenzione, specialmente nel caso in cui la tipologia di fondazione e/o la particolarità della costruzione non siano riconducibili o raffrontabili con gli edifici in muratura e le loro usuali strutture fondali.

55. Scelta del coefficiente di struttura e procedimento di calcolo per edifici progettati con parti non dissipative

Q. Con riferimento al voto n.53/2011 del CSLLPP – Ministero Infrastrutture (in allegato), quesito n.5 e relativa risposta, si chiede il seguente chiarimento:

Premessa

Il parere espresso dal Ministero esplicita la possibilità di realizzare strutture nel complesso dissipative con parti non dissipative (queste ultime verificate quindi con spettro elastico $q=1$), tenendo conto di una riduzione del fattore di struttura per la verifica della porzione dissipativa (stabilita dal progettista sulla base di criteri di non regolarità e considerazioni progettuali).

Contesto

Fabbricato con struttura in calcestruzzo armato fino al piano sottotetto, solaio di copertura a capanna in laterocemento sorretto da pilastri e travi principali in acciaio, travi porta-gronda e cordoli di collegamento in calcestruzzo.

Si chiede quale delle 2 procedure di calcolo tra le due di seguito illustrate è da ritenersi corretta ($A + B + C1$) oppure ($A + B + C2$):

- A.** *Procedere alla scelta del fattore di struttura tra i valori previsti in normativa per fabbricati con un piano in meno rispetto al fabbricato reale e applicando la non regolarità in altezza (tenendo conto con queste scelte della presenza dell'ultimo piano non dissipativo).*

B. Verificare tutta la porzione al disopra dell'ultimo piano in c.c.a. (impalcato di copertura, pilastri di sottotetto e collegamento alle strutture sottostanti) con azioni generate da analisi con fattore di struttura unitario.

C1 Verificare tutta la porzione di fabbricato in c.c.a. sottostante adottando il fattore di struttura scelto con i criteri di cui sopra.

C2 Verificare tutta la porzione di fabbricato in c.c.a. sottostante adottando il fattore di struttura scelto con i criteri di cui sopra, ma generando un modello di calcolo in cui all'interfaccia con la porzione dissipativa si sviluppino i taglianti sismici X, Y e Mt congruenti con quelli presenti nell'analisi con spettro elastico dell'intera struttura.

R. Anche se in base al voto 53/2011 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (in Appendice) si ritiene possibile, in linea di principio *“realizzare una struttura, nel suo complesso dissipativa, contenente una parte non dissipativa”*, questo CTS ritiene di sconsigliare tale scelta progettuale per le numerose complicazioni concettuali e di calcolo che essa comporta. Si ritiene importante, invece, fare presente che, nell'ambito delle strutture dissipative esistono numerose soluzioni semplificative per risolvere le problematiche di natura strutturale evidenziate, specie nell'ambito delle costruzioni in acciaio.

Ciò premesso questo CTS ritiene che il corretto metodo di progetto sia quello che prevede la realizzazione di un modello (comprendente tanto la parte dissipativa quanto quella non dissipativa) da verificare in analisi non lineare, statica o dinamica (nel rispetto del punto 7.3.4 delle NTC 2008). Si ritiene, inoltre, accettabile la soluzione proposta nel quesito nella fattispecie (A+B+C1) specificando che sia al punto B che al punto C1 il calcolo sia effettuato con modelli che rappresentino la struttura nella sua globalità e con l'esclusione della possibilità dell'uso dell'analisi lineare statica per l'irregolarità in altezza. I nodi di collegamento tra la parte non dissipativa e quella dissipativa devono essere calcolati con quanto deriva dal calcolo effettuato con $q=1$. Si precisa, infine, che la presente risposta deve essere contestualizzata al particolare caso in esame e non deve essere generalizzata a situazioni più complesse che devono essere analizzate caso per caso.

56. Livello di sicurezza per interventi su edifici “rilevanti”

Q. Si tratta di un edificio in muratura ordinaria che era destinato fino a pochi anni fa alla lavorazione dei tabacchi di proprietà della (...omissis...). Il progetto prevede un miglioramento sismico con cambio della destinazione d'uso da opificio a locali pubblici comunali utilizzabili per attività di formazione e simili; l'incremento del coefficiente di sicurezza riguardo la resistenza alle azioni sismiche in molti punti è solo del 10% e pertanto si ha una vita nominale molto bassa. Si pone il problema su quale posizione assumere in relazione al livello obiettivo fissato dalle Direttive Regionali e quale parere rendere sulla pratica progetto: è di fatti accettabile un aumento della capacità ricettiva dell'immobile senza un adeguato livello di sicurezza sismica?

Nel caso specifico peraltro si evidenzia come la Soprintendenza ai BB.AA.CC. si sia già positivamente espressa in relazione alle linee guida ministeriali, pronunciandosi anche ai fini della sismica.

R. Visto il precedente parere in merito reso da questo CTS nel 2012 (quesito Ing. Barberi, n. 33), fermo restando che sia fortemente consigliato l'intervento di adeguamento sismico, nonostante le ultime espressioni in materia da parte del Dipartimento di Protezione Civile (nota DIP/TERAG16/0004882 del 22/1/2017), si può esprimere un parere positivo in relazione al miglioramento sismico, facendo presente che la verifica dell'ufficio esula:

- dalle eventuali precauzioni e/o limitazioni d'uso dei locali oggetto del presente intervento di consolidamento sismico, in quanto tali attività competono esclusivamente al proprietario così come indicato al par. 8.3 delle NTC2008, par. C8.3 della relativa circolare ministeriale esplicativa ed in modo ancor più specifico al punto 2.2 delle *«Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008»*;
- dalla valutazione di cui all'art. 7.2.2 del D.M. 14/01/2008 in quanto, sin dalla L.R. 88/1982 e poi col DM 14/09/2005, attività rientrante nell'accertamento di conformità anche urbanistica di competenza dell'Amministrazione Comunale.

57. Valore del fattore di struttura per strutture in muratura non regolari in pianta

Q. Al paragrafo 7.3 della norma NTC 08, in riferimento alla determinazione del coefficiente di Struttura q , si specifica che:

“Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un’analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.”

In effetti, in linea con quanto sopra indicato, al par. 7.4.3.2 per il cemento armato ed al par 7.5.2.2 per l'acciaio vengono forniti i valori di α_u/α_1 che possono essere adottati rispettivamente nel caso di strutture regolari in pianta.

Mentre, per quanto riguarda la muratura al par 7.8.1.3 vengono indicati i valori che possono essere adottati senza peraltro far riferimento alla specifica regolarità in pianta:

“Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un’analisi statica non lineare (§ 7.3.4.1) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.”

Da parte di alcuni professionisti si sostiene quindi che, nel caso della muratura, i valori sopraindicati del rapporto α_u/α_1 , in quanto ben inferiori al valore massimo consentito pari a 2,5, si possano utilizzare a prescindere o meno dalla regolarità in pianta dell'edificio, fermo restando esclusivamente il fattore riduttivo di 0,8 nel caso della non regolarità in altezza.

In maniera del tutto analoga, per le costruzioni esistenti in muratura, al par C8.7.1.2 si legge:

“Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0$ α_u/α_1 per edifici regolari in elevazione
- $q = 1,5$ α_u/α_1 negli altri casi

in cui α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u/α_1 pari a 1,5. La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.2 delle NTC, in cui il requisito d) è sostituito da: i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidezza e resistenza nel loro piano”

In tale contesto secondo il professionista interlocutore, nel caso di edificio non regolare in altezza e non regolare in pianta può essere comunque applicato, in assenza di più precise valutazioni, un fattore di struttura pari a:

$$q = 1,5 \times 1,5 = 2,25$$

mentre, seguendo un diverso ragionamento, che tiene conto di quanto indicato al paragrafo 7.3, otteniamo:

$$q = 1,5 \times ((1+1,4)/2) \times 0,8 = 1,44 \text{ per edificio ad un piano non regolare in pianta ed in altezza;}$$

$q = 1,5 \times ((1+1,8)/2) \times 0,8 = 1,68$ per edificio a due o più piani non regolare in pianta ed in altezza;

ottenendo quindi un risultato inferiore al precedente.

Ma soprattutto occorre considerare che, non tenendo conto delle indicazioni specifiche che riducono il fattore di struttura per edifici non regolari in pianta, otterremmo il risultato che due edifici in muratura, uno regolare in pianta ed uno non regolare in pianta potrebbero avere lo stesso fattore di struttura il che anche intuitivamente appare assurdo.

Per concludere comunque, come peraltro rivendicato da parte dei professionisti, si evidenzia che in tutti i casi citati nella norma viene utilizzato il verbo “POSSONO”, il che lascia pensare che si tratti di semplici indicazioni progettuali paragonabili a suggerimenti e non prescrizioni, e che pertanto il progettista abbia la maggior autonomia nelle valutazioni tecniche che portano alla scelta del fattore di struttura.

R. Si ritiene che le indicazioni fornite par 7.3.1 per la determinazione del valore del rapporto α_u / α_1 rispettivamente per le costruzioni regolari in pianta e per quelle non regolari in pianta si applicano per tutte le diverse tipologie costruttive trattate nei paragrafi successivi della norma, a meno che il progettista non proceda ad una valutazione specifica del rapporto α_u / α_1 mediante una analisi non lineare.

ANNO 2017

58 – Scelta del Fattore di struttura e procedimento di calcolo per edifici progettati con parti non dissipative

Q.

Con riferimento al voto n.53/2011 del CSLLPP – Ministero Infrastrutture (in calce), quesito n.5 e relativa risposta, si chiede il seguente chiarimento:

Premessa

Il parere espresso dal Ministero esplicita la possibilità di realizzare strutture nel complesso dissipative con parti non dissipative (queste ultime verificate quindi con spettro elastico $q=1$), tenendo conto di una riduzione del fattore di struttura per la verifica della porzione dissipativa (stabilita dal progettista sulla base di criteri di non regolarità e considerazioni progettuali).

Contesto

Fabbricato con struttura in calcestruzzo armato fino al piano sottotetto, solaio di copertura a capanna in laterocemento sorretto da pilastri e travi principali in acciaio, travi porta-gronda e cordoli di collegamento in calcestruzzo.

Si chiede quale delle 2 procedure di calcolo tra le due di seguito illustrate è da ritenersi corretta ($A + B + C1$) oppure ($A + B + C2$):

A. Procedere alla scelta del fattore di struttura tra i valori previsti in normativa per fabbricati con un piano in meno rispetto al fabbricato reale e applicando la non regolarità in altezza (tenendo conto con queste scelte della presenza dell'ultimo piano non dissipativo).

B. Verificare tutta la porzione al disopra dell'ultimo piano in c.c.a. (impalcato di copertura, pilastri di sotto tetto e collegamento alle strutture sottostanti) con azioni generate da analisi con fattore di struttura unitario.

C1 Verificare tutta la porzione di fabbricato in c.c.a. sottostante adottando il fattore di struttura scelto con i criteri di cui sopra.

C2 Verificare tutta la porzione di fabbricato in c.c.a. sottostante adottando il fattore di struttura scelto con i criteri di cui sopra, ma generando un modello di calcolo in cui all'interfaccia con la porzione dissipativa si sviluppino i taglianti sismici X, Y e Mt congruenti con quelli presenti nell'analisi con spettro elastico dell'intera struttura.

R.

Anche se in base al voto 53/2011 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ritiene possibile, in linea di principio “realizzare una struttura, nel suo complesso dissipativa, contenente una parte non dissipativa”,

questo CTS ritiene di sconsigliare tale scelta progettuale per le numerose complicazioni concettuali e di calcolo che essa comporta. Si ritiene importante, invece, fare presente che, nell'ambito delle strutture dissipative esistono numerose soluzioni semplificative per risolvere le problematiche di natura strutturale evidenziate, specie nell'ambito delle costruzioni in acciaio.

Ciò premesso questo CTS ritiene che il corretto metodo di progetto sia quello che prevede la realizzazione di un modello (comprendente tanto la parte dissipativa quanto quella non dissipativa) da verificare in analisi non lineare, statica o dinamica (nel rispetto del punto 7.3.4 delle NTC 2008). Si ritiene, inoltre, accettabile la soluzione proposta nel quesito nella fattispecie (A+B+C1) specificando che sia al punto B che al punto C1 il calcolo sia effettuato con modelli che rappresentino la struttura nella sua globalità e con l'esclusione della possibilità dell'uso dell'analisi lineare statica per l'irregolarità in altezza. I nodi di collegamento tra la parte non dissipativa e quella dissipativa devono essere calcolati con quanto deriva dal calcolo effettuato con $q=1$. Si precisa, infine, che la presente risposta deve essere contestualizzata al particolare caso in esame e non deve essere generalizzata a situazioni più complesse che devono essere analizzate caso per caso.

Per completezza si riporta l'estratto del voto 53/2011 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:

Domanda: "Nella progettazione di una struttura in cemento armato in zona sismica secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008, è possibile che i pilastri dell'ultimo piano, a sostegno della copertura, che solitamente risultano più corti degli altri piani, oltre che nella sezione di sommità non rispettino il criterio di gerarchia delle resistenti neanche nella sezione di base? Per ovviare al problema della verifica non soddisfatta, sarebbe possibile calcolare detti pilastri per sollecitazioni di progetto (allo SLU) moltiplicate di un fattore "q" (valore del fattore di struttura) rispetto al valore del calcolo elastico di progetto? Sarebbe quindi possibile non rispettare il criterio di gerarchia delle resistenze su tutti gli elementi principali, ma effettuare alcune verifiche locali sui pochi elementi che non rispettano tale criterio? In alternativa quale dovrebbe essere il corretto metodo di lavoro per risolvere tale problema?"

Risposta: "In linea di principio è possibile realizzare una struttura, nel suo complesso dissipativa, contenente una parte non dissipativa. In questo caso, però, la capacità dissipativa d'insieme diminuisce. Di conseguenza il fattore di struttura q va adeguatamente ridotto e vanno adottate le misure previste per le strutture non regolari. I pilastri dell'ultimo piano potrebbero non rispettare la gerarchia delle resistenze con le travi, purché ogni elemento rimanga in campo elastico grazie ad adeguate scelte progettuali. Spetta al progettista valutare il valore del fattore di struttura che comunque non può superare i valori indicati nella Norma."

59 - Manifattura tabacchi – Livello minimo di sicurezza da adottare nel caso di miglioramento sismico di un edificio con cambio di destinazione d'uso ad attività con forte presenza di persone (laboratori d'arte e spettacolo, centri formazione ecc.).

Q.

Si tratta di un edificio in muratura ordinaria che era destinato fino a pochi anni fa alla lavorazione dei tabacchi di proprietà della Manifattura Toscano SpA. Il progetto prevede un miglioramento sismico con cambio della destinazione d'uso da opificio a locali pubblici comunali utilizzabili per attività di formazione e simili; l'incremento del coefficiente di sicurezza riguardo la resistenza alle azioni sismiche in molti punti è solo del 10% e pertanto si ha una vita nominale molto bassa. Si pone il problema su quale posizione assumere in relazione al livello obiettivo fissato dalle Direttive Regionali e quale parere rendere sulla pratica progetto: è di fatti accettabile un aumento della capacità ricettiva dell'immobile senza un adeguato livello di sicurezza sismica?

Nel caso specifico peraltro si evidenzia come la Soprintendenza ai BB.AA.CC. si sia già positivamente espressa in relazione alle linee guida ministeriali, pronunciandosi anche ai fini della sismica.

R.

Visto il precedente parere in merito reso da questo CTS nel 2012 (quesito Ing. Barberi), fermo restando che sia fortemente consigliato l'intervento di adeguamento sismico, nonostante le ultime espressioni in materia da parte del Dipartimento di Protezione Civile, si può esprimere un parere positivo in relazione al miglioramento sismico, facendo presente che la verifica del Settore Sismica esula:

1) dalle eventuali precauzioni e/o limitazioni d'uso dei locali oggetto del presente intervento di consolida-

mento sismico, in quanto tali attività competono esclusivamente al proprietario così come indicato al par. 8.3 delle NTC2008, par. C8.3 della relativa circolare ministeriale esplicativa ed in modo ancor più specifico al punto 2.2 delle «Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008»;

2) dalla valutazione di cui all'art. 7.2.2 del D.M. 14/01/2008 in quanto, sin dalla L.R. 88/1982 e poi col DM 14/09/2005, attività rientrante nell'accertamento di conformità anche urbanistica di competenza dell'Amministrazione Comunale.

60 – Quesiti sulle costruzioni in muratura portante.

Q,

Ai sensi dei disposti combinati dei punti 7.8.1.4., 7.8.1.8 e 4.5. delle NTC 2008, è ammissibile per gli edifici in muratura portante:

- a) *che il piano interrato sia costituito in c.a. nelle pareti perimetrali ed in muratura nelle pareti interne?*
- b) *che le pareti in c.a. del piano interrato siano più strette delle sovrastanti pareti in muratura ?*
- c) *che le pareti in muratura siano più spesse ad un piano superiore rispetto al piano inferiore ?*
- d) *per in nuovi edifici in muratura, alla luce dei punti 4.5.4 e 7.8.1.4 delle NTC 2008, è da ritenersi tassativa la soluzione con solai infinitamente rigidi nel loro piano come definiti al punto 7.2.6? Nel caso in cui tali solai siano realizzati con acciaio o legno, essi possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano in assenza di soletta armata, qualora si utilizzi un doppio tavolato in legno oppure un tavolato con sovrapposti pannelli OSB in diagonale a 45 gradi inchiodati tra loro, oppure tavolato+pannello+nastri forati di acciaio diagonali?*

R.

- a) Nei casi di piano interrato che ha un comportamento sostanzialmente "monolitico" dovuto alla rigidità delle pareti e del solaio di piano terra (vedasi a tal proposito i pareri CTS precedenti) non si rilevano motivazioni ostative in tale soluzione, a patto che sia garantito efficace collegamento alle estremità delle pareti in muratura con quelle in c.a.
Negli altri casi (ad esempio nel caso di piano semi-interrato) si dovrà tener presente che dovendo in ogni caso tenere in conto l'azione sismica fin dal livello di fondazione la presenza di murature miste a c.a. implica il rispetto delle prescrizioni di norma valide per le strutture miste (punto 7.8.4 delle NTC).
- b) Richiamato il punto 4.5.4 delle NTC 2008 in merito alla presenza di un adeguato centraggio dei carichi, si ritiene che le pareti in c.a. del piano interrato, nel caso in cui esso abbia un comportamento sostanzialmente "monolitico", possano avere uno spessore inferiore rispetto a quello delle pareti in muratura soprastanti purché in testa alle pareti di c.a. venga realizzato un cordolo caratterizzato da un'altezza maggiore o uguale all'altezza del solaio di piano terra e una larghezza maggiore o uguale allo spessore della muratura soprastante. Sotto tali ipotesi è ammissibile la realizzazione di pareti in muratura di spessore massimo pari a una volta e mezzo lo spessore della parete in c.a. sottostante.
- c) A differenza del caso precedente, in cui si ammette la riduzione di sezione in quanto si passa da una parete sovrastante meno resistente ad una il cui materiale ha caratteristiche di resistenza molto maggiori, in questo caso la riduzione di sezione nel piano sottostante non garantirebbe un aumento di resistenza, che è da ritenersi requisito logico essenziale della tecnica delle costruzioni, per cui si sconsiglia vivamente tale soluzione.
- d) Alla luce dei punti citati, si ritiene opportuna l'adozione di solai infinitamente rigidi. Quanto alle possibili soluzioni proposte si ritiene che non siano utilizzabili salvo dimostrare quanto previsto al punto C7.2.6 della Circolare esplicativa.

61. Classificazione elementi a sbalzo come intervento locale

Q.

Si tratta della realizzazione di opere su un fabbricato esistente che comportano la modifica con leggero ampliamento di elementi a sbalzo (porzione esistente mq 3,65 – aggiunta mq 3,47 per un totale sopra e sotto di 6,96 mq).

Si allegano in proposito due elaborati grafici illustrativi dello Stato Attuale, Stato di Progetto e Sovrapposto. Il progettista, facendo riferimento anche agli Orientamenti Interpretativi formulati dal CTS per balconi e pensiline, ha classificato le opere come “Intervento Locale”.

A seguito delle richieste avanzate da parte dell'Ufficio, il progettista confermerebbe la possibilità di classificare le opere come intervento locale, apportando a conferma lo svolgimento della modellazione del comportamento dell'edificio sia nello stato attuale sia nello stato di progetto, dimostrando in tal modo l'irrelevanza delle modifiche sul comportamento globale del fabbricato.

Il progettista afferma inoltre che in questo modo potrebbe comunque dimostrare un leggero miglioramento globale.

Dato il richiamo esplicito agli Orientamenti Interpretativi per gli Interventi Locali, si chiede un parere di ammissibilità di quanto sopra.

R.

Per il caso specifico non si ritiene corretto il ricorso alle indicazioni contenute nel documento “Orientamenti interpretativi per gli interventi locali” formulati da questo CTS con particolare riferimento al caso dei balconi o delle pensiline, trattandosi in questo caso del rifacimento di un locale adibito a servizio igienico mediante elementi a sbalzo.

In linea generale si rappresenta che, ai fini di poter classificare un qualunque intervento su edificio esistente come intervento locale, il progettista debba documentare che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di variazioni non trascurabili di rigidezza o di peso.

62 - Richiesta di precisazioni per il valore del fattore di struttura per strutture in muratura non regolari in pianta

Q.

Al paragrafo 7.3 della norma NTC 08, in riferimento alla determinazione del coefficiente di struttura q , si specifica che:

“Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un’analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_w/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_w/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.”

In effetti, in linea con quanto sopra indicato, al par. 7.4.3.2 per il cemento armato ed al par 7.5.2.2 per l'acciaio vengono forniti i valori di α_w/α_1 che possono essere adottati rispettivamente nel caso di strutture regolari in pianta.

Mentre, per quanto riguarda la muratura al par 7.8.1.3 vengono indicati i valori che possono essere adottati senza peraltro far riferimento alla specifica regolarità in pianta:

“Il valore di α_w/α_1 può essere calcolato per mezzo di un’analisi statica non lineare (§ 7.3.4.1) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_w/α_1 :

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_w/\alpha_1 = 1,4$*
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_w/\alpha_1 = 1,8$*

- costruzioni in muratura armata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.”

Da parte di alcuni professionisti si sostiene quindi che, nel caso della muratura, i valori sopraindicati del rapporto α_u/α_1 , in quanto ben inferiori al valore massimo consentito pari a 2,5, si possano utilizzare a prescindere o meno dalla regolarità in pianta dell'edificio, fermo restando esclusivamente il fattore riduttivo di 0,8 nel caso della non regolarità in altezza.

In maniera del tutto analoga, per le costruzioni esistenti in muratura, al par C8.7.1.2 si legge:

“Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q, il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \alpha_u/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione

- $q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1$ negli altri casi

in cui α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u/α_1 pari a 1,5. La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.2 delle NTC, in cui il requisito d) è sostituito da: i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidità e resistenza nel loro piano”

In tale contesto secondo il professionista interlocutore, nel caso di edificio non regolare in altezza e non regolare in pianta può essere comunque applicato, in assenza di più precise valutazioni, un fattore di struttura pari a:

$$q = 1,5 \times 1,5 = 2,25$$

mentre, seguendo un diverso ragionamento, che tiene conto di quanto indicato al paragrafo 7.3, otteniamo:

$$q = 1,5 \times ((1+1,4)/2) \times 0,8 = 1,44 \text{ per edificio ad un piano non regolare in pianta ed in altezza;}$$

$$q = 1,5 \times ((1+1,8)/2) \times 0,8 = 1,68 \text{ per edificio a due o più piani non regolare in pianta ed in altezza;}$$

ottenendo quindi un risultato inferiore al precedente.

Ma soprattutto occorre considerare che, non tenendo conto delle indicazioni specifiche che riducono il fattore di struttura per edifici non regolari in pianta, otterremmo il risultato che due edifici in muratura, uno regolare in pianta ed uno non regolare in pianta potrebbero avere lo stesso fattore di struttura il che anche intuitivamente appare assurdo.

Per concludere comunque, come peraltro rivendicato da parte dei professionisti, si evidenzia che in tutti i casi citati nella norma viene utilizzato il verbo “POSSONO”, il che lascia pensare che si tratti di semplici indicazioni progettuali paragonabili a suggerimenti e non prescrizioni, e che pertanto il progettista abbia la maggior autonomia nelle valutazioni tecniche che portano alla scelta del fattore di struttura.

R.

Si ritiene che le indicazioni fornite par 7.3.1 per la determinazione del valore del rapporto α_u/α_1 rispettivamente per le costruzioni regolari in pianta e per quelle non regolari in pianta si applicano per tutte le diverse tipologie costruttive trattate nei paragrafi successivi della norma, a meno che il progettista non proceda ad una valutazione specifica del rapporto α_u/α_1 mediante una analisi non lineare.

63- Strutture in c.a., verifiche

Q.

Nell'ambito della progettazione dei pilastri in c.a. per strutture con comportamento dissipativo si chiede se:

- a) nella verifica a pressoflessione i coefficienti di amplificazione di cui alla formula C7.2.1 contenuta all'interno del punto C7.2.1 della circolare del DM 14/01/08 possano essere adottati uno alla volta, ossia sdoppiando le verifiche a pressoflessione deviata in due casi: nel primo viene amplificato M_x e lasciato invariato M_z , nel secondo viene invece amplificato M_z lasciando invariato M_x ;*
- b) sia corretto limitare il valore del coefficiente di amplificazione di cui alla formula C7.2.1 contenuta all'interno del punto C7.2.1 della circolare del DM 14/01/08 al valore del fattore di struttura.*

R.

Con riferimento ai due punti del quesito sopra esposto si ritiene che:

- a) i coefficienti di amplificazione di cui alla formula C7.2.1 possano essere adottati uno alla volta ricordando che, comunque, dovrà sempre risultare verificata la formula 7.4.4 riportata all'interno del punto 7.4.4.2.1 delle NTC 2008 per ogni nodo trave-pilastro e ogni direzione e verso dell'azione sismica;
- b) non sia corretto limitare il valore del coefficiente di amplificazione di cui alla formula C7.2.1 al valore del fattore di struttura in quanto tale procedimento risulta in contrasto con i dettami espliciti della normativa che, nell'ambito delle strutture con comportamento dissipativo, impone il rispetto del principio di gerarchia delle resistenze trave-pilastro (formula 7.4.4 del punto 7.4.4.2.1 delle NTC 2008).

64 - Strutture di fondazione e criteri di progettazione

Q. *Usualmente, per quanto riguarda il calcolo delle fondazioni superficiali, si procede utilizzando un fattore di struttura unitario.*

Tale assunzione è da ritenersi cautelativa.

Tuttavia il punto 7.2.5 sembra presentare un'altra possibilità ovvero verificare le fondazioni con le sollecitazioni di calcolo amplificate di 1.1 (bassa duttilità), limitando le sollecitazioni resistenti a quelle elastiche.

Si osserva che:

- applicando il principio della gerarchia delle resistenze, le fondazioni debbano essere gli ultimi elementi a subire danneggiamenti;*
- amplificare le sollecitazioni di calcolo del 10% è il metodo che conduce a valori nettamente inferiori delle sollecitazioni: infatti usualmente il coefficiente che amplifica i momenti di calcolo per la verifica dei pilastri in gerarchia delle resistenze viene addirittura maggiore del fattore di struttura (convenzionalmente assunto quale limite superiore). Inoltre il fattore di struttura minimo può essere preso pari a 1.5 senza giustificazioni. Pertanto verificare agli stati limite ultimi con tali valori significa che le fondazioni si plasticizzeranno prima dei pilastri. La percentuale del 10 % è bassa (in ingegneria civile spesso è assunto come valore di soglia rispetto al quale le variazioni di una grandezza sono trascurabili).*

Inoltre mentre in normativa è ben definito lo spettro elastico, non lo sono altrettanto i momenti e il taglio al limite elastico.

Anche nell'ambito del software di calcolo e verifica si riscontrano posizioni non coincidenti tra loro.

Chiedo, pertanto, un parere un merito.

RISPOSTA

La norma (NTC'08) pur riaffermando il principio della gerarchia delle resistenze per le strutture in CD "A" e "B" nella prima parte del 7.2.5, indicando che:

- *"il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti".*

Indicando poi quale valore della forza normale assumere concomitante ai valori resistenti del momento

flettente e del taglio (naturalmente si tratta del taglio che fa equilibrio ai momenti resistenti superiore ed inferiore del pilastro).

Dopo questa affermazione di principio indica però che:

- *“tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD “B” e 1,3 in CD “A”;*
- *e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura pari a 1.”*

Infine afferma che: *“Le strutture di fondazione devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.”*

In sostanza ci sono due aspetti che fanno riflettere sull'interpretazione della norma e cioè l'affermazione, contenuta al punto 3 soprastante, l'analisi della struttura in elevazione di tipo elastico significa semplicemente che l'analisi strutturale deve essere svolta con $q = 1$. La frase successiva indica semplicemente che se si adottano le indicazioni soprastanti (1, 2 e 3) le fondazioni non hanno necessità di avere armature specifiche che le assicurino un comportamento duttile e questo significa che si deve assumere un comportamento non dissipativo.

