

INFLUENZA DELLA ROTTURA A TAGLIO DELLE COLONNE SULLA VALUTAZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON TAMPONATURE

Aslam Faqeer Mohammad¹, Marco Faggella¹, Rosario Gigliotti¹, Enrico Spacone²

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Sapienza Università di Roma

² Dipartimento di Ingegneria e Geologia, Università "G. D'Annunzio" di Chieti-Pescara

SOMMARIO

Le tamponature possono influire significativamente sulla risposta sismica di edifici in c.a. di vecchia progettazione. Le osservazioni fatte dopo vari eventi sismici hanno evidenziato modalità di collasso dovute a inadeguate armature a taglio nelle colonne e scarsi dettagli costruttivi nei nodi. Questi aspetti vengono molto spesso trascurati sia in approcci di calcolo lineari che nonlineari a causa della complessità della modellazione e del calcolo stesso. Questo lavoro ha l'obiettivo di identificare le conseguenze della presenza di colonne poco resistenti a taglio in edifici a telaio tamponati. A tale scopo vengono analizzate tre differenti configurazioni di telai tamponati usando un modello di tamponatura che coniuga accuratezza e facilità di impiego basato sulla biella equivalente (ASCE41/FEMA356): a) telaio nudo; b) telaio parzialmente tamponato (pilotis); c) telaio uniformemente tamponato. Inoltre, al fine di cogliere la rottura a taglio nelle colonne, il comportamento nonlineare a taglio viene aggregato a livello di elemento, e analisi mediante procedure statiche di tipo pushover ed analisi dinamiche nonlineari di tipo IDA (Incremental Dynamic Analysis) vengono condotte a vari livelli di intensità sismica. I risultati mostrano che l'inclusione della rottura a taglio innescata dalle tamponature può causare una significativa perdita di resistenza nelle configurazioni di telaio uniformemente tamponato.

INFLUENCE OF SHEAR DEFICIENT COLUMNS IN THE SEISMIC ASSESSMENT OF OLDER INFILLED FRAME R/C STRUCTURES

SUMMARY

Presence of masonry infills can have a significant influence on the response of the older R/C frames under seismic excitation. After several major earthquakes failure of infilled frames were observed due to the presence of shear deficient columns and inadequate detailing of smooth reinforcing bars near the joints. These aspects are quite often neglected in linear or nonlinear models because of the modelling complexity and increase in computational effort. The objective of this work is to identify the consequences of the presence of shear deficient columns in infilled frame structures. To this effect, three different infilled-frame configurations are analyzed using an accurate yet viable approach based on the diagonal strut scheme (ASCE41/FEMA356): a) bare frame, b) partially infilled frame (pilotis frame) and c) uniformly infilled frame. In addition to that to capture the shear failure of column, nonlinear shear behavior of column is aggregated at the element level and to assess that Static pushover analyses and Incremental Dynamic Nonlinear Response History Analyses (IDA) are performed spanning a wide range of hazard levels. Results show that incorporation of infill-induced shear damage cause significant loss of strength in the configuration of uniformly infilled frame.

1. INTRODUZIONE

Prima dell'introduzione di codici progettazione antisismica gran parte delle strutture veniva progettata per soli carichi verticali. Il risultato è che una parte considerevole degli edifici a telaio esistenti presenta dettagli di armatura non adeguati, contribuendo a buona parte del rischio sismico in zone a media e alta pericolosità.

Gli edifici in c.a. di vecchia progettazione e con tamponature presentano una serie di aspetti importanti quali l'interazione tra telaio e pannelli di tamponatura, la presenza di nodi non armati, lo scorrimento delle barre o degli ancoraggi in prossimità dei nodi [1], [2], l'interazione taglio-flessione e flessione-sforzo assiale nelle membrature ed altri effetti, [3], [4], [5], [6]. Tali aspetti possono drasticamente influenzare sia la risposta locale che quella globale, e sono simulati mediante modelli accurati di strutture e componenti.

Questa ricerca evidenzia l'influenza di tali fenomeni sul comportamento sismico e sulla risposta di telai tamponati con particolare enfasi alla rottura a taglio nelle colonne.

Un fattore comune di scarsa prestazione negli edifici in c.a. tamponati è la presenza del piano debole (Figura 1a) e di colonne tozze poco resistenti a taglio (colonne fragili a taglio) (Figura 1b). Vari eventi sismici di forte intensità hanno mostrato che danni considerevoli e collasso si possono verificare anche in caso di telai uniformemente tamponati con colonne non resistenti a taglio, come è mostrato in Figura 1c e Figura 1d.

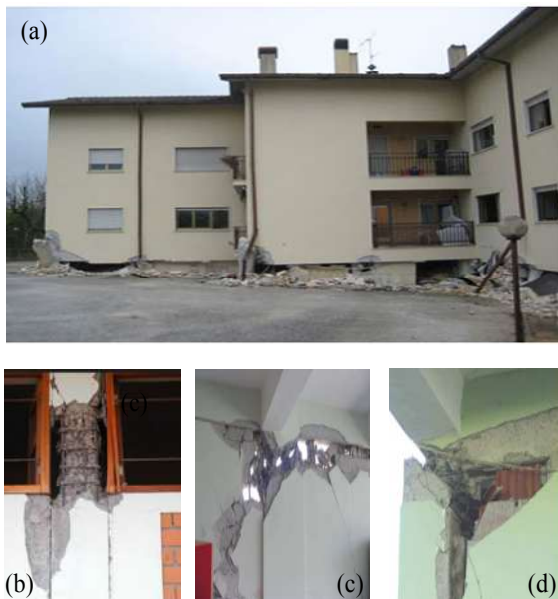


Figura 1- Danni ai telai tamponati derivanti da (a) Piano Debole (2009, L'Aquila) (b) presenza di colonne fragili a taglio (2001 terremoto di Atico, riprodotto da Ayhan Irfanoglu et al 2009,[7]) (c)/(d) colonne fragili a taglio interne ed esterne (riprodotto da Haldar et al 2013,[8])

Vari ricercatori hanno affrontato il problema della considerazione dei meccanismi nonlineari di comportamento a taglio nella valutazione delle strutture in c.a., tra cui Takayanaki et al. 1979 [9]; D'Ambrisi and Filippou [10]; Ricles et al. [11]; Pincheira et al. [12]; Braga et al. [13]; Marini e Spacone [14]. Il comportamento derivante da interazione tra flessione inelastica e taglio di colonne soggette a deformazioni cicliche è stato valutato da Lee ed Elnashai [15], Elwood e Moehle 2004 [16], attraverso studi sperimentali considerando le modalità di collasso a taglio delle colonne e proponendo una nuova formulazione per la duttilità di spostamento. Calarec e Dolsek [17] hanno proposto una simulazione approssimata della rottura a taglio delle colonne

mediante una procedura iterativa basata su analisi di pushover per telai tamponati.

Nel presente lavoro la rottura locale a taglio delle colonne è simulata mediante una legge nonlineare forza-spostamento assegnata a livello di sezione assieme ad una formulazione classica nonlineare della sezione a fibre [18] per gli effetti assiali e flessionali analogamente alla teoria della trave di Timoshenko [19]. Petrangeli et al. [20] hanno esteso la formulazione di sezioni a fibre sviluppata originariamente per travi di Eulero-Bernoulli ad un modello di sezione di trave di Timoshenko, mediante un approccio più razionale ma al contempo computazionalmente impegnativo. Un modello alternativo semplificato per simulare la deformazione a taglio in elementi in c.a. è stato introdotto da Martino e Spacone [21], attraverso una legge fenomenologica $V-\gamma$ che è stata ulteriormente impiegata da Marini e Spacone [14]. In questo modello le forze flessionali sono accoppiate al livello di elemento poiché l'equilibrio è imposto all'elemento, mentre le deformazioni da taglio sono disaccoppiate da quelle assiali nella rigidità di sezione.

Il presente lavoro estende l'approccio dell'analisi prestazionale della risposta di telai di edifici esistenti nel contesto di elementi a fibre [22], [23] con enfasi particolare alle colonne critiche a taglio, ed all'interazione telaio-tamponatura, [24].

2. METODO

Vengono presentati risultati relativi ad analisi statiche nonlineari ed analisi dinamiche incrementali IDA condotte su tre differenti configurazioni usando il software OpenSees [25] ed OpenSeesMP [26],[27]. I segnali di input sismico sono naturali e sono stati selezionati mediante REXEL beta [28]. Le 14 storie non scalate sono estratte dall'European Strong Motions database in coerenza con lo spettro target della norma Italiana NTC08 [29], relativo al sito scelto e con riferimento al range di periodi prescritto. I segnali sono poi scalati linearmente ad una serie di livelli di pericolosità in base alla curva probabilistica di pericolosità sismica PSHC fornita dall'INGV [30].

Tutti gli elementi nonlineari nel modello sono beam-column a fibre di tipo force-based. Differenti proprietà meccaniche sono state assegnate al calcestruzzo confinato e non-confinato. La resistenza a taglio della sezione è modellata con il comando section aggregator di OpenSees utilizzando una legge nonlineare. I pannelli di tamponatura sono modellati mediante bielle. Il legame tensione-deformazione Giuffrè-Menegotto-Pinto, [31], è usato per le fibre di armatura, il legame modificato Kent e Park [32], è usato sia per le fibre di calcestruzzo confinato che per quelle non-confinato (a tensione di trazione nulla). Per i pannelli di tamponatura il legame monotonic è determinato in base alle norme ASCE41 [33] ed è assegnato ad elementi biella bidiagonali mediante materiale uniassiale isteretico bilineare. Il comportamento locale a taglio nel telaio è modellato sia con legge lineare, che con legge nonlineare, assegnate alle sezioni delle colonne. La massa della struttura è modellata mediante masse concentrate ai nodi. Le masse sono calcolate direttamente in base ai carichi verticali includendo il peso proprio degli elementi ed i carichi permanenti. I carichi variabili sono inclusi nelle masse sismiche con una quota del 30%. Lo smorzamento strutturale viene modellato mediante smorzamento proporzionale alla rigidità ed alla massa del 2% di quello critico per i primi due modi di vibrazione. I periodi di questi due modi sono stimati in base agli autovalori ottenuti usando la matrice di rigidità iniziale elastica.

Si è usato il metodo d'integrazione di Newmark con coefficienti $\gamma=0.50$, $\beta=0.25$ e un passo di integrazione di

0.01sec. Le equazioni di equilibrio nonlineari vengono risolte con l'algorithm di Newton-Raphson. Si analizzano gli Engineering Demand Parameters (EDP) di massima accelerazione ai piani (PFA) e il drift interpiano (IDR). Nelle analisi incrementali dinamiche di tipo IDA il parametro di misura di intensità IM scelto è l'accelerazione di ancoraggio PGA dello spettro di progetto rispetto a cui viene valutata la coerenza degli accelerogrammi GM.

3. ANALISI SU CASI STUDIO

Queste analisi si concentrano su strutture progettate seguendo norme italiane antecedenti agli anni '70, che in genere presentano una serie di criticità legate al progetto per sole azioni verticali, inadeguato confinamento nelle zone di potenziale formazione di cerniere plastiche, scarse armature nei nodi, inadeguate armature longitudinali e trasversali, bassa resistenza del calcestruzzo.

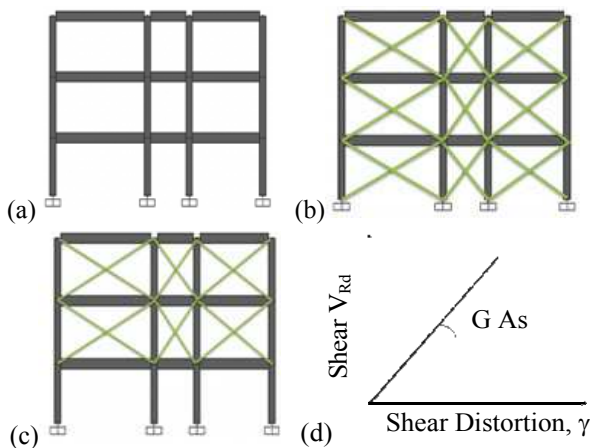


Figura 2 - Schema di tamponature a biella concentrica con comportamento a taglio elastico nelle colonne (a) Telaio Nudo BF, (b) Telaio Uniformemente Tamponato UIF, (c) Telaio Parzialmente Tamponato PIF, (d) sezione con legge a taglio elastica

Al fine di identificare gli effetti della resistenza a taglio nelle colonne, i telai piani (mostrati in Figura 2 e Figura 3) vengono studiati in due configurazioni: 1) telaio con comportamento a taglio elastico-lineare (BF/UIF/PIF); e 2) telaio (BF(Is)/UIF(Is)/PIF(Is)) con comportamento a taglio inelastico.

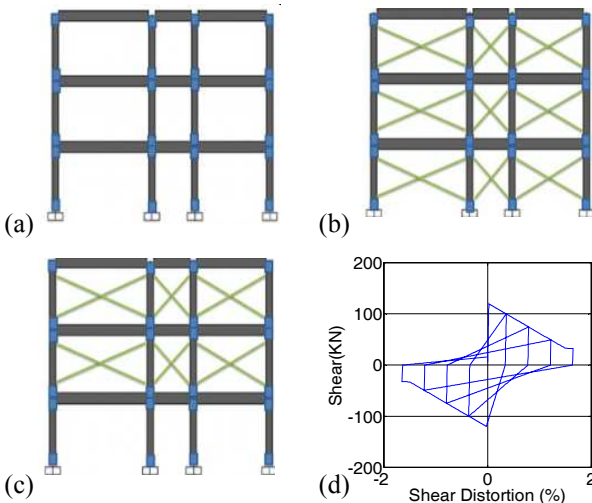


Figura 3 - Schema di tamponature a biella eccentrica con colonna tozza a comportamento a taglio inelastico (a) Telaio Nudo BF(Is), (b) Telaio Uniformemente Tamponato UIF(Is), (c) Telaio Parzialmente Tamponato PIF(Is), (d) legge a taglio inelastica nelle colonne tozze

I risultati delle analisi statiche nonlineari sono riportati in Figura 4, dove la richiesta deterministica è espressa in base al metodo N2 [34] per tre diversi stati limite in base alla probabilità di superamento dell'intensità in 50 anni corrispondenti a: stato limite di danno (PE 63%), stato limite di salvaguardia della vita (PE 10%); stato limite di collasso (PE 5%). Le analisi vengono ripetute sulle tre configurazioni strutturali. Confrontando la Figura 4a e Figura 4b si osserva che nelle configurazioni telaio nudo e parzialmente tamponato, la considerazione del taglio inelastico nelle colonne non influenza la risposta prima del raggiungimento della massima resistenza.

La resistenza a taglio nelle colonne diventa influente per il telaio uniformemente tamponato, dove la rottura a taglio delle colonne tozze esterne precede la rottura per schiacciamento dei puntoni di tamponatura.

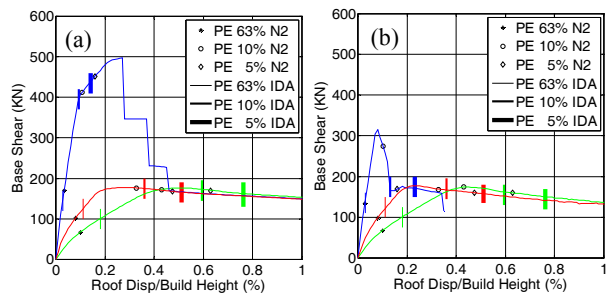


Figura 4 - Curve di Pushover N2 e risposta incrementale dinamica IDA (Telaio Nudo, linea verde, Telaio Parzialmente Tamponato, linea rossa, Telaio Uniformemente Tamponato, linea blu), (a) risposta telai a legge a taglio elastica lineare (BF/UIF/PIF), (b) risposta telai a legge a taglio inelastica (BF(Is)/UIF(Is)/PIF(Is)).

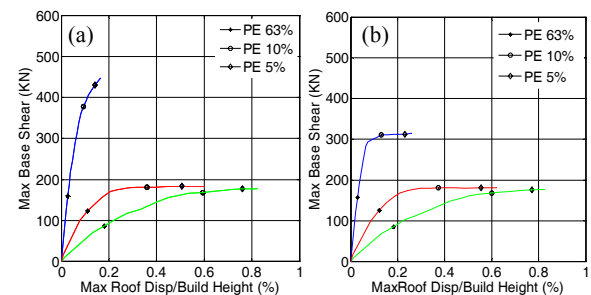


Figura 5 - Curve di capacità derivanti da analisi IDA (a) Risposta telai con colonne con comportamento a taglio elastico-lineare (BF/UIF/PIF), (b) Risposta telai con colonne a comportamento a taglio inelastico (BF(Is)/UIF(Is)/PIF(Is))

I risultati sono poi presentati in termini di curve di capacità derivanti da analisi IDA, riportate in Figura 5, in base ai parametri di intensità IM=PGA dello spettro di riferimento. I risultati delle IDA vengono processati in termini di valore medio degli EDP di massimo drift interpiano (max IDR), massima accelerazione ai piani (max PFA), e massimo taglio totale alla base (max BS). Si riscontra una buona coincidenza delle curve di capacità IDA con quelle di pushover in termini di massima capacità e rigidezza iniziale per tutte le configurazioni, tranne che per il caso di telaio nudo, probabilmente dovuto a contributi di modi superiori che vengono colti dalle IDA e non dal pushover, (Mohammad et al. 2013) [3]. Queste curve danno una misura della capacità dinamica delle strutture ottenuta mediante IDA ai diversi livelli di intensità (Hazard Level, HL). La richiesta ottenuta con IDA a intensità con probabilità di superamento 63%, 10% e 5% in 50 anni viene evidenziata al fine di confrontare la capacità strutturale ai valori di riferimento suggeriti dai codici per i limiti prestazionali. Osservazioni analoghe si possono fare per il più alto impatto della resistenza a taglio nelle

colonne tozze solo per le configurazioni uniformemente tamponate ai livelli di intensità sismica più alti. Analogamente a quanto osservato nelle analisi di pushover, la risposta nelle configurazioni a telaio parzialmente tamponato e telaio nudo non è significativamente condizionata dalla resistenza a taglio delle colonne. Per un più completo confronto, il drift totale massimo ottenuto con IDA è inoltre sovrapposto alle convenzionali curve di pushover per i tre livelli di intensità di riferimento, come mostrato in Figura 4.

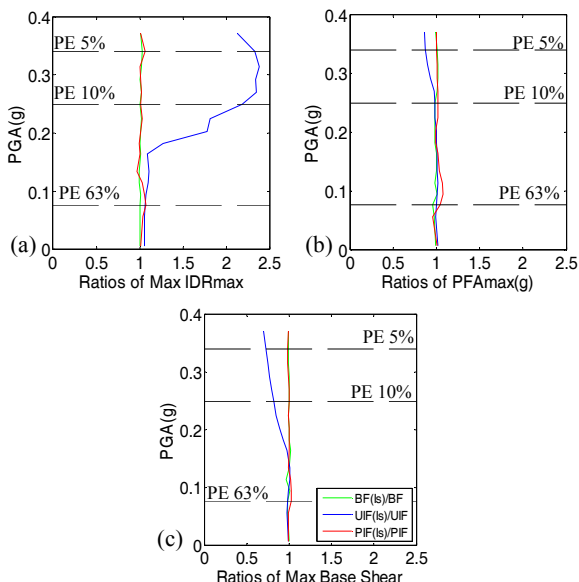


Figura 6 - Rapporto EDP/EDP(Is) con/senza taglio inelastico nelle colonne [BF(Is)/BF, UIF(Is)/UIF, PIF(Is)/PIF] (a) Rapporto max Interstory Drift Ratio, (b) Rapporto Peak Floor Acceleration, (c) Rapporto max Base Shear

La Figura 6 mostra l'impatto del comportamento inelastico a taglio nelle colonne nei differenti modelli, considerando il rapporto dei max EDP lungo un range di livelli di intensità coperti mediante IDA. E' evidente come la risposta del modello a telaio nudo e del modello a telaio parzialmente tamponato non sia influenzata dal comportamento inelastico a taglio delle colonne, né in termini di drift né in termini di accelerazioni ai piani o taglio totale alla base. Al contrario, nella configurazione uniformemente tamponata si riscontra una significativa influenza del comportamento a taglio sulla risposta complessiva in drift. Il meccanismo di collasso a taglio si innesca per livelli di intensità superiori a una PGA con probabilità di superamento del 63% in 50 anni, e induce un'amplificazione del drift dell'ordine di 2-2,3 volte per PGA con probabilità di superamento nel range da 10% a 5% in 50 anni.

5. CONCLUSIONI

Questo lavoro analizza i meccanismi di collasso a taglio nelle colonne indotti dall'interazione telaio-tamponature per strutture vecchie, usando modelli di comportamento semplificati per i pannelli. Si è considerato una configurazione piana di struttura-tipo intelaiata, progettata per soli carichi verticali e considerata rappresentativa di vecchie pratiche di costruzione e progettazione, con scarsa capacità sismica.

I risultati numerici ottenuti con analisi statiche di pushover e dinamiche IDA, mostrano l'importanza della rottura a taglio nelle colonne per la valutazione sismica delle strutture esistenti. Si osserva che la rottura a taglio delle colonne precedente alla rottura delle tamponature riduce la resistenza complessiva nei telai uniformemente tamponati. Nelle altre configurazioni, a telaio nudo e parzialmente tamponato, non si

riscontra influenza di questo effetto nonlineare, e la modalità di collasso predominante è quella a flessione.

5. RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il contributo della Commissione Europea per una PhD fellowship al primo autore nell'ambito del progetto Erasmus Mundus EU-NICE,[35].

