COMITATO TECNICO SCIENTIFICO
in materia di rischio sismico
(Delibera GR n. 940 del 6.10.2015)

Norme tecniche per le costruzioni – DM 14/1/2008

ANNO 2017- Quesiti esaminati

(estratto dai lavori svolti dalla Commissione nell'anno 2017)

1. Settore Sismica Arezzo – Scelta del Fattore di struttura e procedimento di calcolo per edifici progettati con parti non dissipative

QUESITO

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 unpiano 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.

RISPOSTA
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 resistente 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*."

-------===oooOooo===------

2. Settore Sismica Lucca - 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.).

QUESITO
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.

RISPOSTA
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 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»*;

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.

-------===oooOooo===------

3. Settore Sismica AREZZO – Quesiti sulle costruzioni in muratura portante.

QUESITO
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?

RISPOSTA

a) **Nei casi di piano interrato che ha un comportamento sostanzialmente "monolitico" dovuto alla rigidezza 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.

-------===oooOooo===------

4. Settore sismica Pisa. Classificazione elementi a sbalzo come intervento locale

QUESITO

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'irrilevanza 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.

RISPOSTA
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 edifico 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.

-------===oooOooo===------

5. Settore sismica Pisa. Richiesta di precisazioni per il valore del fattore di struttura per strutture in muratura non regolari in pianta

QUESITO

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:
- $q = 2,0\ \alpha_u/\alpha_1$ 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 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 x 1,5 = 2,25

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

q = 1,5 x ((1+1,4)/2) x 0,8 = 1,44 per edificio ad un piano non regolare in pianta ed in altezza;

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

ottenendo quindi un risultati inferiori 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.

RISPOSTA
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 tipologia 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.

-------===oooOooo===------

6. Settore Sismica Arezzo. Strutture in c.a., verifiche

QUESITO. 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 Mx e lasciato invariato Mz, nel secondo viene invece amplificato Mz lasciando invariato Mx;
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.

RISPOSTA

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).

-------===oooOooo===------

7. Ing. L. Agostini (FI). Strutture di fondazione e criteri di progettazione

QUESITO

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:

1) **"*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:

2) **"*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";***
3) ***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 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.

-------===oooOooo===------

8. Settore sismica di Firenze. Utilizzo della pietra naturale come elemento strutturale

QUESITO

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:

par. 11.10.3.1.2 $f_{bk} = 0{,}75\ fbm$

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.

RISPOSTA
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".

-------===oooOooo===------

9. Settore sismica FIRENZE. Uso del vetro in ambito strutturale

QUESITO

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:

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

RISPOSTA

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, nonchè 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, purchè 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:

1. **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;**
2. **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).**

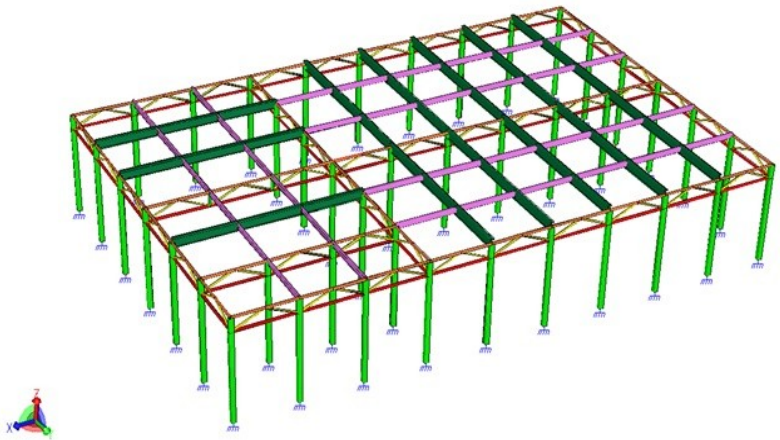
-------===oooOooo===------

9. Settore Sismica LUCCA. Strutture in acciaio, sezioni in classe 4

QUESITO
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?



RISPOSTA
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 sezione 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.