Nella sostanza l'indicazione generale sulla gerarchia delle resistenze in fondazione è mitigata dalle successive indicazioni che in genere conducono a dimensionamenti inferiori. La combinazione delle tre indicazioni elencate dalla normativa vigente porta ad assumere il minimo dimensionamento della fondazione derivante dalle tre situazioni considerate.

L'Ing. Agostini sottolinea che in genere la seconda condizione (2), ottenuta assumendo l'opportuno valore del γ_{Rd} , è quella che conduce al dimensionamento minimo della struttura di fondazione.

Il parere del CTS è stato richiesto per fare chiarezza sul dimensionamento delle strutture di fondazione anche perché i software di analisi strutturale non hanno univocità di comportamenti.

Il testo della bozza di normativa, attualmente già approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, indica, sempre al punto 7.2.5, recita:

“Sia per CD “A” sia per CD “B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- *quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. §7.3);*
- *quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;*
- *quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD “A” e 1,10 in CD “B”.*

Per le fondazioni superficiali indica inoltre:

“Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.”

La lettura del testo della bozza di normativa conferma l'interpretazione sopra riportata per la normativa attualmente vigente e cioè che non è necessario applicare il criterio di gerarchia delle resistenze per la trave di fondazione e si prescrive inoltre che l'applicazione della gerarchia delle resistenze non può condurre ad azioni sulla fondazione superiori a quella delle altre due e comunque non dovrà essere superiore a quello ottenuto con $q = 1$.

La bozza riprende esattamente quanto previsto dalla norma attuale ai punti 1), 2) e 3) senza però indicare alcuna preferenza tra le tre indicazioni contenute nella norma vigente. Quello che possiamo osservare è che le tre modalità di dimensionamento possono condurre a dimensionamenti differenziati.

Nella bozza l'ordine seguito nell'elencazione mette al primo posto il dimensionamento con le azioni ottenute ipotizzando un comportamento non dissipativo, ottenuto con $q = 1$, che sicuramente ottiene un adeguato dimensionamento delle strutture di fondazione.

La bozza di normativa [futura NTC2018] indica esplicitamente che si può adottare una qualunque tra le tre indicazioni proposte e questo significa che esse sono ritenute equivalenti anche se conducono a dimensionamenti diversi; il dimensionamento minimo è quello adottato dalla normativa attualmente vigente mentre quello con $q=1$ risponde certamente al requisito che le fondazioni rimangano in campo elastico al fine di ottenere un comportamento non dissipativo della struttura di fondazione, la decisione su quale delle tre adottare è quindi demandata al Progettista.

65 - Utilizzo della pietra naturale come elemento strutturale

Q.

Spesso si presenta la necessità di realizzare semplici elementi strutturali, quali essenzialmente: colonne portanti, architravi, mensole e lastre portanti per balconi, con blocchi o lastre di pietra naturale.

L'utilizzo della pietra naturale come materiale da costruzione è previsto dalla normativa (NTC 2008) solo nell'ambito delle pareti di muratura portante, ma non come elemento a se stante, che può essere soggetto a sollecitazioni di compressione, pressoflessione, flessione e taglio. Si pone allora il problema di come inquadrare l'utilizzo di blocchi e lastre in pietra naturale per la realizzazione di elementi strutturali, ovvero come caratterizzare tali materiali e quali coefficienti di sicurezza adottare nelle verifiche.

Le pietre naturali da utilizzare nelle costruzioni sono soggette al Regolamento europeo sui prodotti da costruzione CPR 205/2011. In base a tale regolamento, chi produce e commercializza le pietre naturali per uso nelle costruzioni deve fornire una Dichiarazione di Prestazione (DoP) e deve accompagnare ogni fornitura con la marcatura CE, i cui contenuti fanno riferimento alla DoP (la DoP e la marcatura CE contengono gli stessi dati: la prima serve per far conoscere a progettisti e utilizzatori le qualità del prodotto commercializzato, la seconda per attestare che la specifica fornitura possiede tali qualità).

La DoP e la marcatura CE per le pietre naturali in blocchi o lastre devono riportare, oltre alle indicazioni che identificano il prodotto, i requisiti indicati rispettivamente nelle norme EN 1467 e EN 1468. Tali requisiti vengono determinati attraverso le prove specificate, anch'esse regolamentate da norme EN.

Relativamente alle caratteristiche fisiche e meccaniche, la DoP e la marcatura CE devono riportare la massa volumica apparente, la resistenza a flessione e la resistenza a compressione, in termini di valori medi, minimi attesi e deviazioni standard.

Ai fini delle verifiche strutturali, occorre ricavare per i blocchi e lastre utilizzati i valori di resistenza caratteristica ed è necessario individuare un appropriato valore del coefficiente di sicurezza.

Per quanto riguarda i valori caratteristici si può fare riferimento alle NTC 2008:

$$\text{par. 11.10.3.1.2} \quad f_{bk} = 0,75 f_{bm}$$

Relativamente al coefficiente di sicurezza, può farsi riferimento a documenti di comprovata validità. Ad esempio, nel Manuale dell'ingegnere di G. Colombo, 80° edizione, Ed. Hoepli, 1975, Tabella 12 pag. 572, si trova indicazione del grado di sicurezza da utilizzarsi per le pietre naturali: i valori suggeriti variano fra 10 e 15. Tenendo conto che all'epoca veniva impiegato il metodo di verifica alle tensioni ammissibili, tali valori devono intendersi corrispondenti al grado di sicurezza globale. Per le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi, si possono ricavare valori del coefficiente di sicurezza per il materiale compresi fra 6,5 e 10.

Un range così ampio dei valori del coefficiente di sicurezza dipende dalla probabilità che gli elementi in pietra possano presentare difetti. I valori più bassi del coefficiente potranno essere adottati per pietre di cui sia accertata la probabile assenza di difetti. Una bassa dispersione dei valori di resistenza meccanica ricavati dalle prove può essere indice di generale assenza di difetti.

R.

La pietra naturale è ampiamente e tradizionalmente utilizzata nella realizzazione di elementi strutturali, quali essenzialmente: colonne portanti, architravi, mensole e lastre portanti per gradini, pianerottoli, balconi. Non essendo peraltro un materiale esplicitamente trattato nelle NTC-2008, si pone il problema di come inquadrare l'utilizzo di blocchi e lastre per la realizzazione di elementi strutturali, ovvero come caratterizzare tali materiali e quali coefficienti di sicurezza adottare nelle verifiche.

Le NTC-2008, al par. 4.6, trattano l'utilizzo di materiali non tradizionali o non specificamente trattati nelle suddette norme tecniche; le prescrizioni di tale paragrafo, peraltro, non sono da applicarsi alle pietre naturali

storicamente e ampiamente utilizzate nelle costruzioni, proprio perché non classificabili come "materiali non tradizionali".

Da quanto sopra si deduce che le pietre naturali tradizionalmente utilizzate quali elementi strutturali nelle costruzioni, possono essere impiegate con le funzioni e secondo le tecniche tradizionali, purché ne sia dimostrata l'idoneità statica e la durabilità.

Le stesse NTC-2008, al par. 8.6 relativo ad interventi su strutture esistenti, specificano:

“Nel caso di edifici in muratura è possibile effettuare riparazioni locali o integrazioni con materiale analogo a quello impiegato originariamente nella costruzione, purché durevole e di idonee caratteristiche meccaniche”.

66 - Uso del vetro in ambito strutturale

Q.

Il punto 4.6 delle NTC prevede che per l'utilizzo di “materiali non tradizionali o non trattati dalle presenti norme tecniche” sia necessaria l'autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Si specifica che tale evenienza ricorre nel caso di uso di vetro strutturale.

Ciò premesso risulta ricorrente l'utilizzo di elementi in vetro per elementi secondari quali: parapetti, gradini, lucernari....

Si chiede se:

- *per tali elementi “secondari”, quali quelli sopra menzionati, debba essere fatto comunque riferimento a quanto previsto dal punto 4.6 delle NTC 2008;*
- *ai sensi del Cap. 12 delle NTC 2008, possano essere ritenute norme tecniche di riferimento le istruzioni CNR-DT 210/2013*

R.

Il punto 4.6 delle NTC fa riferimento a costruzioni di “altri materiali”, intendendo con tale appellativo quelli “non tradizionali” o “non trattati dalle presenti norme tecniche”.

Per questi, nonché per il loro utilizzo, la norma rinvia a specifica autorizzazione da richiedersi al Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei LLPP.

Per quanto attiene il concetto di “non tradizionale” pare evidente che il vetro non sia da considerarsi tale essendo storicamente presente, da secoli, come materiale complementare in edilizia (si pensi ad esempio ai lucernari).

Inoltre, il Capitolo 12 delle NTC 2008 apre all'utilizzo di altri riferimenti normativi da utilizzare per la progettazione, purché di comprovata validità e che “garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle presenti norme tecniche”. Da ciò parrebbe dedursi che l'utilizzo di materiali, per i quali esista una normativa specifica e riconosciuta, non possa essere escluso.

In ogni caso, fino ad un chiarimento definitivo da parte degli organi tecnici centrali, è da escludere l'uso del vetro nell'ambito delle strutture principali (travi e pilastri), evitando che prenda parte in alcun modo, anche indirettamente, alla resistenza globale di un edificio (ad esempio occorre assolutamente evitare che il vetro utilizzato per facciate continue o grandi infissi possa costituire elemento irrigidente di una struttura).

Per quanto riguarda l'utilizzo del vetro come materiale complementare per la realizzazione di elementi strutturali secondari (parapetti, lucernari, vetrate, pareti, lastre di pavimentazione, pensiline, gradini...) si ritiene che lo stesso debba:

- rispettare i criteri ed i requisiti previsti dal punto 11.1 delle NTC, in particolar modo per quanto riguarda la qualificazione secondo le specifiche delle norme di prodotto oltre ad essere supportato da ampia e riconosciuta campagna di sperimentazione che riguardi sia i singoli componenti che i sistemi di ancoraggio;
- soddisfare le verifiche per le azioni di progetto, secondo quanto previsto dalle NTC, condotte secondo norme di comprovata validità come indicato al Capitolo 12 delle Norme tecniche (ad esempio norme CNR e norme UNI).

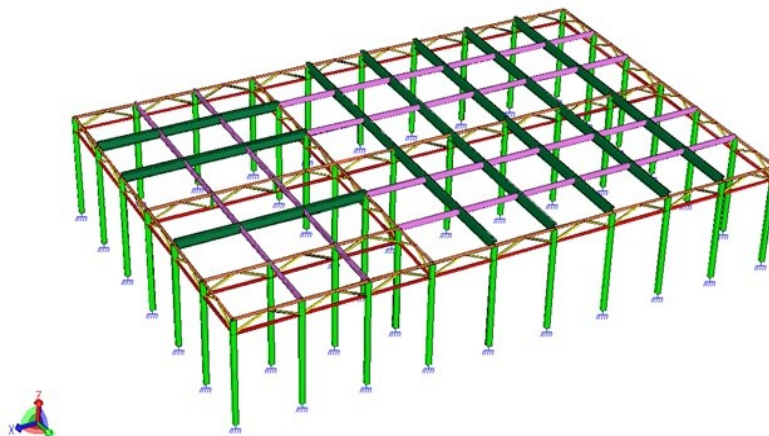
67 - Strutture in acciaio, sezioni in classe 4

Q.

Si richiede un parere relativamente all'analisi per il calcolo delle sollecitazioni relativa a una struttura tridimensionale avente alcune membrature (nella fattispecie le travi colore rosa e colore verde nel modellino allegato) con sezione in classe 4 per sollecitazioni di flessione e compressione.

E' lecito eseguire un'analisi elastica lineare della struttura con le sezioni lorde di tutte le membrature e, successivamente verificare le membrature soggette alle sollecitazioni calcolate con l'analisi lineare tenendo conto delle caratteristiche efficaci per le sezioni di classe 4?

Oppure utilizzando in una struttura del genere sezioni di classe 4 è necessario fare riferimento ad analisi approfondite che per ogni combinazione di carico esegua l'analisi tenendo conto già delle caratteristiche efficaci delle sezioni in classe 4 per quella particolare sollecitazione?



R.

Ai sensi del Cap.4.2.3.1. si definiscono le sezioni di classe 4 quelle sezioni per le quali è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse: in queste sezioni i fenomeni di instabilizzazione locale possono presentarsi prima del raggiungimento del limite di snervamento del materiale.

Il D.M.2008 per queste tipologie di sezione ammette l'uso del metodo delle sezioni efficaci per il calcolo delle resistenze: questo metodo prevede che le sezioni vengano depurate delle parti nelle quali la tensione di compressione sollecitante risulta oltre il limite di tensione per la quale è attesa l'instabilizzazione locale.

D'altra parte al punto C4.2.3. si specifica che nell'analisi strutturale si devono considerare tutti gli effetti che possono influenzare sia la resistenza sia la rigidezza della struttura e quindi il suo comportamento.

Allo stesso modo anche al punto 4.2.4.1.1 si specifica che nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche "efficaci", non solo quindi per il calcolo dell'area efficace e del modulo di resistenza efficace ma anche per il calcolo del modulo di inerzia efficace.

Se quindi il metodo elastico di analisi globale (E), di cui al punto 4.2.3.3, è applicabile a tutte le strutture composte da sezioni di classe qualsiasi, ovvero non è obbligatorio in tal senso condurre un'analisi specifica, si ricorda che è opportuno valutare tutti gli effetti che possono influenzare la resistenza e la rigidezza della struttura; in particolar modo a seguito dell'instabilizzazione locale i diagrammi delle sollecitazioni possono variare, così come la ripartizione delle azioni fra le aste connesse agli elementi di classe 4.

Quanto sopra esposto è da ritenersi applicabile limitatamente alle azioni di tipo statico, escluse quelle sismiche. Infatti per quanto previsto al punto 7.5.3.1 delle NTC solo gli elementi resistenti in classe 1 (per la classe di duttilità A) e 1 e 2 (per la classe di duttilità B) possono essere considerati efficaci nel sistema dissipativo.

68 - Edifici a struttura mista muratura- c.a.

Q.

Si tratta di adeguare dal punto di vista sismico un edificio avente struttura mista muratura mattoni pieni – calcestruzzo armato. L'edificio infatti è formato da una struttura resistente verticale costituita in parte da pannelli in muratura di mattoni pieni e in parte da pilastri in calcestruzzo armato. Quest'ultimi, attraverso la presenza di travi in c.a., formano una struttura intelaiata collegata ai pannelli murari.

Gli impalcati sono in laterizio armato (tipo bausta) che possiamo considerare rigidi. Tutti gli impalcati, ad ogni piano, sono contornati da travi in calcestruzzo armato.

Le fondazioni sono costituite da travi rovesce sotto i pannelli murari e da plinti per i pilastri.

Sull'esterno le strutture fondali sono collegate da un cordolo in c.a.

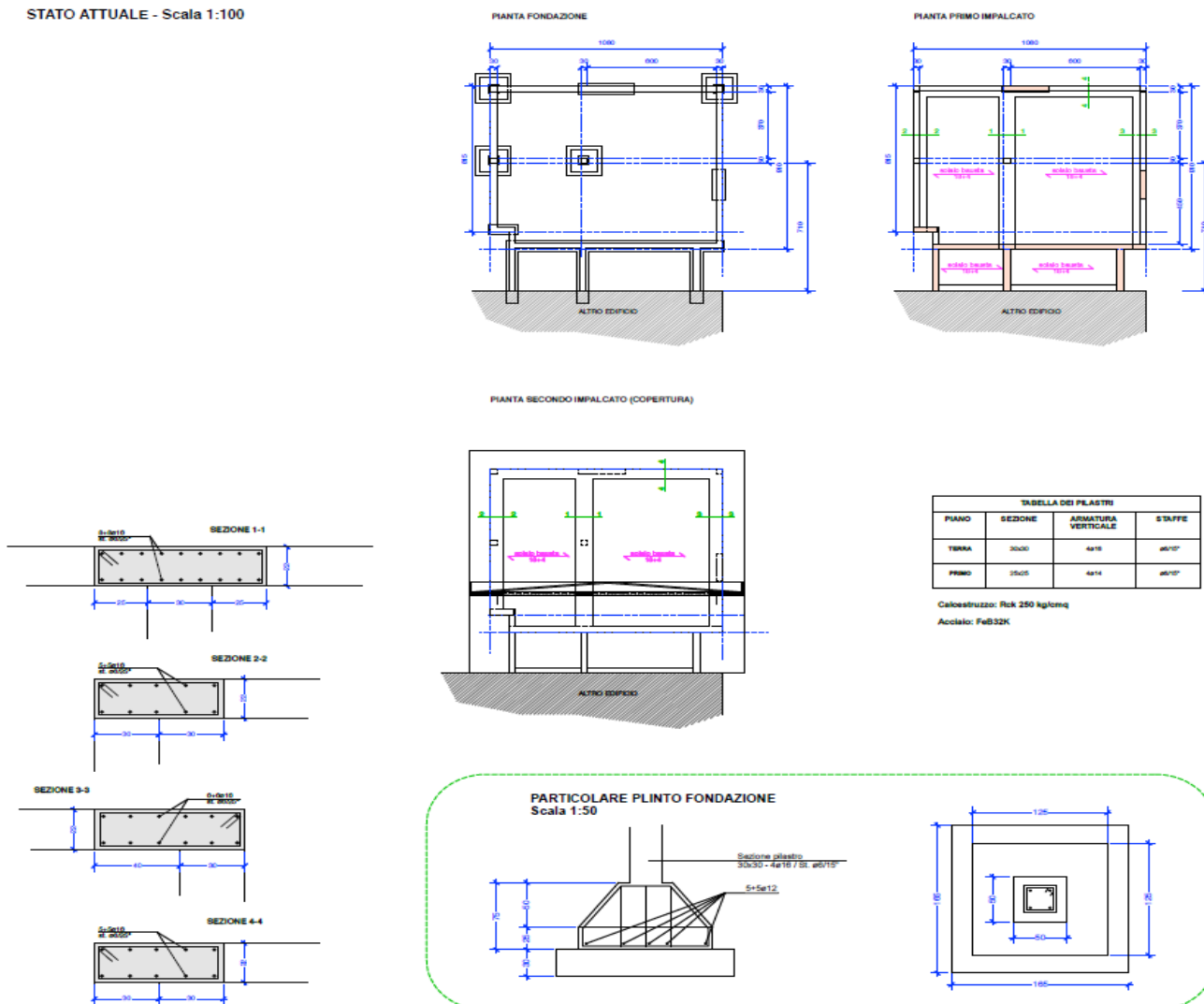
Il quesito posto verte sulla possibilità di adeguare la struttura mista esistente trasformandola in una struttura in muratura armata; l'intervento consisterebbe nella realizzazione di pannelli in laterizio armato, pieno e semipieno, in aderenza ai pilastri esistenti (considerandoli quest'ultimi facenti poi parte della muratura) e inserendo nella muratura esistente una armatura a flessione (barre $\phi 16$ verticali continue) e una armatura a taglio (o con inserimento nei giunti di barre orizzontali $\phi 6$ oppure attraverso un intonaco armato), solidarizzata con la muratura con malte a ritiro compensato, rendendola di tipo "armato".

Resterebbe da stabilire il corretto valore del fattore di struttura q :

1. il punto C8.7.1.2. prevede, per costruzioni in muratura con analisi lineare, un fattore $q = 2,0$ au/a.1 (edificio regolare in elevazione);
2. il punto 7.8.1.3 (dove si differenzia tra muratura ordinaria e armata) prevede un fattore $q = 2,5$ au/a.1. Per entrambi i casi $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$.

Si richiede pertanto un parere sulla soluzione prospettata e una indicazione sul corretto fattore di struttura q da adottare.

STATO ATTUALE - Scala 1:100



R.

La tecnologia di intervento proposta per le murature esistenti non può in alcun modo essere ricondotta alla muratura armata, che rappresenta un sistema costruttivo tipico di nuove realizzazioni e caratterizzato da precise regole esecutive (ad esempio l'interazione barre d'armatura-blocchi in laterizio, gli ancoraggi e sovrapposizioni all'estremità delle barre longitudinali e trasversali, i copriferri etc.).

Pertanto l'ipotesi progettuale proposta non risulta perseguibile nei termini nei quali viene proposta. Per quanto possibile dedurre dalla descrizione delle strutture esistenti e da quanto proposto si ritiene che il sistema strutturale sia di tipo “misto”, come previsto al punto 7,8,4 delle NTC. Pertanto, nel caso si intenda considerare il contributo di resistenza alle azioni sismica sia alle parti in c.a. che in muratura occorrerà procedere ad un'analisi non lineare.

69 - Consolidamento pareti in laterizi forati

Q.

E' possibile incontrare, nella usuale pratica professionale, intere pareti in muratura costituita da blocchi in laterizio forati (usualmente denominati “foratoni”), con percentuali di foratura variabili e spesso elevate, che svolgono la funzione portante per i carichi verticali oltre ad essere di controvento per le azioni nel loro piano.

Tali situazione possono coinvolgere anche interi edifici o, generalmente i piani più alti di edifici in muratura.

Si chiede se, in queste situazioni, sia possibile utilizzare la tecnica dell'intonaco armato come rinforzo generalizzato delle pareti.

R.

Non risulta possibile fornire indicazioni univoche in casi simili. Occorre, innanzitutto, comprendere, all'interno della compagine strutturale dell'edificio, l'estensione e la qualità delle murature che presentano tali caratteristiche.

In particolare occorrerà verificare la qualità dei mattoni “forati” utilizzati, primariamente valutando la direzione e la percentuale di foratura, questa si discosta dai valori limite fissati dalle norme tecniche.

La presenza di blocchi con percentuali di foratura elevate non si presta al consolidamento con la tecnica dell'intonaco armato, potendo, tra l'altro comportare, oltre che un aggravio dei pesi permanenti, un indebolimento delle pareti stesse, almeno nel transitorio esecutivo.

Anche ad intervento eseguito è evidente che il potenziale effetto di confinamento offerto dall'intonaco armato sarebbe vanificato dall'elevata percentuale di vuoti interni, lasciando comunque instabile l'intera parete. In casi simili è raccomandabile la sostituzione delle pareti o l'inserimento di una nuova struttura portante che possa farsi carico almeno dei carichi verticali.

Nel caso in cui i blocchi abbiano percentuali di foratura più basse e vicine ai limiti stabiliti dalle norme tecniche, anche se superiori, è possibile fare ricorso alla tecnica dell'intonaco armato. Si ritiene che dovrà comunque essere caratterizzata (per via sperimentale o a seguito di indagini condotte in casi assimilabili) la resistenza meccanica della muratura in modo da poter valutare, anche analiticamente, la capacità portante prima e dopo l'intervento. In tali casi è possibile valutare la possibilità di utilizzare intonaci armati più leggeri, ad esempio quelli che prevedono l'utilizzo di FRP al posto della rete elettrosaldata, unitamente a intonaci, anche a base di calce, ma di spessore più limitato.

**Da questo punto in poi i pareri sono stati resi in relazione alle
Norme tecniche di cui al DM 17/1/2018 (NTC 2018)**

ANNO 2018

70 - Miglioramento/adeguamento sismico di edificio scolastico

Q.

Si sottopone alla cortese attenzione di Codesto COMITATO TECNICO SCIENTIFICO in materia di rischio sismico il quesito di seguito formulato relativo alla progettazione delle opere strutturali per i lavori di miglioramento sismico della scuola primaria ,,,, situata in via nel Comune di

Si premettono alcune informazioni essenziali per il corretto inquadramento dell'aggregato strutturale, di proprietà dell'Amministrazione Comunale, di cui fa parte l'edificio oggetto del presente quesito. Nella seguente figura è illustrato il complesso scolastico ed è evidenziato l'edificio oggetto di intervento, formato dalla scuola primaria (succursale) e dall'atrio d'ingresso, fra di loro strutturalmente connessi ma separati con idoneo giunto tecnico dalla adiacente scuola media “.....”.

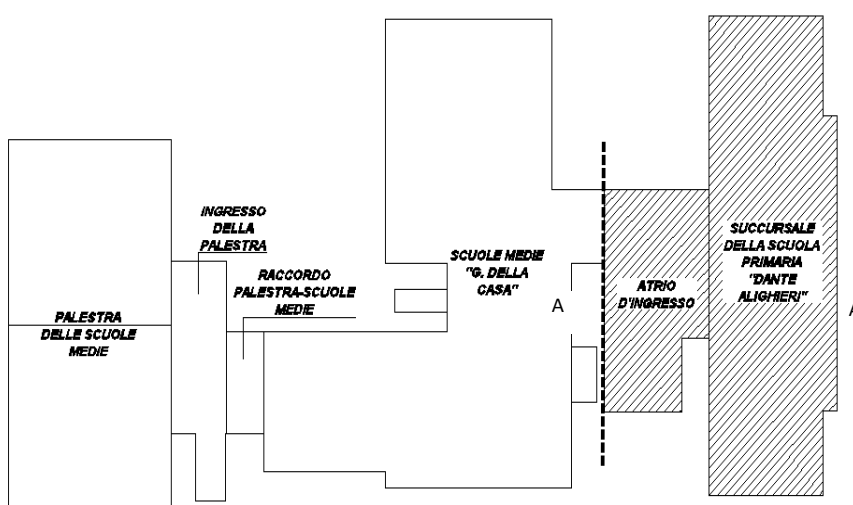


Figura 1. Complesso scolastico con l'indicazione dell'edificio in progetto

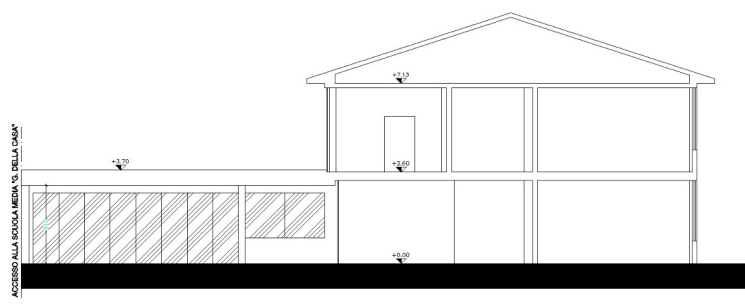


Figura 2. Sezione A-A della scuola primaria e dell'atrio di ingresso

Il corpo di fabbrica principale (scuola primaria) presenta n. 2 piani fuori terra (piano terra e piano primo) oltre limitata porzione a livello seminterrato e sottotetto accessibile per sola manutenzione; l'atrio di ingresso, invece, presenta un solo livello fuori terra, strutturalmente collegato alla scuola primaria in oggetto ma funzionalmente collegato all'adiacente scuola media, della quale costituisce la via d'accesso principale.

Il progetto architettonico originario “Progetto di edificio scolastico per la scuola di avviamento professionale del Capoluogo” risale all'anno 1961. I lavori per la costruzione dell'edificio in oggetto (scuola con atrio) furono ultimati nel 1964.

La superficie totale del piano terra risulta pari a circa 880 mq (la porzione principale inscritta in un

rettangolo di dimensioni circa 13,10x47,30 m oltre all'atrio inscritto in un rettangolo di dimensioni circa 11,80x22 m), quella del piano primo pari a circa 620 mq (inscritto in un rettangolo di dimensioni circa 13,10x47,30 m). La copertura del corpo di fabbrica principale presenta tipologia a capanna mentre quella dell'atrio di ingresso presenta un terrazzo piano (attualmente con accesso per sola manutenzione). Un unico vano scala, in posizione centrale rispetto all'edificio, collega il piano terra al piano primo.

Da un punto di vista strutturale l'edificio presenta struttura in conglomerato cementizio armato a telai unidirezionali (nel senso trasversale dell'edificio) di travi e pilastri; i solai di piano sono del tipo latero-cementizio gettati in opera. La copertura a capanna della scuola è anch'essa realizzata con solaio in latero-cemento poggiante su pesanti murature di sottotetto mal vincolate. Le strutture di fondazione sono a travi rovesce in conglomerato cementizio armato.

Descrizione dell'intervento in progetto

Il progetto per i lavori di miglioramento sismico della scuola primaria prevede la mitigazione delle maggiori vulnerabilità sismiche emerse durante le fasi di indagini e verifiche già ampiamente eseguite. In sintesi:

1) intervento di miglioramento sismico con regolarizzazione plano-altimetrica dell'edificio principale: la soluzione progettuale prevede di aumentare la sicurezza strutturale nei confronti delle azioni sismiche attraverso l'inserimento di un giunto di separazione tra il corpo di fabbrica principale a due piani fuori terra e l'atrio di ingresso ad un solo piano fuori terra e posto in posizione decentrata. In questo modo l'edificio adibito a scuola assumerà una configurazione molto più regolare in pianta e in alzato, mentre il corpo adibito ad atrio sarà separatamente trattato con uno specifico intervento (ad esempio di demolizione e nuova ricostruzione) come entità dinamicamente indipendente a servizio dell'adiacente scuola media;

2) intervento di miglioramento sismico mediante riduzione delle masse sismiche in elevazione: la soluzione progettuale prevede di demolire completamente il solaio pesante in latero-cemento a falde inclinate di copertura, insieme agli alti timpani in muratura di mattoni pieni del sottotetto sui quali attualmente il solaio è vincolato. Mantenendo il solaio di sottotetto esistente, la soluzione prevede di costruire una nuova copertura a struttura leggera con travi a semplice orditura in profili metallici e soprastante manto di copertura in lastre di lamiera coibentata. Viene previsto di sostituire la gronda esistente con una nuova gronda a struttura leggera;

3) intervento di miglioramento sismico con introduzione di dissipatori fluido-viscosi: la soluzione progettuale prevede di inserire nella struttura esistente in conglomerato cementizio armato una serie di coppie di dispositivi fluido-viscosi a comportamento isteretico fortemente smorzanti, sia al piano terra che al piano primo. L'inserimento di questi "nodi" ad elevatissima dissipazione concentrata, sostenuti da opportune strutture metalliche a K, fornisce all'intero edificio uno smorzamento equivalente molto alto che ha come conseguenza quella di ridurre notevolmente l'entità dell'energia sismica in ingresso sulla struttura esistente e le azioni orizzontali prodotte dall'accelerazione sismica. Il tutto, senza apportare significativi aumenti di rigidità al sistema;

4) altri interventi di rafforzamento locale.