BIBLIOGRAFIA

- [1] F. Braga, R. Gigliotti, M. Laterza, M. D'Amato, S. Kunnath (2012). A Modified Steel Bar Model Incorporating Bond-Slip for Seismic Assessment of Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering ACE*, ISSN: 0733-9445, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000587.
- [2] M. D'Amato, F. Braga, R. Gigliotti, S. Kunnath, M. Laterza (2012). Validation of a Modified Steel Bar Model Incorporating Bond-Slip for Seismic Assessment of Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering ACE*, ISSN: 0733-9445, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000588.
- [3] A. F. Mohammad, M. Faggella, R. Gigliotti and E. Spacone (2013). "Incremental Dynamic Analysis of Frame-Infill Interaction for a Non-Ductile Structure with Nonlinear Shear Model." *The 2013 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM13)* Jeju, Korea.
- [4] A.F. Mohammad, M. Faggella, R. Gigliotti and E. Spacone (2014). "Influence of Bond-Slip effect and Shear Deficient Column in the Seismic Assessment of Older Infilled frame R/C Structures". *EURODYN 2014 9th International Conference on Structural Dynamics* 30, Porto, Portugal. (Submitted).
- [5] A. Braconi, F. Braga, S. Caprili, R. Gigliotti and W. Salvatore (2012). "Ductility demand on steel reinforcing bars in concrete buildings." *11th International Conference on Computational Structures Technology, CST 2012*; Dubrovnik; Croatia. Vol 99.
- [6] A. Braconi, F. Braga, S. Caprili, R. Gigliotti and W. Salvatore (2014). "Seismic demand on steel reinforcing bars in reinforced concrete frame structures." *Bulletin of Earthquake Engineering*. (Article in Press).
- [7] A. Irfanoglu (2009). "Performance of Template School Buildings during Earthquakes in Turkey and Peru." *J. Perform. Constr. Facil.* 23:5-14.
- [8] P. Haldar, Y. Singh and D.K. Paul (2013). "Identification of seismic failure modes of URM infilled RC frame buildings." *Engineering Failure Analysis* 33:97-118.
- [9] T. Takayanaki, A. T. Derecho and W. G. Corley (1979). "Analysis of inelastic shear deformation effects in R/C structural wall systems." *Proc. Nonlinear Design of Conc. Struct.*, CSCE-ASCE-ACI-CEB Int. Symp., Univ. of Waterloo Press, Waterloo, Ontario, Canada, 545-579.
- [10] A. D'Ambrisi and F. C. Filippou (1997). "Correlation Studies on an RC Frame Shaking-Table Specimen," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26: 1021-10.
- [11] J. M. Ricles, Y. S. Yang and M. J. N. Priestley (1998). "Modeling Non-ductile R/C Columns for Seismic Analysis of Bridges." *Journal of Structural Engineering*, Vol.124, No.4: 415-425.
- [12] J. A. Pincheira, F. S. Dotiwala and J. T. D'Souza (1999). "Seismic Analysis of Old Reinforced Concrete Columns." *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 2: 245-272.
- [13] F. Braga, R. Gigliotti, and M. Laterza (2004). "Analisi della risposta di una struttura in c.a. esistente, da sottoporre a prove sismiche di laboratorio, utilizzando differenti tecniche di adeguamento sismico." *Proceedings*

- of 11th Italian Conference on Earthquake Engineering. Genova.
- [14] A. Marini and E. Spacone (2006). "Analysis of Reinforced Concrete Elements Including Shear Effects." *ACI Structural Journal*, Vol. 103(5): 645-655.
- [15] D. H. Lee and A. Elnashai (2001). "Seismic analysis of RC bridge column with flexure shear interaction." *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol.127, No.5: 546-553.
- [16] K. J. Elwood and J. P. Moehle (2004). "Evaluation of Existing Reinforced Concrete Columns." *Proceedings of the Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada.
- [17] D. Calarec and M. Dolsek (2013). "Practice-oriented probabilistic seismic performance assessment of infilled frames with consideration of shear failure of columns." *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 42:1339–1360.
- [18] E. Spacone, F.C. Filippou and F. F. Taucer (1996). "Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames, Part I: Formulation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 25: 711-725.
- [19] S. P. Timoshenko and J. N. Goodier (1970). *Theory of Elasticity*, 3rd Edition, McGraw-Hill, Inc., New York.
- [20] M. Petrangeli, P. E. Pinto and V. Ciampi (1999). "Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures I: Theory." *J Eng Mech*, 125:9.
- [21] R. Martino, E. Spacone and G. Kingsley (2000). "Nonlinear Pushover Analysis of R/C Structures." Structures Congress, Advanced Technology in Structural Engineering, M. Elgaaly, ed., ASCE, 8 pp. (CD-ROM).
- [22] M. Faggella (2008). "Nonlinear Modelling, Seismic Response Analysis and Probabilistic Demand Sensitivity of a Three-Dimensional R/C Building." Ph.D. Dissertation, University "G.D'Annunzio" Chieti-Pescara.
- [23] M. Faggella, A. R. Barbosa, J. P. Conte, E. Spacone and J. I. Restrepo (2013). "Probabilistic seismic response analysis of a 3-D reinforced concrete building." *Structural Safety*, 44: 11-27.
- [24] M. Faggella, E. Spacone, J. P. Conte and J. Restrepo (2006). "Nonlinear seismic response analyses of existing R/C building and evaluation of system components contribution" – Geneva, 13th European Conference on Earthquake Engineering
- [25] F. McKenna, G. L. Fenves (2001). *OpenSees Manual*. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees>.
- [26] F. McKenna, G. L. Fenves (2007). Using the OpenSees Interpreter on Parallel Computers. NEESit. TN-2007-16 <http://opensees.berkeley.edu/ParallelProcessing.pdf>.
- [27] M. Faggella, A.R. Barbosa, J.P. Conte, E. Spacone and J.I Restrepo (2008). "Seismic Assessment of R/ C Building Structure through Nonlinear Probabilistic Analysis with High performance Computing." MERCEAO8, *AIP Conference Proceedings*, Vol. 1020.
- [28] I. Iervolino, C. Galasso and E. Cosenza (2010). "REXEL: Computer Aided Record Selection for Code-based Seismic Structural Analysis." *Bull Earthquake Eng* 8: 339-362.
- [29] Italian Code NTC08 (2008), D.M. 14.01.08, G.U. No.9 – 04.02.08 (in Italian).
- [30] INGV-DPC S1 (2007a) Continued assistance to the DPC for the completion and management of seismic hazard maps foreseen in the Ordinance PCM 3274 and planning of future developments. <http://esse1.mi.ingv.it> (in Italian).
- [31] CEB (1996). *RC Elements under Cyclic Loading - State of the Art Report*, Thomas Telford.
- [32] B. D. Scott, R. Park and M. J. N. Priestley (1982). "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates." *J. American Concrete Institute*, 79: 13-27.
- [33] American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute (2006). "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-06." *American Society of Civil Engineers*, Washington DC.
- [34] P. Fajfar and M. Fischinger (1988). "N2—a method for nonlinear seismic analysis of regular structures." *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 5: 111–116, Tokyo–Kyoto, Japan.
- [35] M.Faggella, G. Monti, F. Braga, R. Gigliotti, M. Capelli, E. Spacone, M. Laterza, T. Triantafillou, H. Varum, M. Dost Safi, J. Subedi, A. Dixit, S. Lodi, Z. Rahman, S. Limkatanyu, Y. Xiao, L. Yingmin, H. Kumar, W. Salvatore, A. Cecchini, P. Lukkunaprasit. (2012). "EU-NICE, Eurasian University Network for International Cooperation in Earthquakes". 15WCEE 15th World Conference of Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal

ATTIVITÀ DI MANUTENZIONE E RIABILITAZIONE DELLE GRANDI DIGHE IN ITALIA

Francesco Fornari

ITCOLD, Corso Regina Margherita, 267 - 10143 Turin - Italy

E-mail: francesco.fornari@enel.com

SOMMARIO

Le Grandi Dighe in Italia sono oltre 500, svolgono un ruolo essenziale nel sistema infrastrutturale del paese e costituiscono un patrimonio irrinunciabile per le generazioni future. La loro età media è di oltre 60 anni e negli ultimi anni gli interventi riabilitativi si sono incrementati in maniera esponenziale sotto la spinta di target qualitativi più impegnativi e maggiore attenzione ad un utilizzo consapevole delle risorse disponibili.

ITCOLD ha dato vita ad un gruppo di lavoro sul tema che ha raccolto in maniera ordinata il copioso know how della comunità tecnica italiana, collabora con analoghe iniziative a livello europeo e mondiale e mantiene un Osservatorio permanente sul tema.

DAM REHABILITATION WORKS ON ITALIAN DAMS

SUMMARY

Large Dams in Italy are over than 500, they're playing an essential role in national infrastructural system and a indispensable heritage for future generations. Their median age is over 60 and recently rehabilitation works became more and more frequent under the stimulus of more demanding safety targets and more attention about a more conscious use of available water resources.

ITCOLD started a focus group that has collected in an orderly manner the abundant technical know-how of the Italian community, collaborating with similar initiatives at European and global levels and maintains a Permanent Observatory on topic.

1. INTRODUZIONE

Il Comitato Nazionale Italiano per le Grandi Dighe è un'associazione culturale e scientifica che si propone di promuovere ed agevolare lo studio di tutti i problemi connessi con le dighe, la loro realizzazione ed il loro esercizio.

Il Comitato partecipa alla Commissione Internazionale per le Grandi Dighe, (ICOLD-CIGB) organismo creato a Parigi nel 1928 anche con la partecipazione dell'Italia, la cui adesione è stata formalizzata nel 1936 con la costituzione del Comitato dapprima sotto l'egida del Ministero dei Lavori Pubblici, ed in seguito dal 1984 come associazione di diritto privato senza scopo di lucro.

Un Gruppo di lavoro è stato attivato dal Comitato Nazionale Italiano Grandi Dighe, al fine di raccogliere informazioni e dati sui lavori di manutenzione e riabilitazione effettuati sulle dighe italiane nelle ultime quattro decadi.

Le informazioni su un numero notevole di casi sono stati raccolti, rivisti e classificati (in accordo al tipo di diga, al tipo

di problema, alla tecnologia adottata per il lavoro, ecc...).

La principale quantità di dati è stata fornita da grandi aziende, operanti nel settore idroelettrico. Comparativamente un piccolo contributo è stato ottenuto dai Concessionari minori di dighe.

In Italia meno di 10 Concessionari gestiscono circa il 50% delle dighe; il rimanente è diviso tra diversi concessionari, ciascuno dei quali gestisce un numero molto limitato di dighe e spesso non ha la massa critica sufficiente per giustificare uno staff tecnico permanente.

Un report finale è stato completato dal Gruppo di Lavoro nel 2012, che ha riportato i dati raccolti e le osservazioni e considerazioni derivate da essi.

L'attività del Gruppo ha ricevuto un apprezzamento generale, sottolineando l'interesse diffuso nello scambio di conoscenze in questo campo derivato da reali esperienze e risultati.

Una seconda fase dell'attività del è partita nella forma di un Osservatorio permanente, con l'obiettivo di comprendere le attività via via effettuate e coinvolgere un numero maggiore di Concessionari di dighe in modo tale da estendere la raccolta di dati e la diffusione dei risultati.

A tal fine è stata predisposta una procedura di monitoraggio e miglioramento della raccolta di dati sulle dighe esistenti e sugli interventi di riabilitazione.

La prospettiva è di comparare e correlare la gestione delle informazioni con iniziative sviluppate su aspetti simili da altri membri ICOLD.

L'ammodernamento e l'eventuale riabilitazione delle dighe esistenti è al momento il principale ambito su cui lavora la comunità dei tecnici di settore in Europa e in genere in tutte le economie sviluppate.

Le tematiche connesse sono molteplici e vanno anche a costituire un capitale di conoscenza prezioso per quei mercati dove ancora l'attività realizzativa di nuovi impianti è fiorente.

1.1 Il quadro del settore

Le dighe aventi età di 60 anni, in Italia, sono più di 320

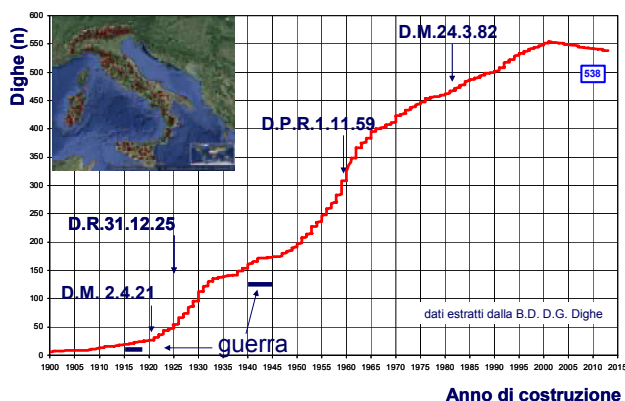


Figura 1 – Anno di costruzione dighe italiane

su un totale di 538 che risultano così disaggregate:

esercizio normale,	402	(23 limitate)
esercizio sperimentale	92	
fuori esercizio	31	(15 DL 79/04)
costruzione	13	

Come si vede una percentuale non trascurabile del totale è oggetto di iter autorizzativi non conclusi o comunque ad utilizzazione parziale della risorsa acqua impegnata, ciò vale prevalentemente in campo irriguo e prevalentemente nell'area centro- sud.

Tabella 1 – Utilizzo e volumi governati

Utilizzazione prevalente	N.ro dighe	Volume totale (milioni m ³)	Volume autorizzato (milioni m ³)	Delta volume (milioni m ³)
IDROELETTRICO	313	4389.51	4239.35	150.16
IRRIGUO	139	8584.11	7108.24	1475.87
POTABILE	40	416.64	386.15	30.49
INDUSTRIALE	15	197.75	180.81	16.94
LAMINAZIONE	7	127.41	106.86	20.55
VARIE	9	19.85	17.24	2.61
DL 79	15	7.18	0	7.18
TOTALE	538	13 742.45	12038.65	1 703.80

Il mantenimento delle condizioni di sicurezza delle dighe viene operato, come per tutte le opere ingegneristiche, da un

lato attraverso la raccolta di tutti i dati e le notizie sull'opera e la valutazione del suo comportamento passato e presente in confronto agli obiettivi di progetto e dall'altro promuovendo, in caso di riscontrate carenze, l'adozione di interventi manutentivi finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture alle azioni considerate e quindi alla riabilitazione dell'opera nei confronti delle originarie condizioni di progetto. L'attività del controllo delle condizioni di sicurezza viene effettuato dai Concessionari delle dighe, ma disciplinato dall'Autorità di controllo; le attività manutentive e quindi riabilitative vengono preliminarmente disposte ed approvate dall'Autorità di controllo, ma sono programmate ed attuate dai Concessionari.

La ripartizione geografica di tali manufatti risulta abbastanza omogenea in tutto il territorio nazionale, nella figura è riportata l'area di competenza degli Uffici Periferici della Direzione Dighe del Ministero delle Infrastrutture



Figura 2 – Articolazione geografica Uffici Periferici Direzione Dighe

In generale il comportamento delle strutture in esercizio è soddisfacente, e la loro performance supera la vita utile prevista, altro è raggiungere uniformemente target di sicurezza moderni ed omogenei.

Parliamo di manufatti imponenti soggetti a tutta una serie di sollecitazioni severe ed articolate che coinvolgono specialisti di diverse discipline ingegneristiche e non solo loro.

Il monitoraggio del comportamento delle dighe o di eventi idraulici che interessano le strutture e i bacini è stato sviluppato ampiamente e quasi tutti gli impianti sono controllati da nuovi sistemi strumentali efficienti, in sostituzione o ad integrazione dei controlli visivi realizzati localmente da guardiani esperti.

La riabilitazione degli impianti è generalmente accompagnata da una modifica dello scopo della diga e del bacino.

La domanda di acqua e di energia è influenzata dai cambiamenti economici prodotti dalla liberalizzazione del mercato e diversi impianti sono stati modificati per incontrare un nuovo modello di produzione.

Il costo in aumento dell'energia e lo sviluppo di fonti alternative di energia (solare, eolico) danno una spinta allo sviluppo di potenzialità idroelettriche per un miglior bilanciamento della rete elettrica. Gli impianti una volta considerati poco convenienti riacquistano una loro ragion d'essere economica.

Il contributo delle dighe per la gestione delle piene e la riduzione dei danni alluvionali è sempre stato importante ma oggi è sicuramente aumentata la sensibilità sul tema anche in relazione ai cambiamenti climatici in atto. Le informazioni, per prime, e gli standard devono essere focalizzati su questo aspetto, diventando una priorità nei paesi europei.

Come conseguenza, progettisti e operatori sono più focalizzati sulla riabilitazione, recupero o conversione di impianti esistenti piuttosto che la costruzione di nuove strutture.

1.2 Tipologia degli interventi di riabilitazione

Come citato in precedenza gli interventi di riabilitazione possono interessare principalmente il corpo diga, le fondazioni oppure i paramenti. Ciascuna di questa tipologia di lavori è conseguente a fenomeni differenti che sono alla base dei fenomeni di invecchiamento delle dighe, che si traducono prevalentemente in riduzione della resistenza alle azioni esterne, aumento delle perdite/ sottopressioni, fenomeni fessurativi, ecc.

Nel seguito, oltre a una descrizione delle cause di degrado concernenti le diverse parti delle dighe verranno approfonditi ciascuno dei fenomeni causa, in riferimento alle proprietà e alla risposta dei materiali a diversi tipi di sollecitazione esterna.

1.3 Degrado e riabilitazione dei paramenti

I materiali costituenti i paramenti delle dighe sono in diretto contatto con l'ambiente esterno e per questo sono soggetti alla loro azione aggressiva: in dettaglio si ha l'azione dell'acqua sui paramenti di monte e l'azione degli agenti atmosferici sui paramenti di monte e di valle. I principali effetti che si sviluppano in superficie sono perciò dovuti alle variazioni di temperatura, all'umidità, ai cicli di gelo e disgelo, alle precipitazioni meteoriche, così come le reazioni chimiche che avvengono a partire dagli elementi trasportati dall'acqua.

Non bisogna dimenticare inoltre gli effetti conseguenti alle sollecitazioni apportate dalle zone di imposta che possono essere soggette a importanti fenomeni di assestamento.

I carichi idrostatici, i cicli climatici, gli eventi estremi come le alluvioni e i sismi conducono solitamente ad una redistribuzione degli sforzi all'interno del corpo diga, con lo sviluppo di alti valori tensionali tipicamente in prossimità dei paramenti.

Le strutture in calcestruzzo e in muratura esposte all'acqua in climi rigidi possono subire danni dovuti alla loro scarsa resistenza alle azioni ripetute di gelo e disgelo. I danni sono prevalentemente superficiali, ma ciò nonostante possono essere seri. Le proprietà dei materiali, la qualità delle

costruzioni e il livello di esposizione determina l'estensione del degrado. Il danno del calcestruzzo e della malta in seguito ad azione del gelo dipende dal numero di cicli gelo-disgelo e dal contenuto di acqua nel calcestruzzo. Solitamente il numero di cicli di gelo e disgelo è maggiore all'inizio e alla fine della stagione fredda. Il calcestruzzo è particolarmente vulnerabile al danneggiamento da gelo quando l'umidità raggiunge un punto di saturazione critico. Altri fattori che possono influenzare l'azione del ghiaccio sono la velocità di raffreddamento, l'entità delle temperature alte e basse raggiunte durante il ciclo e la durata del ciclo stesso.

L'azione del ghiaccio ha un effetto avente gravità differente a seconda di dove colpisce la struttura:

- Il danno sul paramento di monte è solitamente limitato alla parte che è soggetta all'inumidimento e successiva asciugatura (fig.3);



Figura 3 – Tipico fenomeno di erosione superficiale

- Il danno sulla superficie di valle è particolarmente probabile che si verifichi dove la diga ha una elevata permeabilità, o qualora le precipitazioni meteoriche diventino intense;
- Il coronamento della diga è sensibile all'azione del gelo a seguito dei ristagni d'acqua presenti superficialmente.

In generale, a prescindere dalle cause che hanno determinato il degrado, l'estensione dello stesso è governato da quattro parametri principali:

- Permeabilità del corpo diga, da cui dipende chiaramente il volume dei fluidi che attraversano la diga stessa (fig 4);
- Fluidi penetranti che possono reagire aggressivamente con il calcestruzzo e i costituenti della malta;
- Variazioni di temperatura che causano sia la fessurazione sia l'apertura dei giunti, influenzando in tal modo la permeabilità complessiva della struttura;
- Crescita della vegetazione in special modo nei giunti della muratura.



Figura 4 –Eccessiva permeabilità e deposito concrezioni

Al fine di prevenire il deterioramento dei materiali in prossimità dei paramenti della diga, e successivamente all'interno del corpo diga, è divenuta comune la pratica di utilizzare materiali ad alta resistenza nei pressi dei paramenti.

In passato, prima dello sviluppo della tecnologia del calcestruzzo ciclopico, venivano impiegati rivestimenti del paramento di monte resistenti all'acqua nelle dighe in muratura e in calcestruzzo, tipicamente pietrame squadrato (bolognino).

Nel momento in cui la tecnologia del calcestruzzo migliorò diventò possibile produrre calcestruzzo ciclopico resistente all'acqua e da permettere di far a meno dell'utilizzo di rivestimenti speciali. Dunque, l'utilizzo di rivestimenti nelle dighe in calcestruzzo venne abbandonato, pur persistendo la pratica di utilizzare calcestruzzo ad alto livello di cemento nei pressi del paramento di monte, insieme ad elementi di rinforzo in acciaio sia nei pressi del paramento di monte che nei pressi del paramento di valle. Tali elementi di rinforzo venivano progettati al fine di controllare gli effetti superficiali, prevenendo la formazione di ampie fessurazioni e distacchi superficiali ("spalling").

Al giorno d'oggi le misure atte a riparare le parti superficiali delle dighe possono essere suddivisi in tre gruppi:

- Interventi atti a ridurre l'entrata di acqua all'interno del corpo diga: riduzione della permeabilità;
- Interventi atti a evacuare rapidamente e ordinatamente le filtrazioni in corpo diga (sistema drenante);
- Interventi atti a ridurre le concentrazioni di tensioni e di conseguenza lo sviluppo di giunti di dilatazione non presidiati.

Ciascuno di questi gruppi di interventi prevedono tecniche quali la sostituzione o riparazione dei paramenti, in modo particolare quello di monte.

Naturalmente a monte degli interventi di riparazione e riabilitazione sono da annoverare interventi preventivi quali: ispezioni visive, misurazioni di portata, carotaggi utilizzati per ottenere campioni utilizzabili nei test di laboratorio.

Per il calcestruzzo e la muratura di buona qualità, il confine tra zone integre e zone danneggiate è generalmente

chiaro e può essere individuato tramite metodi di analisi non distruttivi. Per il calcestruzzo e la muratura di scarsa qualità, invece, il danno si estende solitamente più a fondo all'interno della struttura per cui risulta necessario estrarre dei campioni per individuare il confine tra zone integre e zone danneggiate.

1.4 Degrado e riabilitazione delle fondazioni

La causa principale di questo scenario di degrado è da imputare principalmente all'alternanza degli sforzi nelle fondazioni connessa alla variazione del gradiente idraulico quando i livelli di invaso variano. Gli effetti termici, invece, hanno un effetto significativo solo nel caso delle dighe ad arco per le quali i carichi trasmessi in fondazione nelle situazioni climatiche estreme possono essere notevoli. L'alternanza dei sopracitati sforzi portano a deformazioni della fondazione, al movimento dei giunti in roccia, e alla formazione e propagazione di fenomeni fessurativi. Un ruolo essenziale è svolto dal sistema drenante che ha il duplice scopo di alleggerire le sottopressioni tendenti a far "galleggiare" la diga e di monitorare eventuali evoluzioni nella zona di roccia coinvolta nella funzione di impermeabilità complessiva del bacino.

Il degrado di questo componente è dovuto alle incrostazioni e sedimentazioni apportate dal transito del fluido e ha come effetto una redistribuzione delle tensioni in tutto il corpo diga.

Per le dighe in calcestruzzo a gravità la massa rocciosa è solitamente resistente da permettere l'adozione di un nuovo stato di equilibrio dopo diversi anni di esercizio.

Il comportamento delle rocce di fondazione varia per una o più ragioni:

- Cambiamento periodico del gradiente idraulico: le deformazioni permanenti si accumulano con il tempo e possono verificarsi improvvisamente anche dopo un periodo di comportamento stabile. Questa evoluzione irreversibile è spesso associata ad un gradiente idraulico altamente fluttuante. Tali condizioni possono causare movimenti significativi dei giunti, il dilavamento del materiale riempitivo dei giunti possono causare una deformazione permanente della fondazione della diga, o un aumento dell'ampiezza dei movimenti reversibili. Questi cambiamenti strutturali possono essere accompagnati da un sostanziale aumento delle perdite e delle sottopressioni. Questo può condurre a instabilità su larga scala nell'ammasso roccioso soggetto alle sottopressioni, e a redistribuzione degli stress nella fondazione (Fig. 5).

