POLITECNICO DI TORINO
Repository ISTITUZIONALE

Verifiche di sicurezza di strutture nuove ed esistenti in c.a. e c.a.p. con il metodo degli elementi finiti

Original
Verifiche di sicurezza di strutture nuove ed esistenti in c.a. e c.a.p. con il metodo degli elementi finiti / Castaldo, P., Gino, D., Giordano, L., Miceli, E.. - In: INGENIO. - ISSN 2307-891X. - ELETTRONICO. - (2024), pp. 1-10.

Availability:
This version is available at: 11583/3002429 since: 2025-08-15T08:17:53Z

Publisher:
INGENIO

Published
DOI:

Terms of use:

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

Publisher copyright

(Article begins on next page)

28 November 2026

Verifiche di sicurezza di strutture nuove ed esistenti in c.a. e c.a.p. con il metodo degli elementi finiti

Prof. Paolo Castaldo, Ing. Diego Gino, Ing. Elena Miceli, Prof. Luca Giordano - Politecnico di Torino

Il lavoro ha l'obiettivo di illustrare l'impiego dei modelli agli elementi finiti in regime lineare e non lineare per analisi globali finalizzate al progetto e verifica di edifici e ponti in calcestruzzo armato ordinario e precompresso. In particolare, sono discusse le nuove metodologie di verifica basate su analisi globali e non su verifiche sezionali in accordo ai nuovi codici internazionali (Annesso F – EC2). Le ipotesi alla base della modellazione numerica, le diverse assunzioni di modellazione relative ai legami costitutivi in regime non lineare sono discusse con riferimento ad alcuni esempi di strutture ai fini della valutazione della sicurezza per differenti scenari e combinazioni delle azioni.

1. Introduzione: l'approccio per la valutazione della sicurezza

Le analisi numeriche non lineari hanno rivoluzionato l'ingegneria strutturale, in particolare, nella progettazione e valutazione di strutture nuove ed esistenti in calcestruzzo armato [1]-[3]. Infatti, le analisi numeriche non lineari sono sempre più utilizzate per valutazioni strutturali [4]-[8], integrando gradualmente i metodi tradizionali e analitici per la valutazione della sicurezza [9]-[10]. Questa evoluzione è supportata da varie linee guida e metodologie [11]-[12], e si prevede che la prossima generazione dei codici di progettazione [13] incorporerà questi metodi avanzati, evidenziando la necessità di una ricerca rispetto sia ai limiti di applicabilità che alle incertezze [14]-[16]. Queste analisi sono cruciali anche per valutare l'impatto degli interventi su ponti o edifici esistenti, investigando sia le non linearità meccaniche che geometriche.

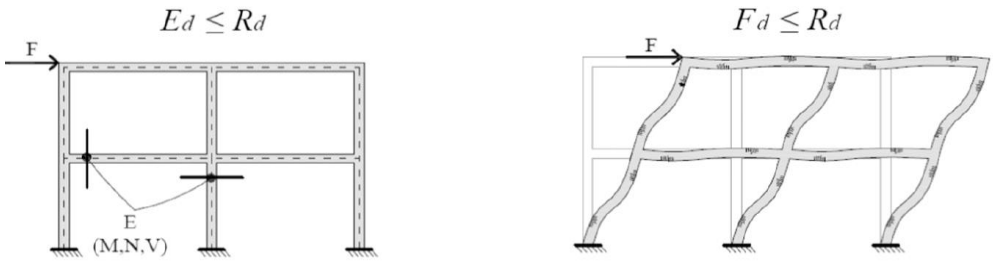
L'analisi di affidabilità delle strutture in calcestruzzo armato può essere condotta utilizzando varie metodologie in grado di incorporare sia incertezze aleatorie (materiali, proprietà geometriche e azioni) che epistemiche (ipotesi di modellazione), come delineato in [9]-[10]: formato probabilistico, formato dei coefficienti parziali di sicurezza e il formato della resistenza globale ("global resistance format"). Il formato probabilistico mira a stimare direttamente la probabilità di fallimento [17]-[18], assumendo specifiche distribuzioni probabilistiche sia per incertezze aleatorie che epistemiche. Al contrario, il formato dei coefficienti parziali di sicurezza assegna i valori di progetto alle variabili associate alle proprietà dei materiali, alla geometria, alle azioni e agli effetti correlati, consentendo così verifiche di sicurezza locali [14] della resistenza degli elementi (ovvero metodo semi-probabilistico) [19]-[20]. Il formato della resistenza globale tratta le incertezze legate alle azioni e quelle legate alla risposta strutturale a livello globale [14] conducendo una verifica della sicurezza globale. Nello specifico, l'approccio [10] si basa sul confronto diretto tra le azioni di progetto e la resistenza di progetto globale di una struttura, incorporando sia incertezze aleatorie (legate a materiali e alle proprietà geometriche) che epistemiche (legate alle ipotesi del modello numerico). All'interno della filosofia del formato della resistenza globale, il metodo della resistenza globale [10]-[14] è uno degli approcci preferiti utilizzati per scopi pratici.