Si rimanda alla tavola grafica allegata per una più completa descrizione degli interventi.

Quesito

Secondo quanto descritto in precedenza (a tal fine si cita un estratto del punto C8.4.2 contenuto nella Circolare 02/02/2009 n.617/C.S.LL.PP. in cui si descrivono come interventi di miglioramento quelli che modificano "il comportamento strutturale locale o globale, particolarmente rispetto alle azioni sismiche, [...] in senso migliorativo, ad esempio [...] riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione [...]"), la realizzazione di un giunto sismico tra scuola ed atrio comporterebbe la separazione del manufatto esistente in due edifici indipendenti: quello principale ossia la scuola (per dimensioni, numero di piani, comportamento dinamico e masse sismiche), che si troverebbe in una situazione di progetto sicuramente migliorativa per la regolarizzazione plano-altimetrica (oltre che per la riduzione delle masse in elevazione e per la dissipazione supplementare); quello minore ossia l'atrio che verrebbe riprogettato (ad esempio come nuova struttura).

Alla luce di quanto sopra, si chiede se l'intervento sulla parte principale (scuola) può essere classificato come "MIGLIORAMENTO" ai sensi del punto 8.4.2 delle vigenti Norme Tecniche NTC2008?

R.

Esaminata la documentazione trasmessa unitamente al quesito, si condivide, in linea di principio, l'ipotesi di classificazione dell'intervento come miglioramento sismico, ai sensi del punto 8.4.2 delle NTC, e che prevede la separazione tra i due corpi di fabbrica e l'introduzione di un sistema di controventi dissipativi in quello di due piani fuori terra.

Fermo restando che devono essere totalmente risolte eventuali problematiche di tipo statico dovute ad azioni ambientali (escluso il sisma) ed antropiche, poichè l'intervento beneficia di finanziamento pubblico e che si tratta di edificio scolastico, si ritiene necessario verificare l'ottimizzazione delle risorse economiche previste verificando il raggiungimento dell'ottimizzazione della soluzione strutturale proposta in termini di costi-benefici e che al contempo massimizzi l'efficacia dell'intervento di riduzione del rischio nell'ambito delle disponibilità economiche del finanziamento.

71 - Strutture metalliche. Utilizzo di tipologia di collegamento non normata nelle NTC (collari)

Q.

Nei progetti di strutture a supporto di impianti industriali o di telefonia mobile vengono utilizzati collegamenti non normati nella norma italiana vigente. Questi collegamenti, costituiti da collari realizzati con varie tipologie, vengono utilizzati come parte del progetto strutturale e, in effetti, assolvono a funzione strutturale che risulta decisiva per gli obiettivi della progettazione strutturale stessa. Il collegamento consente l'unione di più elementi strutturali e fa affidamento fra l'attrito delle superfici poste a contatto.

Questa tipologia di unione, diversa da quelle normate (unioni chiodate, bullonate e saldate), non trova alcun elemento nelle NTC per eseguire la valutazione della sicurezza inoltre, al punto 4.2.9.4 – Problematiche specifiche delle NTC, la stessa norma ha un riferimento particolare a normative di comprovata validità per quanto riguarda collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza.

Il quesito prende spunto da un progetto di adeguamento di un impianto di telefonia mobile costituito da un palo in acciaio al quale vengono collegati angolari a lati uguali e l'unione utilizzata tra il palo esistente e gli angolari è costituita da un collare a sua volta composto da piatti curvi, posti in aderenza al palo e uniti tra di loro alle estremità ad attrito con bulloni ad alta resistenza. Il collare è unito con piatti agli angolari di rinforzo utilizzati per l'adeguamento sismico.

Il progettista ha proposto una soluzione al problema utilizzando una verifica (pagg. 30 e 31) a scorrimento del collare, che non trova riscontro in normativa italiana in quanto vengono utilizzati criteri di sicurezza non normati per questo particolare tipo di unione (scorrimento) e l'utilizzazione della norma americana ANSI/AISC 306-16 (per unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza).

Il progettista ha proposto delle integrazioni, ancora non formalizzate, che si basano sulle norme americane (Specification for structural Steel Buildings ANSI/AISC 306-16) che appaiono non discostarsi da quelle italiane, almeno nei concetti fondanti per quanto riguarda i collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza, ma che si riferiscono solo al collegamento di unione fra i piatti che costituiscono il collare e non tra collare e palo. Per il solo collegamento utilizzato fra i piatti curvi che costituiscono il collare è già sufficiente la norma italiana ed la valutazione della sicurezza fra il collare ed il palo non viene affrontata.

ESPOSIZIONE DEL QUESITO:

- 1. si chiede se vi siano possibilità normative affinché il collegamento utilizzato (collare) come da progetto, si possa ritenere adeguato nei criteri di progettazione utilizzati in relazione ai livelli minimi di sicurezza richiesti dalle norme tecniche attualmente vigenti;*
- 2. se e come le normative italiane vigenti, per quanto riguarda collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza, possono essere estese alla progettazione dei collari;*
- 3. se e come la norma americana ANSI/AISC 306-16 possa essere utilizzata correttamente per il progetto di unioni che prevedano l'uso di collari.*

R

L'impiego di collegamenti in acciaio realizzati tramite collari non trova riscontro nelle attuali norme tecniche sulle costruzioni in forma esplicita, come ad esempio per le unioni chiodate, bullonate e saldate. Infatti tali norme non contengono specifiche regole tecnico-prestazionali per la progettazione e corrispondenti criteri di verifica.

Allo stesso tempo le stesse norme non ne vietano l'uso, che potrebbe comunque essere preso in considerazione nel rispetto dei Capp. 4, 11 e 12 sia delle NTC '08 che delle NTC '18.

Una possibilità è offerta certamente dal §4.2.9.4 *Problematiche specifiche*, sia delle NTC '08 che delle NTC 2018, che consentono di far riferimento a norme di comprovata validità, di cui al Cap. 12.

Un'altra possibilità è data sia dal §4.1.5 *Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli* delle NTC '08 che dal §4.1.5 delle NTC '18 *Progettazione integrata da prove e verifica mediante prove*. Le norme consentono di misurare la resistenza e la funzionalità di strutture ed elementi strutturali attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

Una ulteriore possibilità è contemplata dai §11.1 delle NTC sia '08 e che '18 che disciplinano i criteri in base ai quali materiali e prodotti possono essere identificati, qualificati ed accettati. Si rimanda al dettaglio dei §11.1 delle due norme ricordando che è possibile far ricorso sia al Benestare Tecnico Europeo che ad apposita procedura, stabilita dal Servizio Centrale del Consiglio dei Lavori Pubblici, per materiali e prodotti privi di marcatura CE conformi ad altre specifiche tecniche qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello delle NTC.

Nel Cap. 12 invece si fa riferimento a norme di comprovata validità e vengono esplicitamente indicate come tali, in quanto coerenti con i principi di base delle NTC, gli Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali ed altre norme. Inoltre vengono indicate esplicitamente ulteriori norme che possono essere utilizzate in quanto documenti di comprovata validità ad integrazione delle NTC per quanto non in contrasto con le stesse NTC, ad esempio le C.N.R..

Infine le NTC consentono anche l'utilizzo di codici internazionali purché sia dimostrato che garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle stesse NTC.

Per la puntuale e corretta applicazione dei punti normativi richiamati si rimanda alla lettura degli stessi.

Per quanto riguarda il progetto esaminato e per quanto su evidenziato la risposta ai punti che strutturano il quesito è, secondo l'ordine di proposizione, che:

- esistono delle norme che consentono la valutazione della sicurezza per collegamenti in acciaio tramite collari e sono quelle su indicate;
- le norme italiane vigenti consentono l'uso di unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza che sono unioni diverse da quelle realizzate con collari e per la valutazione della sicurezza di queste ultime si deve far riferimento al punto precedente;
- la norma americana ANSI/AISC 306-16, che rientra tra i codici internazionali e il cui uso è consentito dal Cap. 12 delle NTC '08 e '18 purché sia dimostrato che tali codici garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle stesse NTC, non contiene regole tecnico-prestazionali per la progettazione e verifica di collari.

72. Vita Nominale di progetto e classe d'uso di un'opera

Q.

Se un progetto complessivo per la realizzazione di un'opera, considerata rilevante ai fini idraulici e sismici, comprendente diverse costruzioni oltre a quella principale, alcune delle quali che per caratteristiche e finalità non modificano il livello di sicurezza dell'opera principale calcolata per azioni sismiche assegnando una Vita Nominale $VN = 100$ anni e una classe d'uso $CU = III$, si chiede se per le costruzioni "secondarie", le verifiche sismiche possono essere eseguite con valori della Vita Nominale e Classe d'uso minori di quelli assunti per la costruzione principale.

R.

Si è del parere che se un progetto generale di un'opera, comprende altre costruzioni oltre a quella principale, le verifiche sismiche di queste costruzioni "secondarie" e indipendenti, possono essere eseguite considerando valori distinti di Vita nominale di progetto V_N e classe d'uso C_U , comunque coerenti con le stesse, se la loro funzionalità non incide sulla prestazione dell'opera principale e non determina una riduzione del livello di sicurezza di quest'ultima.

73 - Edifici in muratura. Requisiti geometrici delle pareti

Q.

Ai sensi del DM 17/01/2018, è venuto meno l'obbligo tassativo del rispetto del metro d'angolo perimetrale nei nuovi edifici in muratura (par. 7.8.6.1), purché sia garantito un efficace collegamento tra le pareti ed un comportamento scatolare della struttura con idonei provvedimenti. E' plausibile ipotizzare che la presenza del cordolo di piano, già reso obbligatorio dalla norma, garantisca tale requisito?

Altrimenti, qualora l'apertura nel metro d'angolo comprenda la presenza di un architrave o un sottofinestra, è ipotizzabile progettare tali elementi con dettagli atti a soddisfare la richiesta di normativa? Ed in caso di risposta affermativa quali potrebbero essere?

Poiché questa regola geometrica è applicabile anche per gli edifici esistenti, in caso di realizzazione di apertura nel metro d'angolo di muratura perimetrale, potrebbe essere sufficiente realizzare un cordolo, qualora assente, o una catena per soddisfare la richiesta di normativa, oltre ovviamente al ripristino di resistenza e rigidezza della parete?

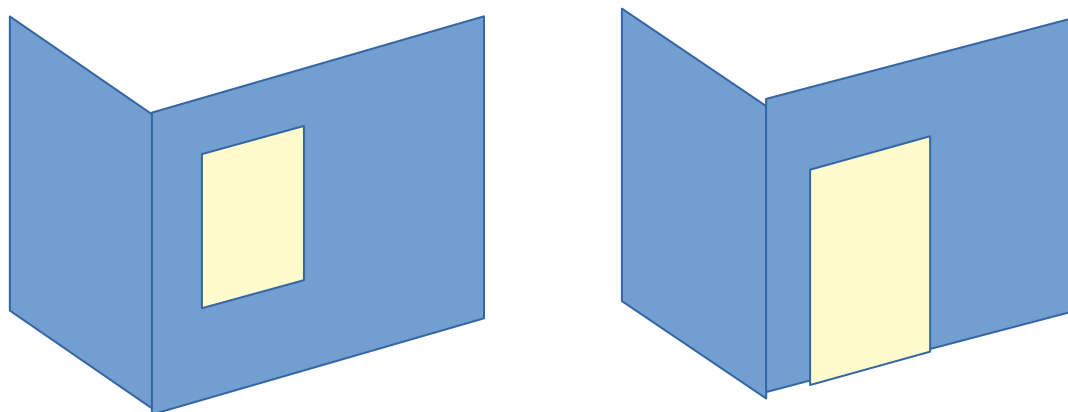
R.

E' bene sottolineare che il terzo capoverso del punto 7.8.6.1 ha ribadito la necessità di salvaguardare la robustezza degli angoli murari perimetrali degli edifici. Il precedente riferimento geometrico (NTC 2008) che prevedeva l'obbligo di un metro di muratura misurato dallo spigolo esterno non solo è stato ribadito concettualmente ma è stato implementato mettendolo in relazione con l'altezza di interpiano.

Tuttavia il normatore ha preferito connotare tale prescrizione in senso prestazionale anziché prescrittivo aprendo alla possibilità di soluzioni diverse che garantiscano “l'efficace collegamento fra le pareti ed il comportamento scatolare della struttura.” Si è del parere che tali caratteristiche (collegamento e scatolarità) debbano essere un requisito di carattere sia generale (cioè riferito al comportamento globale) che locale (riferito ad ogni singola porzione) per la costruzione in muratura.

Venendo al quesito si è del parere che la sola presenza del cordolo di piano non sia sufficiente a garantire la scatolarità (globale e/o locale) né tanto meno l'efficace collegamento tra le due pareti perimetrali di un edificio in muratura.

Nemmeno può considerarsi significativo, per gli interpiani usuali, la presenza di una zona di muratura sopra l'architrave dell'apertura o sotto il davanzale. Tali casi necessitano di ulteriori provvedimenti atti a garantire la i requisiti di “continuità” e “scatolarità”.



Casi tipici nei quali è necessario ripristinare la continuità e la scatolarità del sistema di pareti

Quindi gli “idonei provvedimenti atti a garantire un efficace collegamento fra le pareti ed il comportamento scatolare della struttura” devono realizzarsi ogni qualvolta non vi sia il pieno rispetto delle indicazioni geometriche sulle murature previste al punto 7.8.6.1, in corrispondenza degli angoli perimetrali esterno.

Quanto ai provvedimenti specifici da attuare per garantire la prestazione richiesta, il progettista potrà, in

base a proprie valutazione e verifiche, proporre soluzioni che dovranno dimostrarsi idonee per tale scopo. In ogni caso dovranno essere illustrati accuratamente i dettagli esecutivi specifici atti a garantire la prestazione richiesta.

Concetti analoghi sono applicabili anche ad edifici esistenti per i quali le indicazioni previste al punto 7.8.6.1 sono elemento di riferimento, visto quanto riportato al punto 8.2 (1° cpv) delle NTC 2018, ritenendo non sufficiente, nel caso di apertura di nuovi vani porta o finestra, la semplice previsione di catene o cordoli.

74. Sisma verticale, strutture prefabbricate e dettagli costruttivi pilastri in c.a.

Q.

a) Le NTC 2018, al Paragrafo 3.2.3. - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA e nello specifico al Paragrafo 3.2.3.1 - DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE prevedono:

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad $a_g \geq 0,15g$.

Quindi come nelle precedenti Normative (DM 14/01/2008) per le Zone 3 e 4 il Sisma verticale non viene considerato nel calcolo strutturale. Ma nelle nuove NTC 2018 al Paragrafo 7.2.2. - CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI si scrive che: “..... La componente verticale deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2”.

Pertanto sembra che per $PGA < 0,15$ (ex Zone 3 e 4) non si debba continuare a considerare il Sisma Verticale, mentre con la dicitura “in aggiunta” presente nel Paragrafo 7.2.2. non risulta chiaro come dobbiamo interpretare la frase.

QUESITO: per le strutture dobbiamo sempre considerare il Sisma verticale nel calcolo strutturale, indipendentemente dal valore della PGA, oppure per costruzioni caratterizzate da una $PGA < 0,15$ si può ancora trascurare il Sisma Verticale?

b) Le NTC 2018 al Paragrafo 7.3.1. - ANALISI LINEARE O NON LINEARE si riporta la “Tabella 7.3.II – prevedono:

Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD”, in cui si definiscono per le strutture prefabbricate tre diverse tipologie:

- * Strutture a pannelli;
- * Strutture monolitiche a cella;
- * Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati.

Nel caso siano presenti nell'edificio prefabbricato delle pareti o dei nuclei (vani scale e/o vani ascensori e/o vani montacarichi) che prevalentemente concorrono ad assorbire gli sforzi sismici assieme ai pilastri prefabbricati, non si ravvede nelle tre sopra citate definizioni una tipologia strutturale adatta a rappresentare tale situazione.

QUESITO: per le strutture prefabbricate in presenta di pareti e/o nuclei è lecito considerare come tipologia strutturale quella di STRUTTURE MISTE A TELAIO E PARETI?. In tal caso per verifiche non in campo dissipativo, quale fattore di comportamento si deve assumere: $q = 1$ oppure q derivante dalla Formula 7.3.2.?

c) Le NTC 2018 al Paragrafo 7.4.6. - DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LE STRUTTURE A COMPORTAMENTO DISSIPATIVO e nello specifico al Paragrafo 7.4.6.2.2 – PILASTRI: Armature trasversali è riportato: “.... Il passo delle staffe di contenimento e legature deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- * $1/3$ e $1/2$ del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD”A” e CD”B”;
- * 12,5 cm e 17,5 cm, rispettivamente per CD”A” e CD”B”;
- * 5 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD”A” e CD”B””.

Si ipotizza un errore di scrittura al terzo ed ultimo punto in quanto il numero “5” non dovrebbe essere presente, ma solo il 6 ed il numero 8, come del resto è scritto anche al Paragrafo 7.4.6.2.1 – TRAVI: Armature trasversali.

QUESITO: al Paragrafo 7.4.6.2.2 – PILASTRI: Armature trasversali, il terzo punto (“5 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD”A” e CD”B””) è da intendersi più correttamente con la seguente dicitura: “6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD”A” e CD”B””?

R

Quesito a)

Dal confronto dei testi presenti nelle NTC 2008 e NTC 2018, relativamente al punto 7.2.2, appare evidente che si è voluta eliminare la possibilità di trascurare gli effetti della componente verticale del sisma nelle zone a bassa sismicità. Si ritiene che ciò non sia in contrasto con quanto riportato al punto 3.2.3.1 delle NTC 2018 il quale si riferisce alla generalità delle costruzioni e dei loro componenti. Il punto 7.2.2. intende, invece, richiamare l’obbligo di considerare l’azione sismica verticale a prescindere dalla PGA locale per certe tipologie di componenti strutturali.

Quesito b)

Nella tabella 7.3.II il riquadro relativo alle costruzioni con struttura prefabbricata elenca tipologie specifiche di questo sistema costruttivo. Pertanto, in casi diversi, è possibile fare riferimento al soprastante caso più generale delle Costruzioni in calcestruzzo, anche in considerazione di quanto già previsto al punto 7.4.5.1

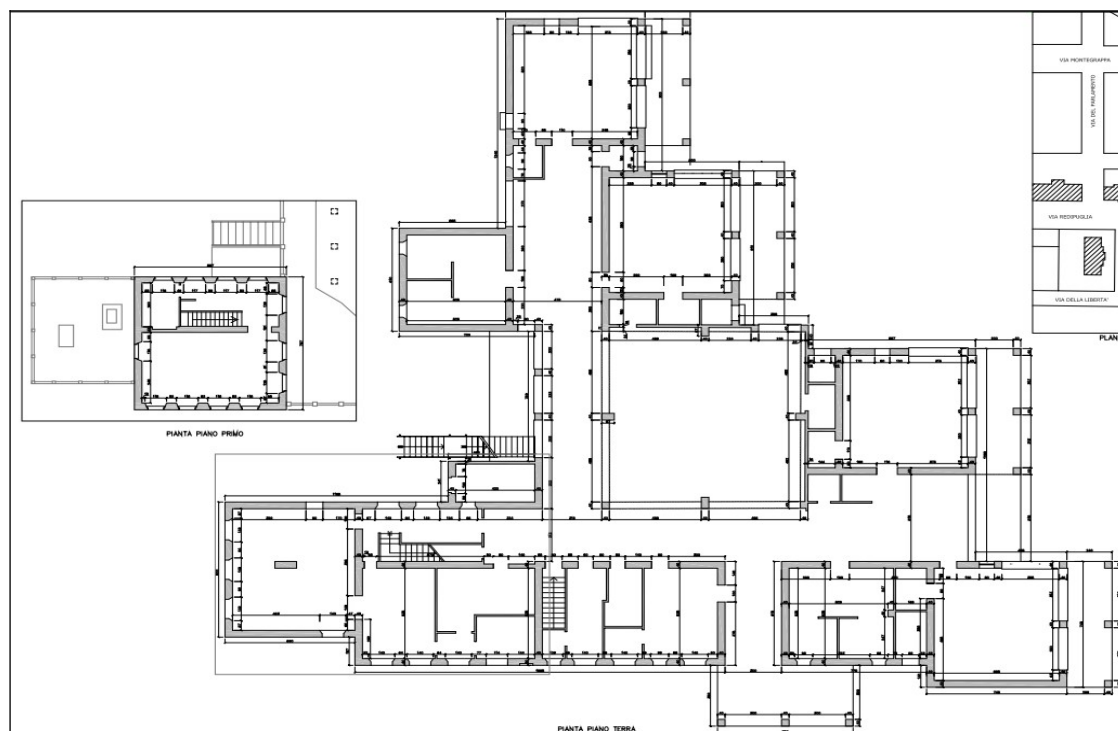
Quesito c)

L’indicazione della cifra 5 si tratta probabilmente di un refuso. Si ritiene che sia corretta la versione, come riportata per le travi trasversali, ovvero “6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD”A” e CD”B””

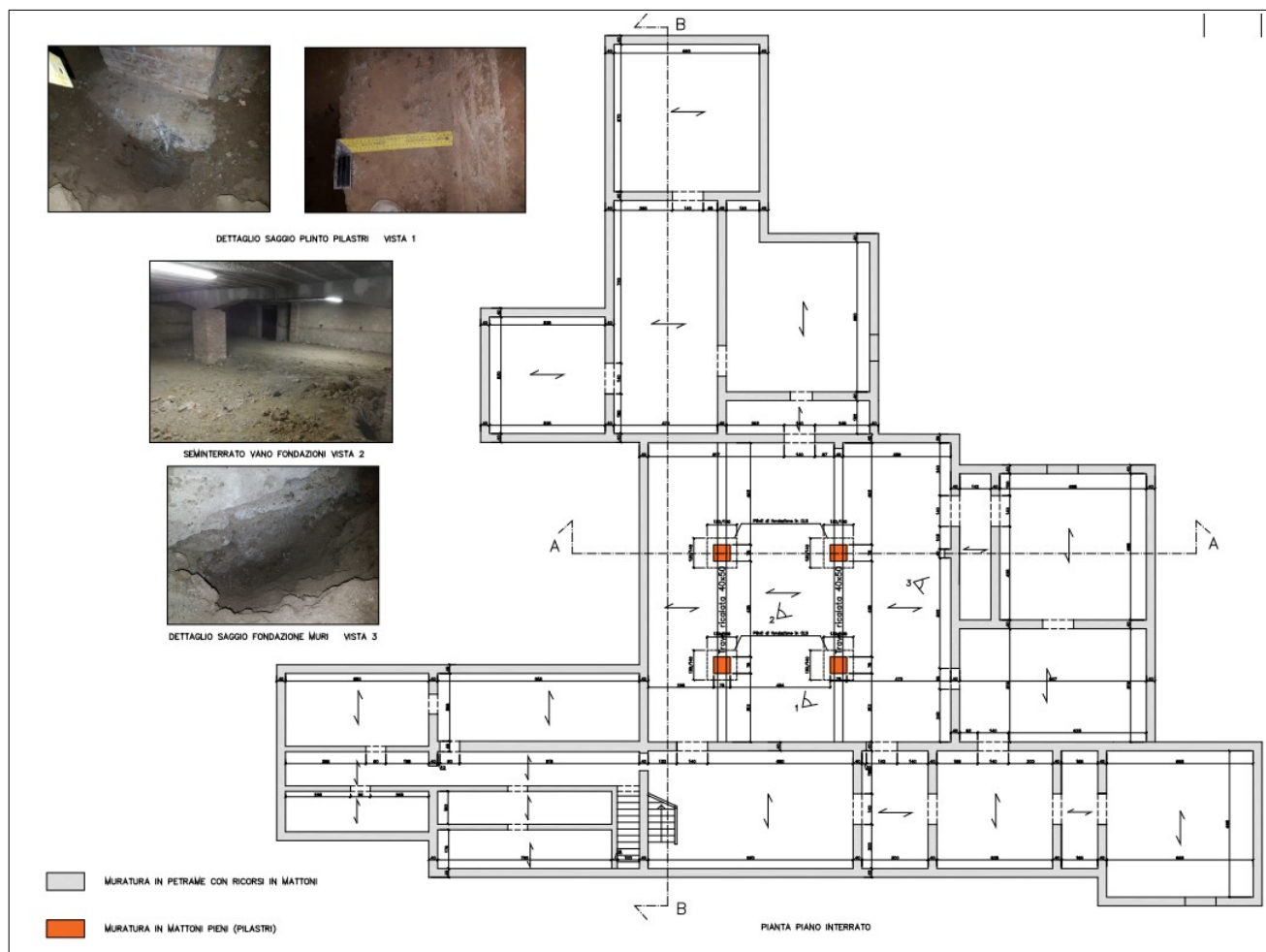
75. Interventi di adeguamento in edificio scolastico in muratura

Q.

L’edificio scolastico in questione è una costruzione in muratura portante in pietrame. Le coperture dei tetti a padiglione sono in struttura lignea, mentre le coperture piane (piano terrazza e solaio del piano terra) sono in laterocemento. Il fabbricato si sviluppa su una superficie di circa 900 mq con un’articolazione planimetrica complessa come meglio descritto dalle immagini.



E' presente un piano interrato che si estende per tutta la superficie della costruzione. Tale piano, interamente controterra (non sono presenti scannafossi) è in muratura di pietrame ad eccezione di 4 pilastri in muratura di laterizio pieno di sezione 75x75cm (evidenziati nella zona centrale) appoggiati su plinti di calcestruzzo (probabilmente non armato) avente lato di circa 130/140 cm ed altezza superiore a 50cm.



Si richiede, con il presente quesito, se :

1. nell'ambito della modellazione dell'edificio, sia corretto ipotizzare il piano interrato in muratura come "fondazione" ovvero porre lo "zero sismico" a quota del piano campagna oppure se il piano interrato debba considerarsi come un piano vero e proprio ("zero sismico" a quota di circa -2.60m);
2. se, nell'ambito dell'intervento di adeguamento sismico dell'intero complesso, sia necessario realizzare fondazioni sismicamente adeguate ed, in particolare, sia necessario accertare la consistenza delle fondazioni dei pilastri sopra citati e provvedere al loro mutuo collegamento con le restanti fondazioni, oltre che a dotare l'intero edificio di idonee fondazioni in c.a..

R

In base a quello che risulta possibile dedurre dalla documentazione prodotta, si rileva che:

1. la porzione interrata non può considerarsi "struttura di fondazione" in analogia alle strutture in c.a. con un livello completamente interrato interamente a pareti e di rigidità molto maggiore della restante parte fuori terra. Pertanto, in questo caso, non è corretto porre lo "zero sismico" alla quota del piano campagna ma piuttosto alla base del piano interrato (circa a - 2,70 dal p.c.)
2. stante quanto precisato al punto 1 e considerato che la struttura presenta fondazioni definite (si tratta sostanzialmente del semplice proseguimento dei muri nel terreno) oltre ai 4 pilastri murari isolati con fondazione isolata in calcestruzzo inerte, atteso che l'intervento si prefigge l'adeguamento dell'intero edificio, si ritiene che debbano necessariamente essere previsti interventi di adeguamento anche per le fondazioni (sostanzialmente la nuova realizzazione di vere fondazioni).

76. Interventi di miglioramento in edifici in muratura. Modellazione strutturale

Q.

Nell'ambito degli interventi di miglioramento di edifici in muratura, è possibile che la progettazione preveda il rinforzo di alcune aperture (porte o finestre) con cerchiature metalliche. Tale modalità di intervento in alcuni casi può essere proposta anche in modo diffuso.

In tali casi si chiede se nella modellazione globale dell'edificio sia opportuno considerare:

- *le aperture reali senza tener conto delle cerchiature di rinforzo (in tal caso il beneficio delle cerchiature non viene preso in considerazione);*
- *le aperture cerchiature come se fossero “piene” cioè modellare le cerchiature come pareti murarie di rigidezza equivalente (ipotizzando che le cerchiature ripristinino la continuità muraria);*
- *l'edificio con le aperture reali e le relative cerchiature procedendo con un'analisi non lineare (in quanto struttura risulta mista acciaio-muratura in parallelo);*
- *come al caso c) ma con un'analisi lineare.*

R.

Anzitutto preme evidenziare la criticità del tipo di intervento proposto e sconsigliarne l'utilizzo diffuso in uno stesso organismo edilizio.

Premesso quanto sopra, si fa presente che trattasi di struttura in muratura rinforzata con elementi in acciaio il cui contributo deve essere tenuto in conto attraverso modellazioni che tengano in considerazione le particolarità strutturali identificate e l'interazione tra elementi strutturali diversi per materiale e rigidezza, ricorrendo, ove necessario, a metodi di analisi non lineare di comprovata validità.