- Riposizionamento a lungo termine della falda acquifera: nelle rocce di fondazione calcaree porose o in quelle arenarie, il riempimento del serbatoio fa accrescere il livello della falda acquifera nei pressi della fondazione. Il livello piezometrico può impiegare diversi anni o addirittura decenni per stabilizzarsi. Il nuovo livello piezometrico può modificare l'equilibrio della massa rocciosa, in relazione alla geometria delle fratture e dei giunti.

- Alterazioni fisiche e chimiche delle rocce: l'alterazione chimico-fisica delle rocce occorre in seguito a nuove condizioni indotte dall'invaso e questo può condurre a indebolimento dell'ammasso roccioso e/o a cedimenti.

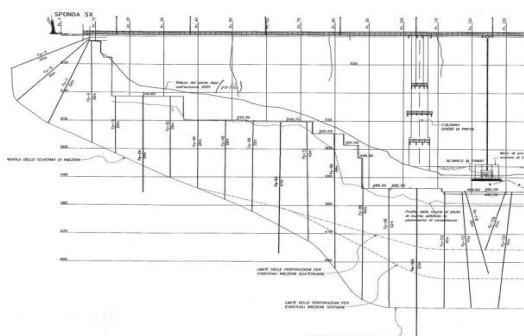


Figura 5 – Intervento di ripresa dello schermo in fondazione

Solitamente la perdita di resistenza della fondazione accade su un periodo molto lungo. Dunque un monitoraggio affidabile è necessario, in particolar modo nei confronti di tre parametri predominanti: perdite, sottopressioni, spostamenti inelastici della fondazione.

Per quanto riguarda le perdite, dovrebbe essere possibile distinguere tra quelle provenienti dalla diga da quelle provenienti dalla fondazione.

In seguito all'osservazione di grandi spostamenti irreversibili è necessaria altresì una rapida risposta. Come prima azione è necessario ridurre il livello invasivo. Il carico orizzontale dell'acqua diminuisce con il quadrato della profondità dell'invaso e il momento flettente in corrispondenza della fondazione diminuisce approssimativamente con la terza potenza. Dunque diminuire il livello di invasivo è un'azione prioritaria importante, non tanto nei confronti di interventi di riabilitazione, ma per la sicurezza immediata della diga.

Tra le misure di riabilitazione della roccia di fondazione è possibile includere la tecnica del jet grouting.

1.5 Degrado e riabilitazione del corpo diga

La principale causa di degrado del corpo diga è rappresentato da fenomeni espansivi (rigonfiamenti) dovuti a reazioni chimiche, quali ad esempio la reazione alcali aggregati e l'azione di solfati su calcestruzzo e malta. La reazione alcali aggregati si sviluppa tra gli alcali presenti nei pori e gli aggregati reattivi a tali alcali. Si forma un gel di conseguenza. Nel calcestruzzo ad elevato contenuto di alcali, gli aggregati reattivi in presenza di una fonte esterna di umidità formano tale gel che produce espansione interna e fessurazione marcata.

La reazione alcali-aggregati dipende soprattutto dalla natura del cemento e degli aggregati presenti nel

calcestruzzo. Tra gli altri fattori sono individuabili i cicli di saturazione ed essiccazione del calcestruzzo.

La presenza di acqua è un fattore che riveste particolare importanza nello sviluppo di tali scenari.

Questi fenomeni interessano sia le dighe che le strutture adiacenti.

Quando in una struttura confinata, o parzialmente confinata, gli aggregati sono compressi a seguito del rigonfiamento e la malta cementizia presente nei pressi della zona confinata è sollecitata radialmente. Come risultato si verifica un fenomeno fessurativo, il quale determina una riduzione degli sforzi indotti dal rigonfiamento.

Il rigonfiamento risultante dalle reazioni chimiche varia di intensità attraverso il corpo diga ed è influenzato dal confinamento della struttura.

Per quanto riguarda l'azione di solfati, questa reazione è stata riportata proveniente da magnesio, sodio e solfati di calcio. Può anche aver origine dall'ossidazione del solfuro di ferro (solfite) contenuta in alcuni aggregati. L'azione dei solfati determina una o più conseguenze a seconda della concentrazione: 1) cristallizzazione di sali complessi, insieme a grande incremento di volume e perdita di coesione del legante; 2) decomposizione dei silicati di calcio, con una sostanziale perdita di resistenza. In questa situazione il degrado del calcestruzzo può essere più rapido della reazione alcali-aggregati, poiché il rigonfiamento è accompagnato da una significativa perdita di resistenza.

L'influenza del rigonfiamento sul comportamento della dighe dipende dalla diverse tipologie e caratteristiche.

Nelle dighe a gravità il paramento di monte della diga è generalmente più colpito, con sviluppo di una deformazione generalmente verso l'alto e verso monte. Poiché il processo di rigonfiamento non è uniforme sull'intera sezione trasversale della diga, si determina un campo di sforzi in cui gli sforzi di compressione si verificano nelle zone rigonfiate mentre gli stress di trazione si verificano nelle parti adiacenti. Questo può portare a fenomeni fessurativi sul paramento di monte, all'ingresso di acqua e all'aumento di sottopressioni.

Nelle dighe ad arco il rigonfiamento causa uno spostamento radiale verso monte insieme ad un sollevamento del coronamento. Siccome la porzione superiore del paramento di monte è maggiormente a contatto con acqua di quanto non lo sia il coronamento, quest'ultimo è meno soggetto al fenomeno del rigonfiamento e dunque la deformazione differenziale che si sviluppa può essere causa di fessurazione nei pressi del coronamento.

Per quanto riguarda gli interventi di riabilitazione, non ci sono rimedi effettivi nei confronti del rigonfiamento dovuti alla reazione alcali-aggregati. Non potendo sostituire il materiale costituente il corpo diga l'unica azione possibile è la riduzione della presenza di acqua, elemento essenziale per lo sviluppo della reazione, per cui gli interventi fin qui adottati si sono concentrati sulla protezione del calcestruzzo vulnerabile all'azione dell'acqua e sull'alleggerimento dello stato tensionale.

Nonostante la difficoltà di individuare interventi efficaci, sono stati implementati diversi metodi per ridurre gli effetti del rigonfiamento, tra i quali:

- Realizzazione di tagli strutturali per ridurre le tensioni causate dalla reazione espansiva (Fig. 6);
- Revisione o integrazione del sistema drenante per evacuare rapidamente le acque di percolazione;
- Predisposizione di rinforzi atti a ridurre le deformazioni;
- Impermeabilizzazione del paramento di monte della diga per limitare gli effetti aggressivi dell'acqua;
- Sostituzione dei materiali danneggiati rimpiazzandoli con malta.



Figura 6 –Diga Poggia 2005- Taglio strutturale

Anche in questo caso naturalmente le misure preventive possono essere efficaci per individuare le azioni successive. La misura degli spostamenti così come delle deformazioni risulta appropriata per individuare il rigonfiamento nelle dighe. Le ispezioni visive, invece, sono solitamente meno indicative.

Qualora il fenomeno di rigonfiamento venisse confermato, la natura del processo, il suo stadio e la velocità di sviluppo in differenti zone della diga possono essere valutati mediante modelli appropriati. L'analisi dei modelli che prendono in conto l'anisotropia del rigonfiamento, possono essere utili per confrontare il comportamento osservato con quello previsto.

2. L'ATTIVITÀ DEL GRUPPO DI LAVORO

Il Gruppo di Lavoro sulla Riabilitazione delle dighe ed il successivo Osservatorio hanno ad oggi prodotto informazioni su 210 interventi di riabilitazione svolti su dighe, a partire dagli anni '80.

Gli interventi sono stati suddivisi in base alla prevalente parte di sbarramento oggetto dell'attività riabilitativa (Fig. 7):

1. Lavori sul corpo diga;
2. Riparazione del paramento di monte della diga per migliorarne l'impermeabilità;
3. Riabilitazione o modernizzazione degli scarichi e degli sfioratori;
4. Interventi sulle fondazioni.

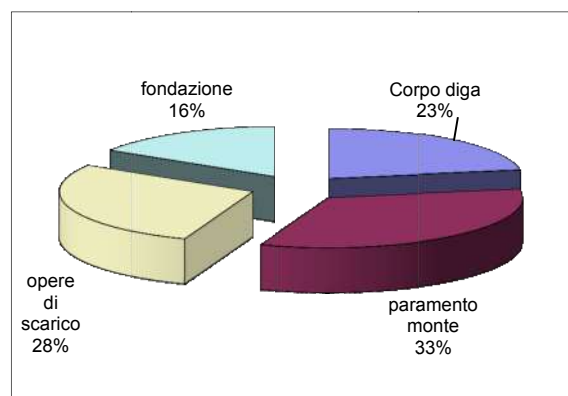


Figura 7 –Ripartizione degli interventi censiti

Il rapporto del GDL relative è stato completato e presentato alla Giornata di Studio ITCOLD tenutasi nel maggio 2012 .

2.1 Sintesi dei dati raccolti

Gli interventi di riabilitazione sono in aumento (Fig. 8). Le principali ragioni sono come si è detto la maggiore consapevolezza dei concessionari sul valore del bene e l'elevazione degli standard di sicurezza introdotti dai provvedimenti delle Autorità tutorie.

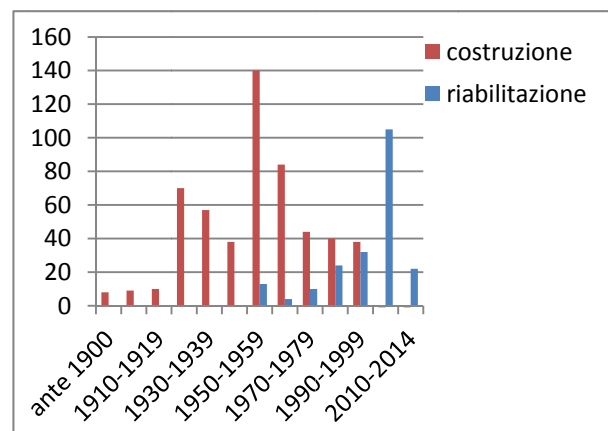


Figura 8 –Evoluzione temporale interventi

Le attività più frequenti sugli impianti operati da compagnie industriali che hanno maggiori risorse tecniche e finanziarie.

Circa il 40% delle dighe sono esercite per scopi irrigui e di irrigazione da organizzazioni piccole che solo recentemente hanno iniziato un processo di integrazione.

Circa il 30% delle dighe sono state costruite adottando tipologie ora ancora in uso. Su questo campione l'incidenza di interventi e modifiche è abbastanza alto (Fig. 9).

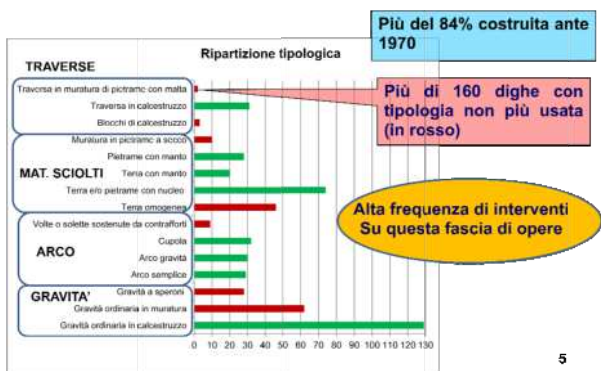


Figura 9 – Distribuzione tipologica schemi strutturali

2.2 Classificazione degli interventi

Tutta una serie di problematiche importanti e delicate riguardanti varianti anche sostanziali ad un progetto approvato e legate ad evidenze emerse in fase realizzativa o durante gli invasi sperimentali, non sono oggetto dell'indagine in quanto risolte prima del collaudo.

E' confermato anche da statistiche internazionali come una gran parte dei problemi o dei grandi interventi correttivi anche in campo sbarramenti, si concentrano durante gli invasi sperimentali.

In questa sede invece, vengono presi in esame quei provvedimenti adottati dai Concessionari nella fase di maturità di un'opera e legati quindi alle evidenze che emergono nel periodo di vero e proprio esercizio.

Gli interventi segnalati discendono dalle criticità riscontrate sullo sbarramento in esercizio. Si possono organizzare in:

- carenze strutturali
- inadeguatezza opere di scarico
- instabilità del territorio circostante

2.2.1 Carenze strutturali

A questa categoria appartengono oltre il 60% delle segnalazioni e sono così ulteriormente articolabili:

- carente assetto statico
- insufficiente impermeabilità del corpo diga e/o dello schermo in fondazione
- insufficiente sistema di drenaggio
- inadeguata risposta alle azioni esterne (temperatura) o interne (trasformazioni chimiche).

a) Carente assetto statico

Si tratta evidentemente del caso più significativo, in quanto prefigura un potenziale squilibrio strutturale in determinate situazioni di sollecitazione in funzione della configurazione dell'opera.

Dalla raccolta dei dati risulta che i casi di intervento di appesantimento del corpo diga sono 7, in altri 6 casi sono citati interventi di realizzazione di un nuovo paramento

massiccio in calcestruzzo. Modalità questa che fa presupporre l'intento di risolvere contemporaneamente il problema statico e quello dell'impermeabilità

b) Insufficiente impermeabilità corpo diga e schermo

L'impermeabilità di uno sbarramento è contributo essenziale alla sua funzionalità, ma anche protezione nei riguardi di indesiderate ed anche pericolose filtrazioni in corpo diga o nell'ammasso costituente la sua imposta.

Si tratta di caratteristica difficile da preservare nel tempo, perché frutto di un complesso di dispositivi soggetti ad importanti sollecitazioni da parte dell'ambiente esterno.

L'impermeabilità di uno sbarramento è ottenuta essenzialmente mediante i seguenti apparati:

- paramento di monte
- giunto, coprigiunto
- schermo di fondazione

L'inefficienza di ciascuno di essi provoca, a seconda della tipologia dello sbarramento, fenomeni degenerativi pericolosi, talvolta causa di altre azioni evolutive in atto, soprattutto destabilizzazione della zona d'imposta.

L'indagine espletata mette in luce, per quanto riguarda i paramenti di monte, una netta prevalenza delle modalità legate alla posa di film sottili (35):

- trattamenti superficiali impermeabilizzanti
- paramenti bituminosi
- gunitature

meno rilevanti quantitativamente i casi di attività più impegnative (11) quali:

- paramenti metallici
- paramenti massicci in cls (Fig. 10)
- nuovi manti in cls
- ricostruzione paramenti in bolognini



Figura 10 – Diga Lago Busin 1986

L'esito soddisfacente di tali interventi e l'aspettativa di vita degli stessi sono certamente variegati e strettamente correlati alle scelte dei materiali e ai corretti metodi realizzativi.

Di tali interessanti informazioni non esiste una organica raccolta se non nel "know how" cumulato nelle aziende concessionarie e presso gli studi di consulenza di cui esse si avvalgono.

Sugli interventi in corrispondenza dei giunti o sugli schermi di impermeabilizzazione, spesso abbinati,

le segnalazioni sono poco più che puntuali e non consentono di estrarre una casistica significativa.

c) Insufficiente sistema di drenaggio

Argomento strettamente legato a quello precedente è indubbiamente il corretto dimensionamento del sistema di drenaggio in corpo diga ed in fondazione. Nel corso dell'esercizio dell'opera, in correlazione all'efficienza del sistema di impermeabilizzazione, questo apparato costituisce un elemento essenziale per l'evacuazione corretta delle permeazioni ed il controllo delle sottopressioni sul piano di fondazione e nell'ammasso di imposta.

Una tematica abbastanza diffusa ma che ha dato adito per ora a poche specifiche indicazioni, è il graduale deterioramento dell'efficienza della capacità dei dreni per progressivo sviluppo di colate carbonati che

Quantitativamente le segnalazioni non sono numerose ma certamente in aumento in quanto spesso la difficoltà di ripristino dello schermo originario o le sue caratteristiche costringono il gestore ad una vera e propria ricostruzione:

- integrazione sistema drenante nel corpo diga
- integrazione sistema drenante in fondazione

d) Inadeguata risposta alle azioni esterne o interne

In questa categoria rientrano una serie di fenomeni quali:

- lesioni o deformazioni anomale per sollecitazione termica
- rigonfiamento corpo diga per sviluppo reazione alcali-aggregati
- impoverimento del legante per progressivo dilavamento

I provvedimenti adottati sono essenzialmente riconducibili alla seguente casistica :

- iniezioni nel corpo diga
- iniezioni in fondazione (Fig. 11)
- tagli strutturali
- incollaggio lesioni



Figura 11 – Diga Giacopiane 2010



Figura 12 –Diga Val Noci 2008

2.2.2 Inadeguatezza organi di scarico

A questa categoria appartengono circa il 30% delle segnalazioni e sono così ulteriormente articolabili:

- insufficiente dimensionamento
- inadeguatezza organi di intercettazione
- inadeguata risposta alle azioni esterne (materiale flottante o sedimentato)

La classificazione degli interventi come raccolta dalle segnalazioni pervenute, non consente una attribuzione punto per punto dei raggruppamenti di intervento ad una specifica finalità.

In diversi casi le modifiche all'assetto originario hanno avuto l'esito di migliorare da tutti i punti di vista l'efficienza del complesso degli organi di scarico esistenti, anche se di solito quello prevalente è l'incremento di capacità di evacuazione complessiva (Fig. 13).



Figura 13 –Diga Ponte dell'Acqua 2001

A ciò ha certamente contribuito l'esperienza di esercizio e l'evoluzione degli studi idrologici con un livello di oggettività ben più spinto rispetto al concetto di piena di progetto su cui la gran parte delle dighe era stata dimensionata.

La tendenza generale è oggi di privilegiare scarichi di superficie a soglia libera e con luci ampie in modo da ridurre i rischi di occlusione da materiale galleggiante.

Una categoria di recente sviluppo è quella degli organi dedicati al rilascio del Deflusso Minimo Vitale che in qualche caso si configurano come vere e proprie opere accessorie nel corpo diga.

2.2.3 Instabilità del territorio circostante

Si tratta generalmente di problemi connessi all'instabilità di aree più o meno importanti del territorio circostante lo sbarramento o l'invaso con esso realizzato.

A modesti fenomeni localizzati, di facile soluzione, si affiancano casi in cui le aree e i volumi di versante soggetti a frana o a deformazioni gravitative, raggiungono valori assolutamente importanti e richiedono interventi anche drastici.

Le segnalazioni in merito non raggiungono il 5% del totale, anche se con ogni probabilità sottostimano la oggettiva realtà.

Generalmente i problemi di questo tipo, se non individuati in fase progettuale, si evidenziano in fase costruttiva con l'apertura degli scavi o, ancor più, con la realizzazione dell'invaso e conseguente imbibizione del versante sede di instabilità.

Entità e qualità dei fenomeni non consentono ovviamente una generalizzazione degli interventi a rimedio, marcatamente caratterizzati dal caso per caso e spesso causa di drastica riduzione delle capacità di invaso.

3. IMPORTANZA DELLE RIABILITAZIONI

Il quadro della tematica riabilitativa, come seppur sinteticamente enunciato nei capitoli precedenti, è quanto mai articolato.

La molteplicità delle problematiche che si pongono durante la lunga vita delle dighe è ben più ricca di spunti e sfumature di quanto non si possa schematizzare in uno studio come quello presente in quanto ogni opera di sbarramento costituisce un unicum con il territorio che la ospita senza contare il peso che assume il contesto climatico.

Altro fattore talvolta determinante è il contesto in cui chi gestisce la diga si trova ad analizzare una anomalia e a progettare un possibile rimedio. Nel descrivere il quadro che emerge da oltre 40 anni di interventi di riabilitazione emergono evidenti i fenomeni evolutivi dettati da un know how che via via si è affinato anche in relazione ad una maggiore esperienza, più approfondite analisi e maggiore attenzione ai volumi di spesa.

In generale laddove le informazioni sui singoli interventi lo hanno consentito, è stato espresso un giudizio positivo sull'efficacia delle attività messe in campo, ma tale quadro va preso con la dovuta prudenza vista la lentezza con cui si sviluppano i fenomeni di deterioramento per mastodonti quali le grandi dighe.

Da notare come, secondo le testimonianze di chi ha collaborato al Gruppo di Lavoro, quasi sempre si sono risolti efficacemente problemi anche gravi all'origine degli

interventi messi in atto con costi variabili ma sempre al di sotto del 5% del valore di ricostruzione dell'opera.

Diverse iniziative riabilitative nascono dalla necessità di riportare l'opera ad uno standard di sicurezza accettabile in quanto l'obiettivo della piena affidabilità nell'esercizio degli sbarramenti a tutela del territorio circostante è sempre stato il fulcro della legislazione tecnica cumulatasi nell'arco dei decenni facendo tesoro delle esperienze talvolta drammatiche della comunità nazionale.

Una struttura quale una grande diga è un valore trasmessoci dalle generazioni precedenti che abbiamo, il dovere morale oltre all'interesse economico di preservare ai fini di un proficuo utilizzo anche per le generazioni future

3.1 Elementi di riflessione

Il quadro che emerge da questa seppur incompleta indagine statistica evidenzia come la materia presenti una notevole ricchezza di spunti di approfondimento, alcune domande possono indirizzare ulteriori sviluppi di ricerca:

- Gli interventi posti in essere sono stati risolutivi?
- Le tecnologie a suo tempo adottate sono ancora attuali?
- Che tempi e quante risorse sono state investite nella fase di analisi pre-intervento?
- Si può parlare di best practices? Quanto sono note alla comunità tecnica formata dai gestori, consulenti, autorità tutorie, atenei?
- L'evoluzione normativa ha indirizzato positivamente gli investimenti nell'ambito della sicurezza dighe?
- Si è fatto adeguatamente tesoro delle positive esperienze tecnologiche acquisite in ambiti contigui?

L'indagine statistica, come si è esposto, ha mirato a raccogliere la maggiore quantità possibile di informazioni risalendo a ritroso anche di svariati decenni, ne consegue che per alcune problematiche interessanti oggi la platea degli operatori non ha ancora un peso quantitativo significativo, ma che diventerà più evidente nei prossimi anni. Parliamo in particolare di filoni quali:

- misure per la mitigazione dell'interrimento
- razionalizzazione degli organi di smaltimento piene
- misure per il controllo degli effetti di rigonfiamento cls per fenomeno alcali – aggregati
- adeguamenti per adempimenti naturalistici quali nuovi scarichi per Deflussi minimi vitali, scale pesci, usi plurimi
- dismissione opere non rispondenti ai requisiti minimi di sicurezza o diventate non più essenziali nell'ambito degli schemi impiantistici in cui erano inserite

3.2 L'Osservatorio permanente

Il Gruppo di Lavoro Riabilitazione Dighe ha prodotto 76 schede intervento cui se ne sono aggiunte 42 nella successiva attività dell'Osservatorio (Fig. 14). Nelle schede sono riportate descrizioni sintetiche dei lavori eseguiti per la

riabilitazione di dighe in Italia. I relativi documenti sono disponibili sul sito <http://www.itcold.it/> attività nazionali .



Figura 14 – Scheda intervento

Questi lavori riguardano una frazione (significativa) dei lavori di ripristino effettuati sulle 538 grandi dighe italiane.

Per questa ragione i dati resi disponibili sono stati costituiti in un inventario ragionato, ed adatto a essere integrato in futuro con nuovi dati, in base ad una precisa metodologia sistemica.

