



Le nuove norme tecniche NTC2018: domanda e capacità in termini di duttilità in curvatura di elementi in c.a.

Gianluca Aldrighetti^a, Luisa Berto^a, Alessandro Gasparini^b, Anna Saetta^a, Alberto Stella^a, Diego Talledo^a

^a Dipartimento di Culture del Progetto, Università IUAV di Venezia. Campus Terese, Dorsoduro 2206. 30123 Venezia – Italy

^b Libero professionista, Padova - Italy

Keywords: duttilità in curvatura, duttilità in spostamento, modelli di confinamento, elementi in c.a., meccanismi duttili

ABSTRACT

Con l'entrata in vigore delle nuove NTC2018, nel caso di progettazione di nuove costruzioni in c.a. con comportamento strutturale dissipativo, è stata resa obbligatoria la verifica di duttilità in presenza di azioni sismiche sia degli elementi primari che di tutti gli elementi secondari. Nel presente lavoro, dopo una breve disamina di quanto riportato in normativa, che fornisce modalità per il calcolo sia della capacità che della domanda in termini di duttilità in curvatura, viene posta particolare attenzione alle diverse modalità di esecuzione della verifica, esplicita o mediante il rispetto dei dettagli costruttivi (verifica implicita della duttilità), anche in relazione all'elemento per il quale si sta eseguendo la verifica stessa (pilastro primario o secondario, trave, etc.). Vengono eseguite alcune analisi parametriche per differenti percentuali di staffatura e valore dello sforzo normale adimensionalizzato, in ipotesi di diversi modelli costitutivi per il calcestruzzo (confinato e non confinato). Successivamente vengono confrontati i risultati che si ottengono con il calcolo esplicito ed implicito della duttilità, evidenziando come possano esistere situazioni in cui il rispetto delle regole di dettaglio non si dimostra cautelativo rispetto al calcolo esplicito. Vengono infine proposti alcuni strumenti operativi che permettono di stimare il livello di duttilità in funzione di alcuni parametri significativi, anche con riferimento al fattore di comportamento assunto.

1 INTRODUZIONE

L'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 2018, nel seguito NTC2018), tra le diverse novità, ha introdotto la verifica obbligatoria di duttilità (§7.3.6 e Tab.7.3.III) da effettuare, per alcune tipologie di materiale, per tutti gli elementi primari e secondari di nuova progettazione. Tale verifica è espressamente richiesta solo nel caso di progettazione con comportamento strutturale dissipativo e quindi nel caso di assunzione di fattori di comportamento $q > 1.5$.

Per tali situazioni viene pertanto richiesta, oltre alle consuete verifiche di resistenza (RES) e rigidità (RIG), la verifica di duttilità (DUT) per classi d'uso $CU \geq II$ nei confronti dello Stato limite di Collasso SLC.

La normativa fornisce indicazioni specifiche relative alla duttilità in più punti del testo, sia nella

parte generale sia nella parte specifica relativa alle costruzioni di c.a., nonché nella Circolare applicativa delle NTC2018 (MIT, 2019, nel seguito Circolare 2019) con ulteriori precisazioni.

In questo lavoro si è cercato di riorganizzare in maniera sistematica tali indicazioni proponendone una sintesi ragionata. In particolare, con riferimento ai metodi di analisi lineari, a cui si riferisce il presente lavoro, le NTC2018 (§7.3.6.1) richiedono espressamente che la capacità di duttilità dei singoli elementi strutturali sia coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti. Per tale tipologia di analisi, e nel caso delle costruzioni in c.a. ordinario, precisano inoltre come la verifica di duttilità si possa ritenere implicitamente soddisfatta se vengono rispettate per tutti gli elementi strutturali (primari e secondari) le regole specifiche per i dettagli costruttivi, oltre a quanto imposto dalla progettazione in capacità, sempre obbligatoria.

Le possibili scelte per un progettista per il soddisfacimento delle verifiche in duttilità richieste sono quindi fondamentalmente due:

1. la verifica esplicita di duttilità
2. il rispetto dei dettagli costruttivi

Per quanto riguarda il primo punto, la nuova normativa fornisce in modo esplicito ed articolato gli strumenti sia per il calcolo della domanda (§7.4.4.1.2), valutata in termini di duttilità in curvatura allo SLC, sia per il calcolo della corrispondente capacità (§4.1.2.3.4.2). Con riferimento a quest'ultima vengono introdotti specifiche leggi costitutive per il calcestruzzo in grado di tenere conto degli effetti del confinamento.

Per quanto riguarda invece la seconda possibilità, la norma prevede per i pilastri e per le travi appositi dettagli costruttivi. Il rispetto dei dettagli previsti per i pilastri in c.a. permette di ritenere automaticamente soddisfatte le verifiche di duttilità per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone dissipative dei pilastri secondari, rendendo quindi di fatto non più necessarie le verifiche esplicite richieste in tali zone nella parte generale della normativa (§ 7.3.6.1) e nel corrispondente punto della Circolare 2019. Per quanto riguarda le travi, invece, le verifiche esplicite di duttilità espressamente richieste nelle zone dissipative delle travi secondarie al § C7.3.6.1 non sembrano sostituibili dal rispetto dei dettagli per la duttilità che restano invece validi per le travi primarie.

Infine, per garantire il raggiungimento della duttilità richiesta nelle zone dissipative, la Circolare 2009 al § C7.4.4 richiedono esplicitamente che in condizioni sismiche non si attivino meccanismi combinati di taglio-flessione dovuti al degrado della resistenza a taglio per condizioni cicliche nelle sezioni di estremità di tutte le travi, dei pilastri secondari e allo spiccato dei pilastri primari. In tal senso la norma richiede quindi un'ulteriore verifica a taglio che rientra di fatto nella verifica DUT. A questo scopo la normativa fornisce (§8.7.2.3.5) uno specifico modello di capacità a taglio (Biskinis et al. 2004) che tiene conto anche del degrado ciclico di resistenza in funzione dalla duttilità di rotazione richiesta.

La procedura completa di verifica di Duttilità (DUT) richiesta dalle attuali norme è quindi riassunta nel Flow-Chart rappresentato in Figura 1.

Le verifiche di duttilità erano comunque richieste anche dalla versione precedente della

Norma (D.M. 2008, nel seguito NTC2008), al §7.3.6.2 come alternativa all'adozione delle regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze previste per gli elementi primari. In generale, la possibilità di derogare anche all'adozione di regole di gerarchia delle resistenze portava la norma a chiedere di verificare che la struttura possedesse, in tal caso, una capacità di spostamento superiore alla domanda. Tale richiesta era giustificata dal fatto che non era più garantito un predefinito meccanismo cinematico di collasso, assicurato, almeno parzialmente, dalla gerarchia delle resistenze, in particolare tra trave e pilastro. Per quanto riguarda le strutture in c.a., la verifica di duttilità in termini di curvatura era permessa per gli elementi strutturali primari, (§7.4.4) richiedendo che la capacità risultasse maggiore di 1.5 volte la domanda di duttilità in curvatura allo SLV. Il calcolo della capacità di duttilità in curvatura non era però esplicitato, si faceva riferimento direttamente alla curvatura al limite di snervamento (e non a quella convenzionale di prima plasticizzazione introdotta dalla nuova normativa) e non si fornivano indicazioni specifiche sui modelli di confinamento da adottare.

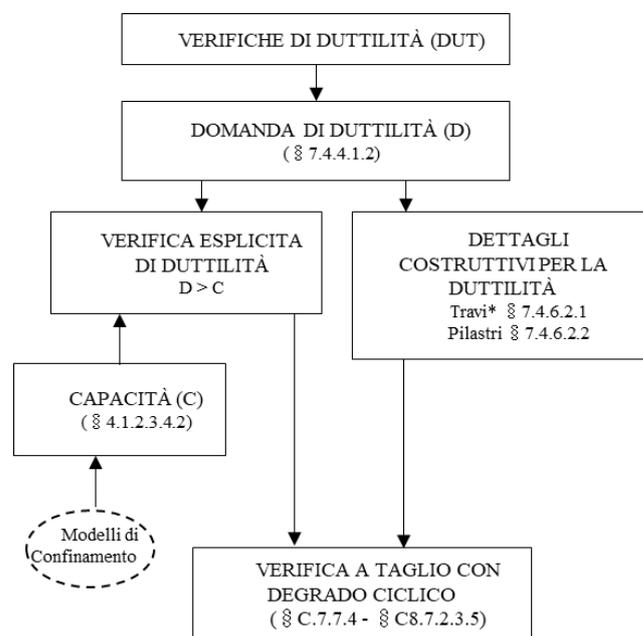


Figura 1. Flow Chart che riassume le verifiche DUT secondo le NTC2018 (*ad eccezione delle travi secondarie).

2 VERIFICA ESPLICITA DI DUTTILITA'

2.1 Domanda di duttilità

Al §7.4.4.1.2 delle NTC2018 vengono riportate le relazioni approssimate che si possono utilizzare

per la valutazione della domanda in duttilità di curvatura μ_ϕ e di spostamento μ_d , a cui si deve fare riferimento per le verifiche di duttilità rispettivamente a livello locale e globale.

In particolare, quando si utilizzano per le analisi modelli lineari, viene richiesta solo una verifica di duttilità locale, e la domanda di duttilità in curvatura μ_ϕ allo SLC può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2(2q_0 - 1) & \text{se } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{se } T_1 < T_c \end{cases} \quad (1)$$

che dipende dal valore base del fattore di comportamento q_0 e dal rapporto tra il periodo proprio di vibrazione T_1 della struttura e il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_c . L'andamento di μ_ϕ al variare di T_1/T_c e di q_0 è rappresentato in Figura 2. Si può notare che, nel campo di variabilità di q_0 da 2 a 6 e di T_1/T_c da 0.5 a 1.2 i valori di duttilità in termini di μ_ϕ variano da 4 a 25. Inoltre dato che il valore di T_c varia al variare della tipologia di sottosuolo e della sismicità del sito assumendo valori variabili da 0.25s a 0.67s nel territorio italiano per lo stato limite di interesse, si possono ottenere a parità di struttura (e quindi del fattore di comportamento e periodo proprio T_1) domande di duttilità sensibilmente diverse, fino a circa 2 volte superiori.