Riferendosi alle soluzioni proposte si ritiene che non sia corretta l'ipotesi a).

77 - Utilizzo di tipologia di collegamento non normata nelle NTC 2008 (unioni con chiodi ciechi e altri sistemi di cui ai punti C4.2.12 delle NTC).

PREMESSA: I progetti strutturali presentano sempre più spesso elementi innovativi al passo con l'evoluzione tecnologica, della ricerca e della produzione delle aziende che operano nel campo delle costruzioni.

Questi collegamenti, realizzati con unioni non usuali il cui uso si sta diffondendo sempre più, vengono utilizzati come parte del progetto strutturale e, in effetti, assolvono a funzione strutturale che risulta decisiva per gli obiettivi della progettazione strutturale.

Le norme, propriamente dette, ossia le NTC individuano con chiarezza per le costruzioni in acciaio le tipologie di unioni e criteri e regole espliciti per il progetto e verifiche di sicurezza.

Esistono tuttavia altri tipi di unioni, non contemplate nelle NTC, elencati nelle circolari esplicative delle NTC 2008 e NTC 2018 all'interno del paragrafo C4.2.12 Profilati a freddo e lamiere grecate. Si tratta di chiodi ciechi, viti autofilettanti e automontanti, bulloni per impiego con spessori minori di 4 mm, cordoni d'angolo con spessori minori di 4 mm, saldature a punti, e bottoni di saldatura.

Su ogni tipologia di unione elencata, la circolare fornisce formule per la determinazione di alcuni valori resistenti utili alla verifica di alcuni SL. Nella premessa dello stesso punto della circolare, la stessa afferma che nelle unioni di profili formati a freddo possono essere utilizzate altre tipologie d'unione oltre a quelle definite classiche e sottolinea che alcune delle grandezze di riferimento necessarie alla valutazione della sicurezza sono disponibili in letteratura mentre altre sono da determinarsi sperimentalmente con procedura EOTA. Il richiamo alle procedure EOTA non risulta in contrasto ed è coerente con le procedure relative all'ottenimento dell'ETA, che fanno riferimento alle già menzionate procedure EOTA. In ogni caso sono sempre valide anche le altre procedure previste nel Cap.11 delle NTC.

Per completezza si osserva che il C4.2.12 non trova corrispondenza ad analogo punto delle NTC di cui dovrebbe essere esplicativo. In ogni caso, la Circolare 02 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP/ risulta coerente con l'EC 3 (norma UNI ENV 1993-1-3)

Per quanto riguarda invece le corrette modalità di montaggio dei rivetti, nelle norme italiane, sono state trovate utili indicazioni solo nelle Istruzioni CNR DT208 2011 relative alle strutture in alluminio.

Il quesito prende spunto da un progetto che prevede la realizzazione di un castello metallico, alto circa 7,30 m,

per la realizzazione di un ascensore. Le norme di riferimento scelte dal progettista sono le NTC 2008. Il castello è costituito da membrature collegate fra di loro da alcune unioni non normate dalle NTC ma rientranti fra quelle elencate nella circolare esplicativa delle NTC. Sono stati utilizzati dei rivetti, che dovrebbero corrispondere alla definizione, contenuta nelle circolari, di chiodi ciechi. In particolare, uno dei nodi in questione risulta essere un giunto a completo ripristino di sezione, utilizzato nei quattro montanti del castello metallico.

Il progettista, a seguito di richiesta di chiarimenti, ha messo in evidenza che la norma di riferimento scelta è costituita dal Cap.4 delle NTC 2008, senza fornire ulteriori dettagli.

ESPOSIZIONE DEL QUESITO

Si chiede di sapere:

- se vi siano possibilità normative affinché il collegamento utilizzato come da progetto, si possa ritenere adeguato nei criteri di progettazione utilizzati in relazione ai livelli minimi di sicurezza richiesti dalle norme tecniche attualmente vigenti;
 - se le procedure EOTA/TABs siano efficaci, in quanto di per se sufficienti, o parti necessarie delle procedure necessarie all'ottenimento del benessere tecnico europeo, come di norma avviene (art. 26 del REG. UE n. 305/2011 9 marzo 2011 aggiornato nel giugno 2017, contenente semplificazioni procedurali non pertinenti al caso in esame);
- quali sono le fonti autorevoli di letteratura che possono ragionevolmente essere utilizzate per categoria di grandezza necessaria alla valutazione della sicurezza o in alternativa si possa considerare a riguardo sufficiente quanto riportato nella circolare al C4.2.12;
- se esistono norme di comprovata validità, ai sensi del Cap.12 per la valutazione della sicurezza del tipo di collegamento utilizzato, diverse dall'EC 3¹.

OSSERVAZIONI: il progettista ha integrato il progetto depositato senza specificare in dettaglio il corretto impiego della norma di riferimento scelta.

R.

L'impiego di unioni metalliche diverse da quelle chiodate, bullonate e saldate non è attualmente consentito in forma esplicita dalle norme tecniche vigenti. La circolare esplicativa relativa alle NTC '08 e la versione attuale della circolare, ancora non pubblicata in G.U., relativa alle NTC '18 elencano altre tipologie di unioni metalliche non contemplate dalle NTC e contengono alcuni elementi relativi a specifiche regole tecnico prestazionali per la progettazione e corrispondenti criteri di verifica che nel loro complesso non sono sufficienti.

Le NTC però non ne vietano l'uso, che potrebbe essere preso in considerazione nel rispetto dei Capp. 4, 11 e 12.

L'impiego dei collegamenti indicati in circolare al paragrafo §4.2.12 *Profilati a freddo e lamiere grecate* può essere consentito, nel rispetto del paragrafo §4.1.5 *Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli*, sia delle NTC '08 che delle NTC '18. Le norme consentono di misurare la resistenza e la funzionalità di strutture ed elementi strutturali mediante prove su campioni di adeguata numerosità.

I capitoli 11 delle NTC '08 e '18 disciplinano ai rispettivi §11.1 i criteri in base ai quali materiali e prodotti possono essere identificati, qualificati ed accettati. Si rimanda al dettaglio dei §11.1 delle due norme ricordando che è possibile far ricorso sia al Benessere Tecnico Europeo che ad apposita procedura, stabilita dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per materiali e prodotti privi di marcatura CE conformi ad altre specifiche tecniche qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello delle NTC.

Nei Capp. 12 invece si fa riferimento a norme di comprovata validità e vengono esplicitamente indicate come tali, in quanto coerenti con i principi di base delle NTC, gli Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali ed altre norme. Inoltre vengono indicate esplicitamente ulteriori norme che possono essere utilizzate in quanto documenti di comprovata validità ad integrazione delle NTC per quanto non in contrasto con le stesse NTC, ad esempio le C.N.R..

Infine le NTC consentono anche l'utilizzo di codici internazionali purché sia dimostrato che garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle stesse NTC.

Per la puntuale e corretta applicazione dei punti normativi richiamati si rimanda alla lettura degli stessi.

Attualmente gli EC consentono l'impiego dei rivetti o chiodi ciechi, tuttavia la relativa Appendice Nazionale non prevede alcuna normativa di riferimento aggiuntiva e quindi gli EC non recano i necessari parametri di riferimento per l'applicazione.

Per quanto riguarda il progetto esaminato e per quanto su evidenziato, la risposta ai punti che strutturano il quesito è, secondo l'ordine di proposizione, che:

- esiste la possibilità di effettuare la valutazione della sicurezza per collegamenti in acciaio che prevedano l'impiego di rivetti, con i riferimenti normativi su esposti;
- la circolare di cui al quesito presenta, al momento, elementi necessari ma non sufficienti per la valutazione della sicurezza;
- l'individuazione di fonti autorevoli di letteratura che possono ragionevolmente essere utilizzate per categoria di grandezza necessaria alla valutazione della sicurezza;

al momento le norme italiane non consentono l'impiego degli Eurocodici per la valutazione della sicurezza ed in ogni caso, l'individuazione di norme di comprovata validità, nel rispetto del Cap. 12 delle NTC, sarà a cura del Progettista in relazione alle prestazioni attese assegnate alla struttura e scelte di concerto al Committente.

78 - D.P.R. 20/09/1990 N. 285 art. 76 – Loculi cimiteriali

Q.

In merito al dimensionamento di un loculo per tumulazione il D.P.R. 20/09/1990 n. 285 all'art. 76 afferma che "Le solette orizzontali devono essere dimensionate per un sovraccarico di almeno 250 chilogrammi/metro quadrato".

La prescrizione sopra citata si deve intendere valida strettamente per le solette dei singoli loculi o deve essere estesa anche alle strutture di sostegno dei gruppi di loculi stessi? Ovvero, prendendo ad esempio il caso di una fila di quattro loculi sovrapposti, la struttura di appoggio/sostegno deve essere dimensionata per un carico accidentale complessivo pari a $250 \times 4 = 1000$ kg/mq, oppure si può stimare il peso complessivo di feretro e cassa per ogni loculo e considerare la loro incidenza sulla superficie del loculo stesso, moltiplicata quindi per il numero dei loculi della fila? Inoltre, ai sensi della tab. 3.1.II NTC 2008, detto carico accidentale a quale categoria è ascrivibile?

R.

Nel fornire una risposta ai quesiti si riportano alcune considerazioni preliminari.

In primo luogo si osserva che il peso complessivo di feretro e cassa è mediamente pari a 130-150 kg (valore ottenuto dalla somma del peso medio del feretro, circa 80 kg, e di quello della cassa, pari a 50-70 kg). Considerando una superficie media di un loculo pari a circa 2.00 mq, si ottiene un sovraccarico dovuto al peso di cassa e feretro di 75 kg/mq, notevolmente minore del valore di 250 kg/mq previsto dal DPR 285/90. Al contrario se si considerasse il sovraccarico previsto dalla norma, applicato sull'impronta media di un loculo, si otterrebbe un peso equivalente di cassa e feretro pari a 500 kg, decisamente superiore al valore sopra quantificato.

Si ritiene quindi corretto:

- dimensionare le solette dei singoli loculi nel rispetto del DPR 285/90 in considerazione del fatto che il peso di cassa e feretro, seppure sensibilmente minore, è concentrato nella parte centrale della struttura e che lo scopo è quello di sovradimensionare le strutture, spesso prefabbricate e di spessore ridotto;
- dimensionare le strutture che sostengono i loculi sovrapposti, siano esse fondazioni, solai, o telai metallici o in c.a., per carichi accidentali stimati in base all'effettivo peso di cassa e feretro, ossia considerando per ognuno di essi un carico accidentale pari a 150 kg, distribuito sull'impronta.

79. Nuova struttura in c.a. - Strutture non dissipative – Pareti in c.a.

Q.

Il punto 7.4.6.1.4 delle NTC 2008 (ripreso dalle NTC 2018) riporta:

“Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate), e 1/20 dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare da tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare ad un solo piano non destinate ad uso abitativo.”

Facendo riferimento al progetto relativo alla realizzazione della nuova palestra a servizio di una scuola media con struttura portante a pareti in c.a. (di cui si riporta lo schema della modellazione), si chiede se:

1. la limitazione dello spessore dei setti in c.a. in funzione dell'altezza prevista al § 7.4.1.6.4 NTC 2008 debba essere applicata a strutture a comportamento non dissipativo;
2. un edificio di carattere "rilevante", come una palestra, possa essere considerato "non destinato ad uso abitativo" per cui, nel rispetto dell'ipotesi di funzionamento scatolare ad un solo piano, la limitazione di cui al p.to 1 non debba essere applicata neppure in caso di struttura a comportamento dissipativo.

R.

1) Nel caso di progettazione di strutture a comportamento non dissipativo sia applicando le NTC 2008 (rif. pareri C.S. LL.PP. n. 155/2010 e n. 53/2011) sia le NTC 2018 (rif. § 7.4.1 e §7.4.6 DM 17/01/2018) è sufficiente rispettare le prescrizioni contenute nel capitolo 4 (ad eccezione di verifiche, come quella dei nodi, previste dalle NTC2018 anche per strutture non dissipative) e non è necessario garantire il rispetto dei requisiti di cui al § 7.4.6.1.4.

2) Nel caso di progettazione di strutture a comportamento dissipativo è, invece, richiesto il soddisfacimento delle limitazioni del § 7.4.6.1.4. L'eccezione relativa alle strutture "non destinate ad uso abitativo" non può essere applicata al caso di edifici compresi in classe d'uso III che assumono natura rilevante in virtù di un potenziale affollamento.

Si ritiene che il termine "non abitativo" non sia riferito ad un uso diverso da quello residenziale, ma che sia relativo a tutte quelle strutture che non prevedono la presenza continuativa di persone al loro interno (p.e locali tecnici, serbatoi, ...).

ANNO 2019

80 - QUESITO Cambio destinazione d'uso RSA

Q.

L'edificio, oggetto del seguente parere, è stato costruito in epoca rinascimentale, è notificato e si trova all'interno di un centro storico in territorio in zona sismica 3. L'edificio è utilizzato per attività commerciali, uffici e civili abitazioni. E' interesse del proprietario privato realizzare all'interno dell'edificio attività di residenza socio-sanitaria assistita per non autosufficienti.

Si richiede:

1. anche nel caso in cui gli interventi previsti per le nuove attività non riguardino in particolare aspetti strutturali dell'edificio, è necessaria l'effettuazione della verifica di vulnerabilità sismica?
2. In caso di risposta al punto 1) fosse positiva, prima dell'attivazione della nuova attività, è necessario procedere con interventi di adeguamento sismico o miglioramento, e in questo ultimo caso quale coefficiente deve essere raggiunto?
3. Nel caso in cui la risposta al punto 1 fosse negativa, in riferimento all'Allegato A del DPGRT 36/R la struttura, in quanto ad attività di residenza socio sanitaria assistita per non autosufficienti, deve comunque essere assoggettata alla verifica di vulnerabilità sismica?
4. L'Allegato A del DPGRT 36/R ai fini della strategicità/rilevanza degli edifici, vale solo per quelli ricadenti in zona a bassa sismicità come riportato nell'istestazione o, al contrario, vale per tutte le zone sismiche?

R.

Premesso che:

- l'O.P.C.M. 3274 del 20 marzo 2003 al comma 3 dell'art. 2 riporta "È fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le

finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso”;

- l'O.P.C.M. 3274/2003 al comma 4 dell'art. 2 ha demandato alle Regioni l'individuazione delle tipologie degli edifici e delle opere che presentano le caratteristiche di cui al comma 3 e che la Regione Toscana con il Regolamento 36R del 09/07/2009 all'allegato A elenca gli edifici e le opere a carattere strategico e rilevante. In particolare alla lettera j) del punto 2. Strutture Civili della colonna B “Edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze d un eventuale collasso”, sono riportate le “*strutture sanitarie o socio assistenziali con ospiti non autosufficienti (ospizi, orfanotrofi)*”;

si ritiene che vi sia l'obbligo di procedere alla verifica sismica dell'edificio in oggetto a prescindere dalla realizzazione o meno di interventi strutturali.

Il D.M. 17/01/2018 al Cap. 8.3 disciplina in materia di valutazione di sicurezza. Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC. E' evidente che i provvedimenti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia per carichi permanenti e altre azioni di servizio. Per quanto riguarda la mancata adeguatezza alle azioni non controllabili dall'uomo (sisma) non può essere imposta l'obbligatorietà dell'intervento strutturale, ma sarà il proprietario o il gestore dell'edificio a decidere la tipologia degli interventi in funzione dell'inadeguatezza delle strutture e delle implicazioni in termini di pubblica incolumità.

L'Allegato A del DPGR 36/R definisce l'elenco degli edifici strategici e rilevanti e vale per tutto il territorio regionale. In zona ad alta sismicità i progetti relativi a tali edifici sono soggetti ad autorizzazione sismica, mentre in zone a bassa sismicità sono soggetti a parere a seguito di controllo obbligatorio.

81 - Intervento di consolidamento con “cappotto armato” per strutture in muratura

Q.

Per l'adeguamento sismico ed efficientemente energetico di una scuola di due piani fuori terra in muratura di pietrame realizzata negli anni 60 è stata valutata la possibilità dell'utilizzo del sistema a Cappotto Sismico armato.

Il sistema consiste della realizzazione di una contro-parete armata affiancata alla parete esterna “esistente” che permette di incrementare le performance sismiche degli edifici. L'innovazione consiste nella nell'utilizzo dell'isolamento (cappotto) come cassero a perdere per il getto della contro-parete.

Viene così realizzata una lastra di piccolo spessore con armatura baricentrica, confinata sia orizzontalmente che verticalmente da cordoli di maggiore spessore adeguatamente intervallati.

Calcolate le forze sismiche con $q=1,5$ e le sollecitazioni di momento e taglio ai vari livelli, verificato che non vi sono pericoli di instabilità per le lastre sottili nervate in c.a. sollecitate nel proprio piano medio, secondo il metodo elastico, viene valutata la resistenza a flessione e taglio delle pareti secondo le relazioni proposte dalla normativa italiana vigente (capitolo IV del D.M. 17/01/2018).

Si richiede, nel caso di progettazione di interventi di miglioramento o adeguamento sismico di edifici esistenti, con l'adozione di un fattore di struttura $q=1,5$, con il sistema del Cappotto Sismico armato sopra descritto caratterizzato da un comportamento elastico e da un'elevata rigidità, se è corretto utilizzare i dettagli costruttivi e il calcolo della resistenza taglio e a flessione delle pareti con i riferimenti normativi del capitolo 4 del D.M. 17/01/2018 anziché di quelli del capitolo 7 dello stesso D.M. per le zone simiche.

R

La soluzione strutturale proposta non si colloca all'interno delle norme tecniche, a meno che non la si riconduca a:

- consolidamento con betoncino armato (ovvero rendendo il rinforzo solidale con la parete)
- un intervento di controventamento mediante la realizzazione di pareti sottili in c.a. In questo caso occorrerà comunque prevedere il rispetto delle regole del Cap.7 (in particolare per quanto riguarda gli spessori, le armature e le verifiche, comprese in particolare le verifiche di instabilità anche a sforzo normale in condizioni sismiche).

In caso contrario per l'utilizzo di tale metodologia si ritiene necessario l'ottenimento della Certificazione di idoneità Tecnica (CIT) presso il Servizio Tecnico Centrale.

82 - Interpretazione autentica del punto n. 5 del Documento "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti". Balconi, gronde e sbalzi

Q.

Nel documento citato, in merito alla realizzazione di "balconi, gronde o sbalzi" su edifici esistenti, viene, tra l'altro, indicato il limite di 5,00 mq di superficie ai fini della possibilità di classificazione come intervento locale.

In proposito si chiede se tale limite debba considerarsi riferito al singolo piano del fabbricato o complessivamente nel caso in cui il progetto preveda la realizzazione di più elementi a sbalzo.

R

In via preliminare si rileva che il documento citato venne adottato dal Comitato come supporto all'interpretazione normativa in conseguenza dell'entrata in vigore nelle norme del 2008 e che l'intero bagaglio della documentazione, via via prodotta negli anni, necessita di una rivisitazione alla luce dell'aggiornamento normativo nonché dalla Circolare esplicativa 7/2019.

Ciò premesso, si ritiene comunque di poter specificare che, nella formulazione di quelle indicazioni progettuali per i balconi, il limite di 5,00 mq si potesse intendere riferito al singolo piano, in quanto ritenuto sufficiente, unitamente agli altri criteri indicati, ad esprimere la scarsa rilevanza in termini di variazione della massa di ciascun piano.

Tuttavia si ritiene che rimanga di esclusiva competenza del progettista l'onere della classificazione corretta dell'intervento, considerando in particolare, come rimarcato nelle NTC 2018 per gli interventi locali, la necessità di dimostrare, se necessario anche con valutazioni analitiche, che non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

83 - Edifici esistenti. Caratterizzazione dei materiali per le strutture in c.a.

Q. A) Con riferimento al §C8.7.2.2 della Circolare n. 7/2019 per la valutazione delle proprietà dei materiali esistenti, si chiede:

- in caso di analisi statica non sismica, come si debbano valutare le proprietà dei materiali esistenti (si divide sia per FC che γ_M come per l'analisi lineare con spettro elastico?);
- è possibile utilizzare il valor medio ottenuto mediante prove senza valutare la dispersione come riportato sulle Linee guida del C.S. LL.PP.?

Al valore medio, va applicato il coeff. $\alpha_{cc} = 0.85$?

Nel caso di analisi non dissipativa con valore di $q \leq 1,5$ come si determina il valore di f_d ?

R. A)

Si premette che, facendo riferimento al paragrafo C8.7.2.2 Metodi di analisi e criteri di verifica della Circolare Ministeriale del 21 gennaio 2019, n. 7 (Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018), si deduce la seguente tabella:

Tipo di analisi	Elementi duttili	Elementi fragili
Statica lineare con spettro elastico	$f_d = \frac{f_m}{FC}$	$f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}$
Analisi lineare (stat/din) con fattore di struttura q o analisi non lineare (stat/din)	$f_d = \frac{f_m}{FC}$	$f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}$

Ovviamente per i materiali nuovi si impiegano i valori di progetto.
Venendo agli specifici quesiti posti, si ritiene che:

- a. in caso di analisi statica non sismica si determinano le proprietà dei materiali esistenti dividendo sia per il fattore di confidenza FC sia per il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale.
- b. Il punto C8.5.3.2 della Circolare Ministeriale n. 7 del 21 gennaio 2019 riporta che per il calcestruzzo “si fa riferimento alle Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici”. Su tale documento, al paragrafo 3.3 (Prescrizioni specifiche per la stima della resistenza in situ mediante carotaggi da utilizzare nella valutazione di costruzioni esistenti) si specifica:
“Nel caso di costruzioni esistenti, non si farà riferimento ai valori f_{ck} ed R_{ck} , bensì si calcoleranno i valori medi cilindrici $f_{m(n)is}$ o cubici $R_{m(n)is}$, definiti come al punto a) del paragrafo precedente, ai quali andranno applicati i “fattori di confidenza” che ridurranno preliminarmente, in base al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente.”
Inoltre, al punto della C8.5.4.2 della Circolare Ministeriale del 21 gennaio 2019 si trova “Le resistenze dei materiali cui riferirsi nelle formule di capacità degli elementi sono ricavate dalle resistenze medie, ottenute dalle informazioni disponibili e dalle prove in situ aggiuntive, dividendole per gli FC indicati nella Tabella C8.5.IV.”
- c. Utilizzando i valori ottenuti dalle prove di laboratorio su calcestruzzo esistente, il valore di α_{cc} potrebbe essere posto uguale ad 1 se si presume che i fenomeni viscosi siano completamente esauriti.
- d. Il valore di f_d si determina che come da tabella riportata sopra (non vi è differenza in termini di analisi sismica nella determinazione delle resistenze per i meccanismi duttili e fragili).

Q. B) CASO 1 – Materiali esistenti classificati sulla base del progetto originario

calcestruzzo

Non si disponga di prove specifiche ma solo il dato derivante da progetto originario,

- si parte dal valore caratteristico e , sia in condizioni statiche che sismiche, si applica il coefficiente $\alpha_{cc}=0,85$ per verifiche a lungo termine, si divide per FC e, in caso di verifica di elementi/meccanismi fragili, si divide anche per γ_c ?
- dovendo applicare FC, è possibile altresì partire dal valore medio f_{cm} ? ($f_{cm}=f_{ck}+8$ (N/mm²)).

R. B) caso 1 cls

1. Questo procedimento può essere utilizzato.
2. Si sconsiglia di partire dal valore medio nel caso in cui le caratteristiche meccaniche derivino solo da valori reperiti in documentazioni di progetto. È possibile utilizzare il valore medio quando si eseguono delle prove dirette o quando si hanno a disposizione i risultati dei certificati di prova eseguiti in fase di collaudo.

acciaio in barre per c.a.

Nel caso non si disponga di prove specifiche sull'acciaio ma solo il dato derivante da progetto originario

- è possibile non eseguire prove secondo il criterio espresso anche dal programma regionale VSCA al fine di non indebolire elementi esistenti?
- è possibile porsi comunque nella condizione $LC=1$ e $FC=1,35$?
- è corretto, sia in condizioni statiche che sismiche, dividere sia per FC che per γ_M ?

R. B) caso 1 acciaio

1. Al paragrafo “C8.5.3.2 Costruzioni di calcestruzzo armato o acciaio” di Circolare Ministeriale n. 7 del 21 gennaio 2019 viene specificato per l'acciaio che *“la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene, in generale, mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova conformi a quanto richiesto per le nuove costruzioni nella normativa dell'epoca di costruzione”*. Le eventuali prove dirette sono rimesse alla valutazione del progettista.

Ed inoltre, sempre allo stesso paragrafo:

“Prove limitate: prevedono un numero limitato di prove in-situ o su campioni, impiegate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali, siano esse ottenute dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi o nei certificati originali di prova.”

Le disposizioni previste dal documento regionale per la valutazione degli edifici in c.a. (denominato VSCA limitatamente al punto 2.4.2.2 - Prove distruttive sull'acciaio) non è attualmente in linea con le disposizioni normative nazionali e sarà oggetto di revisione ed aggiornamento.

Occorre comunque far presente che, è difficile generalizzare regole standard per gli edifici esistenti; piuttosto occorre differenziare l'approccio in base al livello di conoscenza acquisito con riferimento alla disamina delle informazioni del progetto disponibili: A mero titolo di esempio se:

- nel progetto è dichiarato il materiale e si hanno certificati di prova → le eventuali prove dirette sono rimesse alla valutazione del progettista.;
- nel progetto è dichiarato il materiale e si ha collaudo (ovvero i materiali sono “certificati”) ma non certificati di prova → le eventuali prove dirette sono rimesse alla valutazione del progettista;
- nel progetto è dichiarato il materiale ma non si hanno altre informazioni → le eventuali prove dirette sono rimesse alla valutazione del progettista o, preferibilmente, si fanno prove non distruttive in situ;
- nel progetto non è dichiarato il materiale, pertanto è necessario rifarsi alle tipologie di acciaio utilizzate all'epoca di costruzione → è necessario fare prove dirette.

Se non si eseguono prove dirette, è necessario operare con maggiore prudenza ponendosi nelle condizioni più cautelative sulla base dei materiali utilizzati all'epoca di realizzazione della costruzione, eseguendo una verifica preliminare della costruzione ed approfondire la conoscenza successivamente in relazione all'esito delle verifiche, andando ad indagare con prove distruttive sull'acciaio puntualmente le zone/elementi affetti da maggiori problematiche.

2. se non si eseguono prove e non si hanno certificati di prova originali occorre comunque raggiungere il $LC = 1$. Se invece vi è la disponibilità delle certificazioni di prova dell'epoca, è possibile raggiungere LC superiori secondo la valutazione del progettista.
3. Come già sopra esposto, in funzione della tipologia di analisi e del tipo di meccanismo, si adotteranno:
 - per le analisi statiche non sismiche per entrambe le tipologie di meccanismo si divideranno i valori medi sia *per FC che per γ_M* ,
 - per le analisi sismiche per i meccanismi fragili si divideranno i valori medi sia *per FC che per γ_M* , mentre per i meccanismi duttili si divide solo per FC.

Q. B) CASO 2 – Materiali esistenti sui quali siano state eseguite prove dirette in laboratorio

calcestruzzo

1. Ottenuta la resistenza cilindrica media da un congruo numero di prove di laboratorio, confermata dai certificati di prove eseguite in corso d'opera e allegati al collaudo si può conseguire $LC=3$ e

quindi $FC=1,0$ è corretto, sia in condizioni statiche che sismiche, applicare il coefficiente $\alpha_{cc}=0,85$ per verifiche a lungo termine, dividere per FC e, in caso di verifica di elementi/meccanismi fragili, dividere anche per γ_c ?

Acciaio da carpenteria

2. E' possibile non eseguire prove secondo il criterio espresso anche dal programma regionale VSCA di non indebolire elementi esistenti?
3. Non disponendo di indicazione di progetto sulla tipologia di acciaio utilizzato è possibile riferirsi ai valori di verifica e alla tipologia di acciaio comunemente utilizzata all'epoca della costruzione: devo considerarmi in $LC=1$; $FC=1,35$?

R. B) caso 2

1. Utilizzando i valori risultato di prove di laboratorio su calcestruzzo esistente, il valore di ψ_{cc} potrebbe essere posto uguale ad 1 se si presume che i fenomeni viscosi siano completamente esauriti. Al punto della C8.5.4.2 della Circolare Ministeriale n. 7 del 21 gennaio 2019 viene indicato che "Le resistenze dei materiali cui riferirsi nelle formule di capacità degli elementi sono ricavate dalle resistenze medie, ottenute dalle informazioni disponibili e dalle prove in situ aggiuntive, dividendole per gli FC indicati nella Tabella C8.5.IV".
2. Come già indicato quanto riportato nel documento VSCA non risulta in linea con le attuali previsioni normative nazionali e che il documento regionale VSCA è in revisione. In ogni caso tale documento non riguardava l'acciaio da carpenteria.
3. Nel caso di elementi strutturali in acciaio non identificabili si ritiene comunque necessario effettuare almeno un prelievo in situ al fine di classificarlo tramite analisi ed eventualmente sottoporlo a prova per determinarne le caratteristiche meccaniche.

84 - QUESITO Sovraccarichi da utilizzare per edifici scolastici

Q.