Dalle considerazioni esposte, vista la complessità dei temi che la comunità tecnica che si occupa delle dighe in esercizio deve presidiare senza smagliature, discende a nostro giudizio l'importanza di mettere a fattor comune quanto via via acquisito in termini di conoscenza/esperienza.

Quanto prodotto fino ad oggi dal Gruppo di Lavoro ITCOLD, pur coi limiti esposti, può senz'altro costituire una base a cui fare riferimento. Il database predisposto da questo GdL può diventare un potente strumento di indirizzo e condivisione.

Serve senz'altro la conferma di un interesse da parte di tutti gli attori del settore: esercenti, autorità di vigilanza, ambito della ricerca scientifica per affrontare i temi dell'invecchiamento di queste opere che vorremmo eterne in analogia a quanto avviene in campo medico dove, su basi statistiche più ampie, vengono raggiunti importanti progressi che diventano rapidamente patrimonio universale.

Al 8th ICOLD EUROPEAN CLUB SYMPOSIUM di Innsbruck (2010) (3) è stato anche messo a tema un aspetto fortemente sentito dai partecipanti: ha senso pensare ad una Normativa europea? Forse è prematuro ma ogni sviluppo normativo dei singoli stati membri dovrebbe tener conto di un contesto sovranazionale, purtroppo invece stiamo assistendo ad esempio alla formulazione di normative regionali riguardanti le piccole dighe tra loro sensibilmente differenziate.

Il tema è stato ripreso al recente 9th ICOLD EUROPEAN CLUB SYMPOSIUM (1) di Venezia dedicando uno dei topics proprio all'armonizzazione della governance europea delle dighe.

3.3 Carenza di risorse?

Come detto nell'introduzione le grandi dighe sono

infrastrutture che nella maggioranza dei casi modificano in maniera definitiva l'assetto paesaggistico; superati gli scogli autorizzativi, le opposizioni locali, talvolta motivate, spesso pretestuose, le incertezze della fase realizzativa e gli invasi sperimentali, vanno a costituire una risorsa del territorio cui ben raramente la popolazione accetta di rinunciare.

Queste vere e proprie miniere a cielo aperto, soffrono spesso del fatto che non sono più viste, a volte nemmeno dai Concessionari, come un'opera speciale con le sue peculiari esigenze manutentive proporzionali al valore di reintegro del bene, ma come una porzione di un impianto industriale la cui vita utile è usualmente ben più esigua.

Negli anni scorsi abbiamo assistito ad una proliferazione di provvedimenti incentivanti lo sviluppo delle fonti rinnovabili, tali iniziative certamente efficaci hanno determinato un boom di investimenti nel settore eolico, fotovoltaico, delle biomasse, anche l'idroelettrico ne ha beneficiato parzialmente con una accelerazione nel rinnovo dei macchinari. L'ambito delle grandi infrastrutture idrauliche è però stato solo sfiorato da tali interventi finanziari mentre ci sarebbe margine anche per riconoscere l'elevato valore energetico da preservare in ambito idroelettrico, senza parlare di quanto siano strategiche le risorse a fini idropotabili ed irrigui.

Carlo Ricciardi in un recente convegno tenutosi a Torino nell'ambito della Giornata Mondiale dell'Acqua (2) evidenziava come i valori produttivi cui concorrono le dighe italiane a fronte di un patrimonio di infrastrutture stimato fra gli 80 e i 170 Miliardi di Euro, siano di tutto rispetto:

- idroelettrico 3 MD €
- irriguo 18 MD €
- idropotabile 0,09 MD €.

Pur con tutti i limiti della presente indagine i valori di investimento manutentivo e riabilitativo censiti appaiono particolarmente ridotti ancorchè in crescita.

L'altro aspetto che ha una enorme influenza sui comportamenti dei gestori è l'esiguità degli orizzonti temporali delle concessioni, è evidente che un soggetto che deve fare i conti con un piano industriale, non può accettare investimenti i cui benefici siano raccolti ben al di là del termine di sicura disponibilità.

La durata delle concessioni dovrebbe razionalmente essere commisurata ad una stima degli investimenti insiti nella gestione dello specifico impianto che, come si diceva ben difficilmente può essere dismesso, ovvero potrebbero proficuamente essere individuati meccanismi di sgravio fiscale simili a quelli adottati per incentivare il risparmio energetico in campo di edilizia civile.

Senza un ripensamento in tal senso diventa fatale che opere così imponenti come le dighe tendano ad essere le cenerentole nell'ambito delle grandi reti infrastrutturali in quanto soggette a sempre più pressanti vincoli non accompagnati da proporzionali remunerazioni.

4. CONCLUSIONI

Sulla base dei dati raccolti e precedentemente presentati, risulta che il numero complessivo degli interventi riabilitativi, indipendentemente dalla loro importanza, è di 181 su 140 dighe cui corrisponde il 35% delle dighe italiane

effettivamente in esercizio.

Oltre la metà di questi interventi sono stati eseguiti negli ultimi 10 anni, fatto dovuto sicuramente non solo all'incremento di età degli impianti, ma anche alla maggiore attenzione dedicata da parte dei soggetti coinvolti al prolungamento della vita utile degli stessi.

Si segnala inoltre come gli interventi di riabilitazione che attengono a problematiche connesse all'ammasso di fondazione sono solo il 5%, in contrasto con la casistica internazionale in cui queste criticità sono prevalenti. In Italia emergono invece come predominanti gli interventi a recupero dell'impermeabilità del corpo diga, che rappresentano il 38% del totale e che per oltre il 70% dei casi sono stati risolti con la posa di film sottili, per l'esattezza per il 50% con manti in PVC.

Si riporta qui di seguito un grafico che ha suscitato molto interesse, presentato dall'Ing. Cristian Andersson, dello Swedish Hydropower Centre, in un suo documento presentato all'8th ICOLD EUROPEAN CLUB SYMPOSIUM di Innsbruck del settembre 2010 (3)

La Svezia è caratterizzata da uno scenario per certi versi analogo a quello italiano, con centinaia di dighe eseguite per la quasi totalità verso la metà del secolo scorso; in questo grafico l'Ing. Andersson raffigura, seppure per il solo settore idroelettrico svedese, l'andamento degli investimenti, dei costi di gestione e manutenzione e le competenze tecniche disponibili del settore (*"available competence"*). Nel grafico di fig. 15 viene mostrato come la diminuzione degli investimenti, conseguente al crollo delle realizzazioni dei nuovi impianti, abbia portato anche ad una diminuzione di queste *"available competence"*.

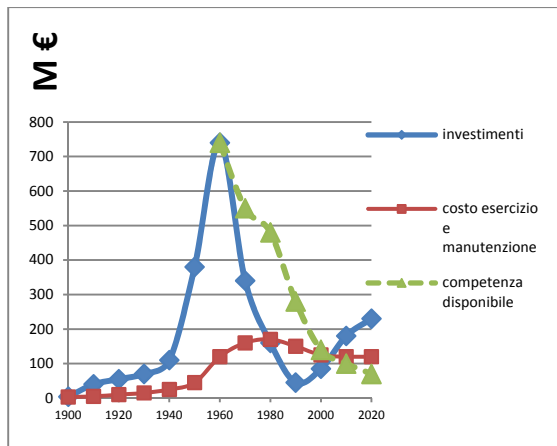


Figura 15 – Competenza disponibile

Nonostante la sopracitata analogia tra Italia e Svezia, noi riteniamo per contro che in Italia la curva delle *"available competence"* non sia e sicuramente non sarà più in discesa perché gli interventi di riabilitazione, sempre più necessari oggi ma soprattutto un domani sulle nostre dighe, faranno sì che sia necessaria una sempre maggiore presenza di tecnici qualificati che dovranno fronteggiare problematiche non previste o prevedibili in sede di progettazione di una nuova opera e che dovranno disporre di un *"know-how"* che gli permetta di intervenire su una grande varietà di tipologie di sbarramento alcune delle quali non vengono più eseguite da

quasi un secolo.

Ci auguriamo che quanto esposto costituisca un passo verso la preservazione di questo patrimonio di conoscenza, lo studio delle problematiche inerenti le dighe e dei conseguenti interventi riabilitativi già eseguiti e che, la frammentazione dei Concessionari spesso rende molto difficile; gli strumenti più opportuni dovranno essere approfonditi possibilmente con il contributo fattivo di tutti gli attori del settore.

- (1) 9th ICOLD European Club Symposium Venezia 2013 – Topic 2: Preservation and development of European hydraulic infrastructural system
- (2) Carlo Ricciardi, del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Intervento alla Celebrazione Giornata Mondiale dell'Acqua Torino 20 marzo 2013 "Valorizzazione del patrimonio infrastrutturale delle dighe"
- (3) 8th ICOLD European Club Symposium Innsbruck 2010 - Topic A: Sustainability of Know How

CONFRONTO TRA METODOLOGIE DI VARO A SPINTA DI PONTI CURVI A CASSONE IN C.A.P. ED EFFETTI DELLA TORSIONE PRIMARIA E SECONDARIA

Michele Fabio Granata¹, Maria Oliva², Marcello Arici¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale e dei Materiali, Università di Palermo

² Facoltà di Ingegneria e Architettura, Università Kore di Enna

SOMMARIO

La costruzione per spinte successive, molto competitiva per ponti a travata di luce media in cemento armato precompresso, implica sollecitazioni temporanee nelle fasi di spinta molto differenti da quelle che si hanno nella fase di esercizio della struttura. Tale metodologia viene usata anche per ponti in curva, i quali sono sempre soggetti a momento torcente, associato alla flessione. La sezione di questi ponti può essere aperta (travi a doppio T) o chiusa (cassoni) ma in entrambi i casi si tratta di sezioni in parete sottile, in cui l'influenza della torsione non uniforme diventa considerevole rispetto alla torsione di Saint Venant, modificando le tensioni tangenziali ed introducendo tensioni normali dovute all'ingobbamento impedito. In questo lavoro vengono analizzate le fasi di costruzione di un ponte curvo a spinta con sezione a cassone in c.a.p. per il confronto di due metodologie di varo differenti. Nella prima si considera la spinta dell'intera sezione a cassone mentre nella seconda si considera la spinta della sola sezione ad U priva della soletta superiore. In questa seconda ipotesi si riscontra la necessità di ridurre la luce tra le pile. In ambedue i casi si valutano gli effetti della torsione non uniforme ricavando la soluzione mediante l'Hamiltonian Structural Analysis method e confrontando i risultati per le due ipotesi di lancio con sezione chiusa a cassone o aperta ad U. I risultati, riportati in forma di diagrammi di massime e minime sollecitazioni e tensioni, mostrano la maggiore sensibilità della sezione aperta agli effetti della torsione non uniforme.

INCREMENTAL LAUNCHING OF BOX CURVED BRIDGES AND EFFECTS OF PRIMARY AND SECONDARY TORSION

SUMMARY

The construction methodology of incremental launching is very competitive for building prestressed girder bridges of medium spans. During launching the static scheme of these bridges change producing states of stress and internal forces which differ from construction to service life. This construction methodology is used also for curved bridges, which present always twisting moment associated to bending moment. The cross section of these bridges are often thin-walled both in the cases of open sections (I girder bridges) or closed ones (concrete box girders). Whereas compact sections shows that Saint-Venant torsion is dominant, in thin-walled sections the influence of non-uniform torsion is significant, modifying the tangential stresses and the axial ones, due to prevented warping. In this study the incremental launching of a box girder bridge is analysed considering two hypotheses. The first is that of launching the complete box section while the second is that of launching a reduced U-shape section without the upper slab. In this second case, it is necessary to reduce the span lengths. Effects of non-uniform torsion are evaluated in the two hypotheses of launching, by founding the solution of the curved beam through the Hamiltonian Structural Analysis method. Results from the closed and open sections are compared and shown through max-min diagrams of internal forces and stresses. The influence and effects of non-uniform torsion is more evident in the case of open sections.

1. INTRODUZIONE

Una delle più comuni metodologie di costruzione di ponti con schema a travata continua su più pile è quella del lancio per spinte successive [1]. Anche se utilizzata attualmente per ponti con impalcato in calcestruzzo o acciaio con qualsiasi tipo di sezione trasversale, questa metodologia è stata sviluppata inizialmente per strutture in acciaio da Eiffel (nei ponti Evau e Garabit) e poi estesa alla costruzione di ponti a cassone in calcestruzzo da Fritz Leonhardt nel ponte Rio

Caronì [2]. Tale metodologia consiste nell'avanzamento di conci spinti a partire da una spalla, che estrudono l'impalcato passando sopra le pile. All'estremità dell'impalcato in avanzamento è sempre posto un avambecco metallico il quale permette la riduzione dei valori di momento flettente nelle fasi di avanzamento a sbalzo (figura 1). La sezione più conveniente per la costruzione di ponti costruiti per spinte successive risulta essere la sezione a cassone per le sue buone prestazioni meccaniche, in particolare per la sua efficienza

geometrica e per la sua efficacia nel resistere alla torsione e all'ingobbamento. Tuttavia vengono costruiti con questa metodologia anche ponti con sezione composta acciaio-calcestruzzo aperta (sezioni a doppio T) o chiusa (cassoni), estendendone così il campo di applicazione. Inoltre, tale tecnica, generalmente applicata ai ponti rettilinei, è utilizzata anche per la costruzione di ponti curvi orizzontalmente [3,4]. Per i ponti in curva gli effetti della torsione, sempre accoppiata alla flessione, non possono essere trascurati, anche quando sia applicato sulla struttura il solo peso proprio [5], per cui le fasi di costruzione del ponte devono essere analizzate tenendo conto del momento torcente, del taglio e del momento flettente. Questi ponti presentano sezione trasversale in parete sottile sia nel caso di sezione a cassone che di sezione aperta a doppio T con soletta superiore (sezione a Π); questo aspetto, insieme alla curvatura nel piano, rende necessaria la valutazione degli effetti della torsione non uniforme che può influenzare in maniera considerevole lo stato di sollecitazione. Infatti quando l'angolo di torsione unitario è costante lungo la trave e l'ingobbamento non è impedito si parla di torsione uniforme e questa può essere studiata tramite la teoria di Saint-Venant. Al contrario, quando l'angolo di torsione unitario non è costante, si ha la torsione non uniforme e il momento torcente totale può essere considerato come la somma di un momento primario (equivalente al momento di Saint-Venant) e di uno secondario (dovuto all'ingobbamento). I ponti con sezione aperta a doppio T sono più sensibili alla torsione non uniforme presentando valori significativi di tensioni normali indotti dalla presenza di diaframmi interni (che impediscono l'ingobbamento torsionale) e un incremento delle tensioni tangenziali dovute al momento torcente secondario rispetto a quelle calcolate con la teoria di Saint-Venant. Le travi con sezioni a cassone, invece, possono presentare valori non trascurabili di tensione dovuti all'ingobbamento impedito in presenza di azioni concentrate e nelle aree in prossimità dei diaframmi.

Mentre nelle fasi di costruzione dei ponti rettilinei, le tensioni nelle solette e nelle anime possono modificarsi soprattutto per gli effetti dello shear-lag, nei ponti in curva il contributo della torsione non uniforme è molto significativo, perché flessione e torsione sono sempre accoppiate. Inoltre i ponti curvi, insieme alla torsione, possono essere affetti da distorsione (perdita di forma della sezione) e dai fenomeni connessi allo shear-lag.

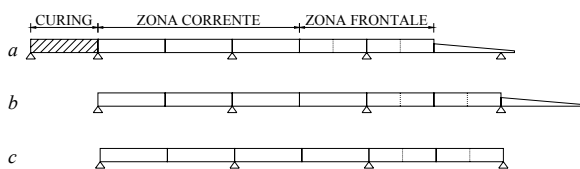


Figura 1 - Fasi di spinta del ponte.

Il metodo di costruzione per spinte successive porta alla necessità di calcolare un gran numero di schemi statici, uno per ogni fase di avanzamento, fino al raggiungimento dello schema finale, in modo tale che il progettista possa ricavare i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni per valutare il comportamento del ponte in tutte le fasi di avanzamento [1,4].

In questo lavoro viene presentato lo studio delle fasi di costruzione di un ponte in c.a.p. a cassone chiuso con tracciato

curvilineo, esaminando due diverse modalità costruttive. Nella prima si considera il cassone completo che viene spinto su pile, con luci delle campate pari a 46 m, per il quale si studia l'effetto della curvatura planimetrica e della torsione non uniforme per la sezione chiusa in parete sottile. Essendo il ponte completo in c.a.p. molto pesante occorre esercitare delle spinte molto forti e quindi prevedere una tecnologia di spinta molto costosa, oltre ad una precompressione temporanea onerosa. In alternativa, per ridurre i problemi di spinta e ridurre il peso della sezione, si è considerata una seconda ipotesi di costruzione in cui si spinge una sezione ridotta ad U, prevedendo di realizzare la soletta superiore a varo completato. In tale ipotesi la sezione risulta aperta e di rigidità notevolmente inferiore per cui non è possibile mantenere la luce della campata di 46 m. Si è allora deciso di valutare la possibilità di inserire delle pile provvisorie intermedie, dimezzando la luce di lancio. In questa ipotesi si riducono fortemente le apparecchiature e la tecnologia necessarie per effettuare la spinta e insieme si riduce la precompressione temporanea da usare in fase di lancio. Occorre naturalmente valutare con attenzione i costi aggiuntivi delle pile provvisorie e del maggior numero di appoggi intermedi, che dovrebbero comunque essere compensati dalla più semplice messa in opera della spinta e della precompressione provvisoria.

Chiaramente nei due casi la torsione e più precisamente la torsione non uniforme gioca un ruolo molto importante perché nel primo caso agisce su una sezione chiusa e completa e con caratteristiche meccaniche ottimali mentre nel secondo caso agisce su una sezione aperta in parete sottile, molto più sensibile agli effetti secondari della torsione non uniforme.

Lo studio di strutture a parete sottile è stato affrontato inizialmente da Vlasov [6] e da Timoshenko e Gere [7]. Importanti contributi sono stati forniti da Kollbrunner & Basler [8] mentre Schardt [9] ha proposto una teoria della trave generalizzata (GBT), come estensione della teoria di Vlasov. Nakai & Yoo [10] hanno proposto l'analisi di ponti metallici considerando la torsione non uniforme, la distorsione e lo shear-lag, mentre Maisel [11] ha presentato un approccio unitario per travi con sezione a cassone in calcestruzzo. Il metodo di risoluzione classica presente in letteratura è l'analogia della trave su suolo elastico (Beam on Elastic Foundation, BEF analogy) [12] mentre Calgaro & Virlogeux [13] presentano una soluzione analitica della torsione non uniforme basata sul metodo delle matrici di trasferimento (TMM), con formulazione distinta per sezioni chiuse o aperte. Jönsson [14] e Park et al. [15] hanno invece trattato torsione non uniforme e distorsione di sezioni a cassone. Razaqpur & Shah hanno trattato l'analisi della trave su terreno a due parametri [16], utile per l'analisi con la BEF analogy, mentre Razaqpur & Li hanno proposto un'analisi dettagliata di travi rettilinee e curve con sezione a cassone in parete sottile attraverso gli elementi finiti (FEM) [17]. Mazzolani [18] ha presentato un lavoro sulla risoluzione delle equazioni differenziali della torsione non uniforme per sezioni metalliche aperte con uno studio parametrico su travi con differenti vincoli di estremità. Nel presente lavoro invece la soluzione è ricavata tramite l'Hamiltonian Structural Analysis method (HSA), basato su un approccio energetico e sulla definizione della funzione hamiltoniana [19]. Il metodo risulta veloce e utile per calcoli ripetitivi, come avviene per i ponti costruiti per spinte successive, divenendo competitivo rispetto

alle soluzioni FEM, che potrebbero risultare troppo onerose.

La soluzione di ponti rettilinei continui costruiti a spinta è stata sviluppata da Rosignoli [20] attraverso il metodo delle matrici di trasferimento (TMM). Sasmal et al. [21,22] hanno esteso la metodologia e valutato l'interazione tra l'avambecco e l'impalcato. Recentemente il problema dell'ottimizzazione dell'avambecco è stato studiato anche da Fontan [23,24], con tecniche di ottimizzazione avanzate. Altri lavori hanno esteso questa metodologia di analisi ai ponti curvi, considerando il comportamento globale durante la fase di spinta [25,26] e valutando la sola torsione primaria. Inoltre, gli autori hanno dimostrato che il TMM può essere considerato come un caso particolare del più generale Hamiltonian Structural Analysis (HSA) method, il quale può essere applicato a travi curve su mezzo elastico con qualsiasi tipo di discontinuità interna [19]. Il metodo HSA può essere ulteriormente esteso all'analisi della torsione non uniforme, introducendo il grado di libertà correlato all'ingobbamento torsionale e la corrispondente sollecitazione e allargando il campo delle equazioni di congruenza e di equilibrio di travi curve 3D. Uno studio parametrico di travi curve con diverse sezioni trasversali aperte e chiuse è presentato in [27].

Il sistema risolvibile è sempre derivato dalla esatta integrazione di un sistema canonico hamiltoniano di equazioni differenziali del primo ordine, che governa il comportamento statico di una trave sottoposta a qualsiasi tipo di carico, con vincoli interni o esterni. Questo metodo è qui applicato alla soluzione delle fasi di costruzione di ponti a spinta, tenendo conto degli effetti della torsione non uniforme. Il risultato è la formulazione di una teoria della trave generalizzata che permetta al progettista di calcolare le sollecitazioni e lo stato tensionale nelle fasi costruttive, che risultano anche le più complesse.

2. SOLUZIONE DI PONTI CURVI CON TORSIONE NON UNIFORME TRAMITE IL METODO HSA

In questa sezione il metodo HSA viene applicato a ponti a travata curvi nel piano, con l'aggiunta dei parametri caratteristici della torsione non uniforme. L'approccio è simile a quello presentato in [26] e la teoria generale può essere trovata in [19]; la differenza sostanziale è data dalla presenza di un grado di libertà legato all'ingobbamento e alla corrispondente sollecitazione (bimomento).

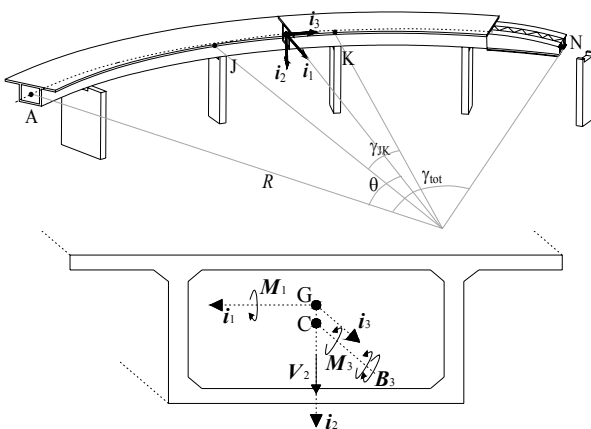


Figura 2 – Generica configurazione del ponte curvo continuo, della generica campata J-K e della sezione trasversale con gli assi locali.