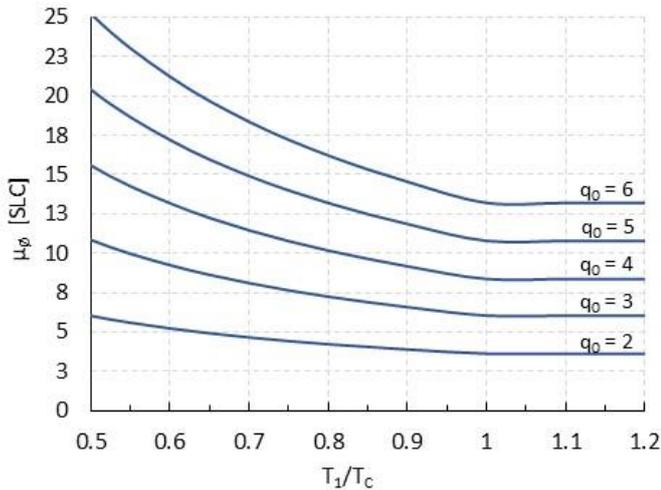


Figura 2. Variazione della domanda di duttilità μ_ϕ al variare del periodo proprio della struttura T_1 rapportato a T_c e di q_0

La relazione (1), come noto, si basa sull'aver assunto un "meccanismo cinematico completo di trave" (garantito, ad esempio, dal rispetto della gerarchia trave e colonna in tutti i nodi della struttura), in base al quale si ha che la domanda di

duttilità in rotazione alla corda μ_θ di tutti gli elementi alle cui estremità si può formare una cerniera plastica risulta approssimativamente uguale alla domanda di duttilità globale di spostamento μ_d (e.g. Fardis 2009). Da questa ipotesi si può ricavare la (1), assumendo la relazione semplificata e cautelativa che lega la domanda in curvatura alla domanda in rotazione:

$$\mu_\theta = 1 + 0.5(\mu_\phi - 1) \quad (2)$$

che può essere riscritta, nell'ipotesi $\mu_\theta = \mu_d$, direttamente in termini di μ_d come:

$$\mu_\phi = 2\mu_d - 1 \quad (3)$$

E utilizzando la relazione che lega direttamente la domanda in duttilità di spostamento μ_d al fattore di comportamento q allo SLV:

$$\mu_d = \begin{cases} q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} & \text{se } T_1 < T_c \end{cases} \quad (4)$$

Si osserva come, per quanto riguarda il calcolo della domanda in duttilità di spostamento, nelle NTC2018 viene riportata al § 7.3.3.3 la relazione (4) allo SLV, indicando di adottare il coefficiente 1.25 per ottenere gli spostamenti allo SLC. Inoltre viene fornita al §7.4.4.1.2 la relazione (3), usualmente conservativa per le strutture in c.a., che lega direttamente la duttilità in spostamento a quella in curvatura, senza fare riferimento alla duttilità in rotazione.

Da sottolineare come la (1) sia in genere cautelativa derivando dalla (2), che lega la duttilità in curvatura μ_ϕ a quella in rotazione μ_θ mediante l'assunzione di una lunghezza di cerniera plastica estremamente contenuta che porta quindi a sovrastimare il valore di μ_ϕ a parità di μ_θ . Tale sovrastima sembra di fatto compensare l'assunzione di un "meccanismo completo di trave" che in realtà non è totalmente assicurato dai valori di sovraresistenza adottati nella gerarchia trave-colonna (e.g. Kuntz e Browning, 2003).

Nella (1), inoltre, è stato introdotto il valore di base del fattore di comportamento q_0 - e non direttamente q - in quanto quest'ultimo potrebbe risultare minore, come avviene nel caso di edifici irregolari in elevazione, comportando una sottostima della corrispondente domanda di duttilità locale (Fardis 2009, Fardis et al. 2005).

Un'ulteriore osservazione merita infine il caso di edifici a nucleo, che presentano un comportamento sismico caratterizzato da una forte disomogeneità nella richiesta di duttilità tra i vari

elementi, in contrasto con l'ipotesi di meccanismo completo di trave alla base della (1). In tal caso sembra ragionevole, come suggerito da Fardis (2009), adottare un valore di q per la verifica di duttilità maggiore rispetto a quello utilizzato per la riduzione delle forze. A questo proposito si ricorda anche che per questi edifici l'analisi lineare stessa tende a sottostimare gli spostamenti dovuti alla rotazione attorno all'asse verticale.

2.2 Calcolo della capacità

La capacità in termini di duttilità in curvatura μ_ϕ è definita dalla normativa dal rapporto:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_{yd}} \quad (5)$$

in cui ϕ_u e ϕ_{yd} indicano rispettivamente la *curvatura ultima* e la *curvatura convenzionale di prima plasticizzazione* della sezione definite dalle relazioni:

$$\phi_u = \min[\phi(\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{su}); \phi(M_{85\%})] \quad (6)$$

$$\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \phi'_{yd} \quad (7)$$

In particolare ϕ_u è la minore tra la curvatura ultima effettiva della sezione $\phi(\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{su})$, corrispondente al raggiungimento della deformazione limite nel calcestruzzo compresso ε_{cu} e/o nell'acciaio teso ε_{su} , e la curvatura $\phi(M_{85\%})$ corrispondente alla riduzione del 15% del massimo momento resistente M_{Rd} .

La curvatura convenzionale di prima plasticizzazione ϕ_{yd} , introdotta esplicitamente dalla nuova normativa, è definita con riferimento ad una schematizzazione elasto-plastica del legame momento-curvatura, secondo quanto riportato, ad esempio, in Paulay and Priestley (1992). In particolare, come indicato in Figura 3, ϕ_{yd} rappresenta la curvatura associata al momento M_{Rd} considerando la rigidezza secante per il punto (ϕ'_{yd}, M'_{yd}) , in cui ϕ'_{yd} è la curvatura di snervamento dell'armatura tesa o, qualora fosse minore - come nel caso di sezioni molto armate o soggette ad elevato sforzo normale - la curvatura corrispondente al raggiungimento della deformazione di picco ε_{c0} del calcestruzzo compresso. Il valore di ϕ_{yd} risulta quindi sempre maggiore o uguale di ϕ'_{yd} , che veniva invece direttamente assunto come valore della curvatura di riferimento per il calcolo della duttilità nella precedente versione della normativa. La capacità

in duttilità calcolata secondo l'attuale indicazione risulta pertanto ridotta rispetto a quella precedente. In tal senso giova osservare come la domanda di duttilità in curvatura μ_ϕ sia valutata ora allo SLC, moltiplicando per un fattore pari a 1.2 il corrispondente valore allo SLV, mentre nella normativa precedente si utilizzava un fattore moltiplicativo pari a 1.5.

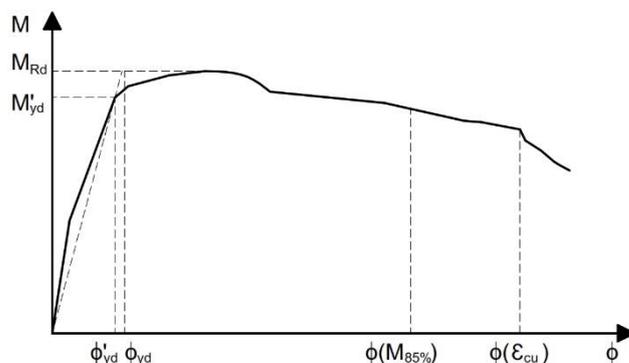


Figura 3. Diagramma momento-curvatura (figura ripresa e modificata §C4.1.2.3.4.2 della Circolare 2019)

Nel calcolo della duttilità della sezione, così come nel calcolo della resistenza, l'attuale normativa dà inoltre particolare importanza al confinamento del calcestruzzo, che come noto ne migliora il comportamento. A tal fine, oltre a consentire l'utilizzo di leggi costitutive di comprovata validità per il calcestruzzo confinato, le NTC2018 introducono esplicitamente due differenti legami costitutivi per il calcestruzzo confinato, che modificano opportunamente i corrispondenti legami relativi al calcestruzzo non confinato.

Il primo legame proposto (§4.1.2.1.2.1), in linea con UNI-EN 1992-1, è la legge costitutiva tipo parabola-rettangolo rappresentata in Figura 4.

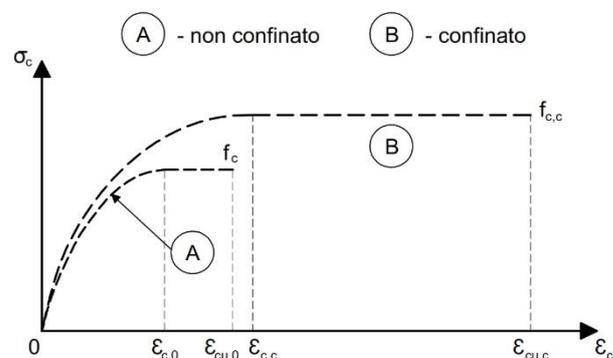


Figura 4. Legame costitutivo per calcestruzzo confinato e non confinato di tipo parabola-rettangolo (figura ripresa e modificata §4.1.2.1.2.1 delle NTC2018)

Il secondo, rappresentato in Figura 5, è stato introdotto nella Circolare 2019 e riprende il modello riportato nell'annesso E dell'Eurocodice 8 (EN 1998-2 Annex E). Tale legame è caratterizzato da un ramo softening post-picco, ed è consigliato dalla Circolare 2019 in particolare per la verifica di duttilità, per la quale tale ramo acquista maggiore importanza. La formulazione che descrive l'andamento di tale curva è stata proposta inizialmente da (Popovics 1973) e poi ripresa da (Mander et al. 1988).