Facendo riferimento alla tab. 3.1.II delle NTC 2018 parrebbe che per le aule e i refettori, quindi zone dove ci sono tavoli, si debbano utilizzare i valori relativi alla categoria C1 con $Q = 3,0$ kN/mq. Una possibile interpretazione, per altro estremamente cautelativa, porterebbe a ritenere che per altre zone (atri, corridoi, zone comuni,) si debba fare riferimento a categorie di carico superiori, fino anche alla C4 con $Q = 5,0$ kN/mq. Si chiede pertanto se:

- per tutti gli altri spazi quali ingressi, atri, corridoi e zone assimilabili la scelta più appropriata sia applicare il sovraccarico $Q = 3,0$ kN/mq, in virtù della destinazione d'uso dell'immobile oppure si debbano utilizzare i valori relativi alla categoria C5 "aree di accesso a uffici, alberghi ed ospedali" con $Q = 5,0$ kN/mq.

Capita sovente che negli edifici scolastici vi sia un aula destinata a biblioteca la quale è, in realtà, solo una semplice sala di lettura con pochi volumi su scaffali di altezza limitata e posti sul perimetro. Si chiede se

- sia possibile utilizzare i sovraccarichi previsti per le normali aule anziché i carichi di cui alla Cat. E1 (6,0 kN/mq)

Per quanto riguarda i sovraccarichi da utilizzare per le zone adibite a servizi igienici

- è possibile utilizzare il carico della Cat. A (residenziale, 2,0 kN/mq) anziché quelli della Cat. C1 (3,0 kN/mq)?

R.

La categoria C prevista dalla Tab. 3.1.II delle NTC 2018 ha subito alcune modifiche particolarmente per quanto riguarda l'individuazione descrittiva degli ambienti per i quali sono individuati i sovraccarichi minimi da adottare per la progettazione e le verifiche.

Per quanto riguarda la Cat. C1 a fronte del precedente testo (NTC 2008):

“Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole”

è sostituito il testo

“Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento”

Si osserva che anche le categorie C2, C3 e C4, prima dell'elencazione esemplificativa, riportano una descrizione dei possibili ingombri fissi, limitativi o “dinamici” della superficie (presenza di posti fissi a sedere, ambienti privi di ostacoli, ambienti dove si svolgono attività fisiche)

Le scuole sono citate tra quelle superfici connotate come “aree con tavoli”. E' chiaro che le aule scolastiche possiedono tale caratteristica mentre altre superfici degli edifici scolastici non prevedono presenza di particolari arredi (corridoi, atri, spazi comuni).

E' quindi evidente che in sede di progettazione di nuove scuole occorrerà prevedere carichi di esercizio in relazione all'effettivo uso degli ambienti previsti.

La valutazione degli spazi di possibile affollamento, anche in caso di emergenza, spetta al progettista. Nel caso generale occorrerà fare riferimento ai valori previsti per gli spazi privi di ostacoli e quindi alla Cat. C3. Analogamente si deve operare quando si debba scegliere il valore del carico di esercizio per tutti quei locali la cui destinazione non è esplicitamente compresa nelle elencazioni della tabella 3.1.II. Il progettista, a fronte della richiesta del committente in merito alla destinazione d'uso, sceglie il carico di esercizio più adatto. E' evidente che semplici sale di lettura nelle quali non sia prevista la conservazione massiva di libri e materiale possono non essere classificati come “biblioteche”. Resta nella responsabilità del gestore il corretto uso degli ambienti nel rispetto dei carichi di esercizio fissati in sede di progettazione. Si osserva che il possibile futuro cambio di destinazione d'uso di tali locali, con conseguente aumento del carico di esercizio, potrebbe rivelarsi impossibile oppure condizionato all'esecuzione di opere di rinforzo.

Per quanto riguarda le aree destinate a servizi igienici potrebbero ritenersi sufficienti i valori di sovraccarico previsti in Cat. A ma limitatamente ai singoli bagni ritenendo che sia comunque possibile l'affollamento negli spazi comuni antistanti con conseguente adozione, in sede di progettazione, di sovraccarichi superiori.

Per quanto riguarda le verifiche su edifici scolastici esistenti si ricorda quanto previsto dalla Circolare 7/2019, esplicativa alle NTC 2018, al punto C8.3:

“Tra i casi per i quali è obbligatorio procedere alla verifica della costruzione è escluso il caso conseguente ad una eventuale variazione dell'entità delle azioni a seguito di una revisione o della normativa o delle zonazioni che differenziano le azioni ambientali (sisma, neve, vento) nelle diverse parti del territorio italiano.”

Resta comunque obbligo della valutazione della sicurezza nei casi previsti espressamente dall'Ordinanza OPCM n. 3274/2003. Per la valutazione della sicurezza si applicano comunque le norme tecniche vigenti ed in particolare quanto previsto al punto 8.3.

Si richiama infine quanto previsto al punto C8.3 della circolare n. 7/2019 per quanto riguarda la gestione e gli interventi conseguenti all'accertamento della inadeguatezza delle azioni sia sismiche che non sismiche.

85 - Strutture in c.a. Armatura e verifiche dei nodi. Tamponamenti e tramezzature

Q.

1. Nelle verifiche di resistenza dei nodi in strutture in c.a. al comma 7.4.4.3.1 delle NTC 2018, integrate alla nuova Circolare 7/2019, si parla di poter utilizzare il confinamento del calcestruzzo nella valutazione dell'equazione [7.4.8] per la verifica della massima compressione del calcestruzzo, ponendo il coefficiente α , pari a $0,48 f_{ck,c} / f_{ck}$.

Si chiede se le resistenze f_{cd} e f_{ctd} che si trovano comunque nelle formule [7.4.8] e [7.4.10] delle NTC18, rimangono sempre quelle del calcestruzzo in condizioni ordinarie o si può considerare l'effetto del calcestruzzo confinato inserendo $f_{cd,c}$ e $f_{ctd,c}$ (ricavabili dal comma 4.1.2.1.2.1 NTC2018)? Così facendo le staffe nei nodi si ridurrebbero sia come passo che come quantità, permettendo un "normale" confezionamento del nodo stesso.

2. *Verifiche elementi NON strutturali. Nelle NTC2018 e Circolare 7/2019 le verifiche sui divisori interni in strutture intelaiate in c.a. vanno sempre eseguite, anche per i tramezzi leggeri di spessore inferiore a 100mm. Si chiede se anche per le strutture di tamponamento in laterizio, anche facendo ricorso ad armature orizzontali nei letti di malta con passo inferiore a 400 mm, vanno comunque eseguite verifiche di stabilità?*

R.

1. Il punto C7.4.4.3.1 della Circolare esplicativa n. 7/2019 consente di tener conto del confinamento del calcestruzzo solo per la verifica del puntone diagonale compresso la cui formula di verifica è la [7.4.8].
Non appare condivisibile la possibilità di tener conto del confinamento nella formula [7.4.10] in quanto relativa alla verifica a trazione diagonale del calcestruzzo, ovvero dove non è rilevante l'effetto del confinamento.
2. Occorre distinguere tra le verifiche previste dalle NTC e i provvedimenti progettuali conseguenti finalizzati a garantire la stabilità.
Le verifiche, previste espressamente al punto 7.2.3 delle NTC 2018, possono essere eseguite secondo i criteri esposti al punto C7.2.3 della Circolare esplicativa n. 7/2019, eventualmente anche nelle forme semplificate in esso descritte.
Al punto C7.3.6.2 sono descritti possibili provvedimenti esecutivi finalizzati solo ad evitare l'espulsione delle tamponature per effetto dell'azione sismica.

86 - Scaffalature metalliche

Q.

In qualità di progettisti e produttori di sistemi di stoccaggio, soluzioni per la logistica e sistemi di automazione ci siamo prefissati l'obbligo di ottemperare alle normative in vigore in ambito sismico per il calcolo delle scaffalature fin dal 01/07/2009, vale a dire con l'entrata in vigore delle NTC 2008, e successivamente con l'entrata in vigore di norme specifiche per il calcolo delle scaffalature quali la UNI 11379 e la F.E.M. 10.02.08, confluite poi in un'unica norma europea UNI16681 del Luglio 2016.

Purtroppo la norma nazionale non si estende in modo specifico su questo tipo di strutture, lasciando ampi margini di incertezza sulla obbligatorietà del rispetto delle norme tecniche e dei procedimenti autorizzativi alla costruzione dei suddetti sistemi.

Si chiede quindi una risposta scritta in merito all'interpretazione della normativa sismica per quanto riguarda le scaffalature nella propria regione.

R.

Questo CTS ritiene di condividere integralmente il parere già rilasciato dal CTS Rischio sismico della Regione Emilia Romagna, nella seduta n. 67 del 9/7/2018, in sostituzione del precedente parere n. 147 del 20/7/2017) e che si allega al presente verbale; in tale parere sono specificate le tipologie di scaffalature metalliche (distinguendo tra autoportanti, scaffalature interne/esterne con o senza percorsi pedonali in quota) e le corrispondenti indicazioni progettuali da seguire, i riferimenti normativi da adottare e tutti gli accorgimenti necessari per una realizzazione in sicurezza.

87 - Realizzazione di falde di copertura “leggere” con strutture a traliccio di acciaio di tipo commerciale

Q.

La tecnologia costruttiva oggetto del presente quesito prevede la realizzazione di strutture di copertura mediante l'impiego di elementi portanti (travi di falda, travi di colmo di displuvio/compluvio) costituiti orditure di tipo reticolare a traliccio ottenute mediante l'impiego di barre in acciaio da cemento armato tipo B450C con diametri usuali pari a 10mm o 12mm.

Le barre possono essere quindi combinate secondo diversi schemi geometrici per dar luogo a varie tipologie di traliccio.

Per meglio illustrare la soluzione progettuale si mette a disposizione la Relazione di Calcolo schematica ed alcuni schemi costruttivi e fotografie di lavori in corso recuperate in internet.

In fase di istruttoria di un progetto si sono rilevate le seguenti criticità:

- impiego di materiale qualificato nella normativa per utilizzazione non conforme a quella del caso specifico (barre da c.a. per formazione di aste in un sistema reticolare);
- Sezioni delle aste non classificabili con riferimento al par. 4.2.3.1 (infatti il progettista ricorre ad estrapolazione di dubbia validità);
- in conseguenza di quanto al punto precedente emergono dubbi sulla possibilità di applicazione delle formule di verifica di resistenza della sezione e di stabilità;
- la lunghezza di libera inflessione viene assunta pari alla distanza tra due nodi, e non si tiene in conto tuttavia della possibilità che, in mancanza di controventature di falda, la lunghezza va assunta pari alla distanza complessiva tra i vincoli di estremità della trave;
- i vincoli in genere vengono risolti con dispositivi specifici che prevedono anche l'impiego di pezzi di fusione, meccanismi di regolazione con molle, sistemi di regolazione delle angolazioni, che difficilmente sono riconducibili agli schemi classici di vincolo; nel caso più semplice il collegamento viene realizzato mediante sovrapposizione di barre tenute insieme con elementi di serraggio che sfruttano la resistenza allo scorrimento per attrito.

Per i suddetti motivi si ritiene la tecnologia in questione, per poter essere impiegata come elementi costruttivi debba essere inquadrata correttamente nel paragrafo 4.6 delle NTC.

R.

In linea generale si ritengono condivisibili le criticità rilevate dai tecnici istruttori così come illustrate nel quesito esposto.

Pertanto l'impiego della tecnologia riconducibile a prodotti commerciali e non come descritti nel quesito, al fine del loro utilizzo per la realizzazione di strutture, dovrà essere subordinato alla dichiarazione di idoneità da parte del Consiglio dei Lavori Pubblici previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale come indicato al paragrafo 4.6 delle NTC 2018.

Tuttavia, rilevata l'ampia diffusione del prodotto e gli indubbi vantaggi in termini di leggerezza, si ritiene che possa comunque essere impiegato per la semplice formazione di coperture tecniche leggere, ai fini per esempio, della formazione delle pendenze di deflusso delle acque su edifici esistenti, in veste di elemento semplicemente "portato" dall'impalcato di copertura/sottotetto e che non determini la creazione di sottotetti accessibili.

In tali casi, resta comunque l'obbligo delle verifiche previste dal punto 7.2.3 delle NTC 18 per gli elementi non strutturali.

88 - Vari quesiti in merito al recepimento del DL n. 32/2019 “sbloccacantieri” e delle modifiche introdotte, con la definitiva conversione in legge, al DPR 380/2001.

Si ricorda che la Regione Toscana, sentito anche il CTS Rischio sismico, ha emanato la deliberazione n. 663 del 20/5/2019 in attuazione dell'allora vigente art 94bis comma 2 richiamato nel DL 32/2019 (sbloccacantieri) che prevedeva espressamente la facoltà delle regioni di dotarsi di specifiche elencazioni in merito alle nuove categorie di opere introdotte. Questo in attesa delle Linee guida ministeriali.

Con la conversione in legge del DL 32/2019 tale possibilità non è stata recepita ma è rimasta solo la possibilità, per le regioni, di mantenere le elencazioni già in vigore. In questo senso, al momento della conversione in legge del DL, la Regione Toscana ha mantenuto quanto già disposto con la precedente

Deliberazione n. 663/2019 che fissa la disposizione di riferimento per le l'elencazione delle opere "rilevanti", di "minore rilevanza", "prive di rilevanza" e delle "varianti non sostanziali".

Salvo eventuali modifiche di aggiustamento, tale disposizione regionale resterà in vigore fino al recepimento delle Linee Guida ministeriali previste al comma 2 dell'attuale art. 94bis del DPR 380/2001.

Alcuni quesiti comuni:

A) Si pone il caso previsto previsto al punto 3.2.2.1 lettera e) delle Linee Guida:

"costruzioni la cui struttura portante verticale primaria sia realizzata mediante la commistione di parti in muratura e parti in altra tecnologia (c.a., legno, acciaio), così come definite al punto 7.8.5 delle NTC 2018 e con altezza fuori terra superiore a 7 m o maggiore di due piani abitabili".

Si chiede se rientri in questa fattispecie anche il caso, abbastanza comune, di strutture in muratura in cui sono presenti alcuni pilastri in c.a. o di altra tecnologia inseriti per sopportare solo carichi verticali

R.

Si ritiene che in tali casi nei quali la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli elementi in muratura non si ricada nei casi previsti dal punto 7.8.5 delle NTC 2018 e che, pertanto, tali costruzioni non rientrino tra quelle "rilevanti" ai sensi dell'art. 94Bis del DPR 38/01.

B) per le strutture temporanee o provvisorie da sagre, ovvero strutture a tenda (in acciaio rivestite con teloni) con di dimensioni anche considerevoli semplicemente appoggiate a terra, è necessario il deposito del progetto presso il Settore sismica come "opere prive di rilevanza"?

R.

Si ritiene che in simili particolari circostanze, laddove vi sia comunque un esame tecnico da parte di un organismo pubblico (ad esempio la Commissione di Vigilanza di cui all'art. 141 e 141bis del TULPS) sia sufficiente, ai fini degli adempimenti di cui all'art. 65 e 93 del DPR 380/01 il deposito del progetto e degli atti conseguenti nell'ambito di tale organismo pubblico.

C) Relativamente alla "Dichiarazione di regolare esecuzione resa dal Direttore dei Lavori" è obbligatorio allegare i certificati di prova dei materiali o in questo caso è consentito non far eseguire tali prove da laboratori certificati?

R

Le certificazioni di prova sui materiali utilizzati per la costruzione sono allegati obbligatori della Relazione di ultimazione dei lavori prevista al comma 6 dell'art. 65 del DPR 380/01.

Il successivo comma 8bis prevede esplicitamente l'esclusione da tali obbligo per gli interventi relativi a "interventi locali" e "privi di rilevanza".

D). Si richiede un chiarimento relativamente agli interventi "privi di rilevanza" nei riguardi della pubblica incolumità di cui all'elenco contenuto nell'Allegato B. Al punto A.10, relativo alle scale di collegamento, ed al punto B.2, relativo alle pensiline a sbalzo, si legge la precisazione "realizzate in opera".

Ipotizzando che l'esclusione delle scale di collegamento o delle pensiline a sbalzo prefabbricate non sia stata fatta certamente per classificare tali opere come ordinarie di "minore rilevanza"; come dobbiamo interpretare?

R

Per gli elementi di arredo e corredo agli edifici di tipo prefabbricato e commerciale non occorre alcun deposito del progetto trattandosi, appunto di elementi complementari, spesso provvisti di specifiche certificazioni di prodotto che ne attestano la capacità funzionale e prevedono i necessari requisiti di posa ed installazione.

E) Qualora un tecnico Rilevatore Architettonico dovesse presentare un Accertamento di conformità in sanatoria (art. 209 L. R. n. 65 del 10/11/2014) in Comune, relativo ad un intervento che all'epoca dell'abuso rientrava fra quelli contemplati all'art. 12 del D.P.R. n. 36/R del 09/07/2009 (nel periodo di applicabilità dello stesso), qual è la procedura corretta per ottenere il Rilascio dell'attestazione in conformità in sanatoria? Devono essere attualmente classificati come opere "prive di rilevanza"?

R

Le opere realizzate in conformità all'art. 12 del regolamento n. 36/R/2019 nel relativo periodo di vigenza sono da considerarsi legittime e non necessitano di procedimento in sanatoria ai sensi dell'art. 182 della LR 65/2014.

F). Piscina, profondità <250cm fuori terra.

All'allegato B (Opere prive di rilevanza) sono previste le "piscine fisse entro terra con altezza delle pareti inferiore a 2,50 m...."

La specifica "entro terra" fa supporre che se la piscina, di analoghe dimensioni, è fuori terra occorra considerare l'opera come di "minore rilevanza", quindi anche soggetta a collaudo statico?

R

In tali casi si può fare riferimento al punto A.3 riguardante le opere di sostegno generiche.

Si ricorda che il collaudo statico non risulta obbligatorio, per le opere prive di rilevanza, così come previsto all'art. 67 comma 8 ter del DPR 380/01

89. DPR 380/2001 – art. 94bis - Opere prive di rilevanza

Q.

Tra le modifiche introdotte dal DL n. 32/2019 al Testo Unico per le costruzioni vi è quella relativa alle costruzioni "prive di rilevanza". Con Delibera GRT n. 663/2019 la Regione Toscana, in base quanto previsto dal citato DL 32/2019, ha elencato criteri ed esempi di tali costruzioni (allegato B).

L'art. 83 del DPR 380/2001 recita:

1. Tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche ai sensi dei commi 2 e 3 del presente articolo, sono disciplinate, oltre che dalle disposizioni di cui all'articolo 52, da specifiche norme tecniche....

Al contempo l'art. 94bis definisce:

c) interventi "privi di rilevanza" nei riguardi della pubblica incolumità:

- 1) gli interventi che, per loro caratteristiche intrinseche e per destinazione d'uso, non costituiscono pericolo per la pubblica incolumità.

L'attuale testo del DL 32/2019 prevede che i progetti per le opere prive di rilevanza per la pubblica incolumità debbano comunque essere depositati presso gli uffici tecnici regionali, in analogia a quanto previsto per gli interventi di "minore rilevanza".

Quesito: Per le costruzioni prive di rilevanza è necessario il rispetto delle norme tecniche così come previsto per le altre costruzioni? Oppure tale rispetto è da ritenersi limitato ai soli concetti generali previsti dalle norme e non al puntuale loro rispetto?

R

Secondo una lettura diretta e pragmatica le opere "prive di rilevanza" non paiono tassativamente soggette alle norme tecniche per quanto già osservato nel testo del quesito. Tuttavia con la modifica introdotta al DPR 380/2001 il legislatore non ha escluso espressamente tali opere dagli obblighi di cui all'art. 93 del DPR 380/2001 (deposito del progetto) e che per tali opere deve sempre essere possibile identificare il committente, il progettista, il Direttore dei lavori nonché l'impresa esecutrice.

Ciò premesso si osserva che la qualificazione "prive di rilevanza" data a tali opere fa ritenere che devono comunque esser rispettati i principi generali contenuti nelle norme tecniche. Eventuali ulteriori indicazioni potranno scaturire delle linee guida che il Ministero delle infrastrutture emanerà come previsto dal DL 32/2019 convertito con L. 55/2019.

90 - Rischio di liquefazione (Settore Sismica Pisa)

Q.

Si pone un caso concreto al fine di esporre il quesito.

Ipotizziamo di trovarci in un comune toscano e più precisamente su un sito caratterizzato da una PGA 0,21 per $T_R = 475$ anni.

La verifica a liquefazione, calcolata con tale valore di PGA, porta ad un fattore di sicurezza pari a $0,9 < 1,25$.

La struttura in elevazione del fabbricato nello stato di fatto raggiunge lo stato limite di salvaguardia della vita per un valore di PGA pari a 0,10 ($\zeta_{E1} = 0,10/0,21 = 0,48$).

A seguito di un intervento di miglioramento il nuovo valore della PGA di capacità dell'elevazione per lo SLV assume il valore di 0,15 ($\zeta_{E2} = 0,15/0,21 = 0,71 > \zeta_{E1} + 10\%$).

Con quest'ultimo valore della PGA = 0,15 la verifica a liquefazione è soddisfatta, quindi il fabbricato raggiunge lo stato limite di salvaguardia della vita prima che si inneschi il fenomeno della liquefazione.

Nel caso in cui si esegua un intervento strutturale di miglioramento, di cui al §8.4 delle NTC 2018, su un fabbricato esistente in classe d'uso II impostato su terreni liquefacibili, la verifica a liquefazione deve essere eseguita con riferimento all'azione sismica di progetto per un fabbricato di nuova costruzione o è sufficiente considerare il valore dell'azione sismica di capacità per cui si ottiene l'incremento minimo del 10% del rapporto ζ_E ?

R.

Il Cap.8.3 delle NTC 2018 prevede, in caso di intervento di miglioramento sismico, la valutazione della sicurezza finalizzata alla stima dell'entità massima delle azioni, per le combinazioni di progetto previste e con il grado di sicurezza richiesto.

In tal senso appare logico poter consentire per tale tipologia di intervento, nel caso di verifica a liquefazione, l'utilizzo di un'azione sismica di progetto ridotta rispetto a quella prevista per un edificio di nuova costruzione o per un adeguamento sismico.

Si consiglia tuttavia, per questo specifico caso, di valutare la possibilità di effettuare una specifica analisi di risposta sismica locale (di cui al par. 7.11.3) anziché l'utilizzo della metodologia semplificata (di cui al par. 3.2.2.) al fine di poter eseguire l'analisi della suscettibilità a liquefazione con una PGA inferiore a 0,21g e certamente più aderente al reale modello geologico-tecnico del sito.

Si fa presente infine che la verifica a liquefazione debba essere effettuata con approccio globale mediante il calcolo dell'indice di potenziale di liquefazione IL (Iwasaki et al.,1982; Sonmez,2003), secondo quanto previsto dal par. C.7.11.3.4 e non è accettabile il solo utilizzo del Fattore di sicurezza F_s , tenendo debitamente conto che gli effetti bi- e tridimensionali sono trascurati. Tale semplificazione può condurre talora a stime errate. In particolare, se la liquefazione in un sito è limitata a lenti isolate, la liquefazione in superficie può non manifestarsi anche per valori significativi di IL. Al contrario, uno strato liquefatto sottile, profondo, molto diffuso ed esteso può determinare rottura del terreno e “lateral spreading” anche per bassi valori di IL. La variabilità ed eterogeneità naturale delle condizioni stratigrafiche e geotecniche può spiegare la non sempre buona correlazione tra i valori dell'indice LPI e le evidenze di liquefazione.

91 - Realizzazione di un intervento di miglioramento sul blocco ospedaliero

Q.

Il gestore ha deciso, nell'ambito dei lavori di ristrutturazione del blocco operatorio, di eseguire un intervento di miglioramento ai sensi del cap. 8 delle NTC 2018.

Trattandosi di un edificio realizzato ai sensi della normativa sismica vigente dopo il 1984, e regolarmente collaudato all'epoca, si chiede:

- se sia necessario procedere comunque ad un numero di prove coerente con la Circolare del 2019 per

- ottenere un livello di conoscenza LC 2 o LC 3, avendo difficoltà ad interrompere l'attività clinica
- se occorra comunque effettuare le verifiche statiche ai sensi della normativa oggi vigente, quando le verifiche statiche all'epoca del progetto erano state regolarmente effettuate

R.

Per edifici progettati dopo il 1984 tenendo conto della classificazione sismica dell'epoca nonché del rispetto delle norme tecniche allora vigenti, l'Ordinanza n. 3274/2003 non prevede l'obbligo di verifiche o valutazioni della sicurezza.

Qualora si intenda comunque procedere ad un intervento di miglioramento (punto 8.4.2 delle attuali NTC) occorre necessariamente procedere alla "valutazione della sicurezza" come prescritto dal cap. 8 delle NTC. Tale la valutazione della sicurezza deve comprendere l'analisi dello stato di fatto comprensiva delle valutazioni statiche e sismiche, secondo le norme tecniche attualmente vigenti.

Come chiaramente espresso al punto 8.3 delle NTC nonché dal punto C8.3 della Circolare esplicativa, qualora queste non siano del tutto soddisfatte (anche in contrasto con le risultanze delle verifiche eseguite all'epoca della realizzazione), è necessario effettuare una valutazione di accettabilità dei risultati (punto C.2.1. della Circolare alle NTC).

Come chiaramente indicato sempre al medesimo punto normativo, la gestione dell'esito delle verifiche può comportare tre possibilità:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

E' evidente che tali valutazioni e decisioni spettano esclusivamente al Progettista e al Committente.

Per poter effettuare tali scelte ottimizzando le risorse economiche e conseguire un adeguato livello di protezione finale delle strutture è raccomandabile acquisire il massimo livello di conoscenza delle strutture (materiali, conservazione, analisi degli eventuali dissesti, manutenzione,). La stima delle caratteristiche dei materiali deve essere la più realistica possibile, eventualmente anche con livelli di conoscenza differenziati tra i vari gruppi di elementi strutturali. In questo senso il numero di prove da associare al livello di conoscenza che si intende utilizzare deve essere il più possibile coerente con le indicazioni della Circolare al punto C.8.5.4.2. e alla tabella C.8.5.V, la quale, si sottolinea, suggerisce di enumerarle e, conseguentemente, trarre i valori medi, per piano e per tipologia di elemento "primario".

Analogamente, sempre nel solco delle indicazioni contenute nel Capitolo 8, è possibile sfruttare tutte le risorse possibili delle strutture esistenti, sia in termini di resistenze (vedi punto precedente) che di stima delle azioni (si veda ad esempio il punto 8.5.5). Tutto ciò si rende necessario specialmente in quei casi nei quali le strutture appaiono oggettivamente in buono stato di efficienza e sono correttamente progettate, ma nelle quali le anomalie derivano essenzialmente dalle modalità di verifica.

Tutte le scelte effettuate nell'ambito della discrezionalità che le norme tecniche consentono devono essere consapevolmente effettuate dal progettista il quale se ne assume la responsabilità e non sono oggetto di valutazioni ulteriori. Anche eventuali criticità residue negative possono essere singolarmente valutate, ad esempio analizzandone i possibili effetti, ed esprimendo comunque un giudizio motivato di accettabilità secondo le tre possibilità sopra richiamate.

ANNI 2020-2022**92 - Moduli prefabbricati "tipo container" che però hanno funzione Civili**

Riferimento: p.to 7.2.2. NTC 2018(vedi 7.2.2)

Q.

Si pone il quesito su come inquadrare manufatti prefabbricati tipo “container”, spesso composti da più moduli assemblati, ad un solo livello, con collegamenti scarsi alla platea di fondazione (semplice appoggio o modesti ritegni a taglio). Tali installazioni possono essere utilizzate per varie attività (commerciali, servizi,) in via continuativa, non provvisoria.

Riguardo al collegamento tra tali elementi e la fondazione non pare esservi un esplicito passaggio normativo che ponga il divieto di utilizzare l'attrito fra parte in elevazione e fondazione; in tal senso è ricorrente il caso in cui l'assemblaggio dei moduli avvenga tramite delle semplici cuffie metalliche esterne in prossimità dei pannelli di copertura e semplice appoggio sulla pavimentazione.

Si chiede, pertanto, come si debbano inquadrare tali manufatti all'interno del quadro normativo vigente.

R.

In base a quanto possibile desumere dal quesito si rileva che questi manufatti prefabbricati nascono come container, ma ne viene proposto l'impiego per altri scopi, anche come strutture da installare in maniera definitiva e non provvisoria (contrariamente a quanto accade ad esempio per utilizzi nell'ambito di cantieri edili).