Si consideri una trave curva orizzontalmente, con raggio di curvatura R costante, il cui asse giace su un piano orizzontale (fig. 2). Sia s la generica sezione di coordinata curvilinea, con il sistema di coordinate locali dato dai versori di Frenet i_1, i_2, i_3 posizionati nel baricentro della sezione (G). Il vettore di stato misto contenente le componenti di spostamento $\mathbf{u}(s)$ e le sollecitazioni $\mathbf{Q}(s)$ può essere definito nel modo seguente:

$$\mathbf{z}(s) = (\mathbf{u}(s), \mathbf{Q}(s))^T$$

$$\mathbf{u}(s) = (u_2, \varphi_1, \varphi_3, \zeta_3)^T; \quad \mathbf{Q}(s) = (V_2, M_1, M_3, B_3)^T \quad (1)$$

dove u_2 è lo spostamento verticale, φ_1 la rotazione flessionale, φ_3 l'angolo di torsione rispetto al centro di taglio (C), ζ_3 il parametro cinematico legato all'ingobbamento, V_2 lo sforzo di taglio, M_1 il momento flettente, M_3 il momento torcente definito rispetto al centro di taglio e B_3 la caratteristica relativa all'ingobbamento, chiamata bimomento. Nella torsione non uniforme di travi in parete sottile il momento torcente M_3 può essere suddiviso in due aliquote: il momento di torsione uniforme alla De Saint Venant M_d e il momento torcente di ingobbamento M_ω , definito attraverso la derivata di B_3 :

$$M_3 = M_d + M_\omega = -GJ \zeta_3 + \frac{1}{\kappa} \frac{dB_3}{ds} \quad (2)$$

in cui κ è definito dalla seguente relazione:

$$\kappa = 1 - \frac{J}{J_C}; \quad J_C = \iint r^2 t dc \quad (3)$$

dove J è la costante torsionale di Saint Venant, J_C è il momento di inerzia polare rispetto al centro di taglio, r è la distanza dal centro di taglio alla tangente alla linea media del profilo, t è lo spessore della parete della sezione, c è la coordinata curvilinea lungo la linea media del profilo. Il valore di κ dipende dal tipo di sezione trasversale: per travi a doppio T o per sezioni aperte $J_C \rightarrow \infty$ e $\kappa = 1$, mentre per sezioni a cassone, $\kappa \ll 1$. Generalmente le sezioni aperte o chiuse vengono trattate separatamente, perché la forma matematica della soluzione delle equazioni differenziali di governo è differente ma attraverso la definizione del parametro κ , il modello delle travi curve implementato in questo studio può essere trattato con una teoria unificata per travi a parete sottile con sezioni aperte o chiuse. Le equazioni differenziali di compatibilità della trave curva orizzontalmente sono le seguenti:

$$\begin{cases} \frac{du_2}{ds} = \chi_2 \frac{V_2}{GA} - \varphi_1 \\ \frac{d\varphi_1}{ds} = \frac{M_1}{EJ_1} - \frac{1}{R} \varphi_3 \\ \frac{d\varphi_3}{ds} = -\kappa \zeta_3 + \frac{1}{R} \varphi_1 + \frac{M_3}{GJ_C} \\ \frac{d\zeta_3}{ds} = \frac{B_3}{EI_\omega} \end{cases} \quad (4)$$

dove E è il modulo elastico di Young, G è il modulo di elasticità tangenziale, m_3 è il momento torcente distribuito, A è l'area della sezione trasversale, χ_2 è il fattore di taglio, J_1 è il momento di inerzia e I_ω è la costante torsionale di ingobbamento, riferita al centro di taglio, definita come:

$$I_\omega = \int_A \omega^2 dA \quad (5)$$

dove ω è l'area settoriale della sezione aperta [6,18] o chiusa [13]. M_1/EJ_1 , M_3/GJ_C e B_3/EI_ω sono rispettivamente le

curvature flessionale, torsionale e di bimomento. Le equazioni differenziali di equilibrio di una trave curva orizzontalmente sono le seguenti:

$$\begin{cases} \frac{dV_2}{ds} = -p_2 \\ \frac{dM_1}{ds} = V_2 - m_1 - \frac{M_3}{R} \\ \frac{dM_3}{ds} = -m_3 + \frac{M_1}{R} \\ \frac{dB_3}{ds} = \kappa M_3 + \kappa GJ \zeta_3 \end{cases} \quad (6)$$

dove p_2 è il carico distribuito verticale. Nell'ottica del metodo HSA [19], a cui si rimanda per maggiori dettagli, le equazioni differenziali di congruenza e di equilibrio (4) e (6) possono essere tradotte in forma matriciale, in un sistema canonico hamiltoniano di equazioni differenziali del primo ordine:

$$\mathbf{u}' = \frac{\partial H}{\partial \mathbf{Q}} = -\mathbf{B} \mathbf{u}(s) + \mathbf{E}^{-1} \mathbf{Q}(s) + \mathbf{q}_e(s) \quad (7)$$

$$\mathbf{Q}' = -\frac{\partial H}{\partial \mathbf{u}} = \mathbf{B}^T \mathbf{Q}(s) + \mathbf{R} \mathbf{u}(s) - \mathbf{f}_e(s) \quad (8)$$

dove \mathbf{B} è la matrice gradiente degli spostamenti, che dipende dalla curvatura geometrica, \mathbf{E}^{-1} è la matrice diagonale di deformabilità per una trave avente sezione trasversale costante con un asse di simmetria lungo i_2 e \mathbf{R} è la matrice delle reazioni di un terreno elastico fittizio, che in questo caso contiene le quantità legate alla torsione di Saint-Venant.

Nelle equazioni precedenti $\mathbf{f}_e(s) = (p_2(s), m_1(s), m_3(s), 0)^T$ è il vettore dei carichi distribuiti esterni mentre $\mathbf{q}_e(s) = (0, 0, 0, 0)^T$ è il vettore delle deformazioni imposte, qui assenti, che possono essere raccolti nel vettore delle azioni esterne generalizzate

$$\mathbf{d}_e(s) = [\mathbf{f}_e^T(s), \mathbf{q}_e^T(s)]^T \quad (9)$$

La funzione Hamiltoniana H è:

$$H(\mathbf{z}) = \frac{1}{2} \mathbf{z}^T(s) \mathbf{A}(s) \mathbf{z}(s) + \mathbf{d}_e^T(s) \mathbf{z}(s) \quad (10)$$

dove $\mathbf{z}(s) = (\mathbf{u}(s), \mathbf{Q}(s))^T$ è il vettore misto e la matrice \mathbf{A} è:

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} -\mathbf{R} & -\mathbf{B}^T \\ -\mathbf{B} & \mathbf{E}^{-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 1/R & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1/R & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\kappa & 0 \\ 0 & -1 & 0 & -\kappa GJ & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1/R & 0 & \chi_2/GA & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/R & 0 & 0 & 0 & 1/EJ_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/GJ_c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/EI_o \end{bmatrix} \quad (11)$$

Le equazioni (7) e (8) possono essere espresse nel seguente sistema differenziale hamiltoniano del primo ordine:

$$\frac{d\mathbf{z}(s)}{ds} = \mathbf{J} [\mathbf{A} \mathbf{z}(s) + \mathbf{d}_e(s)] \quad (12)$$

in cui \mathbf{J} è l'operatore simplettico

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{I} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (13)$$

e \mathbf{I} è la matrice identità 4×4 . La soluzione dell'equazione (12) stabilisce la relazione tra il vettore di stato nella sezione iniziale ($s = 0$) e una generica sezione di ascissa s :

$$\mathbf{z}(s) = \mathbf{C}(s) \mathbf{z}(0) + \mathbf{N}(s) \quad (14)$$

$\mathbf{C}(s)$ è la matrice fondamentale del sistema differenziale che dipende dalle caratteristiche geometriche e meccaniche

della trave, mentre $\mathbf{N}(s)$ esprime gli effetti delle azioni esterne lungo l'asse della trave. Per una trave curva piana a sezione costante la matrice fondamentale 8×8 è data dalla matrice esponenziale:

$$\mathbf{C}(s) = \exp(\mathbf{J} \mathbf{A} s) \quad (15)$$

mentre il vettore $\mathbf{N}(s)$ può essere ricavato dalla seguente espressione:

$$\mathbf{N}(s) = \mathbf{C}(s) \int_0^s \mathbf{C}^{-1}(\eta) \mathbf{J} \mathbf{d}_e(\eta) d\eta \quad (16)$$

Per ogni sezione di coordinate s , la matrice $\mathbf{C}(s)$ è anche la matrice di trasferimento della struttura. Definita tale matrice, è possibile inserire una riga e una colonna, per includere anche il vettore $\mathbf{N}(s)$, per cui l'equazione (14) diventa

$$\mathbf{S}(s) = \begin{pmatrix} \mathbf{z}(s) \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{C}(s) & \mathbf{N}(s) \\ \mathbf{0}^T & 1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{z}(0) \\ 1 \end{pmatrix} = \mathbf{F}(s) \mathbf{S}(0) \quad (17)$$

dove $\mathbf{S}(s)$ è il vettore di stato generalizzato e $\mathbf{F}(s)$ è la matrice di trasferimento generalizzata all'ascissa s . Dall'equazione (17) è possibile definire la relazione tra i vettori di stato di due sezioni successive J e K tramite la matrice 9×9 \mathbf{F}_{JK} :

$$\mathbf{S}_K = \mathbf{F}_{JK} \mathbf{S}_J \quad (18)$$

Per una trave curva circolare su appoggi rigidi radiali con raggio di curvatura costante R , l'ascissa curvilinea è $s = R\theta$, essendo θ l'angolo compreso tra la sezione iniziale e una sezione generica, mentre $L = R\gamma_{tot}$ è la lunghezza totale della trave dalla sezione iniziale A alla sezione iniziale N della trave, con ogni campata di lunghezza $l_{JK} = R\gamma_{JK}$ tra due appoggi successivi J e K (figura 2).

In ogni sezione può essere definita una matrice puntuale \mathbf{P}_1 per tenere conto delle discontinuità cinematiche e meccaniche note. La matrice \mathbf{P}_1 di dimensioni 9×9 è composta da una matrice identità di ordine 8 e dalla nona colonna che contiene i termini delle discontinuità concentrate:

$$\mathbf{P}_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta u_2 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta \phi_1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta \phi_3 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta \zeta_3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \Delta V_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & \Delta M_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & \Delta M_3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \Delta B_3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (19)$$

Note le discontinuità, il vettore di stato nella sezione finale della trave curva può essere espresso tramite la formula recursiva:

$$\mathbf{S}_N = \mathbf{F}_{AN} \mathbf{S}_A = \mathbf{P}_N \mathbf{F}_{N-1,N} \dots \mathbf{P}_B \mathbf{F}_{AB} \mathbf{P}_A \mathbf{S}_A \quad (20)$$

Il sistema di equazioni (20), valido per tutta la struttura, può essere risolto imponendo le condizioni al contorno agli estremi della trave A ($s = 0$) e N ($s = L$).

Quando le discontinuità sono incognite, come nel caso di appoggi di una trave continua (iperstatica), l'equazione (20) contiene alcune incognite (cioè le reazioni degli appoggi ΔV_2 , ΔM_3 e ΔB_3), ed il sistema può essere risolto implementando il metodo delle matrici di trasferimento ridotte. Qui viene utilizzata una generalizzazione di tale metodo, proposto originariamente da Rosignoli [20] e successivamente esteso alle travi curve continue [25,26], per la risoluzione del sistema in presenza di ogni tipologia di discontinuità incognita, compreso l'ingobbamento.

Il metodo di soluzione applicato presuppone che

l'ingobbamento sia libero lungo l'intero impalcato; in realtà lungo la trave vengono disposti dei diaframmi rigidi che impediscono l'ingobbamento torsionale in corrispondenza di sezioni intermedie e questo complica la soluzione della trave continua durante le fasi di spinta, in quanto la posizione dei diaframmi varia in ogni fase di avanzamento (fig. 4). Poiché nella sezione del diaframma l'ingobbamento risulta impedito, la variabile ζ_3 si annulla ed il bimomento B_3 diventa una variabile incognita.

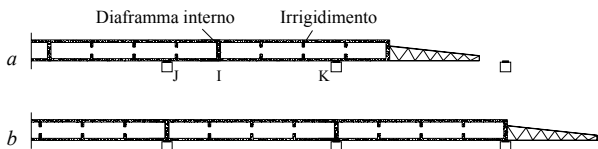


Figura 4 – Posizione di appoggi e diaframmi nelle fasi di spinta

Il metodo descritto può essere generalizzato a tutti i tipi di vincolo interno o esterno, per ottenere il sistema di risoluzione ridotto desiderato

In alcuni casi la soluzione del sistema (20) può comportare instabilità numeriche dovute al condizionamento della matrice esponenziale (15). In questi casi il problema si può facilmente eliminare rendendo adimensionale la matrice fondamentale del sistema, come indicato anche in [28].

2.1 Stato tensionale

Lo stato tensionale di una sezione trasversale in parete sottile dipende dal valore dello sforzo di taglio e dal momento flettente, ma anche dal bimomento e dalla torsione primaria e secondaria. In particolare, le tensioni normali (fig. 5) sono date dalla somma degli effetti del momento flettente (σ_b) e del bimomento (σ_ω):

$$\sigma_s = \sigma_b + \sigma_\omega = \frac{M_1}{J_1} y + \frac{B_3}{I_\omega} \omega \quad (21)$$

dove y è la coordinata della fibra considerata, rispetto al baricentro, lungo i_2 e ω è l'area settoriale calcolata rispetto al centro di taglio.

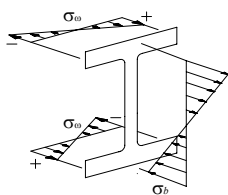


Figura 5 - Tensioni normali dovute al momento flettente e al bimomento (ingobbamento impedito)

Le tensioni tangenziali dovute alla torsione primaria ($M_d = -GJ \zeta_3$) e secondaria ($M_\omega = M_3 - M_d$) vengono sommate a quelle dovute al taglio (fig. 6). La torsione primaria produce le seguenti tensioni tangenziali:

$$\tau_\omega = \left(\frac{M_\omega}{J_c} + \frac{M_d}{J} \right) t = \left(\frac{M_3}{J} (1 - \kappa) + \frac{M_d}{J} \kappa \right) t \quad (22)$$

dove t è lo spessore della parete della sezione. Per le sezioni trasversali aperte, $\kappa=1$ e l'equazione (22) si riduce all'espressione $\tau_d = M_d t / J$.

La torsione secondaria produce le seguenti tensioni

tangenziali:

$$\tau_\omega = \frac{M_\omega S_\omega(s_w)}{t I_\omega} \quad (23)$$

dove s_w è l'ascissa curvilinea della linea media della sezione in parete sottile e S_ω è il momento statico settoriale.

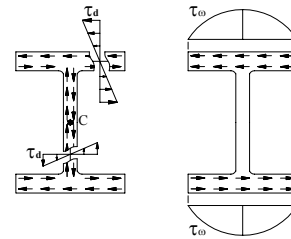


Figura 6 - Tensioni tangenziali dovute alla torsione primaria e secondaria

3. APPLICAZIONE NUMERICA

Viene proposta di seguito l'analisi delle fasi di spinta su un ponte di 4 campate uguali di luce $l_{JK} = 46$ m, curvo con raggio costante $R=200$ m, lunghezza totale dell'impalcato $L_{tot}=184$ m. Si suppone di costruire il ponte con due modalità diverse. Nel primo caso (a) si supponrà che il ponte venga spinto con la sua intera sezione (cassone completo) per le quattro campate; di conseguenza la lunghezza dell'avambecco viene fissata pari a $l_n = 28$ m (circa 60 % della luce della campata). Nel secondo caso (b) si supponrà invece di costruire a spinta il ponte con la sola sezione a U inferiore del cassone, privo di soletta superiore, e di utilizzare tre pile provvisorie nella mezzera delle campate in modo da portare ad 8 le campate di spinta, per una luce ridotta $l_{JK} = 23$ m e una lunghezza dell'avambecco $l_n = 14$ m. Ciò al fine di confrontare ed ottimizzare gli effetti del lancio con le due differenti modalità costruttive, valutando il comportamento della sezione chiusa e di quella aperta e di confrontare la spinta dell'impalcato completo (che presuppone l'utilizzo di mezzi d'opera molto onerosi) con quella di una parte del cassone, con relativa riduzione del peso e dei mezzi necessari.

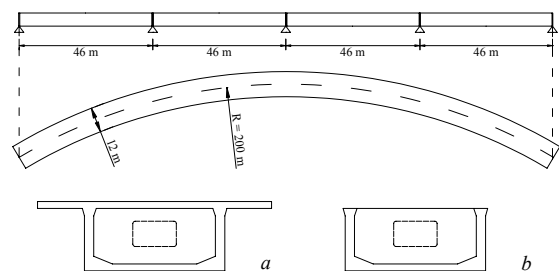


Figura 7 - Caratteristiche geometriche del ponte

Tutte le fasi di costruzione sono state analizzate con la metodologia illustrata sopra. Le caratteristiche geometriche del ponte sono mostrate in figura 7 e i valori numerici sono riportati nella tabella 1 per entrambe le sezioni.

In ambedue i casi si considerano presenti lungo la trave irrigidimenti per la riduzione gli effetti di distorsione della sezione trasversale. Inoltre vengono considerati dei diaframmi rigidi (passi d'uomo) che impediscono l'ingobbamento torsionale in quelle sezioni che, nello schema finale, si trovano in corrispondenza delle pile e delle spalle. In questa

analisi è stato trascurato l'effetto dello shear-lag, anche se nella sezione a cassone o a Π esso può incrementare le variazioni dei valori di tensione normale nelle zone delle flange in corrispondenza delle anime. In questo studio sarà preso in considerazione solo l'effetto della torsione non uniforme, trascurando quindi la distorsione (perdita di forma) e lo shear-lag. I risultati dell'analisi sono riportati in termini di diagrammi di involuppo di sollecitazioni e tensioni. Il taglio ed il momento torcente (primario M_d e secondario M_ω) sono utili per la valutazione delle tensioni tangenziali, mentre il momento flettente ed il bimomento permettono la valutazione dei massimi e minimi valori delle tensioni normali. Ciò consente di valutare la sicurezza delle sezioni d'impalcato nei confronti della rottura o di progettare la precompressione temporanea di spinta [1], eventualmente regolabile [29]. Per brevità, non sono riportati i diagrammi dei momenti torcenti primario M_d e secondario M_ω , anche se essi possono essere ricavati dall'analisi così come il momento torcente totale M_3 ed il bimomento B_3 .

Tabella 1 – Valori numerici delle proprietà geometriche per le sezioni trasversali considerate

		Cassone (caso a)	Sezione a U (caso b)	Avambecco
E	[MPa]	36000.0	36000.0	210000
G	[MPa]	15000.0	15000.0	87500
p_2	[kN/m]	195	90	45
A	[m ²]	7.065	3.460	0.465
J_1	[m ⁴]	9.942	2.445	0.226
J	[m ⁴]	20.416	0.106	0.001
J_c	[m ⁴]	30.418	-	-
I_ω	[m ⁶]	11.985	18.706	2.068
κ		0.329	1	1
y_e	[m]	1.159	1.901	0.800
y_i	[m]	1.841	0.793	0.800
ω_e	[m ²]	2.018	3.262	3.900
ω_i	[m ²]	2.657	5.301	3.900

3.1 Caso a – Sezione intera a cassone in c.a.p.

La figura 8 mostra i diagrammi di involuppo del taglio V_2 , del momento flettente M_1 , del momento torcente M_3 e del bimomento B_3 nel caso di sezione a cassone in calcestruzzo. I diagrammi di involuppo sono ottenuti ripetendo l'analisi del ponte per fasi di spinta di 1 m e traslando tutti i diagrammi ottenuti nella configurazione finale, ottenendo i valori massimi e minimi delle sollecitazioni in ogni sezione per l'intera sequenza di lancio. Il tratto di trave oltre i 184 m è quello relativo all'avambecco metallico. Si nota come i valori massimi di momento flettente e di momento torcente si trovino in corrispondenza della prima campata varata, da 138 a 184 m. I valori di bimomento sono abbastanza bassi lungo l'intero impalcato, con valori massimi in corrispondenza dell'avambecco, in quanto la sezione chiusa a cassone è generalmente meno sensibile alla torsione non uniforme rispetto alla sezione aperta (come quella a doppia T), utilizzata per l'avambecco. Si notano picchi del bimomento nelle sezioni in corrispondenza delle pile, che sono anche le sezioni in cui sono presenti i diaframmi rigidi durante le fasi di spinta, con il valore più alto ottenuto in corrispondenza del giunto tra avambecco ed impalcato. La figura 9 mostra i diagrammi delle tensioni normali date dalla somma degli effetti di momento flettente e bimomento, ottenute applicando la (21). Nella figura 9 l'ultimo tratto, relativo all'avambecco, è stato

eliminato, mostrando così solo il diagramma delle tensioni relativo all'impalcato, utile per la progettazione della precompressione temporanea nelle fasi di costruzione. Si registrano i massimi valori di tensione nella parte più avanzata del ponte (zona frontale) ed alti valori di tensione di trazione per l'intera lunghezza dell'impalcato con valori simili nelle fibre superiori e inferiori della sezione a cassone.

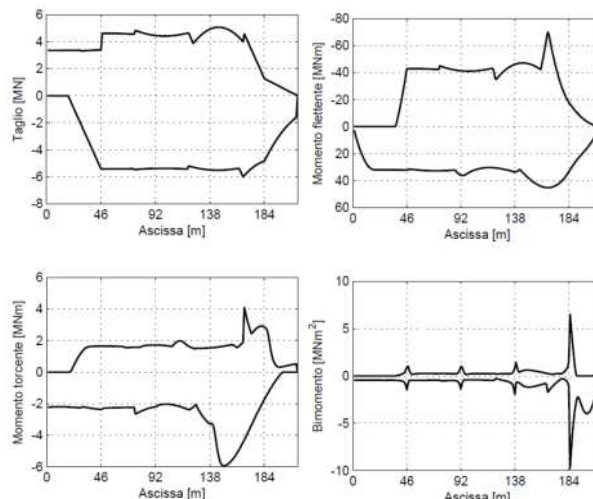


Figura 8 – Diagrammi di involuppo di taglio, momento flettente, momento torcente e bimomento per la spinta del cassone

Nei ponti curvi, la presenza di cavi interni di precompressione genera una forza trasversale distribuita P/R dove P è il valore della forza di precompressione agente sull'impalcato [5,30].

Quando queste forze trasversali sono eccentriche rispetto al centro di taglio, si manifesta un valore significativo del momento torcente da sommarsi a quello dovuto ai carichi permanenti; invece una precompressione centrata genera un valore limitato di momento torcente, dovuto solo all'eccentricità tra baricentro delle armature e centro di taglio, momento che generalmente può essere trascurato. Inoltre, le forze trasversali agenti sull'impalcato curvo generano un vantaggioso "effetto arco" nel piano orizzontale (se i vincoli di estremità sono capaci di impedire gli spostamenti trasversali) e per questo effetto secondario si manifesta un limitato valore di sforzo normale che è un effetto secondario della precompressione centrata nei ponti curvi. Le tensioni normali dovute al bimomento contribuiscono per circa il 5-8% sul valore totale, confermando che in questo caso la torsione non uniforme può risultare significativa solo nelle aree in prossimità dei diaframmi.