Il metodo della resistenza globale consente di stimare il valore di progetto della resistenza globale di una struttura (la resistenza strutturale globale), mediante un numero limitato di simulazioni numeriche, e tiene conto sia delle incertezze aleatorie che epistemiche attraverso la definizione dei "fattori di sicurezza globale" [10]. In questo modo, i fattori di sicurezza globale vengono applicati a livello globale al fine di rispettare i requisiti di sicurezza. Nello specifico, i fattori di sicurezza globale vengono utilizzati per ridurre la resistenza strutturale globale stimata mediante le analisi numeriche non lineari per tenere conto delle incertezze [14] in conformità con livelli di affidabilità specifici [10],[21]-[22].

3. Confronto tra l'approccio locale e l'approccio globale per la valutazione della sicurezza

Nella pratica comune e nei codici normativi, la progettazione/valutazione di strutture nuove/esistenti viene eseguita mediante analisi della sezione trasversale, confrontando le sollecitazioni interne di progetto (E_d) e le resistenze interne (R_d) secondo l'ineguaglianza $E_d < R_d$ [9]. In generale, viene adottato l'approccio degli stati limite in linea con il metodo dei coefficienti parziali. In questo contesto, le sollecitazioni interne E_d sono valutate tramite analisi elastica lineare combinando gli effetti dei carichi esterni (con sovrapposizione lineare), mentre la resistenza interna della sezione R_d è valutata in base allo stato limite ultimo considerato. Questo approccio per valutare la sicurezza strutturale è definito "locale", poiché coinvolge solo verifiche sezionali degli elementi strutturali senza considerare il comportamento globale effettivo e la progressiva ridistribuzione delle forze interne all'interno della struttura in cemento armato. Come introdotto in precedenza, quando la valutazione della sicurezza strutturale viene eseguita mediante analisi non lineari raffinate, la capacità globale delle strutture in calcestruzzo armato di ridistribuire le forze interne sotto una specifica condizione di carico non può essere trascurata. In questo contesto, l'uso dell'analisi numerica non lineare per mezzo degli elementi finiti implica la necessità di adottare un approccio "globale" per la verifica strutturale, confrontando l'azione esterna globale F_d sotto una specifica combinazione di carico e la resistenza strutturale globale R_d.

In questo modo, il danneggiamento progressivo della struttura e la ridistribuzione delle forze interne sono considerati all'interno della verifica globale, giustificando anche l'adozione di modelli non lineari così complessi. Le differenze tra i due approcci sono illustrate schematicamente nella Figura 1.



ANALISI "LOCALE" *ANALISI "GLOBALE"*

Figura 1 – *Confronto tra la filosofia dell'analisi locale e quella relativa all'analisi globale.*

2. Il formato globale per la valutazione della sicurezza di strutture in c.a. o c.a.p. mediante l'uso degli elementi finiti non lineari

La verifica dello stato limite ultimo secondo il formato della resistenza globale (FRG) può essere eseguita confrontando il valore di progetto della resistenza strutturale globale R_d con il valore di progetto delle azioni F_d. La resistenza strutturale globale è considerata come la risposta globale ultima del sistema al set di azioni simultaneamente insistenti (cioè, all'interno della combinazione rilevante [23]). La condizione dello stato limite, secondo il FRG [10], può essere formulata come segue:

$$F_d \le R_d \;\; dove \;\; R_d = \frac{R_{NL}\left(f_{rep}; a_{rep}\right)}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \tag{1}$$