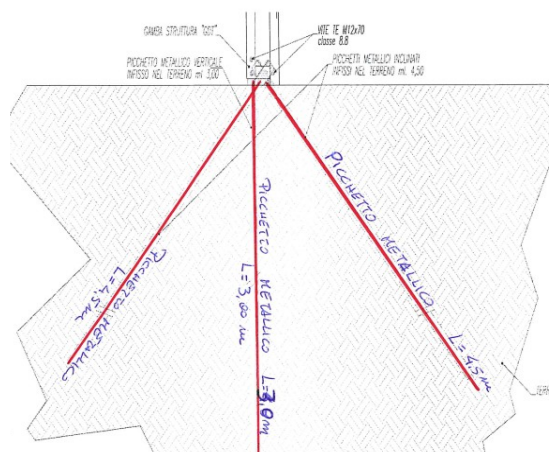
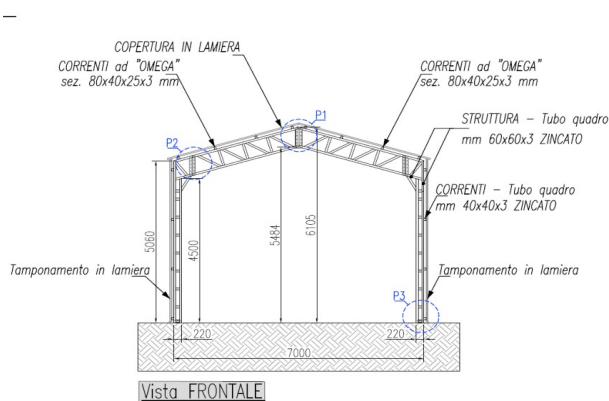
In questi casi, per l'impiego proposto, si ritiene che tali elementi debbano essere assoggettati al deposito del relativo progetto nel rispetto del D.P.R. 380/01 e della L.R. 65/2014 e ss.mm.ii., nonché alle norme tecniche per le costruzioni. Per la struttura in elevazione si dovrà prevedere un adeguato sistema di collegamento alla fondazione.

93 - Fondazioni di un capannone agricolo ad un piano con sistema costruttivo in acciaio con tamponamento in lamiera

RIFERIMENTI N.T.C.2018 : Cap.6.:Progettazione geotecnica - §7.2.2: Criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali.

Q.

Il quesito in esame nasce dall'esigenza di valutare la validità del sistema fondazionale di un capannone in acciaio ad uso agricolo (18 m x 7 m in pianta e 6 m in altezza). Il "vincolo fondazionale" è costituito da pali battuti realizzati con tubi tondi in acciaio (diametro interno 48,3 mm spessore 3 mm L= 4,5 m) collegati ad ogni colonna mediante un innesto a baionetta e bulloni passanti di bloccaggio.



R.

Si ritiene che il sistema di vincolo al suolo, pur non essendo, ai sensi del §7.2.2, dotato di una *"elevata rigidità estensionale nel piano orizzontale"* e di un idoneo collegamento tra i vari elementi di ancoraggio possa essere impiegato nel rispetto dei criteri generali di progetto richiamati al Cap.6 delle NTC 2018 e nella fattispecie di quelli riportati al cap. 6.4.3, tenendo conto degli spostamenti relativi del terreno e dei possibili effetti indotti nella sovrastruttura. Inoltre si ritiene che questa tipologia di collegamento di vincolo al suolo in fondazione debba essere limitata a strutture leggere, modeste e soprattutto in ambito agricolo con presenza occasionale di persone, a patto che tutti gli elementi siano stati verificati nei confronti dell'azione del vento e che il collegamento alla base sia dotato di almeno un elemento di ripartizione tipo piastra, a cui collegare sia il montante, sia i pali, in modo da garantire un'adeguata rigidità estensionale. Il piano di manutenzione dovrà contenere le indicazioni necessarie per il mantenimento delle condizioni iniziali.

94 - Caratteristiche delle murature esistenti

Q.

Sulla scia di alcune pubblicazioni di autorevoli esponenti del mondo scientifico, per la definizione delle caratteristiche delle murature esistenti, viene proposta la possibilità di utilizzare direttamente i parametri derivanti dall'Indice di Qualità Muraria (vedi allegato) invece di fare uso della tabella C.8.5.I.

Si chiede se tale assunzione possa essere considerata corretta e coerente con la normativa vigente.

R.

In fase di valutazione delle caratteristiche meccaniche delle murature esistenti è possibile fare riferimento alle procedure della metodologia IQM. Tuttavia i valori così determinati devono rientrare tra i valori di riferimento indicati nella Circolare esplicativa 7/2019 (Tab. C8.5.I)

E' altresì possibile utilizzare l'indice IQM per giustificare l'impiego dei coefficienti correttivi.

Riguardo ai valori desumibili dall'utilizzo dell'Abaco delle murature (www.abacomurature.it) si ricorda che i valori delle tabelle sono stati tarati sulla base dei valori contenuti nella Tab. C8.5.I della Circolare esplicativa 7/2019.

95 - Strutture strategiche e/o rilevanti

Q.

Nell'elencazione A) di cui al Decreto del Presidente della giunta Regionale 9 luglio 2009 n°36/R (attualmente sostituita dalla Tab. A della Delibera GRT n. 663/2019) vengono elencati gli *"Edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le attività di protezione civile"*.

Sono altresì considerati *"strategiche"* le *"strutture e infrastrutture specifiche nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza"*.

I suddetti immobili ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui alla Circolare 21/01/2019 n° 7 del C.S.LL.PP., possono ritenersi classificate come costruzioni di classe IV.

Si ponga il caso di edifici e/o opere infrastrutturali non specificatamente individuati nella Tabella sopra richiamata ma ugualmente inseriti nei piani di protezione civile per la gestione di emergenze di tipo NON sismico; in tali casi devono essere ugualmente considerati *"strategici"* (e quindi in classe d'uso Cu=IV) oppure è sufficiente considerarli come *"rilevanti"* (e quindi in classe d'uso Cu=III)?

R.

Si fa osservare che le NTC 2018 al par. 2.4.2 *"Classi d'uso"*, individua in classe d'uso IV, tutte le costruzioni con funzioni strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità, senza specifica distinzione tra le varie calamità. Pertanto si ritiene che se un'opera risulta classificabile come *strategica* all'interno di un piano di protezione civile debba comunque essere considerata in classe IV.

96 – Interventi di miglioramento e adeguamento sismico su edifici vincolati ai sensi del Dlgs 42/2004

Q.

Si tratta del restauro di palazzo storico, vincolato ai sensi del D. Lgs. 21 gennaio 2004 n.42, con cambio di destinazione d'uso da residenziale (in prevalenza) a sede di Scuola Universitaria Superiore con realizzazione di alcune aule per una capienza complessiva inferiore a 150 studenti oltre ad uffici amministrativi e studi.

Il § 8.4 delle NTC 2018, “CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI”, al 5° capoverso, prevede espressamente che *“per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n.42 “Codice dei beni culturali e del paesaggio”, è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.”*

Al §8.4.2 (Intervento di miglioramento) si prevede che, a meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζE debba essere, a seguito degli interventi di miglioramento, non minore di 0,6; mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζE , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, debba essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel § 8.4.3 (Intervento di adeguamento) si prevede al punto e) che, per apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico, sia necessario l'adeguamento sismico; nello specifico è previsto che si possa assumere $\zeta E \geq 0,8$; non viene tuttavia richiamato il caso degli edifici vincolati.

Nella Direttive del PCM del 09/02/2011 *“Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”*, al punto 2.2 si prevede che, per i beni culturali tutelati, sia necessario attenersi ad interventi di miglioramento sismico, a riparazioni o a interventi locali. Nell'articolo si prosegue indicando che con il termine miglioramento si intende l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni.

Tenuto conto di quanto sopra e, nello specifico del caso in questione, si chiede se sia ammissibile intervento di miglioramento sismico con conseguimento di ζE anche inferiore a 0,6.

R.

Partendo dal caso proposto si ritiene utile considerare la differenza tra edifici (anche storici o monumentali) che sono classificabili in classe d'uso III in base alla destinazione d'uso corrente rispetto ad altri edifici (anche storici o monumentali) nei quali si preveda di trasferire (con un cambio d'uso e/o destinazione, anche parziale) una funzione riconducibile alla Classe III.

Nel primo caso (edifici già in classe III), richiamato l'ultimo comma del punto 8.4 delle NTC, si ritiene pienamente applicabile quanto previsto al punto 8.4.2, con particolare riferimento, se si tratta di edifici scolastici, al raggiungimento della soglia minima del coefficiente ζE non inferiore a 0,6.

Diversa è la situazione nella quale per un edificio, sottoposto a vincolo storico o monumentale, si intenda cambiare destinazione d'uso, anche parzialmente. In questo caso si presuppone che nella scelta di modificare la destinazione d'uso con il conseguente cambio di classe non sia possibile avvalersi di quanto previsto al punto 8.4. In tal senso, visto anche i concetti espressi al punto 2.2. delle *Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* si ritiene più opportuno trovare diverse collocazioni per la nuova attività.

Pertanto, in generale e per i casi analoghi, si ritiene attinente quanto previsto espressamente al punto 8.4.3 lettera e) per i quali è richiesto ζE non inferiore a 0,8 oltre a quanto previsto al punto 8.3, comma 1.

97 - Strutture in c.a. - NTC § 7.4.1 - Verifiche dei nodi trave-pilastro

Q.

Visto l'evidente contrasto tra il punto 7.4.1 delle NTC 2018 secondo il quale:

“Per i nodi trave-pilastro di strutture a comportamento non dissipativo si devono applicare le regole di progetto relative alla CD”B” contenute nel §7.4.4.3”,

ed il punto C7.4.4.3.1 della circolare 21 gennaio 2019 n.7 secondo il quale:

“Le verifiche di resistenza dei nodi indicate nel presente paragrafo si applicano a strutture in CD”A” e, limitatamente ai nodi non interamente confinati, in CD”B”. Esse non si applicano alle strutture non

dissipative”,

si chiede se le verifiche dei nodi per strutture in c.a non dissipative debbano comunque essere effettuate nel rispetto del punto 7.4.1 delle NTC 2018 oppure possano non essere effettuate nel rispetto del punto C7.4.4.3.1 della circolare 21 gennaio 2019 n.7.

Qualora tali verifiche debbano essere effettuate, in applicazione a quanto disposto nello stesso punto 7.4.4.3.1 delle NTC2018, ossia *“in virtù di più accurate valutazioni”* e per evitare la disposizione di un quantitativo eccessivo di armatura nei nodi, si chiede se sia possibile ricorrere a studi sperimentali come quello di Kitayama pubblicato nel volume *“Designers’ guide to Eurocode 8”* (di cui si allega un estratto) che limita la quantità di armatura da disporre nei nodi allo 0,4% o altri metodi/studi alternativi.

I riferimenti normativi sono i seguenti:

- NTC 18 punti normativi di riferimento: 4.1.2.3.7 - 7.4.1 - 7.4.4.3 - 7.4.4.3.1 - 7.4.6 - 7.4.6.2.3

- Circolare 7/19 C7.4.4.3 - C7.4.4.3.1 - C7.4.6.2.3 - C8.7.2.2.1 - C8.7.2.3. - C.8.7.2.3.5.

Da una lettura letterale di tali punti di norma si potrebbe dedurre che:

- la verifica del nodo va sempre effettuata, anche per strutture non dissipative;
- per le strutture non dissipative non vi sono regole specifiche sui dettagli costruttivi;
- le verifiche così come riportate al punto 7.4.4.3.1 delle NTC 2018 sono applicabili alle strutture calcolate in CD “A” e CD “B”, ma non alle strutture non dissipative.

Si chiede inoltre se per gli edifici esistenti è comunque necessario verificare i nodi.

R.

Si precisa che il problema riguarda esclusivamente i nodi non interamente confinati, nell’ambito delle strutture non dissipative.

La lettura congiunta dei punti della norma e della circolare esplicativa dà effettivamente adito a dubbi interpretativi.

Ipotizzare che per le strutture non dissipative non occorra effettuare la verifica dei nodi risulta particolarmente rischioso, perché, non ricorrendo l’obbligo del rispetto delle regole geometriche e dei minimi di armatura di cui al punto 7.4.6 e successivi, si potrebbero progettare nodi con assenza totale di staffatura.

D’altro canto, è parere di questo CTS, che sia comunque opportuno evitare la disposizione eccessiva di staffature nei nodi al fine di non compromettere il corretto funzionamento degli stessi.

Si ricorda dunque che, a tale fine, il progettista ha la facoltà di variare la geometria degli elementi confluenti nel nodo, di contenere, per quanto possibile, l’armatura nelle travi, e di limitare l’azione di verifica, in applicazione di quanto disposto dal punto 7.2.2 delle NTC 2018, a quella derivante dall’analisi elastica.

E’ inoltre ammesso procedere con *“metodi più accurati”* quali quelli presenti in letteratura, ad esempio con riferimento all’EC, come nel documento citato in appendice.

Tutto ciò premesso e considerata l’essenzialità del progetto dei nodi, indipendentemente dal tipo di comportamento strutturale prescelto, così come anche esplicitato dalla circolare 7/2019 al punto C7.4.4.3, questo CTS è del parere che, qualora non si esegua la verifica con il metodo previsto per le strutture dissipative, in ogni caso, si deve dare continuità alle staffature provenienti dal pilastro (e dalla trave) all’interno del nodo.

Se non si eseguono verifiche più *“accurate”*, sarà opportuno cautelarsi rispettando i criteri di minimo previsti per le strutture dissipative al punto 7.4.6.2.3 garantendo un passo delle staffe non superiore a 15 cm.

Per gli edifici esistenti si precisa che la verifica è necessaria per i nodi non interamente confinati con i metodi suggeriti dalla Circolare al punto C8.7.2.3.5.

98 - Caratterizzazione muratura in terra cruda

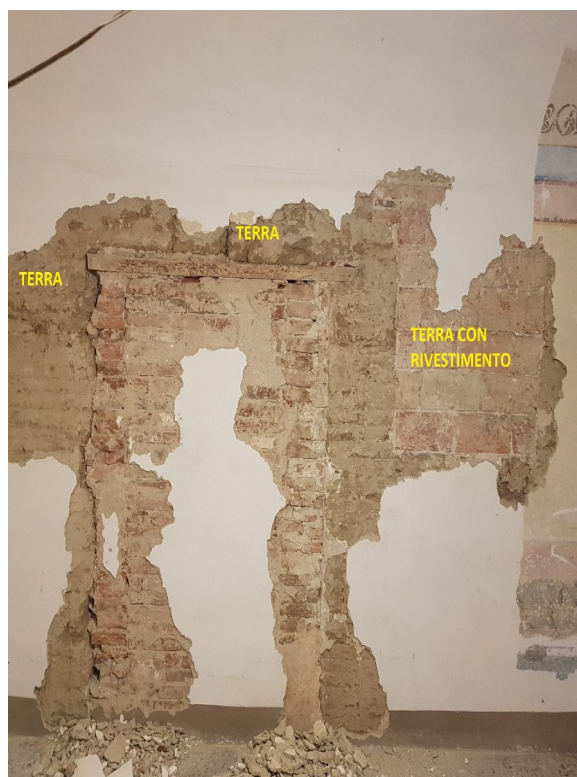
Q.

Trattasi di un progetto di ristrutturazione di una porzione di abitato in aggregato in una frazione del Comune di (omissis), classificato sismico zona 3.

L’aggregato è rappresentato da un nucleo centrale originario già presente nel XVIII secolo. Successivamente,

negli anni, intorno al nucleo sono stati realizzati molteplici ampliamenti. La struttura del nucleo originario è composta da pareti in terra dello spessore totale di circa 60-65 cm, compreso uno sporadico rivestimento sulle due facce con mattoni posti a coltello o in piano. L'impasto di terra sembra abbastanza consistente; l'agglomerato è impostato su sabbie addensate e non presenta un particolare quadro fessurativo.

Si chiede come caratterizzare con indagini e prove una parete esistente realizzata in terra cruda.



R.

Il quesito si argomenta su metodologie costruttive storiche che non hanno una specifica ed estesa bibliografie tecnica finalizzata alla determinazione delle caratteristiche meccaniche, anche se la terra cruda trova, nell'ambito dell'ingegneria naturalistica, delle applicazioni più ricorrenti.

In ambito edilizio, essenzialmente di tipo storico, le pareti in terra cruda sono in genere costituite con materiale argilloso di notevole spessore (nel caso in esame di circa 60 cm) spesso riutilizzando il terreno presente in sito.

Da quanto desumibile dalla descrizione fornita nel quesito relativamente al caso illustrato nonché allo stato di conservazione delle pareti esaminate, la terra cruda ha dimostrato di avere una sufficiente resistenza e capacità portante, oltre ad avere consentito delle discrete prestazioni energetiche e di salubrità degli ambienti, probabilmente anche a causa del basso e costante livello di umidità.

A questo proposito si evidenzia che uno dei principali elementi di criticità per questo materiale è proprio la sua sensibilità all'acqua, che risulta un elemento fortemente alterante le prestazioni meccaniche.

L'umidità di risalita, nel caso della presenza di falde è da evitare con la massima attenzione; per questo, quando non siano possibili altre soluzioni, è opportuno predisporre delle barriere orizzontali che ne impediscano l'attivazione.

Per quanto attiene la caratterizzazione meccanica delle murature in terra cruda non esistono metodologie standardizzate o codificate. Quello che si può fare, in assenza di un quadro fessurativo apprezzabile e con tutte le approssimazioni del caso, è valutare il livello tensionale dello stato di fatto che, specialmente se ormai storicizzato, è opportuno non alterare, soprattutto con l'introduzione di carichi aggiuntivi.

Ai fini della manutenzione e durabilità è consigliabile accertare l'eventuale presenza di acqua e, se necessario, impedire che la stessa possa alterare le condizioni di conservazione delle pareti in terra anche prevedendo adeguati rivestimenti, ad esempio con calce, nel caso di paramenti esposti verso l'esterno.

99 - Interventi generalizzati di rinforzo con intonaco armato su edifici in muratura – Classificazione intervento

Q.

Nel caso di interventi strutturali su edifici esistenti con struttura in muratura, spesso di qualità scarsa, a volte viene proposta l'intera e completa applicazione di intonaci armati bilaterali (generalmente in fibre composite) con l'evidente intento di migliorare le caratteristiche meccaniche proprie della muratura nonché rinforzare i collegamenti tra le varie pareti.

Si chiede se tali interventi, alla luce di quanto previsto al punto 8.4.1 delle NTC18, possano essere classificati anche come intervento locale qualora non si proceda alla valutazione della sicurezza globale sull'edificio.

R.

Occorre preliminarmente distinguere tali interventi in funzione della qualità della muratura oltre che della tipologia di intonaco armato che si intende utilizzare.

In presenza di murature a sacco o di scarsa qualità, sia a causa degli elementi lapidei (ad esempio friabili o di forme tondeggianti e/o ridotte dimensioni) oppure di malte molto povere (assenti, polverulente, ...) l'applicazione di intonaci armati ha primariamente la funzione di confinamento finalizzata ad incrementare la capacità portante per carichi verticali. In tali casi sono particolarmente importanti le connessioni trasversali che rendono possibile l'effetto di confinamento tra le due pareti di intonaco armato. Se non è richiesto un importante incremento della resistenza a taglio è opportuno utilizzare intonaci a base di calce e reti in materiale composito che hanno, generalmente spessori contenuti e sono più compatibili con i materiali naturali già presenti. In questi casi gli interventi di placcatura diffusa possono essere inquadrati anche come intervento locale.

In presenza di murature di buona o discreta qualità l'applicazione di tali tipologie di rinforzo è generalmente più finalizzata all'incremento di resistenza alle azioni taglianti e della rigidezza. In questi casi la consistente variazione di rigidezza introdotta, oltre che ad un non trascurabile aumento di massa, specialmente nel caso di intonaci armati classici (malta cementizia di elevato spessore e reti elettrosaldate), richiedono una valutazione globale della sicurezza e sono probabilmente riconducibili ad interventi di miglioramento se non di adeguamento.

Più in generale gli interventi di placcatura bilaterale delle murature estesi a tutte le pareti comportano generalmente un irrigidimento della struttura con conseguente riduzione dei periodi propri e, quindi, inducono maggiori accelerazioni spettrali. Al contempo, nel caso si usino intonaci armati tradizionali, si possono verificare notevoli incrementi delle masse permanenti.

A beneficio si registrano notevoli miglioramenti sia per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche delle murature che per il comportamento scatolare d'insieme, con eliminazione dei possibili cinatismi specialmente a carico delle facciate.

Una particolare attenzione dovrà essere posta nel caso di situazioni specifiche (ad esempio strutture miste muratura/c.a, edifici con loggiati, colonnati, fortemente irregolari, ...) che dovranno essere valutate caso per caso.

In conclusione si ritiene che interventi simili possano ancora essere classificabili come locali se l'edificio, nonostante l'incremento di rigidezza non sia sottoposto ad azioni inerziali significativamente superiori. Tale valutazione, oltre che per via analitica potrà essere fatta e giustificata in base a considerazioni geometriche, strutturali e morfologiche dell'edificio, nonché in riferimento ai casi particolari sopra richiamati.

100 - Interventi di riabilitazione strutturale di edifici diruti

Q.

Nel caso si intenda intervenire per la riabilitazione edilizia (comprensiva della ricostruzione di ampie parti strutturali) di un edificio diruto ovvero di una costruzione che presenta importanti e non localizzate parti crollate e al contempo vi sia un vincolo di tutela storica o monumentale che impedisca la demolizione completa e la riedificazione come nuovo edificio, l'intervento è ancora in linea generale inquadrabile all'interno

del capitolo 8?

A seguito delle opere di consolidamento e ricostruzione l'intervento può essere classificato anche come *miglioramento* ai sensi del punto 8.4.2?

Oppure risulta necessario conseguire l'adeguamento ai sensi del punto 8.4.3?

E' in ogni caso esclusa la possibilità di classificazione come intervento locale intendendo con esso la fedele ricostruzione delle parti crollate o dirute tese a riconfigurare l'originaria struttura?

R.

Gli edifici diruti posso presentarsi in una grande varietà di casistiche. Semplificando molto si possono distinguere i seguenti casi, risultanti da.

- crollo di un singolo componente strutturale (ad esempio della copertura o di alcuni solai). In tali casi se la restante parte dell'edificio non presenta significativi criticità l'intervento consiste nella semplice ricostruzione dell'elemento crollato ed è classificabile come intervento locale se ricorrono i requisiti previsti dal punto 8.4.1 delle NTC. E' comunque opportuna una valutazione di insieme della costruzione tesa anche ad accertare le cause del crollo che, in questo caso, non devono essere imputabili a problematiche che interessino altre parti della struttura. Altrimenti occorrerà procedere alla valutazione globale della sicurezza come prevista al punto 8.3 delle NTC.
- crollo o grave ammaloramento di porzioni significative dell'edificio che coinvolgono generalmente anche pareti, volte, pilastri... Anche in questi casi, nell'ipotesi che non sia possibile procedere alla completa demolizione e ricostruzione, l'intervento è riferibile al Capitolo 8 delle NTC. Per le parti sostituite o ricostruite si terrà conto del secondo capoverso del punto 8.6. delle NTC. L'intervento potrà essere classificato come intervento di miglioramento sismico comprensivo del soddisfacimento delle verifiche per le azioni non sismiche per tutti gli elementi strutturali della costruzione (sia nuovi che consolidati) con il raggiungimento di un livello di sicurezza sismico z_E anche inferiore a 0,8.
- crolli generalizzati e/o deperimento diffuso della costruzione che comporti la ricostruzione interessando la maggior parte delle strutture portanti verticali. In questi casi, restando marginali le parti originarie mantenute, l'intervento potrà essere classificato come *nuova costruzione* o, in casi da valutarsi caso per caso, come *adeguamento sismico* (NTC 2018 punto 8.4.3 lett. d), tenuto conto di quanto eventualmente indicato dall'autorità di tutela del vincolo e nel rispetto dell'ultimo comma del punto 8.4 delle NTC 2018.

101 - Adeguamento sismico di un edificio esistente in c.a. con barre lisce di armatura.

RIFERIMENTI NORMATIVI: N.T.C. 2018, punto 4.1.2.3.4.1 (Ipotesi di base);

Q.

Nel caso di un edificio esistente in c.a. realizzato con l'adozione di barre lisce per c.a., nell'ipotesi che alle estremità delle barre ci siano dei ganci ad uncino, come si deve tenere conto della minore aderenza acciaio-calcestruzzo rispetto allo stesso edificio nel caso di barre ad aderenza migliorata?

In letteratura si trovano sperimentazioni interessanti nelle quali viene dimostrato che l'aderenza acciaio-calcestruzzo in barre di armatura liscia dipende quasi unicamente dalla presenza di uncini alle estremità. In sintesi, viene evidenziato che c'è una notevole differenza fra la tensione di aderenza in barre piegate alle estremità e la tensione di aderenza in barre dritte senza piegatura.

Questa differenza può essere quantificata nel valore della tensione equivalente di aderenza che è un multiplo del valore della tensione di aderenza normale per barre lisce e può comunque applicarsi a qualunque modellazione ad elementi finiti in maniera attendibile. Analogamente, sempre riferendosi a barre lisce con uncini, si può tenere conto in modo diverso della tensione di aderenza, come vedremo di seguito. Si ipotizza ragionevolmente di avere sempre a che fare con barre lisce con uncini alle estremità, essendo essi previsti fin dal Regio Decreto Legge del 4 settembre 1927, capo VI, art. 35.

Ipotesi a)

Se ne può tenere conto, nella modellazione globale, assegnando la tensione equivalente $\tau_{eq} = 2.4 \tau_d$ ad una barra liscia di lunghezza L equivalente alla lunghezza effettiva dell'uncino, per ogni uncino presente alle estremità degli elementi travi e pilastri.

La teoria di seguito formulata ha validità generale, purché il legame di aderenza acciaio-calcestruzzo sia di tipo rigido-plastico, plausibile solo nel caso di barre lisce e l'uncino abbia un raggio di curvatura non inferiore a 5D (normativa italiana) con un prolungamento oltre l'uncino di una lunghezza 3D, dove D è il diametro della barra.

Definendo:

τ_d = tensione normale di aderenza per barre lisce rettilinee

e

f_c = coefficiente d'attrito fra barra e conglomerato, assumendo un $f_c = 0.4$ (valore medio), si ottiene:

$$\frac{\tau_{eq}}{\tau_d} = 2.40$$

Pertanto si deduce che la **tensione equivalente** di aderenza per barre lisce curve è pari alla tensione per barre dritte moltiplicata per **2.40**, ovvero l'uncino ha un comportamento equivalente a quello di una barra rettilinea avente stessa lunghezza, stesso diametro, ma tensione di aderenza pari a 2.40 volte la tensione tangenziale di aderenza della barra senza piegatura.

Ulteriori dettagli sono di seguito forniti.

Nella tabella seguente sono riportati i valori della tensione ultima di aderenza in ambito di applicazione del D.M. 96, confrontati con quelli proposti dall'EC2:

Tabella 2.1 Valori di calcolo di f_{bd} in N/mm² secondo D.M. 96 [3] e EC2 [1]

dove: f_{ck} = resistenza cilindrica	f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
	R_{ck}	15	20	25	30	37	45	50	55	60
	Barre lisce	EC2	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
		D.M. 96	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
	Barre ad aderenza migliorata	EC2 $\varnothing \leq 32$ mm	1,5	1,8	2,1	2,5	2,8	3,1	3,5	3,8
		D.M. 96	1,6	2,0	2,3	2,6	3,0	3,4	3,6	4,1

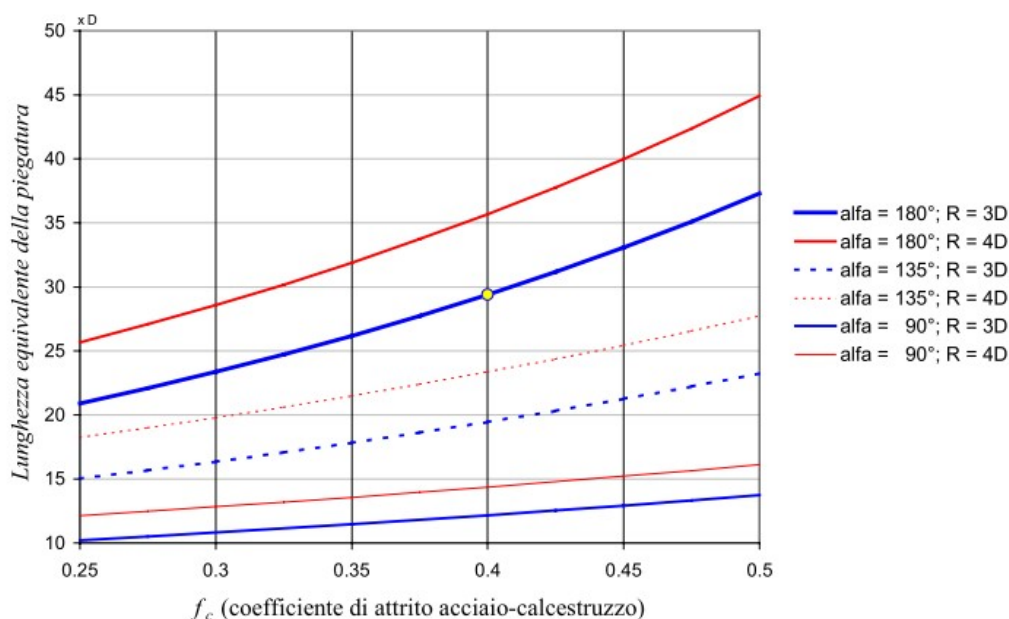
caratteristica del cls;

R_{ck} = resistenza cubica caratteristica del cls.

Si può considerare, per semplicità, un valore della tensione normale di aderenza τ_d pari al valore della tensione ultima di aderenza f_{bd} (è la tensione di aderenza per la quale non si debbano verificare spostamenti relativi significativi dell'acciaio rispetto al calcestruzzo sotto i carichi di esercizio e vi sia adeguato margine di sicurezza nei confronti della rottura dell'aderenza).