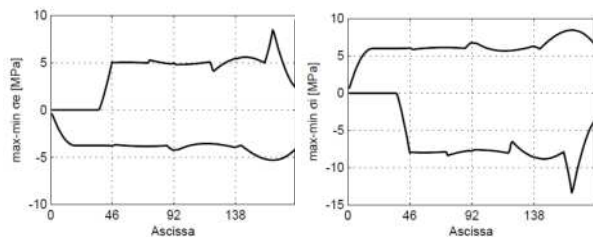


Figura 9 – Diagrammi di involuppo delle tensioni normali all'estradosso e all'intradosso della sezione per la spinta del cassone

Applicando le eq. (22) e (23) possono essere ricavate le tensioni tangenziali dovute alla torsione e possono essere combinate con quelle dovute allo sforzo di taglio, al fine di verificare se le armature trasversali progettate per i carichi di esercizio risultino adeguate anche per le fasi di costruzione.

3.2 Caso b – Sezione aperta ad U in c.a.p.

Per il caso della costruzione dell'impalcato in due fasi, con spinta della sezione ad U inferiore e successivo getto della soletta superiore, vengono qui analizzate le fasi di spinta per un confronto con i risultati precedenti, in cui si considera varato a spinta l'impalcato con l'intera sezione. In questo secondo caso sono presenti pile provvisorie che riducono la luce delle campate; anche l'avambecco ha minore lunghezza.

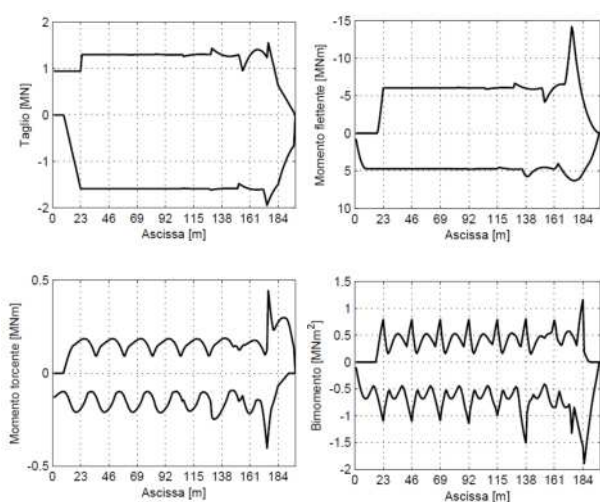


Figura 10 – Diagrammi di involucro di taglio, momento flettente, momento torcente e bimomento per la spinta della sezione ad U

La figura 10 mostra i diagrammi di involucro del taglio V_2 , momento flettente M_1 , momento torcente M_3 e bimomento B_3 . L'incidenza del bimomento è qui evidente, essendo la sezione aperta molto più sensibile agli effetti della torsione non uniforme. La forma dei diagrammi di involucro del momento torcente e del bimomento è molto diversa da quella delle corrispondenti sollecitazioni di figura 8, relative al caso precedente. Ciò è dovuto al maggior numero di campate ed alla sezione aperta ad U, più sensibile alla torsione non uniforme. Sebbene i valori totali siano sensibilmente ridotti grazie alla riduzione dei pesi e delle lunghezze di varo, l'incidenza della torsione e del bimomento risultano molto evidenti lungo l'intero sviluppo dell'impalcato, per tutte le fasi di varo. Risulta anche molto pronunciato il picco di momento flettente negativo dovuto allo sbalzo, nelle sezioni tra 161 m e 184 m.

La figura 11 mostra i diagrammi di involucro delle tensioni normali. Il valore elevato delle tensioni di trazione al lembo inferiore presuppone un'armatura di precompressione eccentrica che privilegi la quota di compressione al lembo inferiore. D'altra parte nel caso della sezione ad U il centro di taglio ricade al di sotto della sezione per cui quanto osservato relativamente alla precompressione per i ponti curvi, indica al progettista di abbassare il più possibile il tracciato dei cavi

della precompressione provvisoria di lancio, che comunque è prevedibilmente più limitata rispetto al caso precedente. Il contributo della torsione non uniforme è qui più significativo, con una percentuale delle tensioni normali dovute al bimomento che varia nel range 10-20%. La forma del diagramma di involucro di figura 11, che risulta essere molto più frastagliato rispetto al caso precedente di figura 9, indica che il contributo tensionale del bimomento nelle solette, nel caso delle sezioni aperte, si sovrappone a quello del momento flettente in modo apprezzabile.

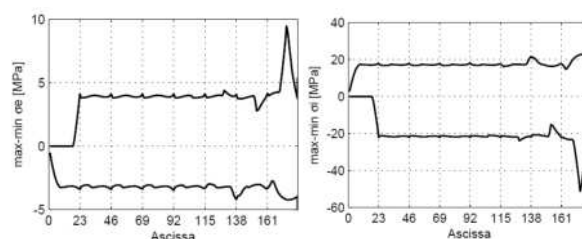


Figura 11 – Diagrammi di involucro delle tensioni normali superiori e inferiori per la spinta della sezione ad U

4. CONCLUSIONI

È stato presentato uno studio sulle fasi di costruzione di un ponte a spinta a cassone con tracciato curvilineo, valutando gli effetti della torsione non uniforme. Si sono considerate due ipotesi: la prima in cui si spinge il cassone con la sua intera sezione e la seconda in cui si lancia la sezione aperta ad U, priva della soletta superiore. In questa seconda ipotesi si è riscontrata la necessità di ridurre la luce delle campate tramite l'uso di pile provvisorie. Lo scopo è quello di valutare in fase di progetto la convenienza della prima o della seconda ipotesi di varo. Nel primo caso le attrezzature per la spinta risultano molto onerose e la precompressione provvisoria più alta, trattandosi di una sezione maggiore. Nel secondo caso si ha il costo aggiuntivo delle pile provvisorie ma una riduzione dell'onere delle attrezzature di spinta ed una precompressione provvisoria più limitata. L'analisi è stata affrontata tramite l'Hamiltonian Structural Analysis method, fornendo una visione unitaria della teoria di trave generalizzata per sezioni aperte e chiuse in parete sottile. Il metodo proposto risulta particolarmente efficace nel caso analizzato dei ponti a spinta per la rapidità e semplicità di analisi di un gran numero di schemi statici che si susseguono durante le fasi di spinta, ricavando i diagrammi di involucro delle caratteristiche di sollecitazione e delle tensioni. I risultati mostrano una maggiore sensibilità alla torsione non uniforme da parte delle sezioni aperte con un significativo contributo allo stato tensionale del bimomento, soprattutto in corrispondenza dei diaframmi rigidi. La valutazione delle tensioni normali e tangenziali risulta di particolare importanza nella valutazione della precompressione temporanea di spinta e delle armature trasversali a taglio e torsione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ROSIGNOLI, M. (2002) – *Bridge Launching*, Thomas Telford, London.
- [2] FERNANDEZ TROYANO, L. (2005) – *Terra sull'acqua. Atlante storico universale dei ponti*. Ed. italiana a cura di

M. Arici, Dario Flaccovio editore.

- [3] FAVRE, R., BADOUX, M., BURDET, O., LAURENCET, P. (1999) – Design of a Curved Incrementally Launched Bridge, *Structural Engineering International IABSE*, 2, 128-132.
- [4] MARCHETTI, M.E. (1984) – Specific design problems related to bridges built by using the incremental launching method, *Engineering Structures* 6, 185-210
- [5] MANTEROLA ARMISEN, J. (2006) – *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción*, Esc. Tec. Sup. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.
- [6] VLASOV, V.Z. (1961) – *Thin-walled Elastic Beams*, 2nd ed. (Israel Program for Scientific Translation).
- [7] TIMOSHENKO, S.P., GERE, J.M. (1961) – *Theory of elastic stability*, 2nd Ed. McGraw-Hill, New York.
- [8] KOLLBRUNNER, C.F., BASLER, K. (1969) – *Torsion in structures*, Springer-Verlag, Berlin.
- [9] SCHARDT, R. (1994) – Generalized beam theory - an adequate method for coupled stability problems, *Thin Walled Structures*, 19, 161-180.
- [10] NAKAI, H., YOO, H. (1988) – *Analysis and design of curved steel bridges*. McGraw-Hill, N.Y.
- [11] MAISEL, B.I. (1985) – Analysis of concrete box beams using small computer capacity, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 12(2), 265-278.
- [12] WRIGHT, R.N., ABDEL SAMAD, S.R., ROBINSON, A.R. (1968) – BEF Analysis for Analysis of Box Girders, *Proceedings of ASCE*, 94, ST-7, 1719-1743.
- [13] CALGARO, J.A., VIRLOGEUX, M. (1994) – *Project et construction des ponts. Analyse structurale des tabliers de ponts*, Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, 85-114.
- [14] JÖNSSON, J. (1999) – Distortional theory of thin-walled beams, *Thin-Walled Structures*, 33, 245-268.
- [15] PARK, N.H., CHOI, S., KANG, Y-J. (2005) – Exact distortional behavior and practical distortional analysis of multicell box girders using an expanded method. *Computers and Structures*, 83, 1607-1626.
- [16] RAZAQPUR, A.G., SHAH, K.R. (1991) – Exact analysis of beams on two-parameter elastic foundations, *Int. Journal of Solids and Structures*, 27(4), 435-454
- [17] RAZAQPUR, A.G., LI, H.G. (1994) – Refined Analysis of Curved Thin-Walled Multicell Box Girders, *Computers and Structures*, 5(1), 131-142
- [18] MAZZOLANI F.M. (1987) – *La torsione nei profilati e nelle travi metalliche*, Siderservizi, 75pp.
- [19] ARICI, M., GRANATA, M.F., MARGIOTTA, P. (2013) – Hamiltonian Structural Analysis of Curved Beams with or without Generalized Two-parameter Foundation, *Archive of Applied Mechanics*, 83(12), 1695-1714.
- [20] ROSIGNOLI, M. (1997) – Solution of the continuous beam in launched bridges, *Proc. Instn. Civ. Engrs. Structs. & Bldgs*, 122, 390-398.
- [21] SASMAL, S., RAMANJANEYULU, K., SRINIVAS, V., GOPALAKRISHNAN, S. (2004) – Simplified computational methodology for analysis and studies on behaviour of incrementally launched continuous bridges, *Structural Engineering and Mechanics*, 17(2), 245-266.
- [22] SASMAL S., RAMANJANEYULU K. (2006) – Transfer matrix method for construction phase analysis of incrementally launched prestressed concrete bridges, *Engineering Structures*, 28, 1987-1910.
- [23] FONTAN, A.N., DIAZ, J.M., BALDOMIR, A., HERNANDEZ, S. (2011) – Improved optimization formulations for launching nose of incrementally launched prestressed concrete bridges, *Journal of Bridge Engineering ASCE*, 16(3), 461-470.
- [24] FONTÁN, A., HERNÁNDEZ, S., BALDOMIR, A. (2013) – Simultaneous Cross Section and Launching Nose Optimization of Incrementally Launched Bridges, *J. Bridge Eng. ASCE*.
- [25] ARICI, M., GRANATA, M.F. (2007) – Analysis of curved incrementally launched box concrete bridges using Transfer Matrix Method, *Bridge Structures*, 3(3-4), 165-181.
- [26] GRANATA, M.F., MARGIOTTA, P., ARICI, M. (2013) – A parametric study of curved incrementally launched bridges, *Engineering Structures*, 49, 373-384.
- [27] ARICI, M., GRANATA, M., OLIVA, M. (2013) – Analisi parametrica della torsione non uniforme dei ponti in curva con sezione a parete sottile. *Atti CTA 2013. Le giornate italiane della costruzione in acciaio*. vol. 2, 1263-1272, ISBN: 9788890587009.
- [28] PESTEL, E.C., LECKIE, F.A. (1963) – *Matrix Methods in Elastomechanic*. Mc Graw-Hill, New York.
- [29] ARICI, M., GRANATA, M.F., MARGIOTTA, P. (2009) – Precompressione regolabile nelle fasi di costruzione dei ponti realizzati per spinte successive. *Atti convegno AICAP: La progettazione e l'esecuzione delle opere strutturali nell'ottica della sostenibilità*. Pisa. 57-66
- [30] MENN, C. (1990) – *Prestressed Concrete Bridges*, Springer-Verlag, Wien.

DOMINI DI INTERAZIONE N-M E M-V NEI PONTI A CONCI COSTRUITI PER SBALZI SUCCESSIVI

Michele Fabio Granata¹, Antonino Recupero²

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale e dei Materiali, Università di Palermo

² Dipartimento di Ingegneria Civile, Informatica, Edile, Ambientale e Matematica Applicata, Università di Messina

SOMMARIO

La verifica di sicurezza in costruzione ed esercizio dei ponti a conci costruiti per sbalzi successivi è generalmente condotta separatamente per le varie sollecitazioni. Si propone una metodologia di verifica basata sulla costruzione di domini a stato limite di esercizio e a stato limite ultimo per la valutazione dell'interazione sforzo normale – flessione nelle fasi costruttive e per la verifica del dimensionamento della precompressione, nonché per la valutazione dell'interazione flessione – taglio a rottura. Viene presentato un modello per la costruzione dei domini M-V a rottura basato sulla teoria dei campi di tensione e vengono applicate le metodologie di verifica proposte ad un caso studio di ponte a conci prefabbricati, operando anche un confronto tra precompressione interna ed esterna, mettendo in rilievo gli effetti dell'interazione tra le caratteristiche di sollecitazione sulle condizioni ultime e di servizio. I risultati mostrano che in alcuni casi le verifiche operate separatamente a taglio e flessione non conducono a valutazioni in sicurezza e che l'uso dei domini permette di seguire i percorsi di sollecitazioni durante tutta la vita della struttura, aiutando il progettista ad operare anche scelte progettuali di dimensionamento delle sezioni e della precompressione di costruzione e di esercizio.

N-M AND M-V INTERACTION DOMAINS FOR SEGMENTAL BRIDGES BUILT BY CANTILEVERING

SUMMARY

Safety verification of prestressed concrete segmental bridges built by cantilevering are made in engineering practice through separate checks for axial force, shear force and bending moment. In this study a methodology for operating safety checks through interaction domains at serviceability and ultimate limit states is presented. Interaction between axial force and bending moment during construction stages and in the final configuration is considered as well as interaction between shear force and bending moment for failure conditions. A model based on the stress field theory is developed for plotting M-V domains. Moreover a case-study of a segmental bridge is presented, underlining the effects of internal force interaction and operating a comparison between internal and external prestressing, especially for failure conditions. Results show that separate verification could lead to unsafe evaluations, while interaction domains allow engineers to establish the actual safety conditions. The stress-paths during construction and service life are followed and design choices can be operated for prestressing and cross section properties of the bridge.

1. INTRODUZIONE

Il comportamento strutturale dei ponti a conci in cemento armato precompresso è governato, nelle fasi iniziali, dalla metodologia di costruzione. Quando un ponte a conci è realizzato per sbalzi successivi, è possibile scegliere se mettere in opera conci gettati in situ o prefabbricati. Tale scelta è di fondamentale importanza, soprattutto in considerazione dello sviluppo dei fenomeni lenti nel tempo, come viscosità e ritiro del calcestruzzo, e delle conseguenti deformazioni differite. Lo schema tradizionale dei ponti a conci costruiti con questa tecnica è quello di trave continua a più campate su pile verticali; di conseguenza durante la fase di costruzione lo schema è generalmente isostatico (mensola a partire dalla pila)

mentre a ponte completato lo schema statico è iperstatico. Il cambio di schema statico avviene con la chiusura in mezzera delle stampelle precedentemente assemblate, attraverso il getto del concio di sutura. In molti casi si è optato per lasciare al centro della campata una cerniera, mantenendo in mezzera un momento flettente nullo anche per i successivi carichi di servizio. Tale configurazione è risultata successivamente poco conveniente per effetto dell'eccesso di deformazione registrato in alcuni ponti, soprattutto in termini di frecce verso il basso dovute a viscosità. Oggi si preferisce inserire un incastro completo in mezzera dando continuità all'impalcato e inserendo, dopo la chiusura, cavi inferiori di precompressione. Di conseguenza il cablaggio è costituito prevalentemente da

due famiglie di cavi (fig. 1): quella dei cavi superiori necessari per gli schemi a mensola di costruzione e per i massimi momenti negativi in esercizio (sulle pile) e quella dei cavi di continuità inferiori necessari per i momenti flettenti positivi che si generano dopo la chiusura in mezzera per effetto dei carichi permanenti aggiuntivi, dei carichi mobili e della redistribuzione delle sollecitazioni dovuta a viscosità.

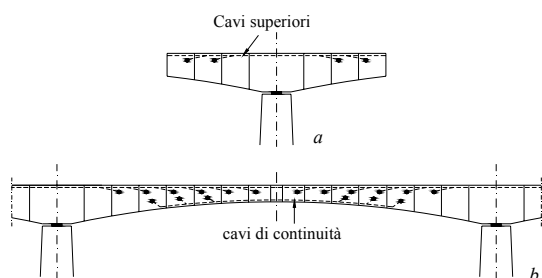


Figura 1 – Ponte a conci. a) costruzione a sbalzo; b) schema finale.

I conci vengono generalmente assemblati a partire dalla testa della pila con stampelle simmetriche, anche se in alcuni casi è necessario partire con lo sbalzo direttamente dalla spalla, utilizzando contrappesi o ancoraggi elastici alla spalla mediante tiranti che permettono all'appoggio di estremità di diventare bilatero, funzionando con doppio effetto.

La verifica di sicurezza di tali ponti prevede sempre valutazioni allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite ultimo (SLU) [1]. Lo stato limite di esercizio prevede però in questo caso anche delle verifiche negli stadi intermedi, durante la costruzione, perché esso è relativo principalmente alla fessurazione e all'apertura dei giunti tra i conci, per cui è legato all'interazione di sforzo normale e momento flettente. Successivamente, lo SLE va considerato anche nelle combinazioni di carico in esercizio, a ponte completato, con i massimi effetti di carichi mobili e temperatura. Lo stato limite ultimo invece si considera prioritariamente sullo schema finale e risulta di fondamentale importanza l'interazione tra momento flettente e taglio (una volta che la quantità di precompressione ed il layout dei cavi siano stabiliti) [2]. Infatti è stato dimostrato da numerosi studi che il comportamento reale delle strutture precomprese in prossimità del collasso è influenzato fortemente dall'interazione tra sforzo normale, taglio e momento (N, M, V) [3,4,5]. Altri ricercatori hanno anche evidenziato l'interazione tra taglio e torsione con modelli sofisticati basati su un approccio non lineare [6]. Negli ultimi anni studi sperimentali [7] hanno chiarito il comportamento a rottura ed il contributo del taglio per travi precomprese, mentre altri studi hanno puntualizzato gli effetti di interazione N-M-V per le sezioni non precomprese [8].

Nei ponti a conci moderni è invalso anche l'uso della precompressione esterna in ausilio o in parziale sostituzione di quella interna; tradizionalmente tutti i cavi (superiori ed inferiori) venivano realizzati internamente alla sezione di calcestruzzo, assicurando la congruenza sezione per sezione con l'intasamento dei condotti. Successivamente, analisi su ponti esistenti [9] hanno evidenziato la vulnerabilità della precompressione interna quando la protezione della boiacca non sia efficiente, con forti problemi di corrosione dei cavi. In tal senso l'uso della precompressione esterna si è andato

sempre più diffondendo per interventi di rinforzo dell'esistente e per nuove realizzazioni, rendendo più semplice l'operazione di sostituzione dei cavi e la manutenzione. Nei ponti a conci la precompressione delle fasi a mensola rimane prevalentemente interna per motivi tecnologici e costruttivi, ma è possibile (e lo si è fatto in alcuni casi) inserire cavi esterni per la precompressione inferiore di continuità o come cavi aggiuntivi a quelli superiori, per i massimi momenti negativi in esercizio. In questi casi la precompressione può essere parzialmente esterna, con importanti conseguenze sul comportamento a SLU. Contributi per lo studio dei meccanismi di rottura nelle travi con precompressione esterna sono stati forniti da Naaman [10] e da Turmo et al. [11] per i conci con giunti coniugati a secco.

Anche se questi studi hanno puntualizzato l'importanza dell'interazione tra le caratteristiche di sollecitazione nel comportamento ultimo, nella pratica corrente, la verifica di sicurezza è generalmente effettuata separatamente per momento e taglio e comunque per tensioni normali e tangenziali, trovando i valori di momento ultimo e di taglio ultimo con differenti modelli di rottura.

In questo studio si promuove invece un differente approccio alla verifica di sicurezza, sia per lo SLE che per lo SLU, basato sul tracciamento dei domini di interazione N-M e M-V. Verrà chiarito come in molti casi, l'effettuazione di verifiche separate possa portare a valutazioni non in sicurezza.

Viene presentata un'analisi numerica su un caso-studio di ponte a conci prefabbricati, in cui si effettuano le verifiche a SLE e SLU con i domini di interazione, confrontando anche i casi di precompressione totalmente interna e precompressione parzialmente esterna, soprattutto in termini di resistenza a taglio e flessione, tenendo conto della quantità di armature trasversali e della precompressione.

2. FASI COSTRUTTIVE E VERIFICHE A SLE

Le verifiche a SLE riguardano due differenti aspetti: il primo è quello della sicurezza in costruzione; il secondo invece è quello della sicurezza in termini di fessurazione e deformazione in esercizio, il quale è legato fortemente alle deformazioni differite ed alla redistribuzione tensionale per effetto dei fenomeni lenti nel tempo. Questo secondo aspetto è relativo anche alle questioni concernenti la durabilità dell'opera e la manutenzione durante la vita utile. In questo studio ci si occuperà della sicurezza in costruzione e in esercizio nei confronti della fessurazione e dell'apertura dei giunti a secco tra i conci; valutazioni sulle deformazioni differite nei ponti a conci e sulla durabilità possono essere trovate in [1] e [12].

Gli effetti della viscosità nel calcestruzzo possono cambiare in modo significativo lo stato di tensione e deformazione di una struttura soggetta a carichi permanenti nel tempo e a precompressione. Infatti la viscosità è responsabile dell'aumento di deformazione e della redistribuzione delle sollecitazioni per variazione di schema statico, specialmente nelle fasi di costruzione [13].

Esistono due modi per affrontare la problematica degli effetti di viscosità nei ponti in c.a.p.: il primo quello di far uso di un approccio analitico semplificato, basato sulla teoria della visco-elasticità lineare con invecchiamento e sui teoremi relativi, considerando la struttura di calcestruzzo e le sue parti, mediamente omogenee rispetto alla viscosità o comunque con limitate eterogeneità. L'altro è quello di operare con modelli

numerici ad elementi finiti, implementando la costruzione per fasi (forward staged construction analysis). Questo secondo metodo è essenziale per strutture complesse come ponti ad arco costruiti per sbalzi e ponti strallati; l'approccio analitico invece [12] è generalmente sufficiente per i ponti a conci a trave continua, specie per le prime fasi progettuali e per il conceptual design. Naturalmente l'ipotesi di omogeneità delle stampelle nelle fasi costruttive è più attinente al caso dei conci prefabbricati, i quali possono essere stoccati per un certo tempo prima di venire assemblati e per i quali i tempi di getto e quelli di assemblaggio possono essere programmati in modo da ridurre gli effetti della viscosità. Differente è il caso di conci gettati in opera, in cui la giovane età dei conci e i diversi tempi di maturazione provocano maggiori effetti sia in termini di deformazioni differite che di redistribuzione viscosa [14].