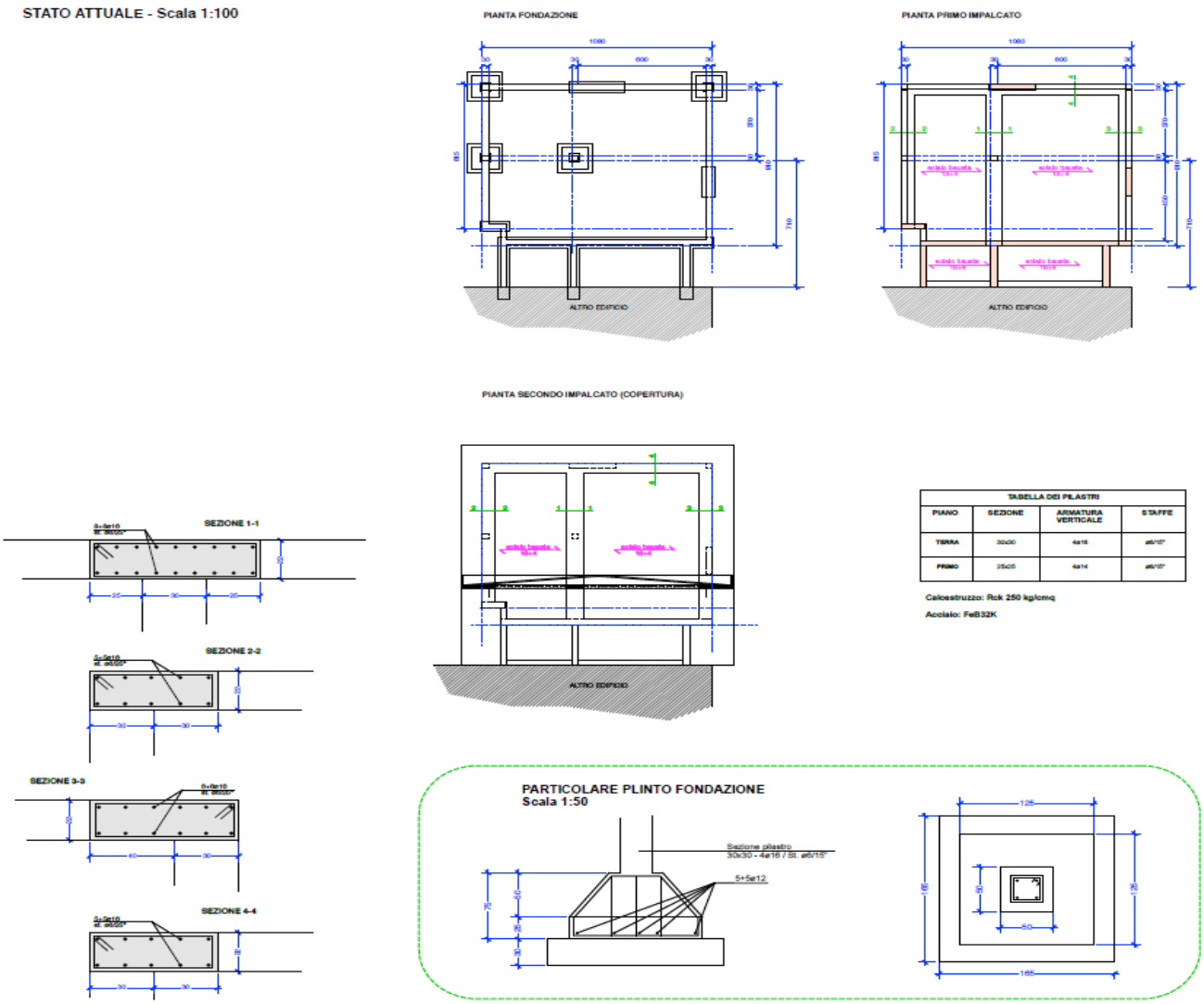
-------===oooOooo===------

10. Federazione Ordini Ingegneri della Toscana. Edifici a struttura mista muratura- c.a.

QUESITO
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 ø16 verticali continue) e una armatura a taglio (o con inserimento nei giunti di barre orizzontali ø6 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:

- il punto C8.7.1.2. prevede, per costruzioni in muratura con analisi lineare, un fattore q = 2,0 αu/α1 (edificio regolare in elevazione);
- il punto 7.8.1.3 (dove si differenzia tra muratura ordinaria e armata) prevede un fattore q = 2,5 αu/α1. 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.



RISPOSTA

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.

-------===oooOooo===------

Via San Gallo,34/a - 50129 Firenze
Tel. 055 4622711 – Fax 055 461543

11. Settore sismica di Firenze. Consolidamento pareti in laterizi forati

QUESITO
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.

RISPOSTA
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.

Documento definitivamente ratificato nella seduta del 17/10/2018