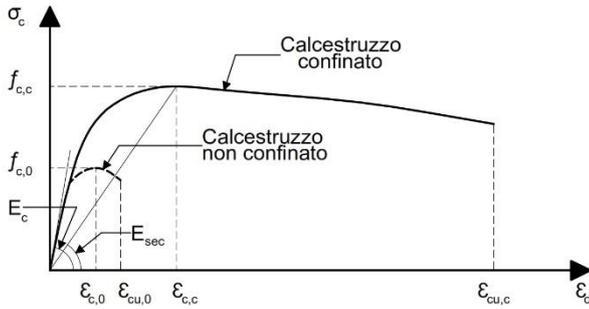


Figura 5. Legame costitutivo per calcestruzzo confinato e non confinato derivato da EN 1998-2 Annex E (figura ripresa e modificata §C4.1.2.1.2.1 della Circolare 2019)

Indicazioni sui valori da assumere per i parametri meccanici necessari a definire le leggi sopra richiamate per il calcestruzzo non confinato e confinato sono riportate dalla normativa rispettivamente nei paragrafi §4.1.2.1.2.1 e §C4.1.2.1.2.1. La norma precisa di adottare i valori caratteristici delle resistenze, a meno di situazioni particolari, quali ad esempio la verifica di resistenza e duttilità delle costruzioni esistenti.

La resistenza e la capacità deformativa del calcestruzzo confinato possono essere direttamente correlate alla pressione laterale, responsabile dello stato triassiale di compressione a cui è soggetto il materiale. Le NTC2018 definiscono la pressione efficace di confinamento come:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_1 \quad (8)$$

dove il fattore $\alpha \leq 1$ rappresenta il coefficiente di efficienza del confinamento (che dipende dalla numerosità e disposizione delle armature trasversali, dal loro passo e dal numero di barre longitudinali bloccate) e $\sigma_1 = \sqrt{\sigma_{1,x} \cdot \sigma_{1,y}}$ è la pressione di confinamento esercitata dalle armature trasversali, con $\sigma_{1,x}$ e $\sigma_{1,y}$ definite dalle relazioni:

$$\sigma_{1,x} = \frac{A_{st,x}}{b_y \cdot s} \cdot f_{y,w} = \rho_{w,x} \cdot f_{y,w} \quad (9)$$

$$\sigma_{1,y} = \frac{A_{st,y}}{b_x \cdot s} \cdot f_{y,w} = \rho_{w,y} \cdot f_{y,w} \quad (10)$$

in cui $A_{st,x}$ e $\rho_{w,x}$ rappresentano l'area della sezione trasversale e la densità per unità di area delle staffe aventi braccia parallele alla direzione x , b_x indica la larghezza del nucleo confinato nella stessa direzione preso con riferimento alla linea media delle staffe, mentre s e $f_{y,w}$ rappresentano rispettivamente il passo e la tensione di snervamento delle armature trasversali. Analogamente per la direzione y .

Nel caso di armatura trasversale uguale nelle due direzioni $\rho_{w,x} = \rho_{w,y}$, introducendo il rapporto volumetrico di armatura trasversale $\rho_w = \rho_{w,x} + \rho_{w,y}$ è possibile riscrivere l'espressione (8) nella nota forma:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \rho_w \cdot \frac{f_{y,w}}{2} \quad (11)$$

Da tale relazione si osserva come la tensione efficace di confinamento sia proporzionale all'efficacia del confinamento α , al rapporto volumetrico di armatura trasversale ρ_w e alla resistenza delle armature trasversali $f_{y,w}$.

Per quanto riguarda la deformazione ultima del conglomerato confinato $\epsilon_{cu,c}$, le NTC2018 adottano per il legame parabola-rettangolo la seguente relazione (per calcestruzzi di classe pari o minore a C50/60):

$$\epsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad (12)$$

in cui f_{ck} è il valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione del materiale. Tale relazione è stata proposta inizialmente nel Model Code 90 CEB/FIP Model (CEB 1991) e coincide, a meno di qualche differenza nella definizione di σ_2 , con la formula adottata dall'Eurocodice 2 (EN 1992-1-1 2004).

Nel caso del legame costitutivo rappresentato in Figura 5, presentato dalla Circolare 2019 come alternativo al legame parabola-rettangolo, la normativa non definisce in maniera esplicita la relazione da utilizzare per il calcolo di $\epsilon_{cu,c}$, ma si ritiene ragionevole riferirsi allo stesso valore dato dalla relazione (12).

Per valutare l'influenza del confinamento e dei diversi legami costitutivi adottabili per il calcestruzzo nelle relazioni momento-curvatura della sezione si è svolta una serie di analisi parametriche considerando i due diversi modelli costitutivi per calcestruzzo non confinato e confinato:

- **Modello A:**

Leggi costitutive σ - ε del calcestruzzo tipo parabola-rettangolo definite al §4.1.2.1.2.1, e rappresentate in Figura 4, con i valori di deformazione riportati in NTC2018:

$$\varepsilon_{c,0} = 0.002$$

$$\varepsilon_{cu,0} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{c,c} = 0.002 \cdot (f_{c,c}/f_c)^2$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0,2 \cdot \sigma_2/f_c$$

- **Modello B:**

Leggi costitutive σ - ε introdotte nell'annesso E dell'Eurocodice 8 parte 2 (EN 1998-2 2005) e rappresentate in Figura 5 con i valori di $\varepsilon_{c,0}$ $\varepsilon_{cu,0}$ $\varepsilon_{cu,c}$ valutati come da NTC2018:

$$\varepsilon_{c,0} = 0.002$$

$$\varepsilon_{cu,0} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{c,c} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{c,c}}{f_{c,0}} - 1 \right) \right]$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.2 \cdot \sigma_2/f_c$$

I due diversi modelli costitutivi per il calcestruzzo confinato e non confinato sono stati implementati in un codice Matlab® sviluppato per la costruzione delle curve momento curvatura.

Per l'acciaio si è utilizzato il legame elastico-perfettamente plastico descritto al §4.1.2.1.2.2 delle NTC2018.

Si è quindi svolta un'analisi parametrica su una sezione tipologica di pilastro quadrato 40 cm x 40 cm con percentuale geometrica di armatura longitudinale pari a $\rho = \rho' = 0.75\%$. È stato adottato un copriferro pari a 50 mm valutato a partire dall'asse delle armature longitudinali.

Si è assunto un calcestruzzo C25/30 ed un acciaio d'armatura di classe B450C con $f_{y,k} = 450 \text{ MPa}$ deformazione a snervamento $\varepsilon_{s,yk} = 0.00225$ e deformazione ultima di calcolo pari a: $\varepsilon_{su,d} = 0.9 \cdot \varepsilon_{su,k} = 0.0675$.

Sono state analizzate le tre differenti configurazioni di armatura trasversale indicate in Tabella 1, dove sono riportati anche i corrispondenti parametri per il calcolo del confinamento.

Le configurazioni di armatura adottate per i tre casi identificano rispettivamente situazioni con *confinamento basso* (staffatura Tipo 1), *confinamento medio* (staffatura Tipo 2) e *confinamento alto* (staffatura Tipo 3).

Tabella 1. Configurazioni di staffatura adottate

Tipo di staffatura	$\rho_{w,x} = \rho_{w,y}$ [%]	ρ_w [%]	α	$\sigma_2/f_{c,k}$
Tipo 1 4 braccia $\phi 10/15\text{cm}$	0.64%	1.28%	0.49	0.06
Tipo 2 4 braccia $\phi 10/10\text{cm}$	0.95%	1.90%	0.59	0.10
Tipo 3 4 braccia $\phi 10/5\text{cm}$	1.90%	3.80%	0.71	0.24

Le analisi sono state eseguite per diversi valori dello sforzo normale adimensionalizzato di progetto v_d .

In Figura 6 viene presentato, a titolo di esempio, un confronto fra le curve momento curvatura $M - \phi$ ottenute per i due modelli costitutivi, relativamente al caso di confinamento medio (staffe tipo 2) e tre livelli di sforzo normale:

$v_d = 0.15$, $v_d = 0.30$ e $v_d = 0.45$

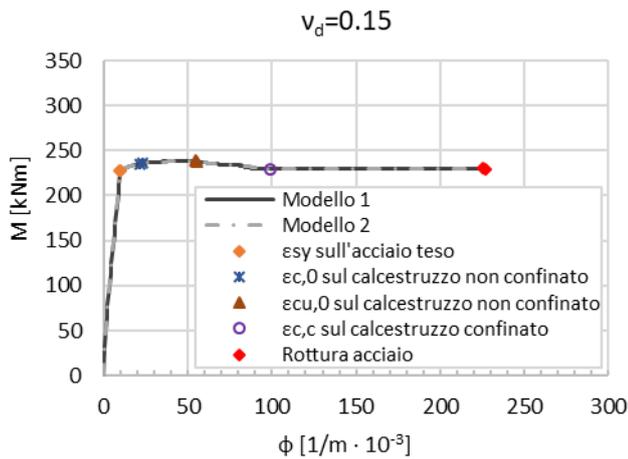
Nelle curve sono indicati alcuni punti significativi che corrispondono al raggiungimento di particolari livelli di deformazione dei materiali:

- deformazione di snervamento ε_{sy} e deformazione ultima $\varepsilon_{su,d}$ per l'acciaio teso, che identifica la condizione denominata "Rottura acciaio";
- $\varepsilon_{c,0}$ e $\varepsilon_{cu,0}$ per il calcestruzzo non confinato
- $\varepsilon_{c,c}$ e $\varepsilon_{cu,c}$ per il nucleo di calcestruzzo confinato, che identifica la "Rottura calcestruzzo confinato"

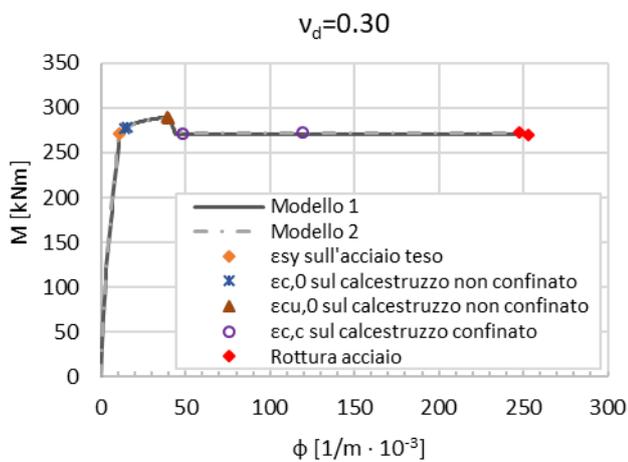
Come si può osservare, dopo il raggiungimento della deformazione $\varepsilon_{cu,0}$ nella fibra di calcestruzzo più esterna si ha una riduzione locale del momento resistente, dovuto al brusco annullamento della tensione nel calcestruzzo che, a partire dalla fibra più esterna, procede rapidamente verso l'interno della sezione fino a che si raggiunge il valore di $\varepsilon_{cu,0}$ nell'ultima fibra di calcestruzzo non confinato, che corrisponde alla linea d'asse delle staffe.