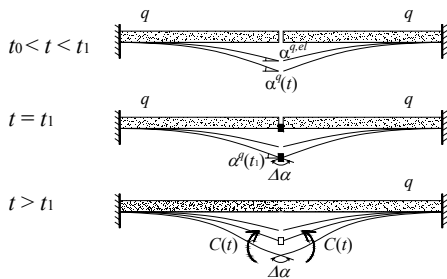


Figura 2 – Ridistribuzione degli sforzi per chiusura in mezzeria.

Nella costruzione a sbalzo il principio è quello dell'avanzamento simmetrico dalla testa della pila, con introduzione della precompressione superiore fino al completamento della stampella. Successivamente le due stampelle vengono connesse tramite il getto del concio di chiusura in mezzeria della campata. Il getto del concio centrale fornisce piena continuità alla struttura e costituisce un vincolo interno posticipato all'applicazione del carico permanente da peso proprio e della precompressione. Tale vincolo interno impedisce l'incremento di deformazione a partire dalla deformata elastica, per effetto della viscosità e a tale deformazione impedita corrisponde la nascita di una reazione interna che modifica lo stato tensionale dando origine alla redistribuzione degli sforzi, secondo il principio del parziale riacquisto dello schema statico modificato. Quando in una struttura a vincoli rigidi ed omogeneamente viscosa, caricata al tempo t_0 , si aggiunge un vincolo posticipato al carico, al tempo t_1 , variando lo schema statico, lo stato di sforzo si modifica avvicinandosi a quello che la struttura avrebbe avuto se il carico permanente fosse stato applicato direttamente sullo schema modificato fin dall'inizio. Con riferimento alla fig. 2, in questo caso, per $t > t_1$, il concio di mezzeria impedisce l'incremento della rotazione relativa $\Delta\alpha$ che si è avuta fino al tempo t_1 . Nasce così la reazione $C(t)$, variabile nel tempo, che corrisponde al recupero parziale del momento positivo di trave continua per effetto dei carichi applicati. Questo recupero parziale è espresso attraverso la funzione di redistribuzione $\xi(t, t_0, t_1)$, che fornisce il valore della generica sollecitazione al tempo $t > t_1$, come combinazione lineare delle corrispondenti sollecitazioni valutate negli schemi elastici iniziale e finale:

$$S^q(t) = S_0^{el,q} + (S_1^{el,q} - S_0^{el,q}) \xi(t, t_0, t_1) \quad (1)$$

in cui $S_0^{el,q}$ è la generica sollecitazione valutata nello schema statico iniziale a mensola, mentre $S_1^{el,q}$ è quella valutata nello schema elastico modificato ed in presenza del carico q .

Questo approccio, sebbene semplificato perché considera stampelle mediamente omogenee, è molto utile per stabilire l'entità globale della redistribuzione.

I conci possono essere gettati in opera o prefabbricati: nel primo caso il calcestruzzo è più giovane e gli effetti dell'eterogeneità di getto sono più marcati [14], mentre nel secondo caso i conci scontano una parte delle deformazioni viscosse durante la maturazione e lo stoccaggio. I ponti a conci prefabbricati coniugati però presentano giunti asciutti, senza armatura ordinaria passante e ciò comporta che la condizione più restrittiva sia nelle fasi costruttive che in esercizio è l'apertura dei giunti tra conci. Nell'ipotesi di comportamento lineare delle sezioni allo SLE, la tensione limite da considerare in trazione è quindi pari a $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$, per i casi di armature passanti tra i conci (getti in opera), mentre $f_{ctd} = 0$ per il caso di giunti a secco, dove γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo. Il valore limite in compressione è invece $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$.

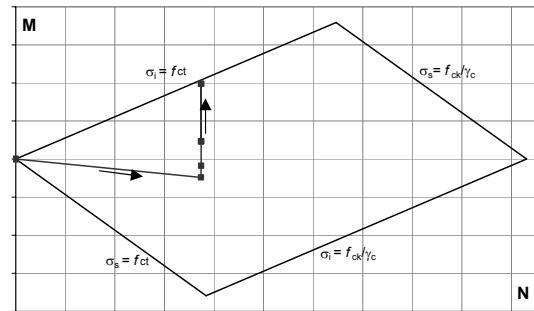


Figura 3 – Dominio N-M allo SLE e percorso delle sollecitazioni

Con i valori limite a trazione e compressione è possibile costruire i domini elastici (allo SLE) per la valutazione dell'interazione sforzo normale-momento flettente durante l'intero processo costruttivo e successivamente in servizio, per tutte le sezioni di interesse. I carichi presenti nella fase di costruzione sono solo il peso proprio dei conci e la precompressione superiore e a tali carichi bisogna riferirsi per la valutazione della redistribuzione viscosa. Dopo la chiusura in mezzeria invece è necessario considerare la precompressione inferiore di continuità, le cadute di precompressione (superiore ed inferiore), i carichi permanenti aggiuntivi ed i carichi variabili (in particolare i carichi mobili e le variazioni termiche).

Per ogni variazione dello stato di sollecitazione è possibile individuare una coppia (N,M) all'interno del dominio elastico ed individuare così il percorso delle sollecitazioni nella sezione considerata durante il processo costruttivo e per le combinazioni di servizio. I punti relativi alla costruzione delle mensole sono facilmente individuabili e sono dati dalla variazione di peso proprio e dall'introduzione dei cavi di precompressione superiori; successivamente alla sutura in mezzeria invece, è necessario valutare la redistribuzione viscosa attraverso i modelli di viscosità forniti dai codici e dalla letteratura. Questa valutazione è piuttosto insidiosa poiché attualmente i diversi modelli accreditati in ambito

internazionale, possono portare a valutazioni fortemente differenti [12]. Inoltre la valutazione delle cadute di precompressione e delle peggiori combinazioni dei carichi variabili di esercizio, nonché le condizioni di durabilità dei cavi per corrosione [1], introducono ulteriori fattori di incertezza, per cui la valutazione dei percorsi di sollecitazione nei domini elastici può essere di ausilio quando diversi scenari vengano presi in considerazione.

In figura 3 è mostrato un esempio di dominio limite elastico N-M per la valutazione del percorso delle sollecitazioni nelle fasi costruttive e di esercizio. Le rette limite sono quelle corrispondenti alla massima trazione o compressione nelle fibre estreme della sezione interessata.

3. DOMINI M-V E VERIFICHE A SLU

Per la valutazione della sicurezza a stato limite ultimo ci si riferisce all'interazione momento flettente – taglio. Il modello proposto è basato sulla teoria dei campi di tensione [2] mediante un approccio perfettamente plastico. Si assume l'ipotesi che le tensioni normali e le tensioni tangenziali siano affrontate da diverse zone della sezione. Le ipotesi sono:

- 1) In prossimità della rottura il comportamento della trave può essere interpretato mediante un traliccio ideale, estensione del traliccio classico di Ritter-Morsch, in cui gli elementi in trazione sono l'armatura longitudinale, le staffe e i cavi di precompressione; gli elementi in compressione sono invece i campi di calcestruzzo d'anima, il corrente e l'armatura compressi.
- 2) I campi di tensione sono considerati uniformi e fitti, con angolo di inclinazione θ diverso da 45° .
- 3) L'armatura longitudinale e quella trasversale sono soggette solo a sforzi assiali (si trascura l'effetto Dowel), descrivibili da campi di tensione distribuiti secondo la spaziatura delle armature.
- 4) Viene applicato il teorema statico della plasticità e vengono considerate solo relazioni di equilibrio.

Sotto queste ipotesi e con riferimento alla fig. 4, si consideri una sezione della trave operata all'ascissa x , in direzione parallela al campo uniforme di tensione del calcestruzzo d'anima. Le equazioni di equilibrio sono:

$$V^* - q \cdot x - \frac{\sigma_{nv}}{f_{syd}} \omega_{nw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin^2 \alpha + \sum (A_p \sigma_p \sin \varepsilon)_i = 0 \quad (2)$$

$$M^* + \frac{q x^2}{2} - C'' \bar{z} + \frac{\sigma_{nv}}{f_{syd}} \omega_{nw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin^2 \alpha \cdot x + \frac{\sigma_{hw}}{f_{syd}} \omega_{hw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin \alpha \cos \alpha \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) + \frac{\sigma_{hw}}{f_{syd}} \omega_{hw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) + \sum (A_p \sigma_p \sin \varepsilon)_i \cdot x + \sum (A_p \sigma_p \cos \varepsilon (\bar{z} + t_i - y_p))_i = 0 \quad (3)$$

$$M^* + \frac{q x^2}{2} - T' \cdot \bar{z} + \frac{\sigma_{nv}}{f_{syd}} \omega_{nw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin^2 \alpha \cdot x + \frac{\sigma_{hw}}{f_{syd}} \omega_{hw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin \alpha \cos \alpha \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) + \frac{\sigma_{hw}}{f_{syd}} \omega_{hw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) + \sum (A_p \sigma_p \sin \varepsilon)_i \cdot x + \sum (A_p \sigma_p \cos \varepsilon (y_p - t_i))_i = 0 \quad (4)$$

in cui σ_{nv} è la tensione nelle staffe (cioè il campo di tensione relative alle staffe, inclinato dell'angolo α); σ_{hw} è la tensione delle armature longitudinali; f_{syd} la resistenza di progetto dell'acciaio ordinario; f_{cd2} la resistenza a compressione ridotta di progetto del calcestruzzo per carichi trasversali; b_w la larghezza dell'anima; A_{pi} , σ_{pi} e ε_i l'area, la tensione e l'inclinazione dell' i -esimo cavo di precompressione; V^* e M^* sono i valori di taglio e momento flettente nella sezione iniziale della trave; ω_{hw} e ω_{nw} sono le percentuali meccaniche di armatura trasversale e longitudinale; \bar{z}_1 la distanza del punto di applicazione della risultante di compressione dalla fibra maggiormente compressa, \bar{z}_2 la distanza del punto di applicazione della risultante di trazione dalla fibra maggiormente tesa e z_3 l'altezza della zona resistente d'anima. \bar{z}_1 , \bar{z}_2 , z_3 , σ_{hw} e σ_{nv} sono tutte variabili del problema e possono essere comprese in range determinati da condizioni meccaniche e geometriche che verranno espone più avanti.

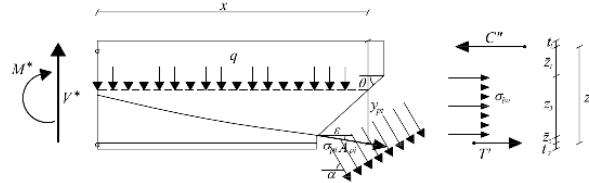


Figura 4 – Concio di trave con taglio effettuato in direzione parallela al campo di tensione del calcestruzzo d'anima

Introducendo l'espressione del taglio all'ascissa x , si ottiene il valore di taglio V_{sd} relativo all'armatura trasversale:

$$V_{sd}(x) = \frac{\sigma_{nv}}{f_{syd}} \omega_{nw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin^2 \alpha + \sum (A_p \sigma_p \sin \varepsilon)_i \quad (5)$$

L'ultimo termine dell'equazione (5) rende evidente il contributo della precompressione al valore di taglio.

Si consideri ora un taglio della trave effettuato parallelamente al campo delle tensioni d'anima, relative alle staffe (fig. 5).

In questo caso le relazioni di equilibrio sono le seguenti:

$$V^* - q \cdot x - \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin^2 \theta - \sum (A_p \sigma_p \sin \varepsilon)_i = 0 \quad (6)$$

$$M^* + \frac{q x^2}{2} - C' \bar{z} + \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin^2 \theta \cdot x + \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin \theta \cos \theta \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) + \frac{\sigma_{hw}}{f_{syd}} \omega_{hw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) + \sum (A_p \sigma_p \sin \varepsilon)_i \cdot x + \sum (A_p \sigma_p \cos \varepsilon (\bar{z} + t_i - y_p))_i = 0 \quad (7)$$

$$M^* + \frac{q x^2}{2} - T'' \cdot \bar{z} + \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin^2 \theta \cdot x + \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin \theta \cos \theta \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) + \frac{\sigma_{hw}}{f_{syd}} \omega_{hw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) + \sum (A_p \sigma_p \sin \varepsilon)_i \cdot x + \sum (A_p \sigma_p \cos \varepsilon (y_p - t_i))_i = 0 \quad (8)$$

in cui σ_{cw} è il valore della tensione di compressione del

calcestruzzo, inclinato dell'angolo θ . Introducendo l'espressione del taglio all'ascissa x , si ottiene:

$$V_{sd}(x) = \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \sin^2\theta + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin\varepsilon)_i \quad (9)$$

che è lo sforzo di taglio relativo al calcestruzzo d'anima.

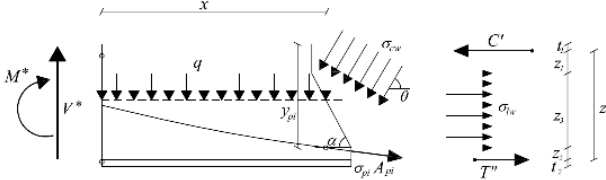


Figura 5 – Concio di trave con taglio effettuato in direzione parallela al campo delle tensioni d'anima relative alle staffe

Mediante ulteriori passaggi [2] possono determinarsi le espressioni delle risultanti di trazione e compressione nei correnti superiore ed inferiore della trave:

$$C(x) = \frac{M_{sd} + \sum [A_p \sigma_p \cos\varepsilon \cdot (\bar{z} + t_1 - y_p)]_i}{\bar{z}} + \left[(V_{sd} - \sum (A_p \sigma_p \sin\varepsilon)_i) \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha) - \frac{\sigma_{hw}}{f_{syd}} \omega_{hw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \right] \cdot \left(\frac{2\bar{z}_2 + z_3}{2\bar{z}} \right) \quad (10)$$

$$T(x) = \frac{M_{sd} + \sum [A_p \sigma_p \cos\varepsilon \cdot (t_1 - y_p)]_i}{\bar{z}} + \left[(V_{sd} - \sum (A_p \sigma_p \sin\varepsilon)_i) \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha) - \frac{\sigma_{hw}}{f_{syd}} \omega_{hw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \right] \cdot \left(\frac{2\bar{z}_1 + z_3}{2\bar{z}} \right) \quad (11)$$

Allo scopo di valutare le armature delle flange inferiore e superiore, si consideri la figura 6 e le equazioni di equilibrio rispetto ai punti F_1 e F_2 , che forniscono le espressioni delle forze totali nelle due armature S_{f1} e S_{f2} :

$$S_{f1} = -B_1 \cdot d_1 \cdot \sigma_{f1} + \frac{T(x) \cdot (2t_2 - d_2) - C(x) \cdot (2H - d_1 - 2t_1)}{2H - d_1 - d_2} + \frac{b_w \cdot [\sigma_{w1} \cdot z_1 \cdot (2H - 2d_1 - d_2 - z_1) + \sigma_{w2} \cdot z_2 \cdot (d_2 + z_2)]}{2H - d_1 - d_2} \quad (12)$$

$$S_{f2} = -B_2 \cdot d_2 \cdot \sigma_{f2} + \frac{T(x) \cdot (2H - d_1 - 2t_2) - C(x) \cdot (2t_1 - d_1)}{2H - d_1 - d_2} + \frac{b_w \cdot [\sigma_{w1} \cdot z_1 \cdot (d_1 + z_1) + \sigma_{w2} \cdot z_2 \cdot (2H - 2d_2 - d_1 - z_2)]}{2H - d_1 - d_2} \quad (13)$$

in cui B_1 e B_2 , d_1 e d_2 sono gli spessori e le altezze delle flange mentre le altre quantità geometriche sono indicate in figura 6. Il valore minimo dell'armatura risulta:

$$A_{f1} = \frac{|S_{f1}|}{f_{syd}}, \quad A_{f2} = \frac{|S_{f2}|}{f_{syd}} \quad (14)$$

Il rapporto tra le armature $r = A_{f1}/A_{f2} = |S_{f1}|/|S_{f2}|$ viene assegnato dal progettista e rimane inalterato, cosicché calcolando il rapporto tra le forze nelle armature superiore ed

inferiore, il rapporto geometrico viene trovato di conseguenza e può essere confrontato con quello scelto. Le equazioni precedenti hanno significato fisico solo se vengono rispettate alcune condizioni meccaniche e geometriche:

$$\sigma_{cw} \leq f_{cd2} \quad (15)$$

per il campo di compressioni e

$$\sigma_{hw} \leq f_{syd} \quad \sigma_{hw} \leq f_{syd} \quad (16)$$

per quello di trazione. Per le flange invece devono essere soddisfatte le seguenti relazioni:

$$-f_{cd1} \leq \sigma_{f1} \leq 0 \quad -f_{cd1} \leq \sigma_{f2} \leq 0 \quad (17)$$

Per le zone d'anima di calcestruzzo vicino alle flange invece si possono stabilire altre condizioni:

$$\begin{aligned} -(f_{cd1} + \rho_{hw} \cdot f_{syd}) &\leq \sigma_{w1} \leq \rho_{hw} \cdot f_{syd} \\ -(f_{cd1} + \rho_{hw} \cdot f_{syd}) &\leq \sigma_{w2} \leq \rho_{hw} \cdot f_{syd} \end{aligned} \quad (18)$$

in cui $\rho_{hw} = A_{hw} / (b_w \cdot h)$ è la percentuale geometrica di armatura longitudinale e h l'altezza delle anime escluse le flange.

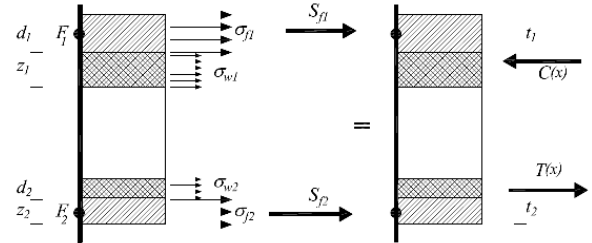


Figura 6 – Equivalenza dello stato tensionale nella sezione e risultanti di compressione e trazione nei due correnti

Una condizione molto importante è invece quella relativa alla precompressione, per cui è possibile distinguere due casi:

- Precompressione esterna (compatibilità completa tra cavo e fibra di calcestruzzo dopo l'iniezione della boiaccia nella guaina), condizione che equivale al raggiungimento della tensione ultima allo stato limite

$$\sigma_{pi} \leq f_{pyd} \quad (19)$$

- Precompressione esterna (compatibilità nelle sole sezioni di ancoraggio e deviazione dei cavi), per la quale l'acciaio mostra solo piccole variazioni rispetto alla tensione di esercizio (considerate le cadute di tensione a tempo infinito):

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p(t \rightarrow \infty)i} \quad (20)$$

I valori delle zone z_1 , z_2 e z_3 di calcestruzzo della sezione variano invece in un range fornito da condizioni meccaniche e geometriche:

$$z_1 \geq 0, \quad z_2 \geq 0, \quad z_3 \geq z_{3min}, \quad z_1 + z_2 + z_3 = h \quad (21)$$

in cui z_{3min} è il minimo valore per il quale la parte centrale dell'anima può sopportare lo sforzo di taglio agente nella sezione. Tale valore può essere determinato introducendo le equazioni (15) e (16) nelle (5) e (9), per cui:

$$z_{3min} = \frac{V_{sd}}{f_{cd2} \cdot b_w \cdot \sqrt{\omega_{tw} \cdot (1 - \omega_{tw})}} \quad \text{per } \omega_{tw} \leq 0.5$$

$$z_{3min} = \frac{2V_{sd}}{f_{cd2} \cdot b_w} \quad \text{per } \omega_{tw} > 0.5$$
(22)

Quando $h < z_{3min}$ non è possibile procedere col dimensionamento dell'armatura perché l'anima non è in grado di contrastare l'intero valore di taglio. Tale condizione è indicata in letteratura col termine di "web crushing".

Attraverso le precedenti relazioni è possibile costruire il dominio di interazione M-V allo SLU per ogni sezione, con precompressione interna e/o esterna. Dettagli sul tracciamento sono riportati in [2]. Le posizioni effettuate sono le seguenti:

- Rapporti meccanici di armatura trasversale e longitudinale:

$$\omega_{tw} = \frac{A_{tw}}{b_w \cdot s} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd2}}, \quad \omega_{lw} = \frac{A_l}{b_w \cdot h} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd2}}$$
(23)

- Percentuale meccanica totale di armature delle flange

$$\omega_s = \frac{A_{f1} + A_{f2}}{A_c} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd1}}$$
(24)

dove A_c è l'area totale di calcestruzzo della sezione;

- Percentuale meccanica dell'armatura di precompressione

$$\omega_p = \frac{\sum A_{pi}}{A_c} \cdot \frac{f_{pyd}}{f_{cd1}}$$
(25)

- tensione limite di progetto dell'acciaio ordinario e dell'acciaio di precompressione f_{syd}, f_{pyd} ;
- resistenza di progetto del calcestruzzo per sforzo normale e per carico trasversale (MPa)

$$f_{cd1} = 0.85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad f_{cd2} = 0.60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$
(26)

La figura 7 mostra un esempio di dominio di interazione M-V allo SLU per una sezione a cassone in calcestruzzo con precompressione interna o esterna. Dai domini risulta evidente la forte interazione tra taglio e momento e la forte riduzione di resistenza a flessione tra il caso di precompressione interna ed esterna. I domini relativi ai cavi esterni sono più bassi e meno spanciati, mostrando che la capacità in termini di taglio si riduce fortemente. Ad un aumento del valore limite di momento corrisponde un decremento del valore limite di taglio e viceversa.

La valutazione dei domini di interazione M-V può essere associata alla variazione della percentuale di armatura trasversale e alla variazione di inclinazione dei cavi [2]. Per il massimo valore dell'armatura trasversale e per cavi orizzontali, la precompressione esterna raggiunge lo stesso valore limite di taglio della precompressione interna, a cui corrisponde la crisi d'anima, mentre in tutti gli altri casi il valore limite a taglio per precompressione esterna è più basso. Inoltre, per cavi orizzontali, la massima resistenza flessionale viene ottenuta in assenza di taglio ($V=0$), mentre l'inclinazione dei cavi contribuisce ad un limite flessionale associato ad un valore non nullo di taglio ($V>0$).

Le coppie (M,V) delle combinazioni di progetto devono essere interne al domini affinché le verifiche siano soddisfatte.

Dalla figura 7 è evidente come in alcuni casi il punto P corrispondente ad una generica combinazione SLU possa essere esterna al dominio anche se le condizioni $M_d < M_u$ e $V_d < V_u$ siano soddisfatte contemporaneamente. Ciò accade perché nelle verifiche a taglio e momento effettuate separatamente per le due sollecitazioni, non si tiene conto degli effetti di interazione che possono ridurre le condizioni di resistenza globale della sezione.