Ipotesi b)

Se ne può tenere conto facendo riferimento alla Tabella seguente e tenendo conto del valore del coefficiente di attrito fra calcestruzzo e barra di acciaio $\mu_r = 0.40$ (= f_c della Tabella).



precedente (vedi bibliografia punto 1)) si evince che la lunghezza equivalente della barra curva cresce esponenzialmente all'aumentare del raggio di curvatura e in funzione del tipo di piegatura dell'uncino. Fissando la tensione di aderenza normale τ_d e per un $\mu_r=0.4$, si può vedere che la lunghezza equivalente della piegatura è pari a quella di una barra dritta avente lunghezza di circa 30D, a titolo di esempio per angolo di curvatura $\alpha = 180^\circ$ e raggio di curvatura $R=3D$.

I risultati ottenuti dalle sperimentazioni sopra sinteticamente esposte dimostrano che il problema dell'aderenza può essere generalizzato a qualunque tipo di barra liscia e che la modellazione ad elementi finiti può, in questi modi proposti, risultare accurata.

Bibliografia di riferimento

- “Modellazione dell'aderenza nei meccanismi di risposta di nodi trave-pilastro in c.a. in presenza di armature lisce”

F. Braga

Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università La Sapienza Roma, Italy

G. De Carlo, R. Gigliotti, M. Laterza

Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università della Basilicata, Potenza, Italy

X Congresso Nazionale “L'ingegneria Sismica in Italia”, Potenza-Matera 9-13 settembre 2001.

- “L'influenza della qualità dell'acciaio sulla risposta sismica di telai in c.a. progettati per carichi verticali”
Tesi di Laurea, Università degli Studi Federico II di Napoli, Facoltà di Ingegneria, Arnaldo Stella.

- Metodi di calcolo per l'analisi della sicurezza sismica di edifici in c.a.

Biagio Pisano – Ingegnere, analista STACEC s.r.l.

- Corso di aggiornamento professionale “Vulnerabilità Sismica ed Adeguamento di Costruzioni Esistenti in Calcestruzzo Armato” - 2013

Prof. Ing. Rosario Gigliotti, Università La Sapienza di Roma.

- “La valutazione della capacità delle strutture esistenti secondo le NTC 2008”

Prof. Ing. Liborio Cavaleri - Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali – Università di Palermo.

102 - Intonaco armato senza connessioni trasversali e armatura convenzionale

Q.

È possibile considerare l'applicazione di prodotti commerciali per il consolidamento delle murature esistenti realizzati con l'applicazione di intonaci premiscelati fibrorinforzati, ovvero contenenti fibre in acciaio o materiali compositi senza aggiunta di connessioni trasversali e rete di armatura (in acciaio o in materiali compositi), quale *"intervento di consolidamento con intonaco armato"* ai sensi della tabella C.8.5.II ed applicare conseguentemente i relativi coefficienti correttivi dei parametri meccanici della muratura?

R.

Si premette che le attuali NTC 18 (in particolare il §C11.2.12 della Circolare 7/19) consentono di fare riferimento alle norme CNR-DT 204-2006 *"Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture in calcestruzzo fibrorinforzato"* le quali, tuttavia, non prevedono un uso specifico nell'ambito del consolidamento delle murature.

Pertanto, in assenza sia di sperimentazioni specifiche riconosciute e soprattutto di Linee guida emanate nell'ambito del citato § 11 delle NTC 18, si è del parere che l'applicazione di tali prodotti su murature non sia in alcun modo equiparabile all'intonaco armato così come inteso al § 8 delle norme tecniche.

103 - Edifici in muratura, livelli di conoscenza e prove

Q.

Nell'ambito della valutazione della sicurezza degli edifici in muratura, particolarmente quelli storici o comunque di epoca non recente, è frequente riscontrare tessiture murarie di svariata tipologia e apparecchiatura, molto spesso rimaneggiata nel corso dei decenni e dei secoli, con elementi costitutivi sia naturali (in prevalenza pietrame di varia pezzatura e consistenza) che artificiali (ricorsi o inclusioni sporadiche di laterizi) e malte molto spesso inconsistenti o addirittura quasi assenti.

In questo ampio e variegato panorama le indagini volte a individuare le varie tipologie nonché individuare le relative caratteristiche meccaniche necessarie per procedere alle analisi di valutazione della sicurezza nonché adottare un realistico Fattore di confidenza FC esigono una particolare attenzione.

In generale le indicazioni della Circolare 7/19 riportano per i Livelli di conoscenza sotto indicati, i riferimenti per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche ed elastiche:

- LC1: - Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I.
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.
- LC2: - Resistenze: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

Il Livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando “siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2 \dots$ ”

Per le murature le prove estese sono costituite da:

“indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Si prevedono saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. E inoltre prevista l'esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità.”

Dal combinato disposto di quanto sopra sembra emergere che il Livello di Conoscenza LC2, per le costruzioni in muratura, non preveda obbligatoriamente l'esecuzione di prove semidistruttive quali ad esempio martinetti piatti o estrazione di campioni di muratura. Al contempo sembra necessaria l'esecuzione di prove sulle malte.

Riguardo alle prove semidistruttive, specialmente per le tipologie murarie di cui in premessa, è evidente che l'apparecchiatura muraria, lo spessore e la tipologia degli elementi possono rendere molto complessa l'esecuzione della prova nonché la stima di parametri elastici o meccanici molto dispersi o privi di significato.

Lo stesso può dirsi dell'analisi delle malte che, oltre che presentarsi in tutta evidenza come scadenti o assenti, possono presentare risultati inaffidabili o non influenti sulla determinazione delle caratteristiche meccaniche da associare alla muratura.

Pertanto, in generale ma particolarmente per le murature di cui in premessa, si chiede se per l'acquisizione del livello di conoscenza LC2 siano comunque necessarie:

- le prove semidistruttive (ad esempio martinetti piatti)
- le prove, ed eventualmente le analisi, sulle malte.

R.

Si ricorda, in primis, che la Circolare 7/19 al punto C8.5.3.1 riporta:

In relazione al numero delle indagini e alle modalità con cui condurle, la grande varietà tipologica e la frequente presenza di stratificazioni temporalmente successive, come avviene, in particolare, negli edifici storici, rende priva di significato la prescrizione di una precisa quantità e tipologia di indagini, anche in vista del fatto che, talvolta, l'individuazione delle situazioni di vulnerabilità risulta più significativa della stessa caratterizzazione dei materiali.

In altre parole la scelta della numerosità delle indagini e della loro tipologia dipendono, nel caso delle costruzioni storiche in muratura, dalle specifiche caratteristiche della costruzione stessa e compete al progettista individuarle e quantificarle, motivando adeguatamente le proprie scelte.

Si ricorda comunque che per l'esecuzione delle indagini, specialmente nel caso di costruzioni di particolare importanza, è opportuno seguire protocolli operativi e interpretativi di comprovata validità. A tale scopo è possibile fare riferimento, ad esempio, alle *Linee guida per le modalità d'indagine* (ReLUIS), confluite all'interno dell'Abaco delle murature predisposto dalla Regione Toscana (Protocolli di prova, aggiornati alle NTC-2018).

Riguardo alle prove semidistruttive (ad esempio i martinetti piatti) già la Circolare al punto citato nel quesito prevede che queste siano eventualmente aggiunte alle indagini conoscitive programmate. Di conseguenza non si ritiene che siano obbligatorie in assoluto. Resta ferma pertanto la responsabilità del progettista di valutare la fattibilità e l'opportunità della loro esecuzione.

Si fa notare inoltre che mentre le "prove limitate" sono basate principalmente su esami visivi delle superfici non dettagliati e non estesi, le "prove estese" sono indagini visive diffuse e sistematiche, comunque accompagnate da approfondimenti locali, che possono comprendere o meno tecniche moderatamente distruttive.

Si ritiene particolarmente utile, specie nei casi nei quali risulti complessa l'identificazione della tipologia muraria in relazione alla Tab. C8.5.I, utilizzare la metodologia correlata alla determinazione dell'Indice di Qualità Muraria (Borri, ed altri), oltre a fare riferimento alle indicazioni presenti nel citato Abaco delle Murature (Regione Toscana).

Alla metodologia che conduce all'individuazione dell'Indice di Qualità Muraria (IQM) è opportuno avvalersi anche al fine di stabilire se la muratura sia soggetta al fenomeno della disgregazione ovvero non sia possibile garantire che i pannelli murari possano considerarsi come monolitici nei riguardi delle sollecitazioni, sia verticali, sia a taglio (si vedano in proposito le indicazioni in tal senso richiamate al §C8.7.1 e §C8.7.2.1). Ciò particolarmente nei casi nei quali appare evidente la scarsa qualità muraria, e quanto riguarda la malta, i blocchi (naturali o artificiali) e la loro apparecchiatura.

Una volta escluso il fenomeno della disgregazione (trattabile solo con metodologie invasive come ad esempio le iniezioni diffuse o il placcaggio bilaterale con intonaci armati o betoncini) è possibile considerare

le proprietà meccaniche ed elastiche delle pareti murarie.

Riguardo alle prove sulle malte la Circolare precisa che per le “prove estese” è prevista “l’esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità.

Si rileva, anche nell’ottica di quanto chiaramente evidenziato in premessa, che non è precisato in maniera univoca cosa si intenda con il termine “analisi” delle malte, al quale si ritiene debba essere attribuito un significato ampio, non necessariamente circoscritto all’esecuzione di prove meccaniche o indagini strumentali specifiche

E’ chiaro che in situazioni di sostanziale assenza o palese inconsistenza della malta la suddetta “analisi” può limitarsi ad un esame diretto visivo e tattile. In tali casi però improbabile che possa essere garantito un comportamento monolitico dei pannelli murari riguardo delle sollecitazioni, sia verticali, sia a taglio, e conseguentemente la modellazione con parametri meccanici equivalenti avrà poco significato (probabile innesco di meccanismi di disgregazione sopra richiamati).

Nel caso non ricorrano le condizioni di possibile disgregazione della muratura si ricorda che nelle analisi di verifica è necessario applicare i coefficienti correttivi (riduttivi dei valori indicati nella Tab. C8.5.I) previsti al citato punto della Circolare 7/19: 0,7 per i parametri meccanici e 0,8 per quelli elastici.

Nel caso di malte di ordinaria resistenza media a compressione (f_m stimabile tra 0,7 e 1,5 N/mm²), l’esecuzione di prove, qualora ritenuta necessaria, può essere eseguita direttamente in situ, in via speditiva (ad esempio con sclerometri o penetrometri specifici per malte).

Le prove sulle malte, anche speditive, possono essere omesse quando si sia in presenza di leganti di evidente buona capacità.

Le prove sulle malte dovranno invece essere necessariamente eseguite allorché si dovesse fare ricorso al coefficiente correttivo previsto per malte di buone caratteristiche (indicativamente con $f_m > 1,5$ N/mm²) nella tabella C8.5.II. In questi casi il progettista valuterà se eseguire, oltre alle prove speditive, anche ulteriori prove di caratterizzazione meccanica.

104 - § 8.4.3 NTC18. Adeguamento. Interpretazione caso d): trasformazioni di costruzioni

Q.

Il punto 8.5.3. delle NTC 2018 prevede interventi di adeguamento in vari casi specifici.

In particolare alla lettera d) si prescrive:

d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l’impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.

Si chiede se per gli edifici si possa fare riferimento solo alla seconda parte, riservando la prima ad altre tipologie edilizie o infrastrutturali.

R.

Avendo espressamente indicato per gli edifici la tipologia di trasformazione del sistema strutturale la quale determina l’obbligo della classificazione dell’intervento come adeguamento, si è del parere che la prima parte del capoverso citata (che si riferisce a generiche “costruzioni”) non sia puntualmente riferibile agli edifici ma a strutture diversamente classificabili (ad esempio: ponti, opere di sostegno, manufatti infrastrutturali, opere geotecniche, tralicci, torri, ...).

In altre parole la seconda parte del capoverso è da intendersi come puntuale e specifica trasposizione agli edifici del concetto generale (ma più astratto) della prima parte e non come ulteriore casistica da aggiungersi alla precedente.

105 - Connessione di varie unità strutturali indipendenti al fine di migliorare la risposta sismica complessiva

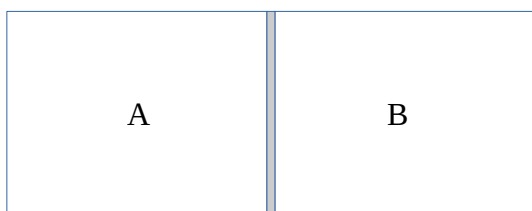
Q.

Nell'ambito degli interventi di miglioramento e/o adeguamento sismico di costruzioni esistenti è frequente il caso di edifici composti da più blocchi staticamente indipendenti ma separati da giunti tecnici di ampiezza limitata, non idonea per evitare il martellamento reciproco in caso di azioni sismiche.

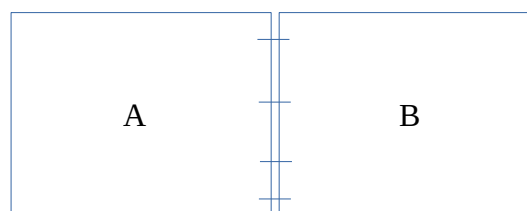
In tali casi laddove non si ritenga opportuno o non sia fattibile l'ampliamento del giunto tecnico (ad esempio arretrando, con demolizione localizzata e relativa ricostruzione, il fronte di uno dei due corpi contrapposti) viene spesso proposta la solidarizzazione delle strutture con l'intento di renderle un'unica unità strutturale.

Facendo riferimento allo schema semplificato sotto riportato Tale tipo di intervento viene proposto come:

- i. completo collegamento tra i due edifici A e B (ad esempio collegamento dei telai in c.a. mediante cuciture diffuse tra i pilastri e le travi di piano sul fronte a comune), eliminando completamente il giunto intermedio;
- ii. collegamento "parziale" tra gli elementi strutturali contrapposti dei due edifici A e B mediante l'inserimento di dispositivi (dissipativi o meno) in modo che il collegamento tra gli edifici sia efficace solo in fase dinamica, eventualmente anche solo in alcune direzioni preferenziali.



Caso i) – eliminazione del giunto



Caso ii) - inserimento di dispositivi

Si chiede quale debba essere l'inquadramento di tali interventi ai sensi del punto §8.4 delle NTC18, in particolare se debbano essere inquadrati come di adeguamento o di miglioramento.

R.

Si premette che gli interventi di miglioramento e di adeguamento di cui ai punti §8.4.2 e §8.4.3 richiedono necessariamente una valutazione della sicurezza complessiva, sia per quanto riguarda le azioni non sismiche che sismiche.

Ciò premesso si ritiene che i casi prospettati nel quesito possano essere affrontati congiuntamente e possa essere ricompreso nel presente parere anche il caso nel quale il giunto tra le unità strutturali sia adeguato e si intenda collegare tra loro gli edifici (ad esempio per regolarizzare il comportamento strutturale).

Si è del parere che il caso b) del §8.4.2 si intende riferito a costruzioni esistenti che devono essere ampliate con **nuovi** corpi di fabbrica posti in continuità tali da *“alterarne significativamente la risposta”*.

Si tratta quindi di interventi che prevedono porzioni di costruzione **nuove**, connesse e aggiuntive a quella esistente.

Al contrario l'unione, totale o parziale mediante opportuni dispositivi, di due o più costruzioni esistenti, prospicienti e separate solo da un giunto tecnico non è riconducibile al caso di cui alla lettera b) di cui sopra ma principalmente finalizzata all'eliminazione del martellamento in caso di giunto di ampiezza insufficiente oppure per altre ragioni di opportunità.

Occorre tuttavia prestare particolarmente attenzione alla possibilità che l'unione di due o più edifici possa comportare un peggioramento della regolarità/capacità strutturale con conseguente riduzione del livello di sicurezza anche di una sola delle due costruzioni originarie.

In ogni caso tali interventi possono essere ricondotti a quelli di miglioramento ai sensi del §8.4.2 delle NTC18.

Per la valutazione del miglioramento occorrerà fare riferimento ai diversi livelli di sicurezza dei singoli edifici nello stato attuale (con riferimento alla figura, $\zeta_{E A \text{ attuale}}$ e $\zeta_{E B \text{ attuale}}$) e assicurare, per costruzioni in classe I, II e III non scolastici, che la differenza tra il livello di sicurezza finale del nuovo aggregato ($\zeta_{E \text{ aggregato}}$) e quello maggiore tra i vari edifici $\zeta_{E (i) \text{ attuale}}$ sia maggiore di 0,1

$$\zeta_{E \text{ aggregato}} - \max \{ \zeta_{E (i) \text{ attuale}} \} > 0,1$$

Occorrerà tener conto della classe d'uso secondo quanto previsto al § 8.4.2 per gli edifici in Classe d'uso III per edifici scolastici e Classe d'uso IV.

-----**ooo0ooo**-----

APPENDICE 1

VERIFICHE DI STABILITA' DI PALI METALLICI POLIGONALI E CIRCOLARI IN CLASSE 4 UTILIZZATI PER IL SOSTEGNO DI PALE EOLICHE E ANTENNE

INTRODUZIONE

Nel presente allegato vengono affrontate le verifiche di resistenza di sezioni circolari cave di grande diametro e spessore contenuto che sono soggette al fenomeno dell'instabilità locale (local buckling). In particolare si stabiliscono dei metodi per la determinazione delle proprietà efficaci in compressione (A_{eff}) ed in flessione (W_{eff}), necessarie per effettuare le verifiche di stabilità in regime di pressoflessione. L'analisi di seguito riportata è condotta facendo variare le seguenti variabili principali: la classe del materiale, il diametro della sezione e lo spessore della sezione.

Per i materiali sono stati considerati acciai S235, S275, S355, S420 ed S460. Per il diametro sono stati analizzati i casi di 500, 800 e 1000 mm, mentre per gli spessori sono stati considerati i valori di 4, 6, 8, 10 e 12 mm.

1. FENOMENI DI INSTABILITA' LOCALE, DISTORSIONALE E GLOBALE

I profili formati a freddo in parete sottile con sezione aperta, sono caratterizzati da una serie di fenomeni di instabilità che qui di seguito vengono sinteticamente descritti.

Consideriamo a titolo di esempio un elemento *cold-formed* con sezione a C, che si suppone composto da un insieme di lastre piane – in letteratura “plate” - mutuamente collegate lungo bordi comuni definiti “fold line” (Fig. 1).

Le definizioni per i modi di instabilità di elementi a parete sottile che possono essere considerate come le più comunemente usate sono le seguenti:

- *L'instabilità locale* è normalmente definita come il modo che implica solo deformazioni degli elementi plate, senza la traslazione delle linee di intersezione con gli elementi piani adiacenti (Fig. 2);
- *L'instabilità distorsionale* è caratterizzata da una distorsione della sezione che coinvolge la traslazione di alcune delle linee di bordo (Fig. 3);
- *L'instabilità globale* è un modo dove l'elemento si deforma senza che si verifichi la deformabilità della sezione trasversale;

in modo particolare si distingue in tale ambito:

- un modo *flessionale*, in cui si verifica un traslazione della sezione, per cui l'asse dell'asta sbanda trasversalmente nel piano di minor rigidezza flessionale (Fig. 4a);
- un modo *torsionale*, tale per cui si ha pura rotazione della sezione e l'asse dell'elemento si mantiene rettilineo (Fig. 4b);
- un modo *flesso-torsionale*, in cui si verifica una roto-traslazione della sezione, cioè l'asta si torce, ma simultaneamente il suo asse sbanda trasversalmente, senza però ulteriori deformazioni della sezione trasversale (Fig. 4c);

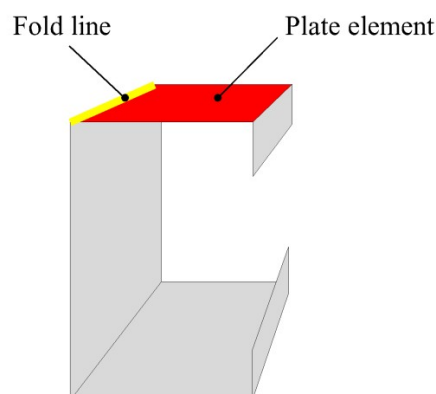


Fig. 1 – Definizione per profilo a “C” di fold line e plate

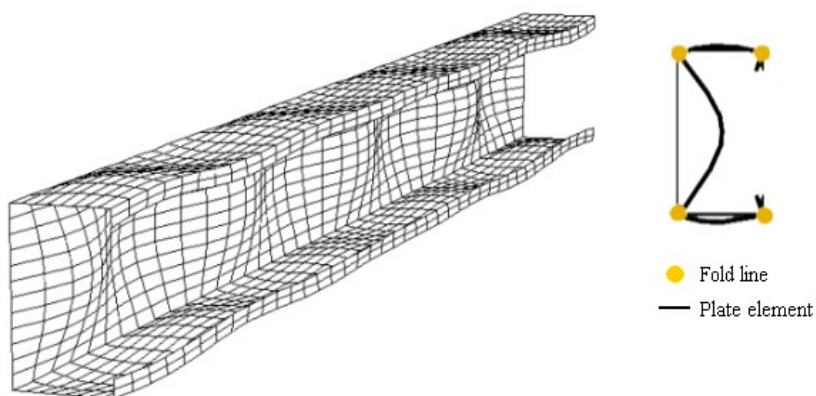


Fig. 2 – Instabilità locale

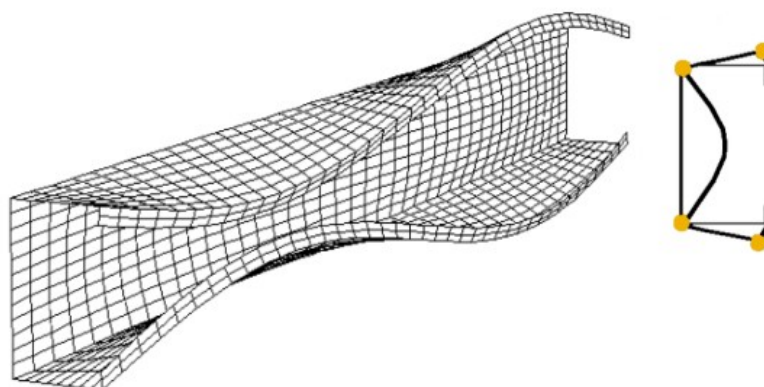


Fig. 3 – Instabilità distorsionale

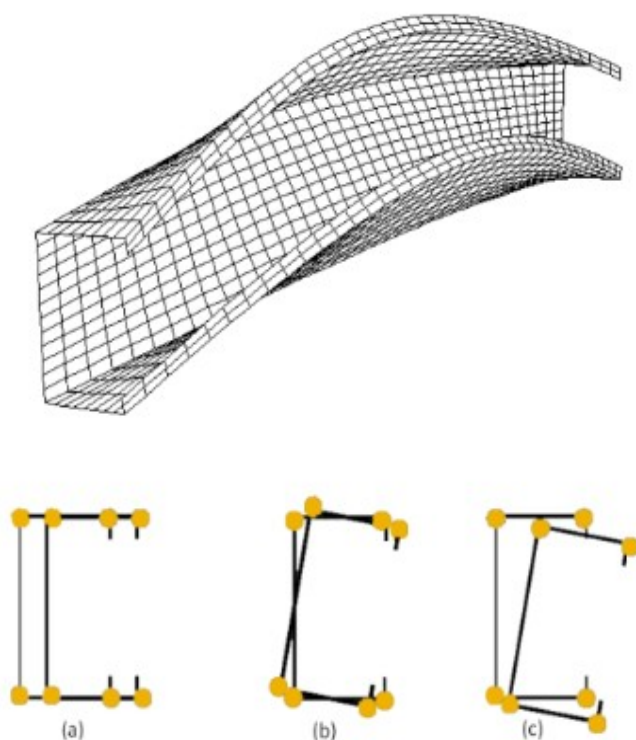


Fig. 4 – Instabilità globale: (a) flessionale (b) torsionale (c) flesso-torsionale

Per le sezioni cave circolari, alcuni fenomeni di instabilità, quali ad esempio l'instabilità distorsionale, non sono d'interesse. Per questo tipo di sezioni permangono i problemi di instabilità locale ed ovviamente di instabilità flessionale globale.

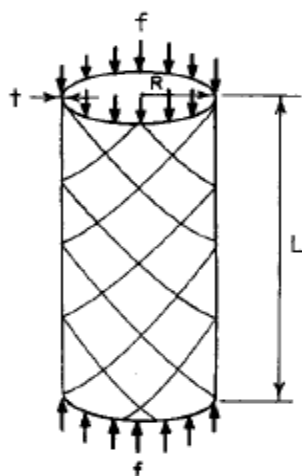
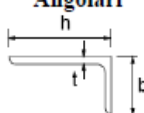
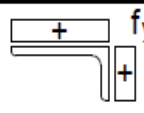
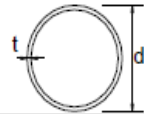


Figura 5 - Instabilità locale per un profilo cavo circolare in compressione

2. CLASSIFICAZIONE SECONDO IL D.M. 14/01/2008

I profili generalmente utilizzati per queste applicazioni hanno un diametro esterno di 1000 mm ed uno spessore variabile da 6 a 10 mm. Le NTC 2008 propongono una classificazione delle sezioni in acciaio al punto 4.2.3.1 (in analogia a quanto proposto dall'Eurocodice 3):

Tabella 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari						
						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)	 f_{yk}					
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive con i risultati relativi ai profili ed ai materiali che stiamo analizzando.

Tabella 1: classificazione della sezione di diametro 500 mm al variare dello spessore e del materiale

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t		CLASSE	ACCIAIO
500X4	500	4	125,00	$>90^* \epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
500X6	500	6	83,33	$>90^* \epsilon^2$	4	S275, S355,S420,S460
				$<90^* \epsilon^2$	3	S235
500X8	500	8	62,50	$>90^* \epsilon^2$	4	S355,S420,S460
				$<90^* \epsilon^2$	3	S275
				$<70^* \epsilon^2$	2	S235
500X10	500	10	50,00	$>90^* \epsilon^2$	4	S460
				$<90^* \epsilon^2$	3	S355,S420
				$<70^* \epsilon^2$	2	S275
				$\leq 50^* \epsilon^2$	1	S235
500X12	500	12	41,67	$<90^* \epsilon^2$	3	S420,S460
				$<70^* \epsilon^2$	2	S355
				$<50^* \epsilon^2$	1	S235,S275

Tabella 2: classificazione della sezione di diametro 800 mm al variare dello spessore e del materiale

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t		CLASSE	ACCIAIO
800X4	800	4	200,00	$>90^* \epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
800X6	800	6	133,33	$>90^* \epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
800X8	800	8	100,00	$>90^* \epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
800X10	800	10	80,00	$>90^* \epsilon^2$	4	S275, S355,S420,S459
				$<90^* \epsilon^2$	3	S235
800X12	800	12	66,67	$>90^* \epsilon^2$	4	S355,S420,S460
				$<90^* \epsilon^2$	3	S275
				$<70^* \epsilon^2$	2	S235

Tabella 3: classificazione della sezione di diametro 1000 mm al variare dello spessore e del materiale

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t		CLASSE NTC	ACCIAIO
1000X4	1000	4	250,00	$>90^* \epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
1000X6	1000	6	166,67	$>90^* \epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
1000X8	1000	8	125,00	$>90^* \epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
1000X10	1000	10	100,00	$>90^* \epsilon^2$	4	S235,S275, S355,S420,S460
1000X12	1000	12	83,33	$>90^* \epsilon^2$	4	S275, S355,S420,S460
				$<90^* \epsilon^2$	3	S235

Dalla tabella 3 si può dedurre che la sezione di diametro 1000 mm rientra quasi sempre in classe 4 tranne nel caso in cui si usi un acciaio S235 associato ad uno spessore di 12 mm.

3. PROPOSTA PER LA DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE EFFICACI

Le NTC2008 forniscono quindi un metodo per classificare le sezioni cave circolari, ma non danno particolari indicazioni per il calcolo delle proprietà efficaci poi richieste in fase di verifica. Pur restando sempre possibile la strada della modellazione numerica, si propone qui di utilizzare il metodo proposto dal codice AISI americano (AISI S100-2007 : “North American Specification for the Design of Cold-formed Steel

Structural Members” e il relativo COMMENTARY of “North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members”) ed in particolare il Punto:

C. MEMBERS

C3. Flexural member

C3.1.3. Flexural Strength Resistance of Closed Cylindrical Tubular Members

C4. Centrally Loaded Compression Member

C4.1.5. Closed Cylindrical Tubular Sections

Il punto C4 (ovvero C4.1.5) è quello di seguito riportato inerente il calcolo dell'area efficace dell'elemento compresso.

Il metodo per la determinazione della resistenza ultima a compressione di un profilo soggetto a fenomeno di instabilità locale, è ben descritto dal grafico riportato in figura 5, dove si può osservare che esistono due zone in cui le prestazioni sono determinate dai fenomeni di instabilità.