Nell'Eq.(1), F_d è il valore di progetto delle azioni; R_d è il valore di progetto della resistenza strutturale globale contro le azioni; R_{NL} rappresenta la resistenza strutturale globale stimata attraverso una analisi numerica non lineare (NL); f_{rep} ed a_{rep} sono, rispettivamente, i valori rappresentativi delle proprietà dei materiali e geometriche adottate nelle analisi numeriche non lineari [23]. Il termine γ_R denota il fattore di sicurezza della resistenza globale legato alle incertezze delle proprietà dei materiali e della geometria (cioè, incertezze aleatorie) [23]-[24]. Il fattore di sicurezza della resistenza globale γ_R può essere determinato secondo l'Eq.(2) nell'ipotesi di una distribuzione probabilistica lognormale per la resistenza strutturale globale [23]-[24]:

$$\gamma_R = \frac{\exp\left(\alpha_R \beta_t \cdot V_R\right)}{\delta_R} \ge 1.00 \quad con \;\; V_R \le 0.3 \tag{2}$$

dove β_t è l'indice di affidabilità target [21]-[22]; α_R è il fattore di sensibilità del metodo di affidabilità del primo ordine, assunto uguale a 0.8 nell'ipotesi di incertezze aleatorie predominanti [10] rispetto a quelle epistemiche. Il termine δ_R raggruppa l'influenza legata ai fattori di bias delle deviazioni delle proprietà geometriche $\delta_{R,g}$ e alla deviazione relativa alla proprietà dei materiali $\delta_{R,m}$ [23], e può essere calcolato come:

$$\delta_R = \delta_{R,\mathrm{m}} \cdot \delta_{R,\mathrm{g}} \tag{3}$$

In particolare, la deviazione $\delta_{R,m}$ quantifica la discrepanza tra il risultato di una simulazione agli elementi finiti non lineari eseguita con valori medi delle proprietà dei materiali e valori nominali per le caratteristiche geometriche rispetto al valore medio della resistenza strutturale globale dato da un'analisi probabilistica [23]. A seguito di estensive valutazioni [23],[25], entrambi i precedenti coefficienti possono essere assunti pari ad uno a patto che la struttura non presenti significativa rilevanza per quanto riguarda gli effetti del secondo ordine.

Il termine V_R dell'Eq.(2) rappresenta il coefficiente di variazione (CoV) della resistenza strutturale globale (assunto come variabile distribuita log-normalmente), inclusivo dell'influenza delle incertezze aleatorie relative sia ai materiali che alle proprietà geometriche [23]. Questo valore può essere stimato secondo l'Eq.(4) (entro un errore del 5%):

$$V_R = \sqrt{V_{R,m}^2 + V_{R,g}^2} \quad with \;\; V_R \le 0.3 \tag{4}$$

dove, $V_{R,m}$ rappresenta il CoV della resistenza strutturale globale associata all'incertezza aleatoria delle proprietà dei materiali, mentre, $V_{R,g}$ denota il CoV relativo all'incertezza aleatoria delle proprietà geometriche. Per quanto riguarda il coefficiente di variazione $V_{R,m}$, ci si aspetta che per meccanismi fragili puramente legati al collasso in compressione del calcestruzzo esso assuma un valore prossimo al coefficiente di variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo V_C. Al contrario, per meccanismi fortemente duttili ed influenzai dalla risposta dell'acciaio d'armatura, ci si aspetta che $V_{R,m}$ assuma un valore prossimo al coefficiente di variazione delle tensione di snervamento dell'acciaio V_y (tipicamente assunto pari a 0.05). Per tutte le situazioni intermedie, $V_{R,m}$ potrà assumere un valore posto nel mezzo, fortemente influenzato dalla natura del meccanismo di collasso. Il valore di $V_{R,g}$ è stato studiato da [25], e per elementi strutturali in calcestruzzo armato non snelli, può essere considerato ragionevolmente uguale a 0.05. Per quanto riguarda la stima del valore di $V_{R,m}$ o la valutazione diretta di R_d nell'Eq.(1), sono stati proposti i seguenti formati di sicurezza all'interno del FRG nell'ambito della nuova formulazione dell'Eurocodice 2 – Annesso F [13]:

1. ***Metodo dei coefficienti parziali (Partial Factor Method - PFM)***: questo formato di sicurezza consente di effettuare la verifica della sicurezza eseguendo 1 NLNA utilizzando i valori di progetto come rappresentativi delle proprietà dei materiali e geometriche (cioè f_d e a_d , rispettivamente). I valori di progetto delle proprietà dei materiali devono essere derivati in linea con le specifiche di [10],[13],[22] e privati del contributo dell'incertezza del modello relative alle verifiche locali standard. Ciò può portare a complessità, specialmente, quando si considerano strutture in cemento armato esistenti. L'Eq.(1) si applica utilizzando f_d e a_d come valori rappresentativi, impostando γ_R come unità e adottando il valore appropriato per γ_{Rd}.