Tale calo di resistenza, che riproduce quindi l'effetto dell'espulsione del copriferro, è tanto maggiore quanto maggiore è il grado di compressione presente, Figura 6.

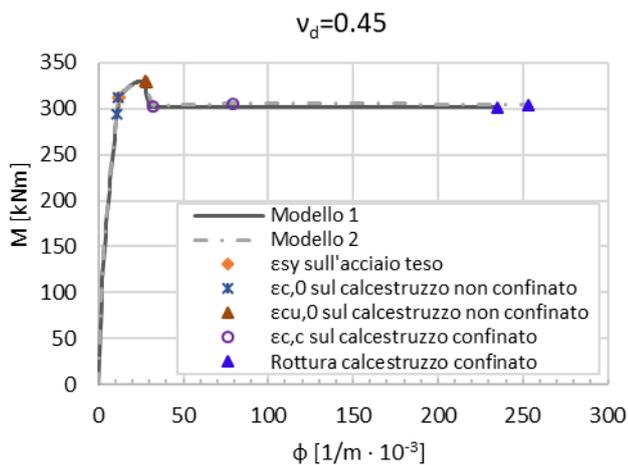
Il calo di resistenza è inoltre maggiore in termini percentuali all'aumentare del rapporto tra lo spessore del copriferro e l'altezza della sezione, mentre diminuisce all'aumentare del livello di confinamento della sezione stessa.



(a)



(b)



(c)

Figura 6. Diagrammi momento-curvatura ottenuti per i diversi modelli costitutivi del calcestruzzo, per la staffatura di tipo 2 per i casi: (a) $v_d = 0.15$; (b) $v_d = 0.3$; (c) $v_d = 0.45$

A tale proposito è importante notare come la perdita percentuale di momento sviluppato dalla sezione dipende dal rapporto tra il contributo resistente offerto dal calcestruzzo non confinato (che poi viene perso) e quello offerto dal calcestruzzo confinato (che rimane). Aumentando il confinamento, quindi, diminuisce l'importanza relativa del contributo offerto dal calcestruzzo non confinato, comportando di conseguenza una minore diminuzione percentuale del momento sviluppato dalla sezione.

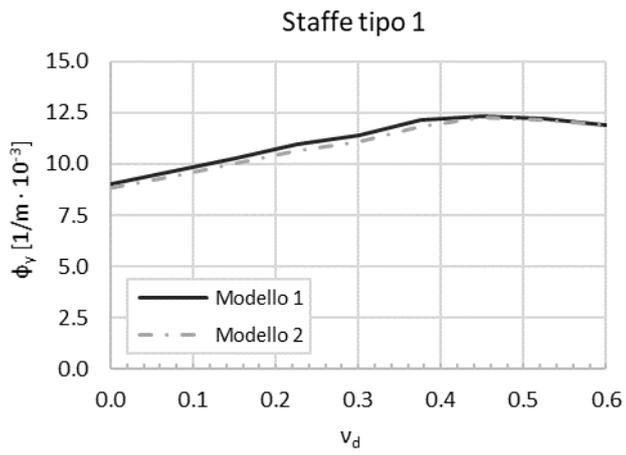
Confrontando le curve $M - \phi$ ottenute per i due modelli costitutivi si vede come esse siano molto simili per bassi valori di sforzo normale, per i quali si raggiunge la ϕ_u per rottura acciaio, mentre si discostano leggermente per $v_d = 0.45$, in termini di ϕ_u (che in questo caso corrisponde a rottura del calcestruzzo confinato) che risulta di poco maggiore per il Modello 2.

In Figura 7 ed in Figura 8 è rappresentato rispettivamente l'andamento della curvatura convenzionale di prima plasticizzazione ϕ_{yd} e della curvatura ultima ϕ_u definite secondo le relazioni (6) e (7) al variare dello sforzo normale adimensionalizzato v_d per i tre diversi tipi di staffatura considerati, assumendo i due diversi modelli costitutivi per il calcestruzzo.

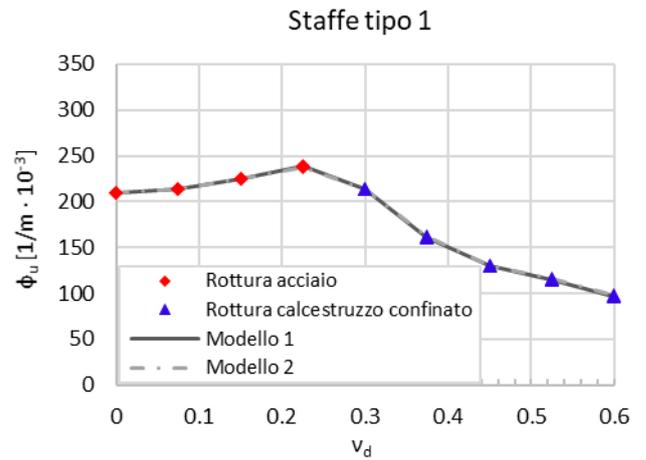
Per ogni caso analizzato, in Tabella 2 sono riassunti i valori di ϕ'_{yd} con specificata la modalità di raggiungimento di tale condizione (lato acciaio se $\varepsilon_s = \varepsilon_{s,y}$ o lato calcestruzzo se $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2}$), i corrispondenti valori di curvatura convenzionale di prima plasticizzazione ϕ_{yd} , e la loro differenza percentuale Δ .

Come si può osservare in Tabella 2 i valori di ϕ'_{yd} trovati con i due modelli costitutivi sono molto simili tra loro, la loro differenza aumenta all'aumentare dello sforzo normale e del livello di confinamento, in particolare nei casi esaminati la differenza massima si ha per alto confinamento con $v_d = 0.45$, per il quale con il modello 1 si ha il raggiungimento di ϕ'_{yd} lato calcestruzzo, con il modello 2 invece lato acciaio.

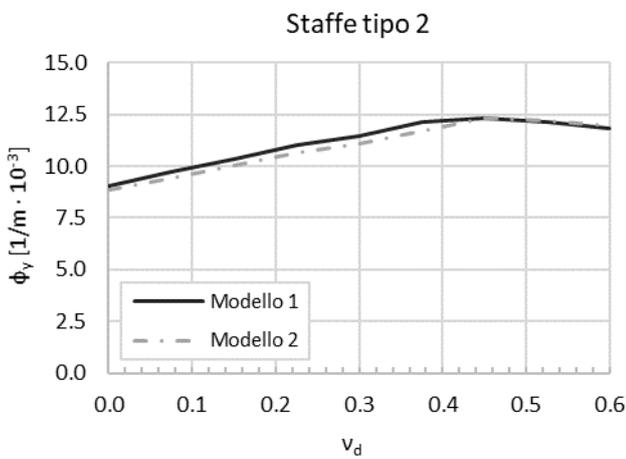
In ogni caso, come si può vedere dalla Tabella 2 e dalla Figura 7, riferendosi alla curvatura convenzionale di prima plasticizzazione ϕ_{yd} invece di ϕ'_{yd} i valori trovati tra i due modelli diventano più omogenei.



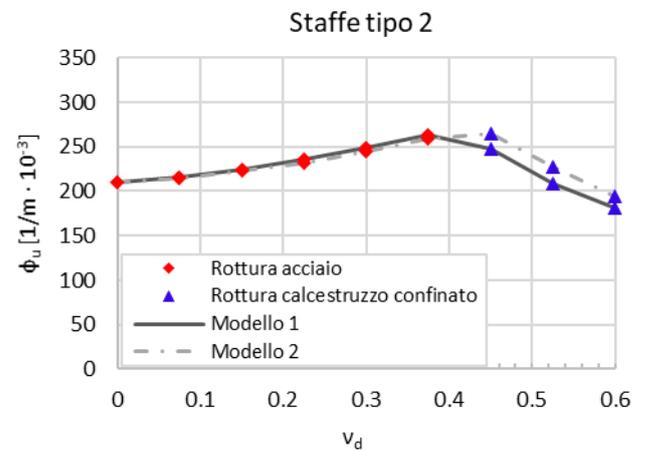
(a)



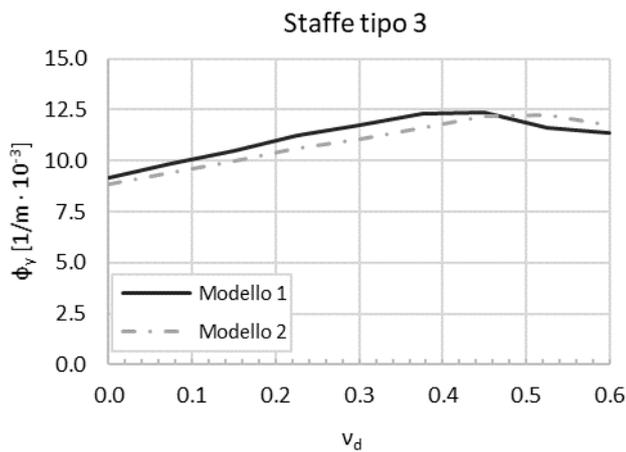
(a)



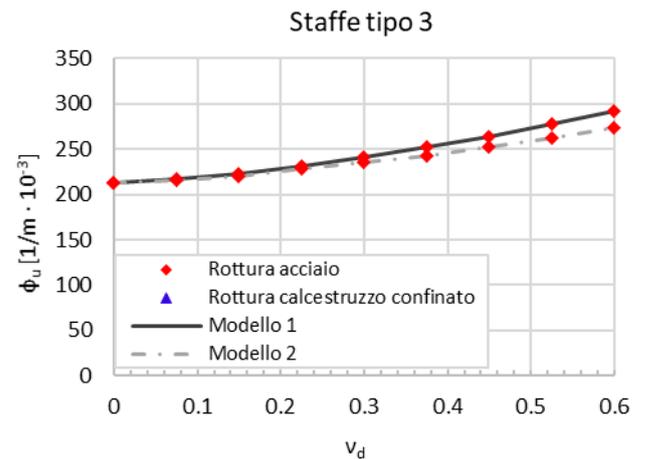
(b)