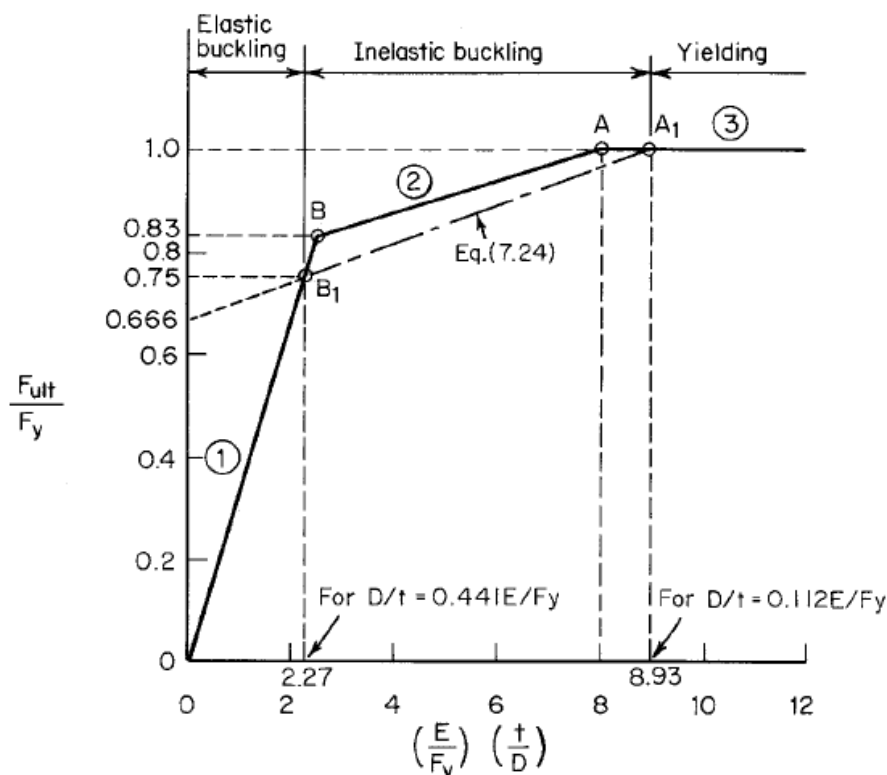


Figura 6 – Resistenza ultima delle sezioni cave per “local buckling”

In particolare:

- Per $D/t > 0.441 E/F_y$ si ha:

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 0.33 \times \left(\frac{E}{F_y} \right) \times \left(\frac{t}{D} \right)$$

- Per $0.112 E/F_y < D/t \leq 0.441 E/F_y$ si ha:

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 0.037 \times \left(\frac{E}{F_y} \right) \times \left(\frac{t}{D} \right) + 0.667$$

- Per $D/t \leq 0.112 E/F_y$ si ha:

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 1$$

Utilizzando questo approccio si ottengono i risultati in termini di efficacia della sezione compressa riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 4: aree efficaci per il profilo cavo di diametro 500

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t	CLASSE NTC	ACCIAIO	A (mm ²)	A _{eff} (mm ²)	A _{eff} / A
500X4	500	4	125,00	4	S235	6230	5803	0,93
				4	S275	6230	5563	0,89
				4	S355	6230	5246	0,84
				4	S420	6230	5077	0,81
				4	S460	6230	4997	0,80
500X6	501	6	83,50	3	S235	9307	9307	1,00
				4	S275	9307	9307	1,00
				4	S355	9307	8652	0,93
				4	S420	9307	8274	0,89
				4	S460	9307	8094	0,87
500X8	502	8	62,75	2	S235	12359	12359	1,00
				3	S275	12359	12359	1,00
				4	S355	12359	12359	1,00
				4	S420	12359	11902	0,96
				4	S460	12359	11584	0,94
500X10	503	10	50,30	1	S235	15386	15386	1,00
				2	S275	15386	15386	1,00
				3	S355	15386	15386	1,00
				3	S420	15386	15386	1,00
				4	S460	15386	15386	1,00
500X12	504	12	42,00	1	S235	18388	18388	1,00
				1	S275	18388	18388	1,00
				2	S355	18388	18388	1,00
				3	S420	18388	18388	1,00
				3	S460	18388	18388	1,00

Tabella 5: aree efficaci per il profilo cavo di diametro 800

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t	CLASSE NTC	ACCIAIO	A (mm ²)	A _{eff} (mm ²)	A _{eff} / A
800X4	800	4	200,00	4	S235	9998	8321	0,83
				4	S275	9998	8081	0,81
				4	S355	9998	7763	0,78
				4	S420	9998	7593	0,76
				4	S460	9998	7513	0,75
800X6	800	6	133,33	4	S235	14959	13687	0,91
				4	S275	14959	13148	0,88
				4	S355	14959	12433	0,83
				4	S420	14959	12053	0,81
				4	S460	14959	11873	0,79
800X8	800	8	100,00	4	S235	19895	19895	1,00
				4	S275	19895	18891	0,95
				4	S355	19895	17624	0,89
				4	S420	19895	16951	0,85
				4	S460	19895	16631	0,84
800X10	800	10	80,00	3	S235	24806	24806	1,00
				4	S275	24806	24806	1,00
				4	S355	24806	23332	0,94
				4	S420	24806	22282	0,90
				4	S460	24806	21783	0,88
800X12	800	12	66,67	2	S235	29692	29692	1,00
				3	S275	29692	29692	1,00
				4	S355	29692	29553	1,00
				4	S420	29692	28044	0,94
				4	S460	29692	27327	0,92

Tabella 6: aree efficaci per il profilo cavo di diametro 1000

sezione	D (mm)	t (mm)	D/t	CLASSE NTC	ACCIAIO	A (mm ²)	A _{eff} (mm ²)	A _{eff} / A
1000X4	1000	4	250,00	4	S235	12510	9998	0,80
				4	S275	12510	9758	0,78
				4	S355	12510	9439	0,75
				4	S420	12510	9270	0,74
				4	S460	12510	9189	0,73
1000X6	1000	6	166,67	4	S235	18727	16206	0,87
				4	S275	18727	15666	0,84
				4	S355	18727	14950	0,80
				4	S420	18727	14570	0,78
				4	S460	18727	14389	0,77
1000X8	1000	8	125,00	4	S235	24919	23212	0,93
				4	S275	24919	22254	0,89
				4	S355	24919	20984	0,84
				4	S420	24919	20309	0,82
				4	S460	24919	19988	0,80
1000X10	1000	10	100,00	4	S235	31086	31086	1,00
				4	S275	31086	29518	0,95
				4	S355	31086	27538	0,89
				4	S420	31086	26485	0,85
				4	S460	31086	25985	0,84
1000X12	1000	12	83,33	3	S235	37228	37228	1,00
				4	S275	37228	37228	1,00
				4	S355	37228	34609	0,93
				4	S420	37228	33096	0,89
				4	S460	37228	32377	0,87

Le tabelle 4, 5 e 6 mostrano che il metodo AISI risulta in accordo con la classificazione delle NTC2008; nell'ultima colonna a destra sono stati messi in evidenza (in grassetto) i casi in cui esistono delle minime discrepanze che nel caso di sezioni in classe 4. In questo caso si consiglia di assumere, a vantaggio di sicurezza, il valore di A_{eff}/A inferiore più vicino nella tabella.

Per quanto riguarda le proprietà efficaci in flessione, si può affermare che la tensione critica per instabilità locale in regima di flessione per questo tipo di profilo è sicuramente più alta delle tensione critica per instabilità locale in regime di compressione.

Allo stesso modo nel punto C3 (ovvero C3.1.3) viene trattato il problema della proprietà resistente dell'elemento semplicemente inflesso.

Con il metodo AISI si ricavano le proprietà efficaci della sezione compressa e della sezione inflessa, pertanto utilizzando le formule di verifica generali per la pressoflessione proposte da EC3 o da NTC2008 (dove servono A_{eff} e W_{eff}), si possono inserire all'interno delle formule di verifica le proprietà relative a sezioni diverse.

Un software basato sulle AISI di cui sopra è il CFS version 7.0.0 prodotto da RSG software scaricabile dal sito www.rsgsoftware.com nella versione "limitata".

Rimandando al metodo AISI per una valutazione più circostanziata, si può assumere a vantaggio di sicurezza una sezione con A_{eff} ridotta come per lo stato di compressione, assumendo per il calcolo del W_{eff} una sezione con lo stesso diametro medio (D_m) di quella effettiva e spessore ridotto in modo da avere la stessa A_{eff} e cioè ricavando lo spessore t dalla seguente espressione:

ed calcolando di conseguenza il W_{eff} .

$$A_{eff} = \pi \cdot D_m \cdot t_{eff}$$

Appendice 2

PILASTRI MURARI CARICATI DA FORZA NORMALE ECCENTRICA: COEFFICIENTI DI RIDUZIONE DEL CARICO

Prof. Anna De Falco – Università di Pisa - Scuola di Ingegneria

1. Il modello

Ipotesi sul materiale:

- .materiale elastico non lineare
- .non resistente a trazione
- .limitatamente resistente a compressione
- .con limitata duttilità

Il dominio delle sollecitazioni ammissibili (N , M) per la sezione presenta quattro zone, ciascuna delle quali caratterizzata da un particolare andamento delle compressioni nella sezione. La frontiera del dominio assume diverse forme al variare della duttilità, definita come rapporto tra deformazione ultima e quella elastica. Le curve a tratteggio sono le frontiere relative ai diversi valori di duttilità.

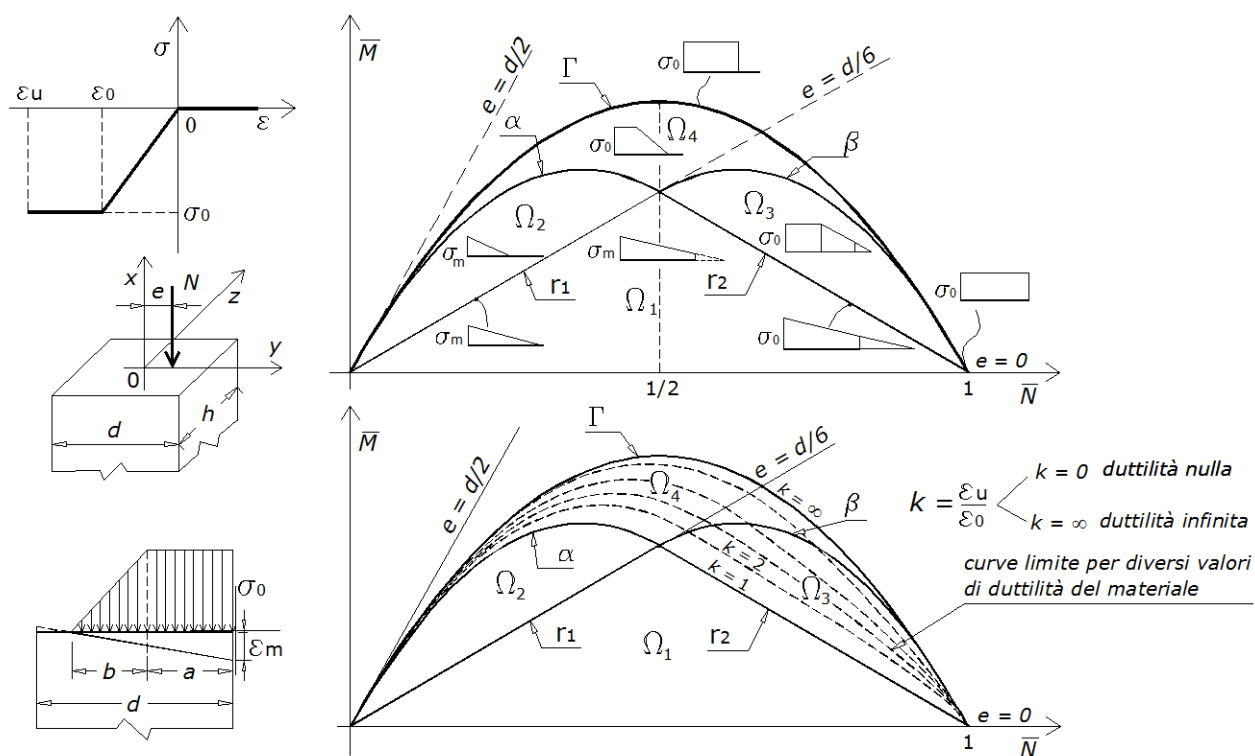


Fig. 1 Legame costitutivo monodimensionale per materiale non resistente a trazione e limitatamente a compressione - diagramma delle sollecitazioni ammissibili (N , M) per la sezione rettangolare.

Ipotesi sulla struttura e sui carichi:

- .sezione rettangolare $d \times h$
- .lunghezza della trave pari a $2L$
- .carichi assiali concentrati, agenti sulle basi con eccentricità e_L

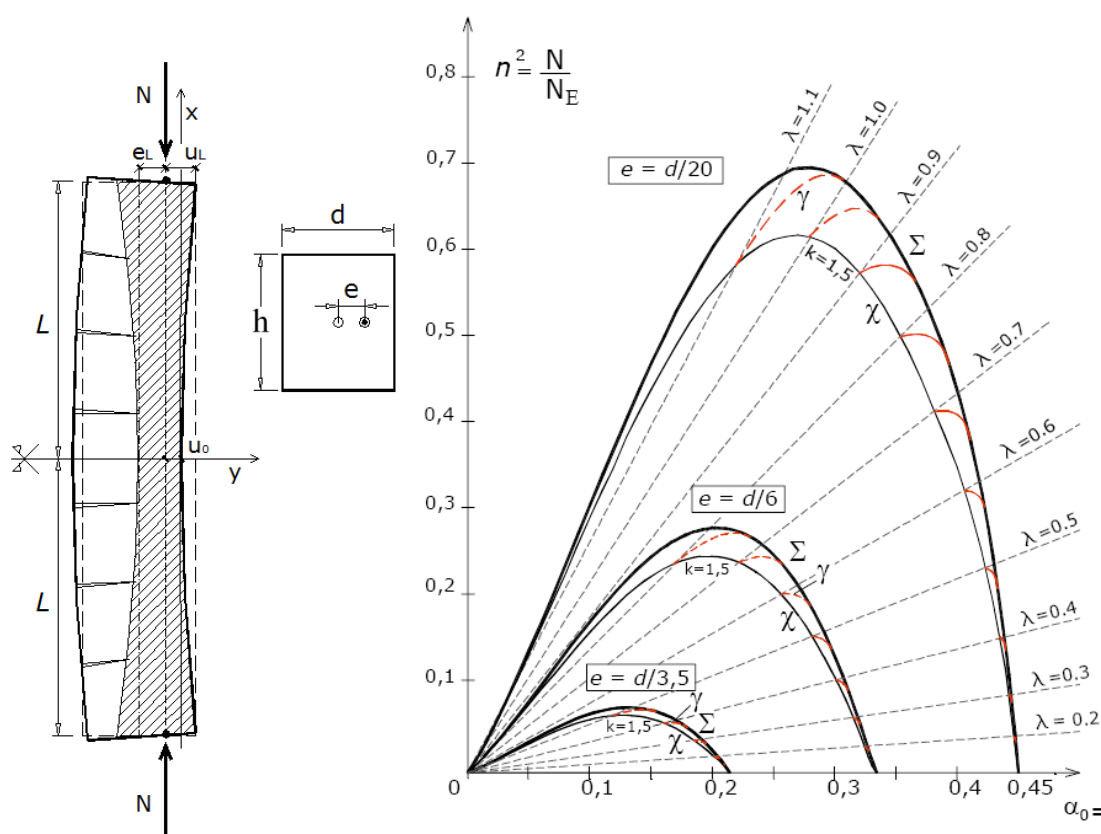


Fig. 2. a) Schema della colonna caricata da una forza assiale eccentrica. b) Curve di stabilità per diversi valori di e_L e per $k = 1.5$.

Il calcolo della stabilità del pilastro è stato affrontato tenendo conto sia della non linearità costitutiva, sia di quella geometrica (fig. 2a).

La relazione, che fornisce l'andamento del carico in funzione di un parametro di spostamento laterale della sezione, è stata ottenuta integrando la linea elastica dell'asse, tenendo conto della distribuzione dello sforzo nella sezione nei vari tratti del pilastro. Il carico critico è stato individuato come picco delle curve di stabilità (carico - spostamento trasversale) (fig. 2b) che mostrano un tratto crescente e uno decrescente (comportamento tipico del cedimento progressivo).

2. Il coefficiente di riduzione del carico

Il coefficiente di riduzione del carico è stato ottenuto diagrammando il valore del carico di instabilità, reso adimensionale rispetto al critico euleriano della sezione tutta reagente, per diversi valori della snellezza del pilastro $2L/d$ e di eccentricità e del carico.

Nelle figure 3 e 4 è mostrato il confronto con i valori forniti dall'Eurocodice 6 e dal D.M. 1987, rispettivamente.

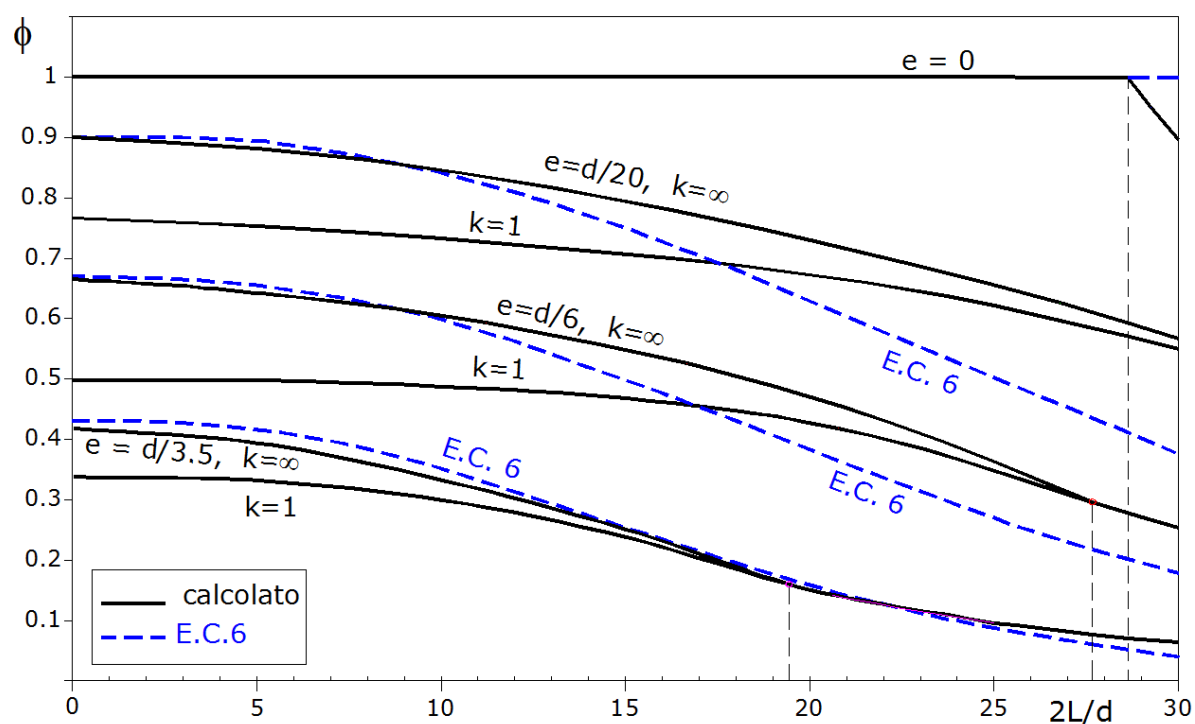


Fig. 3. Coefficiente di riduzione del carico: confronto dei valori ottenuti dal calcolo con quelli proposti da E.C.6.

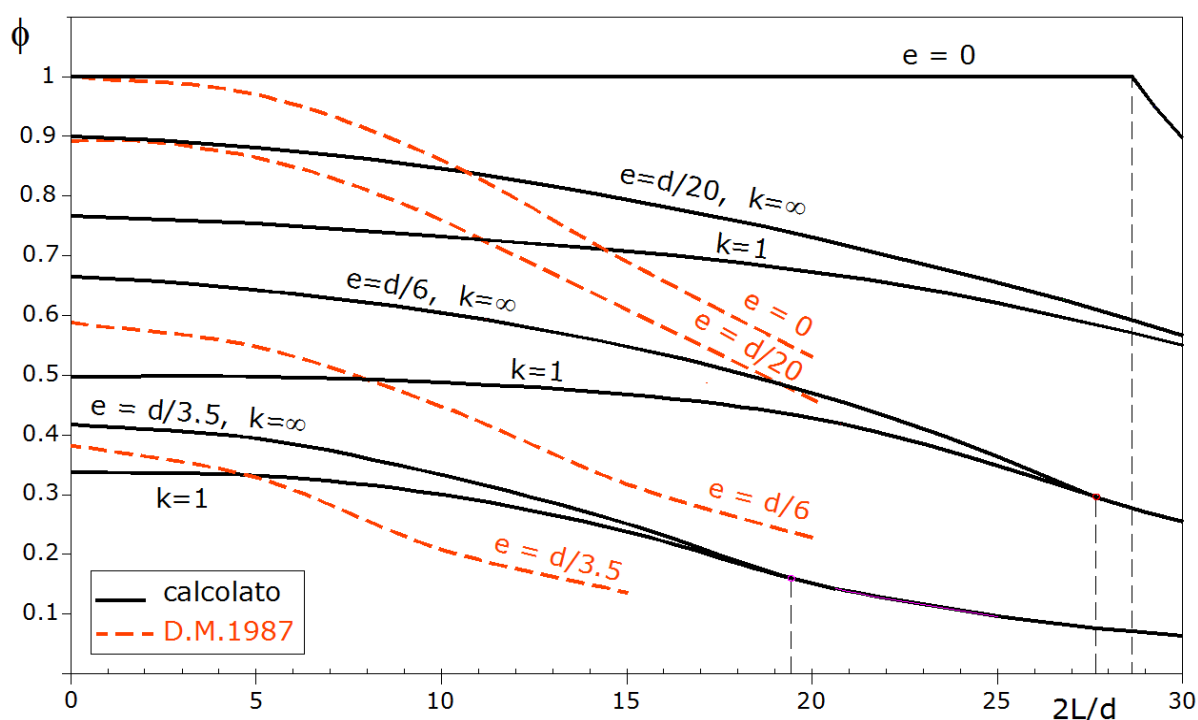


Fig. 4. Coefficiente di riduzione del carico: confronto dei risultati ottenuti dal calcolo con quelli proposti dal D.M. 1987.

3. Confronto con studi sperimentali

Recenti studi, basati su prove sperimentali, hanno mostrato l'inadeguatezza di tale previsione. La cautela adottata dalle norme nei confronti della stabilità appare giustificata, anche se non ne è chiara la spiegazione teorica. Si riporta a chiarimento un paragrafo del lavoro di Sandoval e Roca del 2013. In figura 5 è illustrato il paragone tra i risultati calcolati e quelli provenienti da prove sperimentali su murature di mattoni a una testa.

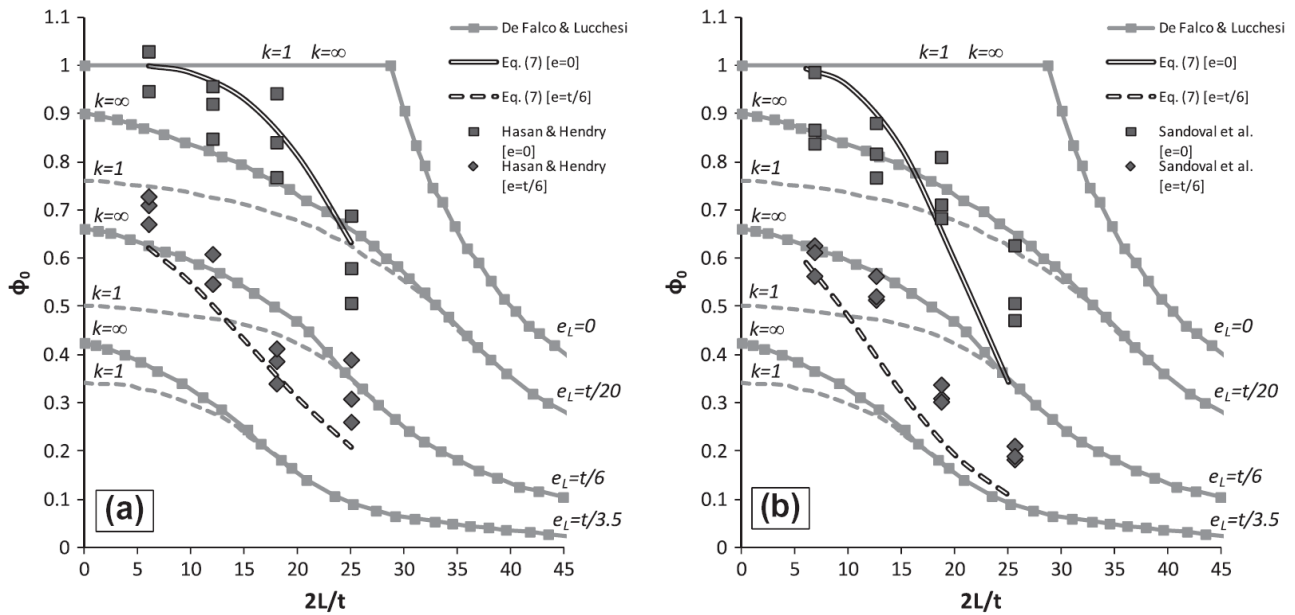


Fig. 5. Comparison of De Falco and Lucchesi's [19] formulation with (a) Hasan and Hendry's [31] and (b) Sandoval et al. [28] experimental results, and with the best-fit curve proposed method. (da Sandoval, C., Roca, P. 2013 Empirical equations for the assessment of the load-bearing capacity of brick masonry walls)

5. Comparison with De Falco and Lucchesi's [19] analytical method

The proposed equations have been also compared with the analytical method proposed by De Falco and Lucchesi [19] for the analysis of beam-columns subjected to eccentric loading, see also [17,18]. The method, oriented to the study of rectangular cross section beam-columns made of no-tension material with limited compressive strength, is based on an analytical formulation allowing the evaluation of the ultimate capacity of the columns taking into account the influence of the lateral deflection on the overall stability. An elastic-perfectly plastic equation is adopted for the description of the response in compression in which the deformational behaviour is characterized by a ductility parameter k defined as the ratio between the ultimate strain ϵ_u and the strain ϵ_0 corresponding to the yielding limit of the material. The parameter k varies between 1, for $\epsilon_u = \epsilon_0$ (no plastic branch), and infinite (for unlimited plastic branch). The formulation is used to derive equations for the calculation of the capacity reduction factor U as a function of the parameter $2L/t$, where L is the height of the column, and the eccentricity e_l at its top section.

In Fig. 13, De Falco and Lucchesi's [19] formulation is compared with the third method (best-fit equation) proposed in the present paper and with the experimental results of Sandoval et al. [28] and Hasan and Hendry [31] for values of the eccentricity of $e = 0$, and $e = t/6$. The Figure compares these results with the diagrams provided in [19] for $k = 1$ and k infinite. As can be seen in the Figure, De Falco and Lucchesi's approach affords an acceptable prediction of the experimental results for $e = t/6$. However, and compared with the experimental results of [28,31], the approach significantly overestimates the capacity of the column for $e = 0$, while a smaller overestimation is also observed for $e = t/6$ and slender walls (with $2L/t$ above 15). The third method proposed provides in all cases an improved predictions.

4. Conclusioni

Nonostante che il calcolo analitico sia stato eseguito sotto ipotesi estremamente cautelative, i risultati sperimentali sulla valutazione della stabilità di murature di mattoni a una testa mostrano valori del carico critico sensibilmente inferiori alle previsioni per basse eccentricità. Si giustifica così la cautela adottata dalle normative.

Il comportamento reale di un pannello murario, però, differisce dalle previsioni teoriche anche per le condizioni di vincolo, estremamente difficili da modellare analiticamente. Le estremità della parete sono infatti impossibilitate di ruotare per la presenza dei solai e della parete soprastante e ciò introduce un grado di incastro con diminuzione dell'eccentricità del carico e con conseguente aumento del valore del carico critico. La messa in conto di tale effetto potrebbe correggere i valori dei coefficienti di riduzione del carico.

Riferimenti bibliografici

De Falco A., Lucchesi M. 2002. Stability of columns with no tension strength and bounded compressive strength and deformability. Part I: large eccentricity. *Int J Solids Struct.* vol. 39 pp. 6191–210.

De Falco A., Lucchesi M. 2003. Explicit solutions for the stability of no-tension beam columns. *Int J Struct Stab Dyn.* vol. 3 pp.195–213.

De Falco A., Lucchesi M. 2007. No tension beam-columns with bounded compressive strength and deformability undergoing eccentric vertical loads. *International Journal of Mechanical Sciences.* Vol. 49, issue 1, pp. 54 - 74.

Sandoval, C., Roca, P. 2012. Study of the influence of different parameters on the buckling behaviour of masonry walls. *Construction and Building Materials.* vol. 35 pp. 888–899.

Bernat E., Gil L., Roca P., Sandoval C. 2013. Experimental and numerical analysis of bending–buckling mixed failure of brickwork walls. *Construction and Building Materials.* vol. 43 pp. 1–13.

Sandoval, C., Roca, P. 2013. Empirical equations for the assessment of the load-bearing capacity of brick masonry walls. *Construction and Building Materials.* vol. 44, pp. 427 - 439.

Garzón-Roca J., Adam J. M., Sandoval, C., Roca, P. 2013. Estimation of the axial behaviour of masonry walls based on Artificial Neural Networks. *Computers and Structures.* vol. 125 pp. 145–152.