2. ***Metodo della resistenza globale (Global Resistance Method - GRM)***: questo formato di sicurezza adotta come valori rappresentativi delle proprietà dei materiali e geometriche i valori medi f_m e quelli nominali a_n , rispettivamente. Il valore di γ_R può essere stimato in linea con le Eq.(2)-(4), mentre γ_{Rd} dovrebbe essere determinato il base al livello di incertezza relativo alla modellazione. In particolare, il valore del CoV $V_{R,m}$ può essere determinato secondo:
   i. *Metodo di stima del coefficiente di variazione (Estimation of Coefficient of Variation - ECoV):* con l'assunzione di distribuzione lognormale per la resistenza strutturale globale e eseguendo due simulazioni numeriche agli elementi finiti non lineari con, rispettivamente, valori medi/nominali (cioè, f_m e a_n) e caratteristici/nominali (cioè, f_k e a_n) riguardanti i valori rappresentativi delle proprietà dei materiali/geometriche.
   In questo modo, il valore di $V_{R,m}$ può essere stimato come:

$$V_R = \frac{1}{1.65} \cdot ln\left(\frac{R(f_m; a_n)}{R(f_k; a_n)}\right) \quad (5)$$

   ii. *Stima semplificata del coefficiente di variazione*: il coefficiente di variazione della resistenza globale $V_{R,m}$ può essere assunto, in via estremamente cautelativa, pari al coefficiente di variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo V_c, tipicamente assunto pari a 0.15 in assenza di informazioni specifiche [10]. Questa ipotesi si fonda sull'assunzione che il meccanismo di collasso sia strettamente fragile e legato alla rottura in compressione del calcestruzzo.

Il termine γ_{Rd} dell'Eq.(1) denota il fattore di sicurezza dell'incertezza del modello e tiene conto delle incertezze epistemiche nelle analisi numeriche non lineari agli elementi finiti [26]-[28] legate alle scelte fatte dall'analista nella definizione del modello numerico. Queste scelte riguardano tutte le assunzioni riferite alla valutazione dell'equilibrio, alla compatibilità cinematica degli spostamenti e alle leggi costitutive per i materiali. Diversi studi sono stati condotti fornendo una caratterizzazione esaustiva di questo coefficiente riguardante carichi quasi-statici monotoni e ciclici, membri snelli, NLNA 2D e 3D [26]-[28]. In dettaglio, [26]-[28] propongono valori fissi di γ_{Rd} che sono concepiti in modo sicuro per coprire sia le incertezze del modello tenendo conto delle varie strategie di soluzione adatte disponibili per diversi analisti. È importante sottolineare che la calibrazione dei fattori di sicurezza globali γ_R e γ_{Rd} è completamente indipendente in quanto sono legati a incertezze di natura diversa (cioè, aleatoria ed epistemica). L'adozione del valore di γRd deve essere sempre effettuata in base allo stesso indice di affidabilità target β_t utilizzato per la valutazione di γ_R.

4. Esempio applicativo

Nel seguente paragrafo viene riportato, sinteticamente, un esempio applicativo dei diversi formati per la valutazione della sicurezza tramite analisi non lineare agli elementi finiti. In particolare, l'oggetto della presente verifica è un impalcato da ponte a graticcio esistente realizzato con travi in calcestruzzo armato precompresso rappresentante una tipologia di impalcato frequentemente utilizzata a livello delle infrastrutture Italiane.