(b)



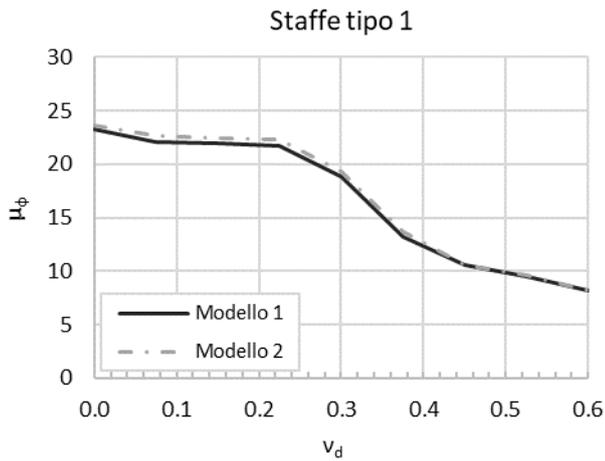
(c)



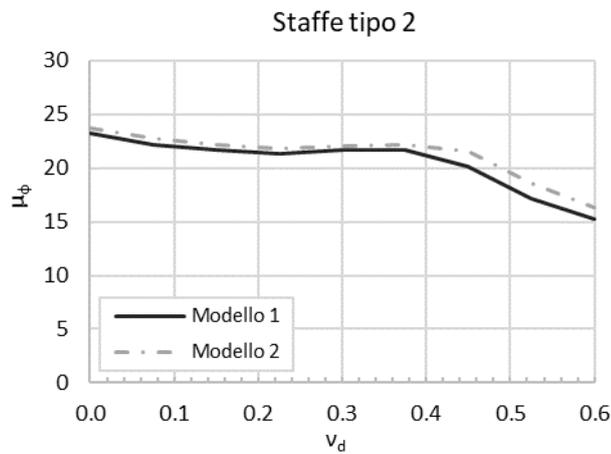
(c)

Figura 7. Curvatura convenzionale di prima plasticizzazione al variare dello sforzo normale adimensionalizzato per i casi: (a) Confinamento basso (staffe tipo 1); (b) Confinamento medio (staffe tipo 2); (c) Confinamento alto (staffe tipo 3)

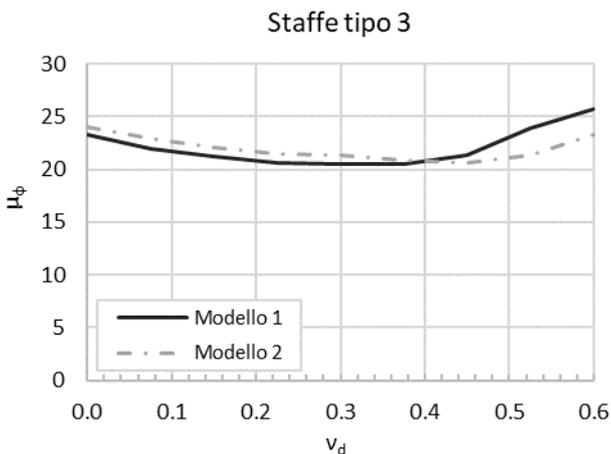
Figura 8. Curvatura ultima al variare dello sforzo normale adimensionalizzato per i casi: (a) Confinamento basso (staffe tipo 1); (b) Confinamento medio (staffe tipo 2); (c) Confinamento alto (staffe tipo 3)



(a)



(b)



(c)

Figura 9. Duttilità in curvatura in funzione dello sforzo normale adimensionalizzato per i casi: (a) Confinamento basso (staffe tipo 1); (b) Confinamento medio (staffe tipo 2); (c) Confinamento alto (staffe tipo 3)

Tabella 2. Confronto fra i valori delle curvature sostanzialmente elastiche e le curvature convenzionali di prima plasticizzazione, valutate secondo le NTC2018

Modello 1				
Livello di confinamento	ν_d	ϕ'_{yd} [1/m *10 ⁻³]	ϕ_{yd} [1/m *10 ⁻³]	Δ [%]
Basso (Staffe tipo 1)	0.15	9.8 (acc)	10.3	5.2%
	0.30	10.8 (acc)	11.6	6.6%
	0.45	11.1 (cls)	12.3	10.8%
Medio (Staffe tipo 2)	0.15	9.8 (acc)	10.4	5.2%
	0.30	10.9 (acc)	11.6	6.5%
	0.45	11.0 (cls)	12.3	12.4%
Alto (Staffe tipo 3)	0.15	10.0 (acc)	10.5	5.0%
	0.30	11.2 (acc)	11.9	6.3%
	0.45	10.5 (cls)	12.3	17.1%

Modello 2				
Livello di confinamento	ν_d	ϕ'_{yd} [1/m *10 ⁻³]	ϕ_{yd} [1/m *10 ⁻³]	Δ [%]
Basso (Staffe tipo 1)	0.15	9.6 (acc)	10.0	4.9%
	0.30	10.6 (acc)	11.3	6.2%
	0.45	11.6 (cls)	12.3	6.0%
Medio (Staffe tipo 2)	0.15	9.6 (acc)	10.0	4.9%
	0.30	10.6 (acc)	11.2	6.1%
	0.45	11.6 (cls)	12.3	5.8%
Alto (Staffe tipo 3)	0.15	9.5 (acc)	10.0	4.9%
	0.30	10.5 (acc)	11.2	6.3%
	0.45	11.6 (acc)	12.2	6.0%

Per quanto riguarda la curvatura ultima ϕ_u , in Figura 8 è possibile osservare che per valori ridotti dello sforzo normale la sezione raggiunge la condizione ultima per crisi dell'acciaio ed i valori di curvatura ultima forniti dai due modelli risultano simili tra loro. Fintanto che tale modalità di rottura permane, all'aumentare dello sforzo normale si ottengono valori crescenti di ϕ_u . Raggiunto un certo valore di ν_d , la modalità di rottura cambia e la sezione sviluppa la curvatura massima in corrispondenza alla crisi del calcestruzzo.

Il valore dello sforzo normale adimensionalizzato per cui avviene il passaggio da una modalità di rottura all'altra aumenta all'aumentare del livello di confinamento fino a che nel caso di confinamento alto, Figura 8 (c), la condizione ultima si raggiunge per crisi dell'acciaio per tutti i valori dello sforzo normale considerati.

Si osserva come, in nessuno dei casi esaminati, la curvatura ultima valutata secondo normativa è legata alla diminuzione del momento superiore al

15% del momento massimo. Da alcune prove svolte si è visto come tale condizione possa invece essere raggiunta per pilastri di piccole dimensioni, con rapporti elevati tra copriferro e altezza delle sezioni, per i quali in corrispondenza dell'espulsione del copriferro si ha, come già detto, un forte calo del momento resistente che in diversi casi può essere maggiore del 15%, comportando quindi una drastica diminuzione della deformazione ultima e quindi della duttilità.

In Figura 9, infine, si riportano i valori corrispondenti di duttilità in curvatura μ_ϕ ; si nota che le differenze maggiori tra i due modelli si hanno nel caso di alto confinamento e alti valori di sforzo normale, e sono dell'ordine del 10%.

A partire dal §3 del presente lavoro è stato utilizzato il legame per il calcestruzzo relativo al modello 1 (parabola-rettangolo) per condurre le analisi.

3 DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LA DUTTILITÀ

Come indicato al §C7.4.4 della Circolare 2019 le verifiche di duttilità si intendono implicitamente soddisfatte se si seguono le regole per i materiali, i dettagli costruttivi e la progettazione in capacità indicate per le diverse tipologie di elementi strutturali. Nei successivi paragrafi sono analizzati in particolare pilastri e travi.

3.1 Pilastri

Al §7.4.6.2.2 delle NTC2018, nella sezione dedicata specificatamente ai dettagli costruttivi per la duttilità dei pilastri, viene ribadita la necessità di eseguire le verifiche di duttilità nelle zone dissipative allo spiccatto dei pilastri primari e nelle zone terminali di tutti i pilastri secondari. Viene inoltre riportata la seguente relazione che fornisce la quantità di armatura trasversale necessaria per ritenere implicitamente soddisfatte tali verifiche in funzione della domanda di duttilità e dello sforzo normale presente:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (13)$$

dove b_c è la larghezza minima della sezione trasversale lorda, b_0 è larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c - che coincide con b_x o b_y delle relazioni (9) e (10) - e ω_{wd} è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento:

$$\omega_{wd} = \rho_w \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (14)$$

La relazione (13), del tutto analoga a quella riportata in Eurocodice 8 - la cui genesi è spiegata in Fardis 2009, Fardis et al. 2005 - è rappresentata in Figura 10 per un tipico rapporto $b_c/b_0 \approx 1.2$. Si può notare che la richiesta di armatura trasversale volumetrica, espressa in termini $\alpha\omega_{wd}$, vari in funzione della domanda di duttilità e dello sforzo normale presente.

Si sottolinea come questa variabilità costituisca un'importante novità rispetto alla precedente versione della normativa che invece richiedeva direttamente una quantità minima di armatura trasversale ω_{wd} (da applicare in entrambe le direzioni) indipendentemente dalla domanda di duttilità e dallo sforzo normale. In particolare veniva richiesto un rapporto volumetrico meccanico totale pari a ω_{wd} pari a 0.16 e 0.24, rispettivamente per CDB e CDA, senza alcun riferimento al valore del coefficiente di efficienza del confinamento α .