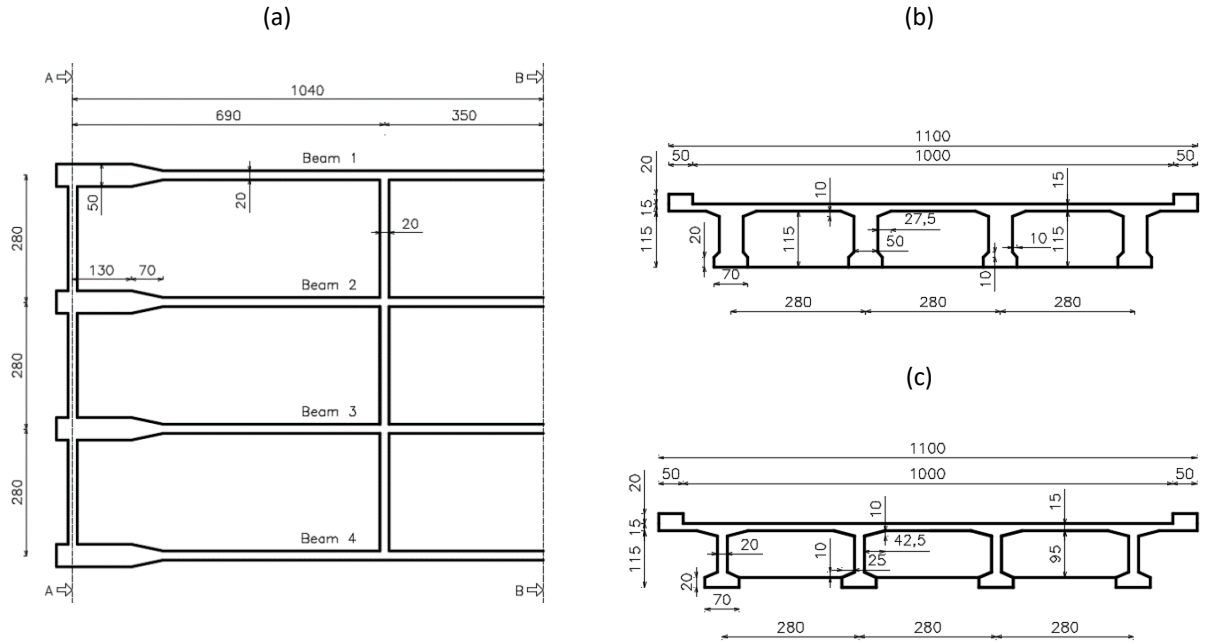


Figure 2 - *Geometria dell'impalcato da 20.8m: (a) Planimetria; (b) Sezione A-A; (c) Sezione B-B. Misure in cm.*

Il viadotto considerato [29] appartiene a un'autostrada italiana, costruita negli anni '50. In particolare, nel presente esempio viene considerato un impalcato lungo 20.8m direttamente supportato sulle pile. L'impalcato è costituito da travi con soletta in calcestruzzo armato gettato in opera e travi longitudinali in calcestruzzo armato precompresso (CAP) con travi trasversali in CAP. L'impalcato è largo 11m e conta quattro travi longitudinali. La soletta in calcestruzzo armato gettato in opera ha uno spessore di 15 cm. I dettagli delle travi sono riportati nella Figura 2.

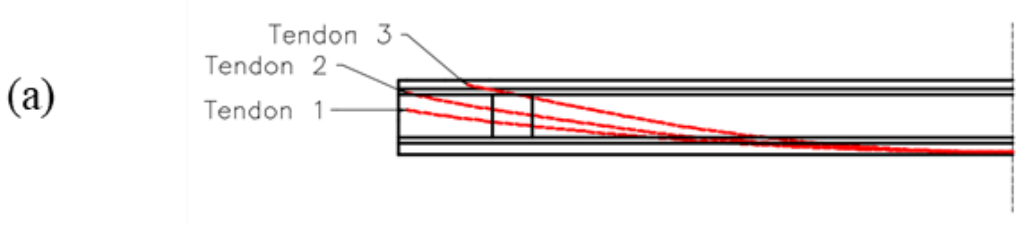


Figure 3 - *Post-tensioned tendon layout: (a) 20.8 m.*

Tabella 1 - *Dettaglio delle aree trasversali dei cavi da post-tensione.*

	Trave 1	**Trave 2**	**Trave 3**	**Trave 4**
Cavo 1	42 Φ 6	42 Φ 6	42 Φ 6	42 Φ 6
Cavo 2	42 Φ 6	42 Φ 6	42 Φ 6	42 Φ 6
Cavo 3	42 Φ 6	14 Φ 6	14 Φ 6	30 Φ 6
Area [mm^2]	3563	2771	2771	3223

Sia l'armatura ordinaria che quella di precompressione sono state adottate nella realizzazione degli impalcati a travi. Per la realizzazione delle travi in CAP sono utilizzati cavi di precompressione post-tesi con iniezione. Nell'impalcato da 20.8m, l'armatura ordinaria è presente nella stessa quantità per tutte e quattro le travi longitudinali. I dettagli della quantità di armatura di precompressione per l'impalcato da 20.8m sono riportati nella Tabella 1 e il layout dei cavi di precompressione post-tesi correlati è mostrato nella Figura 3. Per qaunto riguarda le proprietà dei materiali, il calcestruzzo presenta una resistenza cilindrica a compressione media pari a 36 MPa con un CoV pari al 12.3%. Tutte le proprietà relative sono calcolate a partire da quest'ultima in accordo con La norma EN1992. Le armature da precompressione presentano una tensione di snervamento pari a 1618 Mpa con un CoV del 6.4 % mentre quelle ordinarie una tensione di snervamento pari a 540 MPa con un CoV del 6.4%. La deformazione ultima delle barre di armatura ordinaria e stata assunta pari al 10% mentre per l'armatura da precompressione pari al 5%. Tutte le proprietà caratteristiche (frattile 5%) e di progetto sono state calcolate sulla base dei dati precedenti assumendo una distribuzione probabilistica di tipo log-normale.
Per la valutazione della sicurezza, i valori di progetto delle proprietà dei materiali sono derivati secondo [30] come segue:

$$f_d = min\left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m}; \frac{f_k}{FC}\right) \tag{6}$$

dove f_d è il valore di progetto della proprietà del materiale, f_m e f_k sono rispettivamente il valore medio e il valore caratteristico correlati; γ_m è il fattore di sicurezza parziale per le resistenze dei materiali e FC è il fattore di confidenza, che dipende dal "livello di conoscenza" [30]. In questo esempio si assume di raggiungere un "livello di conoscenza" pari a 2 con un coefficiente γ_m pari a 1.2. La modellazione e la verifica dell'impalcato in questione viene effettuata per mezzo di tre differenti approcci [29]:

1. *Approccio locale*: per mezzo di una analisi secondo la teoria di Courbon per la stima delle sollecitazioni interne ed una verifica sezionale delle resistenze in accordo con [30];
2. *Approccio globale*: per mezzo di un modello non lineare agli elementi finiti 3D ("brick" – finite elements) valutando la resistenza globale con il *metodo dei coefficienti parziali* ed il *metodo della resistenza globale* (ECoV). Il programma utilizzato è il software DIANA ed il modello è rappresentato in Figura 4.

(a) (b)

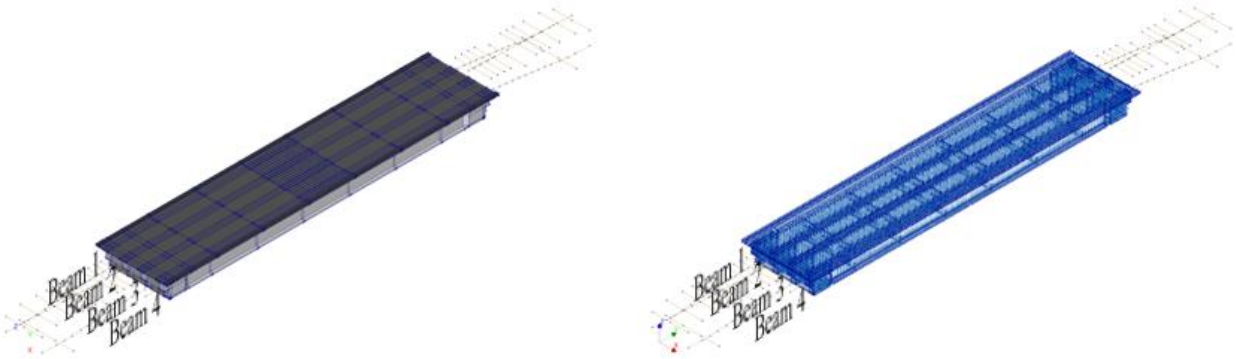


Figure 4 – *Modellazione in DIANA (a). Visualizzazione della mesh (b).*

Le azioni sono combinate secondo la combinazione SLU [30] presentata nell'Eq. (7):

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_P \cdot P + \gamma_{QT} \cdot Q_T + \psi_W \cdot \gamma_{QW} \cdot Q_W \quad (7)$$

Dove F_d è l'azione di progetto; γ_G è il fattore di sicurezza parziale per i carichi permanenti strutturali e non strutturali (pari a 1,35); G rappresenta i carichi permanenti strutturali e non strutturali; γ_P è il fattore di sicurezza parziale per la pre/post-tensione (pari a 1); P è la precompressione; γ_{QT} è il fattore di sicurezza parziale per i carichi da traffico (pari a 1,35); Q_{TQ} rappresenta i carichi da traffico; γ_{QW} è il fattore di sicurezza parziale per i carichi del vento (pari a 1,50); Q_W è l'azione del vento e ψ_W è il coefficiente di contemporaneità per le azioni del vento (pari a 0,6 secondo). I carichi da traffico vengono disposti in modo tale da massimizzare le sollecitazioni nella mezzeria della trave 1 con la seguente disposizione delle corsie convenzionali *[29]*:

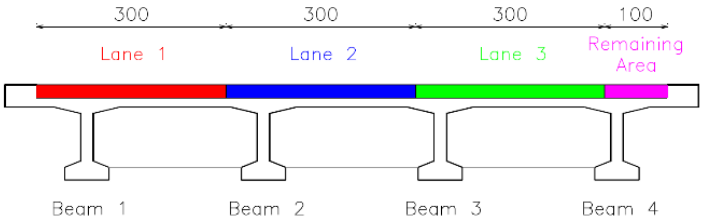


Figure 5 – *Disposizione delle corsie convenzionali [29]* .