Per poter quindi confrontare le prescrizioni dell'attuale normativa con quelle della precedente versione, è quindi necessario riferirsi a possibili valori del coefficiente α , non esplicitamente indicati. Combinando le prescrizioni minime previste per la spaziatura delle staffe e le distanze massime concesse tra due barre longitudinali fissate tra loro da ganci è possibile identificare dei valori minimi di α , che per la precedente versione della normativa, sono pari 0.25 e 0.35 rispettivamente per strutture in CDB e CDA. Adottando questi valori di α sono state quindi tracciate le due linee orizzontali (in rosso) in Figura 10 rappresentative dei minimi di armatura trasversale richiesti dalle NTC2008 espressi in termini di $\alpha\omega_{wd}$.

Per avere un'indicazione sui valori che può assumere il rapporto $\alpha\omega_{wd}$ in casi usuali di elementi di nuova progettazione, esso può variare da circa 0.05 (valore ad esempio valido per un pilastro 40x40 con staffe Ø10 2 braccia passo 15cm) a circa 0.7 (per un pilastro 40x40 con staffe Ø10 4 braccia passo 5cm).

Con riferimento al caso studio indagato al paragrafo 2.2, si ha che la staffatura di Tipo 1 corrisponde ad un coefficiente $\alpha\omega_{wd} = 0.17$, quella di Tipo 2 a 0.30 e quella di Tipo 3 a 0.71.

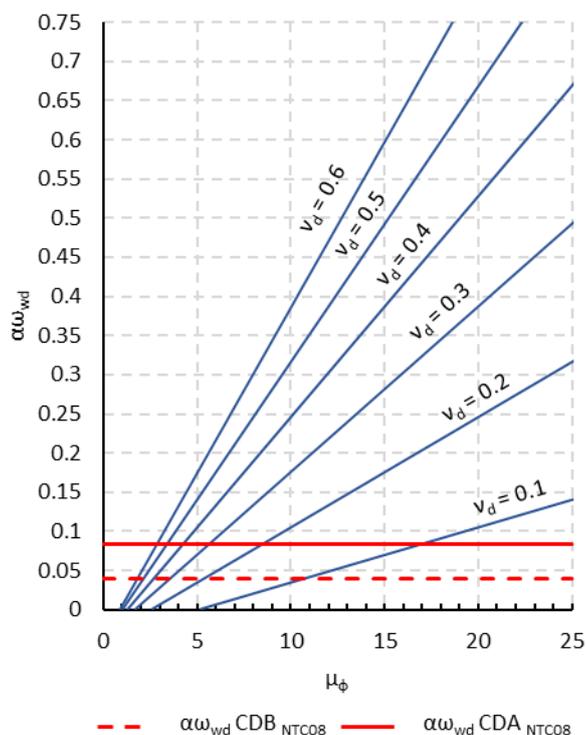


Figura 10. Richiesta di armatura trasversale al variare della domanda di duttilità e dello sforzo normale adimensionalizzato, confronto con NTC2008

Dalla Figura 10 si nota come, a domande di duttilità $\mu_\phi < 20$, corrispondano richieste di armatura trasversale compatibili con i casi reali sopra citati. Per $\mu_\phi > 20$ e alto sforzo normale ($v_d = 0.6$) le richieste di armatura trasversale diventano sempre più importanti e, di fatto, estremamente difficili da raggiungere in termini di capacità, come dimostrato nel seguito. Bisogna peraltro osservare che domande di duttilità prossime o superiori a 20-25 corrispondono, in base alla relazione (1), a strutture con periodi propri T_1 bassi e fattori di comportamento elevati, che potrebbero indicare scelte di impostazione strutturale non corrette. Infatti, un edificio con periodo T_1 basso è caratterizzato o da una grande rigidezza, e di conseguenza di fatto anche da una corrispondente resistenza, o da una massa ridotta, situazioni entrambe che in genere non richiedono grandi riduzioni della forza elastica e quindi elevati valori del fattore di comportamento q .

Per quanto riguarda invece quanto previsto dalla precedente versione della normativa, i minimi richiesti per l'armatura trasversale corrispondono - confrontandosi con le attuali prescrizioni fornite dalla relazione (13) - nel migliore dei casi in CDA, a valori di duttilità maggiori di 8 solo per bassi valori di sforzo normale ($v_d < 0.2$).

3.2 Travi

Al capitolo §7.4.6.2.1 le NTC2018 precisano come, per garantire modalità di collasso coerenti con la classe di duttilità adottata, si debbano rispettare per tutta la lunghezza della trave le due seguenti condizioni:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho' + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad (15)$$

$$0.25\rho < \rho' \quad (16)$$

dove ρ e ρ' rappresentano le percentuali geometriche di armatura longitudinale rispettivamente tesa e compressa.

La seconda prescrizione è ancor più restrittiva all'interno delle zone critiche dove viene richiesto:

$$0.5\rho < \rho' \quad (17)$$

Per quanto riguarda i dettagli costruttivi da prevedere nelle zone critiche delle travi viene quindi introdotto un limite inferiore di armatura longitudinale tesa, necessario per evitare che la rottura della sezione avvenga immediatamente dopo la fessurazione del calcestruzzo, ed un limite superiore espresso in funzione della differenza massima tra i rapporti di armatura tesa e compressa

Le relazioni (15) e (17) sono rappresentate in Figura 11, in cui è riportata la zona di validità di tali disuguaglianze. Si osserva, in particolare, come il rispetto delle relazioni (15) e (17) corrisponda ad avere rapporti di armatura ρ'/ρ , per un dato valore di ρ , che stanno nella parte campita del grafico. La curva limite rossa, che ad ogni valore di ρ'/ρ associa i massimi valori di ρ compatibili con la relazione (15), fornisce di fatto valori di armatura tesa ρ sempre maggiori di 1.5%, che rappresenta già un valore abbastanza elevato per elementi sismici primari, in relazione alla pratica costruttiva comune, anche nell'ottica di garantire il rispetto della progettazione in gerarchia e la verifica a taglio dei nodi. ovvero il rispetto delle prescrizioni di ancoraggio delle barre negli stessi.

È giusto il caso di ricordare come la regola di dettaglio proposta non faccia alcun riferimento alla domanda di duttilità in curvatura. Si osserva invece come le regole di dettaglio fornite da Eurocodice 8 per garantire la duttilità nelle zone critiche delle travi fanno riferimento alle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e, soprattutto, alla domanda di duttilità μ_ϕ come indicato nel seguito:

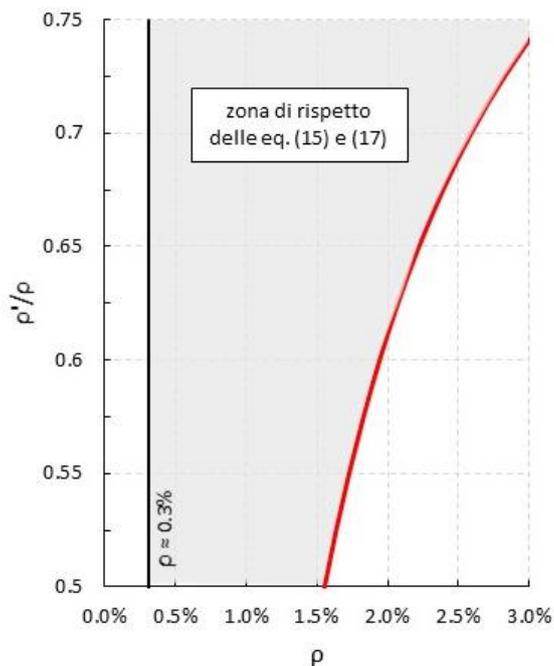


Figura 11. Valori del rapporto ρ'/ρ minimo al variare dell'armatura longitudinale tesa ρ per rispettare le regole di dettaglio delle NTC2018 riportate nelle relazioni (15) e (17)

$$\rho < \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\varepsilon_{yd} \mu_{\phi} f_{yd}} \quad (18)$$

Tale relazione è rappresentata in Figura 12 che riporta, al variare dell'armatura longitudinale tesa ρ , il minimo rapporto ρ'/ρ necessario per garantire il rispetto della regola di dettaglio prevista dalla relazione (18). Analogamente a quanto fatto in Figura 11, sull'asse a destra è riportato il corrispondente valore di μ_{ϕ} e di q_0 nel caso più favorevole $T_1 > T_c$.

È necessario osservare che in Eurocodice 8 la domanda di duttilità è valutata con riferimento allo SLV. In questo senso la Figura 12 può essere utilizzata come un abaco, valido per sezioni di travi realizzate con calcestruzzo C25/30, e acciaio B450C, che fornisce, per una determinata domanda di duttilità in curvatura μ_{ϕ} (legata a q_0 da T_1/T_c), fissato un rapporto di armatura ρ , il minimo rapporto ρ'/ρ necessario per garantire il rispetto della regola di dettaglio di Eurocodice 8 e, quindi, il livello di duttilità richiesto, o viceversa assegnato ρ e ρ'/ρ di una sezione il corrispondente valore di μ_{ϕ} e di q_0 ottenibile.

In Figura 12 è stata infine inserita la curva rossa di Figura 11 relativa alla prescrizione (15) delle NTC2018. Come si può osservare tale curva corrisponde ad una duttilità determinata allo SLV tramite l'inversione della relazione (18) che risulta pari a circa $\mu_{\phi} = 4.3$

Da tenere presente che, nell'utilizzare l'abaco di Figura 12 nell'ambito delle NTC2018, la duttilità è espressa allo SLV ed è legata a quella allo SLC da un coefficiente 1.2.

Si nota infine come, fissando un intervallo di valori di armatura longitudinale tesa tipici per le travi, compresi tra 0.8% e 1.25%, il rapporto minimo $\rho'/\rho = 0.5$ non risulti sempre sufficiente a garantire quanto richiesto dalla relazione (18), in particolar modo per richieste di duttilità $\mu_{\phi} > 8$.

Per raggiungere questi valori è quindi preferibile adottare rapporti ρ'/ρ maggiori di 0.5 onde evitare di dover limitare in maniera eccessiva la quantità di armatura longitudinale.

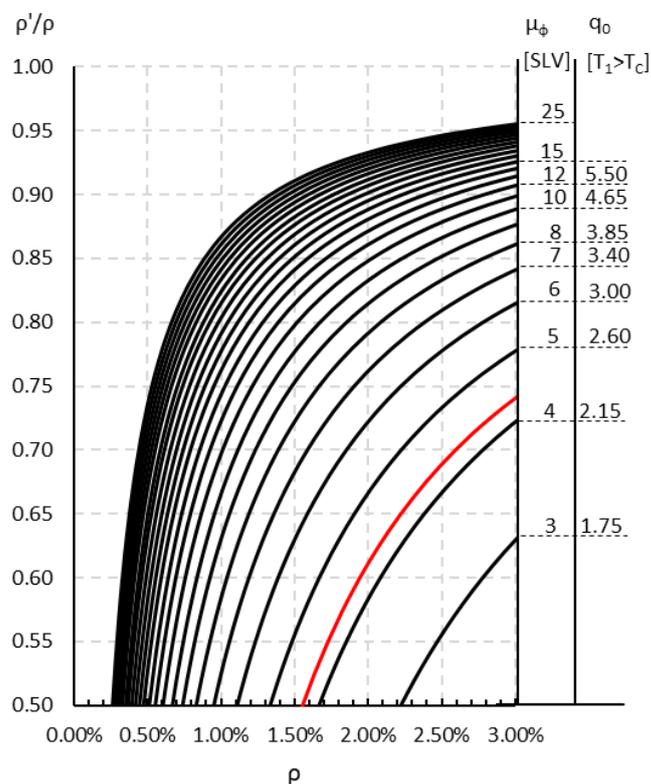


Figura 12. Abaco che riporta il rapporto ρ'/ρ minimo da utilizzare secondo Eurocodice 8 al variare dell'armatura longitudinale tesa ρ in funzione della domanda in curvatura μ_{ϕ} o del corrispondente valore di q_0

4 DETTAGLI COSTRUTTIVI E CALCOLO ESPLICITO DELLA DUTTILITÀ

4.1 Pilastri

Poiché il rispetto dei dettagli costruttivi proposti dalla (13) è indicato dalla normativa come alternativa alla verifica esplicita della duttilità, si sono confrontati i valori di duttilità ottenibili invertendo la (13) stessa, ed esprimendo μ_{ϕ} al variare della percentuale di armatura trasversale

adottata, e i valori di duttilità ottenibili invece mediante il calcolo esplicito della capacità utilizzando per il calcestruzzo il modello Parabola Rettangolo.

Questo confronto è rappresentato in Figura 13 dove si riporta la capacità di duttilità per il pilastro presentato in 2.2 al variare dell'armatura trasversale espressa dal prodotto $\alpha\omega_{wd}$ e dello sforzo normale adimensionalizzato (in questo caso assunto pari a $v_d=0.2-0.4-0.6$ per coprire un più ampio spettro di variabilità). Si osserva come la relazione (13), rappresentata da rette di pendenza via via decrescente all'aumentare dello sforzo normale adimensionalizzato v_d , non fornisca un limite superiore di duttilità μ_ϕ perché non tiene conto della rottura lato acciaio. Si deve però ricordare che valori di duttilità prossimi o maggiori di $\mu_\phi=25$ sono difficili da ottenere nelle strutture reali, sia in termini di capacità che di domanda, come sopra precisato.

Dal confronto tra le rette e la curva corrispondente alla capacità ottenuta dal calcolo esplicito di duttilità, si osserva come la relazione (13) fornisca valori di duttilità tendenzialmente inferiori rispetto a quelli determinati mediante un calcolo esplicito, tranne nel caso di alto confinamento con valori bassi di sforzo normale. In questo caso la relazione (13) fornisce valori di duttilità che sono maggiori, ma in realtà non ottenibili per raggiungimento della crisi dell'acciaio. Si ricorda però che si è nel campo di valori di duttilità elevati per cui valgono le considerazioni indicate in precedenza.

Dalla Figura 13 si nota infatti come, dal calcolo esplicito della capacità, si arriva all'aumentare di $\alpha\omega_{wd}$ (e quindi del livello di confinamento della sezione) ad un valore di duttilità massimo pari a circa 25, legato alla rottura dell'acciaio teso.

Si può infine osservare come i tre casi di confinamento corrispondenti ai tre tipi di staffatura analizzati in 2.2 siano rappresentativi di condizioni diverse, la prima (basso confinamento) in cui il rispetto della regola di dettaglio (13) fornisce un livello di duttilità sempre cautelativo rispetto al calcolo esplicito, la seconda (medio confinamento) in cui esso è sostanzialmente cautelativo, la terza (alto confinamento) in cui può essere o meno cautelativo al variare dello sforzo normale adimensionalizzato v_d pur valendo le osservazioni sopra indicate.

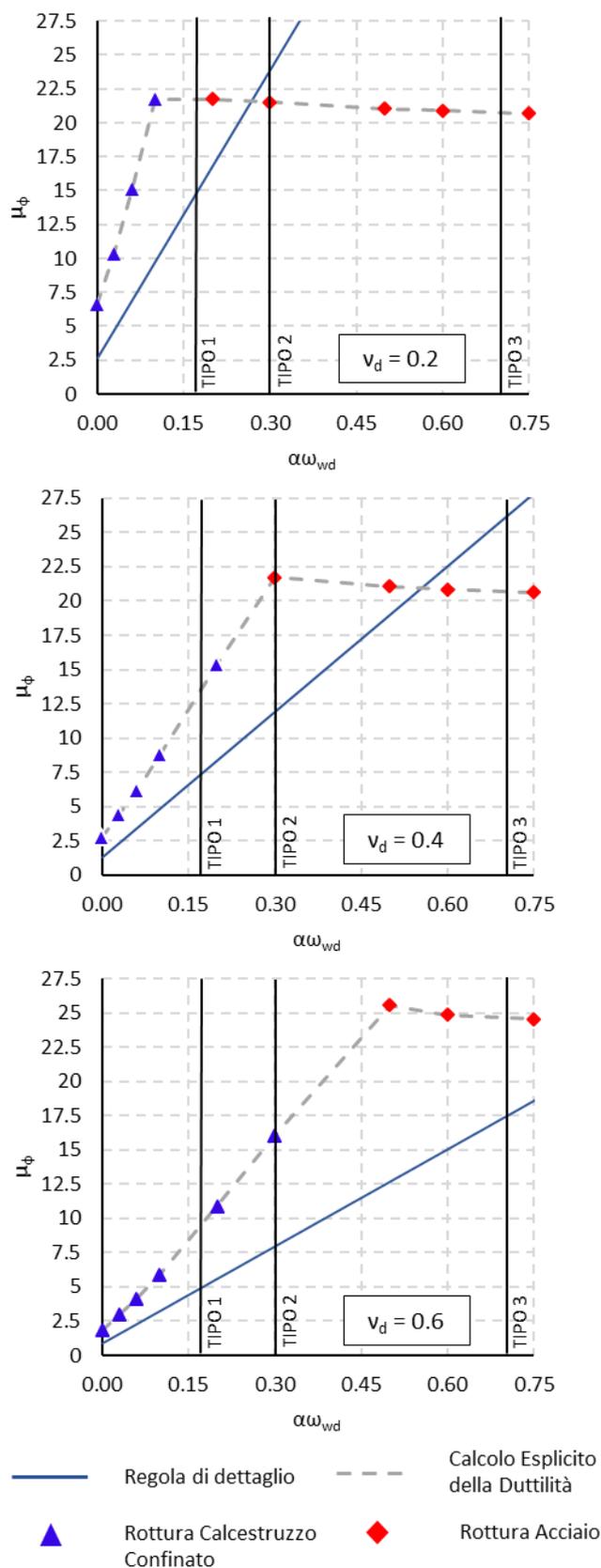


Figura 13. Confronto tra la duttilità in curvatura ottenuta con la relazione (13) e quella ottenuta con il calcolo esplicito al variare della percentuale volumetrica di armatura trasversale per $v_d = 0.2 - 0.4 - 0.6$

4.2 Travi

Analogamente al caso dei pilastri si è effettuato anche per le travi un confronto tra quanto ottenibile in termini di duttilità dal rispetto della regola di dettaglio espressa dalle relazioni (15) e (17) con la capacità ottenibile dal calcolo esplicito. In particolare si sono considerati alcuni casi significativi caratterizzati da fissati rapporti ρ'/ρ e la corrispondente armatura ρ ricavata dalla curva limite rossa di Figura 11.

In Figura 14 è rappresentata la capacità di duttilità in curvatura μ_ϕ valutata mediante il calcolo esplicito con legame parabola rettangolo per il calcestruzzo al variare del rapporto ρ'/ρ e del corrispondente valore massimo di ρ per una trave di larghezza pari a $b=300$ mm al variare dell'altezza h da 200 mm a 600 mm a passo di 100 mm assumendo $f_{ck}=25$ MPa e $f_{yk}=450$ MPa. A destra del grafico è riportato anche il valore del fattore di comportamento base q_0 corrispondente alla duttilità μ_ϕ ottenuto mediante la (1) nel caso $T_1 > T_c$, che costituisce peraltro la condizione più favorevole.

Come è possibile notare dalla Figura 14, a parità di rapporti geometrici di armatura, la duttilità decresce al diminuire dell'altezza della sezione. Per il caso studio analizzato, al variare del rapporto ρ'/ρ - e del corrispondente valore di ρ secondo la relazione (15) -, si ottengono valori massimi di duttilità μ_ϕ che variano mediamente tra 4 e 3.4, a cui corrispondono valori del fattore di comportamento q_0 di circa 2. Si deve notare però che questi valori abbastanza bassi di μ_ϕ rappresentano la duttilità in curvatura che si ottiene rispettando al limite la relazione (15), cioè adottando la massima percentuale di armatura tesa ρ permessa dal rapporto ρ'/ρ scelto, cioè ad esempio per $\rho'/\rho = 0.5$ un valore $\rho = 1.5\%$ o per un rapporto $\rho'/\rho = 0.7$ un valore $\rho = 2.6\%$. In tal senso, a parità di rapporto ρ'/ρ , valori inferiori di ρ rispetto a quelli massimi forniti dalla curva rossa di Figura 11 garantiscono valori di μ_ϕ più elevati di quelli riportati in Figura 14.