Le verifiche sono state eseguite nell'ipotesi di una vita nominare residua pari a 50 anni con un indice di affidabilità target pari a 3.8 (adeguamento). In generale, la procedura di carico adottata consiste, nell'incremento proporzionale dei carichi in riferimento alla combinazione di SLU presentata in EQ.(7) ad esclusione dell'azione della precompressione.

I diversi formati per la sicurezza possono essere applicati in accordo con quanto spiegato nelle precedenti sezioni, in particolare, se la resistenza globale valutata con lo specifico formato è superiore ai carichi applicati nella combinazione di SLU predefinita, allora la verifica risulta essere soddisfatta.

Nella fattispecie è possibile riscontrare un significativo incremento nella predizione della capacità portante utilizzando l'approccio globale con i diversi formati per la sicurezza rispetto al classico approccio locale. In particolare, il metodo della resistenza globale è quello che conduce ad una predizione meno cautelativa, ma comunque soddisfacente il livello di affidabilità richiesto. Il risultato delle verifiche è riportato nel seguito sulla base del confronto tra incremento di predizione nella resistenza tra i diversi metodi e l'approccio locale (Tabella 2).

Tabella 2 – *Incremento di resistenza ottenuto con l'utilizzo dei diversi approcci.*

Incremento di carico ultimo rispetto all'uso del metodo di Courbon		
FEA non-lineare – globale con metodo dei coefficienti parziali	Beam 1	+14.5%
FEA non-lineare – globale con ECoV	Beam 1	+15.8%

In generale, i risultati di sicurezza ottenuti da un approccio locale sono più conservativi rispetto ai risultati di sicurezza ottenuti da un approccio globale. Con un approccio locale, le ipotesi di sicurezza sono implementate nelle resistenze dei materiali e nelle ipotesi di modellazione e rientrano nelle incertezze epistemiche. Una scelta dal lato della sicurezza può essere utile per identificare lo scenario peggiore con un approccio meno sofisticato. Utilizzando un approccio globale, è possibile apprezzare aspetti del comportamento strutturale che generalmente si perdono con un approccio locale, come la redistribuzione delle azioni interne. Questo porta a un guadagno nella valutazione della sicurezza strutturale. D'altra parte, l'applicazione di diversi formati di sicurezza ai risultati delle analisi non lineari agli elementi finiti (NLFEA) può portare a notevoli variazioni nei risultati in termini di stima della sicurezza strutturale.

5. Conclusioni

Nel presente articolo sono stati presentati e descritti i fondamenti dell'approccio utilizzato per la valutazione della sicurezza di strutture ed infrastrutture in calcestruzzo armato per mezzo di analisi non lineari agli elementi finiti. In particolare, sono state fornite le basi teoriche relative all'approccio globale alla verifica distinguendolo da quello locale. Quindi, i formati della sicurezza introdotti dal nuovo Annesso F – EC2 sono stati introdotti e descritti. Infine, essi sono stati applicati ad un sistema strutturale rappresentato da un impalcato da ponte a graticcio evidenziando i vantaggi nell'uso di tali soluzioni numeriche per la modellazione strutturale.

Riferimenti

[1] G. De Matteis, S.Caprili, S. Carbonari, C. Chisari, M. D'Amato, F. Mattei, M. Zizi, F. Braga, A. Dall'Asta, F. Gara, W. Salvatore, Critical issues in safety assessment of existing reinforced concrete bridges by means of nonlinear analysis, Procedia Structural Integrity, 44, 2023, 681-688.

[2] Lara C, Tanner P, Zanuy C, Hingorani R. Reliability Verification of Existing RC Structures Using Partial Factors Approaches and Site-Specific Data. Applied Sciences. 2021; 11(4):1653.

[3] Vecchi, F., Belletti, B. 2021. Capacity Assessment of Existing RC Columns. Buildings, 11(4):161. https://doi.org/10.3390/buildings11040161

[4] Abdel-Rahman, A.M., El-Din, A.S., and El-Gawad, H.A. 2021. "A review of nonlinear finite element analysis methods for reinforced concrete structures." Structures 28, 102034.

[5] Dudziak, S. Numerically Efficient Three-Dimensional Model for Non-Linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. Materials 2021, 14, 1578.

[6] Mehdi Ben Ftima and Bruno Massicotte, Utilization of Nonlinear Finite Elements for the Design and Assessment of Large Concrete Structures. I: Calibration and Validation, Journal of Structural Engineering, 141, 9, 04014217, 2015, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001160.