A titolo di esempio, con riferimento al caso studio, imponendo un rapporto $\rho'/\rho = 0.5$ ed un valore di $\rho = 1\%$, anziché 1.5% , si ottiene un valore di μ_ϕ , valutato come media al variare dell'altezza h , pari a circa 5.8, corrispondente ad un fattore base di comportamento q_0 pari a circa 3. È evidente però come sia necessario, per ottenere valori di duttilità ancora più elevati, compatibili quindi con una progettazione in CDA, aumentare

il rapporto ρ'/ρ visto che diminuire la percentuale di armatura tesa per una trave primaria al di sotto dell'1% risulterebbe comunque difficilmente praticabile.

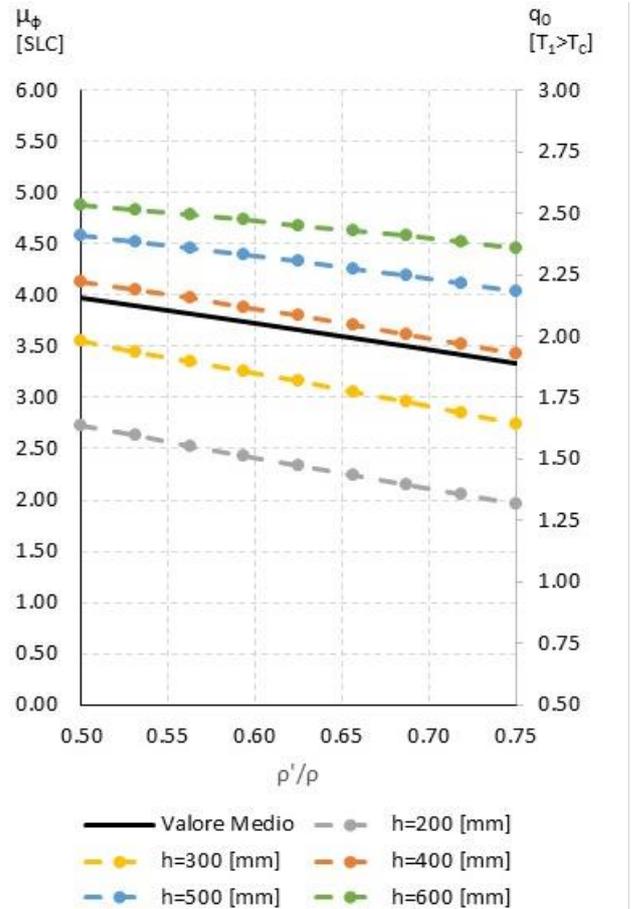


Figura 14. Capacità in termini di duttilità in curvatura ottenuta dal calcolo esplicito al variare di ρ'/ρ - e relativo valore di ρ secondo la (15) - con i corrispondenti valori di q_0 per il caso esaminato

5 PRESCRIZIONI SULLA DUTTILITÀ' DEGLI ELEMENTI SECONDARI

Quanto precisato ai capitoli precedenti si applica anche agli elementi secondari per i quali le NTC2018 richiedono (§7.2.3) la presenza di dettagli costruttivi sufficienti per sostenere i carichi gravitazionali quando soggetti a spostamenti valutati allo SLC coerenti con il fattore di comportamento q assunto (§7.3.3.3). Nella Circolare 2019 (§C7.2.3) si precisa come, in assenza di plasticizzazioni, per garantire gli spostamenti siano sufficienti i dettagli costruttivi previsti per il progetto statico (Cap.4), in caso contrario valgono le regole previste nel caso di azioni sismiche (Cap.7). Per gli elementi secondari, in condizioni sismiche viene richiesta esclusivamente la verifica di duttilità (DUT) con le

stesse condizioni degli elementi sismici primari. Nello svolgere la verifica di duttilità per gli elementi secondari, dalla lettura della norma, l'unica differenza che sembra esserci rispetto a quanto sintetizzato in Figura 1 per i primari, riguarda le travi secondarie per le quali non sembra sufficiente rispettare il dettaglio costruttivo ma permane necessaria la verifica esplicita di duttilità nelle zone dissipative. Per determinare la presenza o meno di possibili plasticizzazioni negli elementi secondari può essere utile fare riferimento a quanto presente nella parte relativa alla verifica a taglio (§C8.7.2.3.5). In tale parte viene precisato che, per valutare le possibili plasticizzazioni sugli elementi, è necessario verificare che la domanda a flessione o a pressoflessione non superi la corrispondente capacità al limite elastico (momento di prima plasticizzazione) in entrambe le direzioni principali della sezione.

In caso di plasticizzazione degli elementi secondari si ritiene importante rispettare comunque le limitazioni di armatura previste per le armature trasversali nelle zone dissipative in modo da impedire l'insorgere di fenomeni di buckling delle barre longitudinali.

CONCLUSIONI

Nel presente lavoro vengono discusse le modalità di verifica di duttilità degli elementi primari e secondari di strutture di nuova progettazione in c.a. presenti nella normativa NTC2018 e relativa Circolare 2019.

Con riferimento a tre casi studio di pilastri con differenti percentuali di staffatura e valori dello sforzo normale adimensionalizzato, vengono eseguite alcune analisi parametriche adottando i due diversi modelli costitutivi per il calcestruzzo confinato introdotti esplicitamente nelle NTC2018 e relativa Circolare 2019, valutando la capacità in termini di duttilità in curvatura (verifica esplicita della duttilità). Vengono poi discusse le prescrizioni delle NTC2018 relative ai dettagli costruttivi, mettendole a confronto con quanto riportato in Eurocodice 8. A tal fine, al variare di alcuni parametri significativi (e.g. sforzo normale adimensionalizzato, percentuali di armatura) vengono costruiti diagrammi di confronto tra verifica esplicita della duttilità e rispetto dei dettagli costruttivi, evidenziando come esistano situazioni in cui il rispetto delle regole di dettaglio non risulti cautelativo rispetto al calcolo esplicito.

In particolare, si è osservato come i dettagli per i pilastri coprano in genere bene la richiesta di duttilità, tranne per i casi di alto confinamento e bassi valori di sforzo normale. In questi casi l'utilizzo del rispetto dei dettagli costruttivi permette di ritenere soddisfatta la verifica di duttilità per qualsiasi valore di μ_ϕ (anche maggiore di 25) semplicemente aumentando il valore di $\alpha\omega_{wd}$. Viceversa, un calcolo esplicito della duttilità dimostra che tali valori di μ_ϕ non si possano raggiungere neppure assumendo valori molto elevati di $\alpha\omega_{wd}$ a causa del superamento dell'allungamento massimo consentito per l'armatura longitudinale.

Da sottolineare comunque come, se la domanda di duttilità in curvatura raggiunge valori così elevati, vada controllato di non essere in una situazione generata da scelte di progettazione strutturale non corrette, quali ad esempio l'assunzione di fattori di comportamento elevati per strutture con basso periodo proprio.

Diverso il caso delle travi, per le quali le regole di dettaglio previste dalle NTC2018 sono indipendenti dalla domanda di duttilità, a differenza da quanto previsto da Eurocodice 8. Dalle verifiche esplicite si è riscontrato, per i casi analizzati, che lo stretto rispetto delle regole di dettaglio (sfruttando quindi al massimo l'armatura tesa in funzione del rapporto ρ'/ρ scelto) conduce a valori di duttilità molto contenuti. Per le travi è stato quindi sviluppato un abaco, basato sulle prescrizioni di Eurocodice 8, che, assegnata la domanda di duttilità, permette di determinare al variare della percentuale di armatura tesa il relativo rapporto tra armatura compressa e tesa necessario per raggiungere tale livello di duttilità. Dal confronto con i risultati della verifica esplicita si è visto come particolare attenzione debba essere posta per le travi basse, quali sono in molti casi le travi secondarie. Si deve ricordare però che per le travi secondarie in ogni caso l'attuale normativa richiede la verifica esplicita di duttilità.

RINGRAZIAMENTI

L'attività di ricerca svolta è stata finanziata dal progetto esecutivo DPC-ReLUIIS 2019-21 WP11 CONTRIBUTI NORMATIVI – CA (Coordinatori Prof. Giorgio Monti e Prof. Enrico Spacone) - unità Iuav di Venezia (coordinatore prof.ssa Anna Saetta).

RIFERIMENTI

- Biskinis, D. E., Roupakias, G. K. and Fardis, M. N. (2004), Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacements. *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 6, p. 773-783.
- CEB: CEB-FIP Model Code 1990 – *Final draft, Bulletin Nos.203/204/205*. Comité Euro-international du Béton, Lausanne, 1991.
- D.M.14/01/2008 (NTC2008): Norme tecniche per le costruzioni, SO n.30 G.U. n.29 del 4/2/2008.
- D.M.17/01/2018 (NTC2018): *Norme Tecniche per le Costruzioni*, G.U. SO n.42 20/2/2018.
- CEN: European Standard EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2: *Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings*. Comité Européen de Normalisation. Brussels, 2004.
- CEN: European Standard EN 1998-1:2004: Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Comité Européen de Normalisation, Brussels, 2004.
- CEN: European Standard EN 1998-2:2005 Eurocode 8 – *Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges*. Comité Européen de Normalisation, Brussels, 2005.
- CEN: European Standard EN 1998-3:2005 Eurocode 8 – *Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. Comité Européen de Normalisation, Brussels, 2005.
- Fardis, M. N., 2009. *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8*. Springer Science & Business Media.
- Fardis M., Carvalho E., Elnashai A., Faccioli E., Pinto P., Plumier A. and Gulvanessian H., 2005 *Designers' Guide to EN 1998-1 and 1998-5. Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistant Structures*.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., Park, R., 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, **114**(8), 1804-1826.
- MIT - Ministero delle infrastrutture e dei trasporti Circ. C.S.Ll. 21 gennaio 2019 n. 7. *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al D.M. 17 gennaio 2018*. 2019.
- Paulay, T., Priestley, M. N., 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, Wiley, New York.
- Popovics, S., 1973. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and concrete research*, **3**(5), 583-599.
- Kuntz G.L., Browning J., 2003. Reduction of Column Yielding During Earthquakes for Reinforced Concrete Frames, *ACI Structural Journal* **100**(5):573-580.