[7] Bagge N. Demonstration and examination of a procedure for successively improved structural

assessment of concrete bridges. Structural Concrete. 2019;1–24.
[8] Ftima MB, Massicotte B. Development of a reliability framework for the use of advanced nonlinear finite elements in the design of concrete structures. Journal of Structural Engineering 2012; 138:1054–64.
[9] CEN. EN 1992-1-1: Eurocode 2 – Design of concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings. CEN 2014. Brussels.
[10] fib Model Code for Concrete Structures 2010. fib 2013. Lausanne.
[11] fib Bulletin N°45. Practitioner's guide to finite element modelling of reinforced concrete structures – State of the art report. Lausanne; 2008.
[12] Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures, Rijkswaterstaat Technical Document (RTD), Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure RTD: 1016-1:2020, 2020.
[13] prEN 1992-1-1:2021 Eurocode 2 – Design of concrete structures. Brussels.
[14] Castaldo, P., Gino, D. and Mancini, G. 2019. "Safety formats for non-linear analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and pr.oposals." Engineering Structures, 193: 136-153. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.041.
[15] Cervenka, V. 2013. "Reliability-based non-linear analysis according to fib Model Code 2010." Structural Concrete 14(1): 19-28.
[16] Most T. Assessment of structural simulation models by estimating uncertainties due to model selection and model simplification. Computers and Structures 2011; 89(17-18): 1664-1672.
[17] Mingyang Zhang, Huijuan Song, Sopokhem Lim, Mitsuyoshi Akiyama, Dan M. Frangopol, Reliability estimation of corroded RC structures based on spatial variability using experimental evidence, probabilistic analysis and finite element method, Engineering Structures, Volume 192, 2019, Pages 30-52, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.085.
[18] Amol Mankar, Imane Bayane, John Dalsgaard Sørensen, Eugen Brühwiler, Probabilistic reliability framework for assessment of concrete fatigue of existing RC bridge deck slabs using data from monitoring, Engineering Structures, Volume 201, 2019, 109788, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109788.
[19] Lara C, Tanner P, Zanuy C, Hingorani R. Reliability Verification of Existing RC Structures Using Partial Factors Approaches and Site-Specific Data. Applied Sciences. 2021; 11(4):1653. https://doi.org/10.3390/app11041653
[20] Q. Yu, M.F. Ruiz, A. Muttoni. 2022. Considerations on the partial safety factor format for reinforced concrete structures accounting for multiple failure modes. Engineering Structures 264, 114442
[21] ISO 2394. General principles on reliability for structures. Genéve. 2015.
[22] fib Bulletin N°80. Partial factor methods for existing concrete structures, Lausanne, Switzerland; 2016.
[23] Gino D., Miceli E., Castaldo P., Recupero A., Mancini G. "Strain-based method for assessment of global resistance safety factors for NLNAs of reinforced concrete structures", Engineering Structures, 2024, 117625, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117625.
[24] Allaix DL, Carbone VI, Mancini G. Global safety format for non-linear analysis of reinforced concrete structures. Structural Concrete 2013; 14(1): 29-42.
[25] Castaldo, P., Gino, D., Marano, G.C. & Mancini. 2022. G. Aleatory uncertainties with global resistance safety factors for non-linear analyses of slender reinforced concrete columns, Engineering Structures, 255, 113920.
[26] Castaldo, P., Gino, D., Bertagnoli, G. and Mancini, G. 2018. "Partial safety factor for resistance model uncertainties in 2D non-linear analysis of reinforced concrete structures." Engineering Structures 176:746-762. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.041.
[27] Engen M, Hendriks MAN, Köhler J, Øverli JA, Åldtstedt E. A quantification of modelling uncertainty for non-linear finite element analysis of large concrete structures. Structural Safety 2017; 64: 1-8.
[28] P. Castaldo, D. Gino, G. Bertagnoli, G. Mancini (2020): Resistance model uncertainty in non-linear finite element analyses of cyclically loaded reinforced concrete systems, Engineering Structures, 211(2020), 110496, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110496
[29] Ferrara M., Gino D., Miceli E., Giordano L., Malavisi M., Bertagnoli G. 2024. Safety assessment of

existing prestressed RC bridge decks through different approaches, Structural Concrete, DOI: 10.1002/suco.202301049

[30] Repubblica Italiana - Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Decreto numero 204 del 01-07-2022. Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della Sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.

[31] Computers & Structures, Inc., CSI Analysis Reference Manual: For SAP 2000, Etabs, Safe and CSI Bridge; Berkeley California U.S.A.

[32] DIANA FEA BV. DIANA – Finite Element Analysis – Users Manual Release 10.1 - Theory, DIANA FEA BV, 15-02-2017.