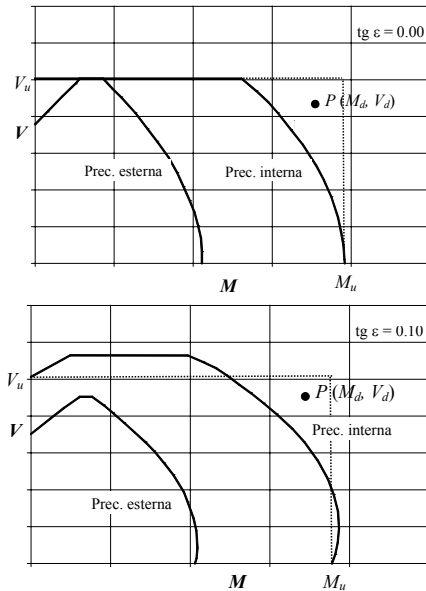


Figura 7 – Diagrammi di interazione M-V allo SLU

4. APPLICAZIONE NUMERICA

Si presenta un caso studio di ponte a conci a cassone in c.a.p., costruito per sbalzi successivi, con conci prefabbricati e giunti coniugati a secco. La fig. 8 mostra la geometria del ponte. I tempi ipotizzati sono: costruzione di una stampella tra 20 e 40 giorni di maturazione dei conci, tempo medio di applicazione del carico $t_0 = 30$ gg; chiusura in mezzeria (getto del concio centrale) a $t_1 = 45$ gg. I cavi di precompressione inferiore vengono inseriti allo stesso tempo di chiusura.

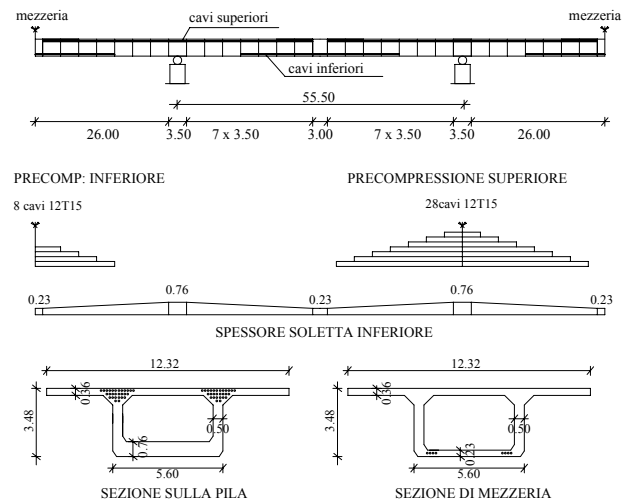


Figura 8 – Geometria del ponte

La redistribuzione viscosa viene valutata attraverso l'equazione (1). Vengono utilizzati tre modelli di viscosità (fib Model Code 2010, GL2000 e Bazant B3) con i seguenti parametri: umidità relativa $RH=80\%$, resistenza del calcestruzzo $f_{ck} = 35$ MPa, rapporto volume/superficie esposta $V/S = 400$ mm. La tabella 1 mostra i valori della funzione di redistribuzione per i vari modelli di viscosità, evidenziando l'ampio range di variazione dei valori. Saranno considerati i valori massimo e minimo di redistribuzione (MC 2010 e B3).

Tabella 1 – Valori numerici della funzione di redistribuzione

	$\xi(3.6 \cdot 10^4, 30, 45)$
Model Code 2010	0.59
GL2000	0.64
Bazant B3	0.88

Le caratteristiche della sezione di testa pila sono: area $A = 11.874$ m², momento d'inerzia $J = 21.577$ m⁴, posizione del baricentro rispetto al lembo superiore $y_G = 1.693$ m, 28 cavi di precompressione di area $A_{pi} = 21.2$ cm², area complessiva $A_{ptot} = 593.6$ cm², forza di tesatura per cavo $P=1600$ kN, staffe $3\phi 18/20$ " per anima; per la sezione di mezzeria invece: $A = 8.906$ m², $J = 14.902$ m⁴, $y_G = 1.262$ m, 8 cavi ognuno di area $A_{pi} = 21.2$ cm², $A_{ptot} = 169.6$ cm², forza di tesatura $P=1800$ kN, staffe $2\phi 16/20$ " per anima. Il ponte ha giunti a secco senza armature passanti per cui si impone una tensione limite a SLE $f_{ct} = 0$ per le tensioni all'intradosso (*i*) e all'estradosso (*e*) dell'impalcato.

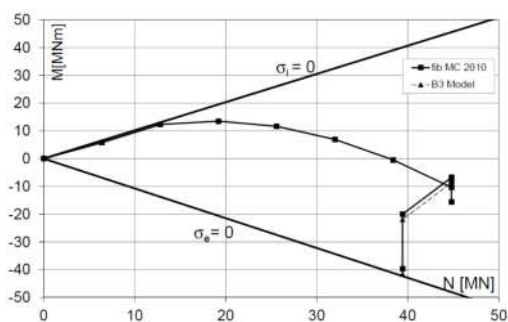


Figura 9 – Dominio a SLE per la sezione di testa pila

La figura 9 mostra il dominio elastico allo stato limite di servizio per la sezione sulla pila. Il percorso di sollecitazione è diviso in tratti, relativi alla successiva applicazione delle azioni: il tratto A-B è relativo all'intera costruzione a sbalzo. Il percorso B-C è relativo alla chiusura in mezzeria e all'applicazione della precompressione inferiore, nonché delle cadute di precompressione superiore e dei carichi permanenti aggiuntivi. In tale tratto è compresa anche la redistribuzione viscosa. Il tratto C-D invece sovrappone ai carichi permanenti le condizioni di massimi e minimi momenti flettenti per carichi mobili. I due valori differenti al limite del dominio sono condizionati dai due valori di redistribuzione viscosa. Il valore trovato con il modello B3 è sempre il più elevato ed il punto corrispondente si trova all'estremo del dominio. È interessante notare come i primi stadi della costruzione a sbalzo mostrino un percorso di sollecitazione che si avvicina al dominio, per massima trazione al lembo inferiore. Ciò è dovuto alla forte precompressione superiore dei primi conci; la condizione limite in esercizio è quella invece al lembo

superiore per i massimi carichi mobili e ciò mostra che questa condizione è anche quella di dimensionamento della precompressione superiore in esercizio, che può anche differire da quella di montaggio, sebbene nel caso in esame ciò non sia necessario (la precompressione di montaggio risulta sufficiente anche per l'esercizio).

La figura 10 mostra invece il dominio a SLE per la sezione di mezzeria. In questo caso non c'è il tratto del percorso di sollecitazione relativo alla costruzione cantilever per cui A-B è relativo solo alla chiusura e alla precompressione inferiore. Successivamente il tratto B-C è relativo alla redistribuzione viscosa e ai carichi permanenti aggiuntivi, mentre il tratto C-D è relativo ai carichi mobili. Naturalmente in questo caso la condizione peggiore è quella al lembo inferiore a tempo infinito con i massimi carichi mobili (punto D), sebbene anche la condizione di chiusura sia al limite del dominio, ma al lembo superiore, quando si consideri la piccola variazione di momento flettente con il massimo valore della precompressione applicata.

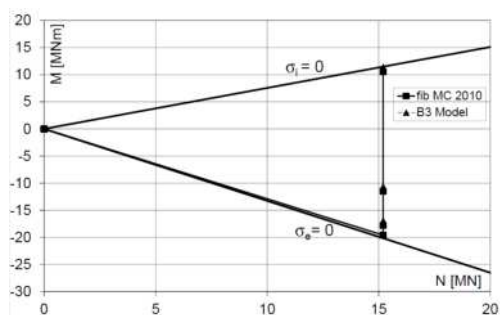


Figura 10 – Dominio a SLE per la sezione di mezzeria

Attraverso il tracciamento dei domini è possibile dunque operare le verifiche di sicurezza contemporaneamente per più situazioni nel corso della costruzione e della vita utile del ponte, nonché per ogni sezione di interesse. Le condizioni al limite che si individuano tramite il posizionamento delle coppie N-M, permettono anche considerazioni di progetto delle armature e della sezione, con possibile ottimizzazione della precompressione e delle caratteristiche della sezione.

Successivamente alle verifiche a SLE è necessario operare quelle a SLU. In questo caso si tracciano i domini di interazione M-V, secondo il modello illustrato nel paragrafo 3. Nel caso in studio si considerano due possibilità:

- 1) precompressione totalmente interna;
- 2) precompressione superiore (cantilever) interna e precompressione inferiore di continuità esterna.

In queste due ipotesi la quantità totale di precompressione non varia, ma coerentemente con quanto osservato nella costruzione dei domini M-V, varia la verifica di sicurezza, perché varia l'area del dominio a rottura.

La figura 11 mostra il dominio M-V allo SLU per la sezione di testa pila. Il punto A è relativo alla coppia di sollecitazioni M-V associata al massimo momento flettente negativo e al corrispondente taglio per carichi mobili, mentre il punto B è relativo alla coppia associata al massimo valore di taglio per carichi mobili e al momento flettente corrispondente. Di conseguenza tutte le condizioni intermedie di possibili combinazioni M-V per carichi mobili sono contenute nel rettangolo campito.

La rottura si ottiene per la condizione di massima resistenza a taglio associata alla quantità di staffe nelle anime (plateau del dominio); la resistenza a flessione associata appare invece molto ampia, essendo ampia la possibile variazione in aumento di momento flettente sollecitante.

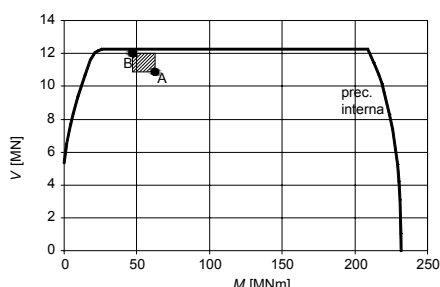


Figura 11 – Dominio M-V a SLU per la sezione di testa pila

La figura 12 mostra i domini di interazione M-V per la sezione di mezzeria. Sono stati considerati i due domini nelle ipotesi di precompressione interna e di precompressione esterna. I punti A e B indicano sempre le due condizioni limite di massimo momento flettente e di massimo taglio per carichi mobili. In ambedue i casi le coppie M-V sono ampiamente all'interno dei domini, sia per precompressione esterna che per precompressione interna. La possibilità che si giunga a rottura, uscendo fuori dal dominio è qui maggiormente probabile nel caso di aumento del valore di taglio con una piccola diminuzione del momento flettente (punto C), il quale indurrebbe una situazione non accettabile, anche con $V_d < V_u$.

Un'altra situazione critica della sezione potrebbe essere quella relativa al punto D, per sezione con precompressione esterna, in cui la riduzione di resistenza per interazione col taglio è significativa. Nessuno dei due casi C o D si presenta nel caso in studio. Essi però dimostrano come sia possibile che le verifiche separate per taglio e momento possano indurre situazioni non sicure, le quali possono essere correttamente valutate solo mediante i diagrammi di interazione.

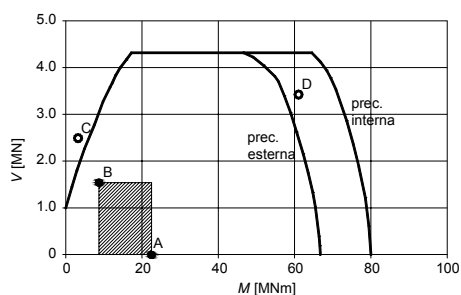


Figura 12 – Dominio M-V a SLU per la sezione di mezzeria

5. CONCLUSIONI

E' stato presentato uno studio sulle verifiche di sicurezza agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimi nei ponti a conci costruiti per sbalzi successivi, per le fasi di costruzione e di esercizio. In particolare si è messo in evidenza come, adottando una modalità di verifica basata sui domini limite di interazione N-M e M-V, sia possibile seguire i percorsi di sollecitazione durante tutte le fasi di costruzione e servizio della struttura, nonché nelle condizioni ultime di rottura. E' stato sviluppato un modello di interazione M-V a stato limite

ultimo basato sulla teoria dei campi di tensione che permette di valutare le condizioni ultime di strutture con precompressione esterna ed interna. E' stato presentato un caso-studio di un ponte a conci prefabbricati con sezione a cassone in c.a.p. e sono stati tracciati i domini elastici M-N per le verifiche di servizio e degli stadi costruttivi, nonché per la verifica del dimensionamento della precompressione superiore e inferiore. Infine sono stati tracciati i domini M-V a rottura per le sezioni più significative e si sono messe in evidenza le condizioni di rottura e gli effetti dell'interazione di taglio e flessione, operando anche un confronto tra precompressione totalmente interna e precompressione parzialmente esterna.

BIBLIOGRAFIA

- [1] GRANATA, M.F., ARICI, M. (2013). Serviceability of segmental concrete arch-frame bridges built by cantilevering. *Bridge Structures*, 9(1), 21-36.
- [2] RECUPERO, A., GRANATA, M.F. (2013). Bending-Shear interaction domains for externally prestressed concrete girders. *Advances in Civil Engineering*, n. 580646, 1-13, doi: 10.1155/2013/580646
- [3] ROSSI, P.P., RECUPERO, A. (2013). Ultimate strength of reinforced concrete circular members subjected to axial force, bending moment and shear force. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 139(6), 915-928.
- [4] RECUPERO, A., D'AVENI, A., GHERSI, A. (2003). N-M-V Interaction Domains for Box and I-shaped Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 100(1), 113-119.
- [5] RECUPERO, A., D'AVENI, A., GHERSI, A. (2005). Bending Moment - Shear Force Interaction Domains for Prestressed Concrete Beams. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 131(9), 1413-1421
- [6] BAIRAN GARCIA, J.M., MARI BERNAT, A.R. (2007). Shear-Bending-Torsion Interaction in Structural Concrete Members: A Nonlinear Coupled Sectional Approach. *Arch. Comp. Meth. Eng.*, 14(3), 249-278
- [7] BERTAGNOLI, G., MANCINI, G. (2009). Failure Analysis of Hollow-Core Slabs Tested In Shear. *Structural Concrete*, 10(3), 139-152.
- [8] PULERI, G., RUSSO, G., ZINGONE G. (1991). Flexure-Shear Interaction Model for Longitudinally Reinforced Beams. *ACI Structural Journal*, 88(1), 60-68.
- [9] FIB (2001) - *Durability of post-tensioning tendons*. Technical report n. 15, November 2001
- [10] NAAMAN, A.E., BURNS, N., FRENCH, C., GAMBLE, W. L., MATTOCK A. H. (2002). Stresses in Unbonded Prestressing Tendons at Ultimate: Recommendation". *ACI Struct. Journ.*, 99(4), 518-529
- [11] TURMO, J., RAMOS, G., APARICIO, A.C. (2006). FEM modelling of unbonded post-tensioned segmental beams with dry joints. *Eng. Struct.*, 28, 1852-1863.
- [12] ARICI, M., GRANATA, M.F., MARGIOTTA, P. (2013). Time-dependent effects in segmental bridges: predictive models and analysis via simplified methods. *Studi e Ricerche*, vol. 32, 73-104.
- [13] CHIORINO, M.A. (2005). A Rational Approach to the Analysis of Creep Structural Effects. In: Gardner, Weiss, *Shrinkage and Creep of Concrete*, ACI, SP-227, 107-141.
- [14] RAPPÀ L., ARICI M., CHIORINO, M.A. (2006). Effetti della viscosità su ponti a conci costruiti per segmenti successivi. *Atti XVI Congresso CTE*, Parma, 279-290.

PRESTAZIONI DI SOLETTE IN C.A. RINFORZATE CON COMPOSITO FRCM (FABRIC REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX)

Giovanni Loreto¹, Giovanni Mantegazza², Antonio Nanni³

1 PhD, Professional Educational Development at FORUM pro srl, Firenze, Italy – giovanni.loreto.gl@gmail.com

2 Technical Director, Ruredil spa, S. Donato Milanese, Milano, Italy – giovanni.mantegazza@ruredil.it

3 Prof. Ordinario, Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli Studi di Napoli "Federico II"; Lester and Gwen Fisher Endowed Scholar, Professor and Chair, Department of Civil, Architectural, and Environmental Engineering, University of Miami, Miami, FL, USA – nanni@miami.edu

SOMMARIO

Il ripristino delle strutture in muratura e in calcestruzzo dell'edilizia preesistente è stato tradizionalmente realizzato impiegando sistemi FRP, piatti di acciaio, o la post-tensione, solo per citare alcune tecniche attualmente disponibili. Recentemente a queste tecnologie si sono aggiunti i sistemi di rinforzo FRCM (Fabric Reinforced Cementitious Matrix), materiali compositi costituiti da una sequenza di uno o più strati di matrice cementizia rinforzati con una rete di fibre ad alto modulo, di Carbonio e di PBO. Questo lavoro ha tre obiettivi: a) presentare le linee guida esistenti relativamente alle prove di trazione ed i calcoli delle proprietà dei materiali FRCM da usare in sede di analisi; b) riportare alcuni risultati di un programma sperimentale destinato a caratterizzare il comportamento a trazione degli elementi rinforzati con gli FRCM; e, c) discutere le prestazioni e l'analisi degli elementi in c.a. di tipo soletta-rinforzata con FRCM. I risultati di laboratorio dimostrano l'applicabilità di questo nuovo materiale composito per il rinforzo a flessione degli elementi in c.a..

PERFORMANCE OF RC SLAB-TYPE ELEMENTS STRENGTHENED WITH FABRIC-REINFORCED-CEMENTITIOUS-MATRIX (FRCM) COMPOSITES

SUMMARY

The repair and retrofit/rehabilitation of existing concrete and masonry structures have traditionally been accomplished with externally bonded FRP systems, steel plates, reinforced concrete (RC) overlays, and post-tensioning, just to name some of the many techniques presently available. Fabric-reinforced-cementitious-matrix (FRCM) composites have recently emerged as an additional strengthening technology. FRCM is a composite material consisting of a sequence of one or more layers of cement-based matrix reinforced with dry-fiber fabric/s. This paper has three objectives: a) to review existing guidelines for tensile testing and calculation of FRCM material properties to be used in analysis; b) to report on some of the results of an experimental program intended to characterize the tensile behavior of FRCM coupons; and, c) to discuss the performance and analysis of concrete RC slab-type elements strengthened with FRCM. The laboratory results demonstrate the technical viability of this new composite material system for strengthening flexural RC members.

1. INTRODUZIONE

La riabilitazione e il consolidamento strutturale sono considerati a oggi alcuni degli aspetti più impegnativi dell'ingegneria civile, al fine di garantire il corretto funzionamento di strutture esistenti e rispettare i criteri di sicurezza delle più moderne norme tecniche delle costruzioni. L'utilizzo di materiali per il consolidamento come, ad esempio, polimeri fibro-rinforzati (FRP) rappresentano una delle tecniche d'intervento più recenti e comuni da realizzarsi su elementi strutturali di cemento armato o muratura. Fin dai primi anni '90 molti studi sono stati condotti al fine di comprendere le proprietà di sistemi FRP e, conseguentemente, il loro uso ottimale [1, 2]. Nonostante tutti i documentati vantaggi, il ripristino strutturale per mezzo di FRP ha tre limiti distinti [3]: una bassa resistenza della resina organica per temperature superiori alla temperatura di transizione vetrosa; l'incapacità di applicare il rinforzo su superfici bagnate o su calcestruzzi a basse temperature; e una mancanza di permeabilità al vapore che può condurre al danneggiamento di strutture in calcestruzzo [4]. Una possibile soluzione a queste limitazioni può essere considerata la sostituzione del legante organico (ad esempio di natura epossidica) con uno inorganico (ad esempio di natura cementizia). Utilizzando questo concetto, una nuova classe di materiali compositi, sotto l'acronimo FRCM (dall'inglese fiber-reinforced-cementitious-matrix), è stata studiata immergendo il tessuto o fibra di rinforzo all'interno di un legante cementizio. Questa scelta tecnologia porta con sé alcuni importanti vantaggi come: un'intrinseca resistenza al calore, una maggiore compatibilità con il substrato (consentendo permeabilità al vapore e l'applicazione su una superficie bagnata), e una durabilità a lungo termine.

La tecnologia di rinforzo degli FRCM non deve essere confusa con l'utilizzo di grigliati in FRP immersi in calcestruzzo o malta. Infatti, l'architettura della fibra, in generale continua e unidirezionale, si trasforma ed è sostituita da un tessuto a maglia fitta (textile). Un tessuto è un materiale costituito da fasci di fibre in due direzioni, una principale e una secondaria, collegate tra loro perpendicolarmente, con la caratteristica peculiare che i materiali plastici eventualmente usati sono applicati solo ed esclusivamente sulle singole fibre per aumentarne la durabilità nel tempo e/o evitare problemi legati alla manipolazione e installazione.

Nella letteratura scientifica non è sempre presente una distinzione ben precisa tra tessuti a fibre asciutte e reti con fibre pre-impregnate. Nel caso degli FRP si assume generalmente che la fibra venga completamente impregnata in una resina organica prima della sua applicazione. Viceversa, nel caso degli FRCM, il tessuto di rinforzo è messo in opera "a secco". Gli FRCM vengono spesso riportati in letteratura scientifica con diversi nomi ed acronimi [5] e paragonati ai più noti FRP. In [6] sono messi a confronto i risultati ottenuti da test a flessione su travi in cemento armato (CA) rinforzate con due differenti sistemi di rinforzo: uno a base di FRCM e l'altro a base di FRP. Le due serie di travi mostrano caratteristiche simili seppur con alcune differenze. Infatti, nel caso di travi rinforzate con FRCM il comportamento è più duttile, lo snervamento dell'acciaio avviene a un carico inferiore, a parità di rinforzo applicato il carico ultimo è inferiore rispetto all'equivalente FRP, e, infine, il meccanismo di rottura è governato da taglio interlaminare tra i vari strati di materiale. Risultati simili sono riscontrabili in [7] dove sono messi a confronto FRCM a base di fibre di vetro e CFRP (FRP con fibre di carbonio). I risultati indicano un aumento sia in termini di carico sia di deformazione, in aggiunta ad un incremento di duttilità all'aumentare degli strati di tessuto applicati.

A oggi gli FRCM sono stati utilizzati con successo in alcune importanti applicazioni strutturali [8] che ne

giustificano tutto il loro potenziale in termini di sistema per la riabilitazione strutturale. La ricerca però è ancora necessaria al fine di completare la caratterizzazione sperimentale e teorica. In aggiunta è fondamentale quantificare l'efficacia meccanica sulla base di parametri quali la tipologia e la disposizione delle fibre, il tipo di matrice cementizia e le condizioni del substrato[9].

Gli FRCM non sono attualmente trattati nelle normative tecniche italiane. Tuttavia alcuni criteri per la valutazione e la caratterizzazione di sistemi compositi per il rinforzo esterno di murature e strutture in CA a base di FRCM sono stati sviluppati dall'"International Code Council (ICC)", attivo negli Stati Uniti, attraverso l'emanazione di Criteri di Accettazione (Acceptance Criteria AC434-2013) [10]. Il documento si occupa di caratterizzare proprietà quali: la capacità assiale, flessione e a taglio degli FRCM, unitamente alle prestazioni offerte per esposizioni ad azioni ambientali, al fuoco, e relative procedure di progettazione strutturale.

Dal punto di vista dell' American Concrete Institute (ACI) gli FRCM ricadono nella categoria delle lastre cementizie rinforzate. Nel 2013 la commissione di studio ACI549 si è occupata di redigere alcune linee guida per la progettazione ed l'utilizzo di sistemi compositi a matrice cementizia per il rinforzo esterno, ACI549.4R-2013 [11].

Partendo da queste informazioni si è passati alla stesura e realizzazione di un ampio programma di ricerca in base alle prescrizioni e ai protocolli stabiliti dall'AC434. In quest'articolo sono riportati due principali aspetti di questa campagna di sperimentazione: a) la caratterizzazione del comportamento a trazione del materiale FRCM e del suo legame costitutivo ; b) la caratterizzazione del comportamento a flessione di solette rinforzate con materiale composito FRCM.

2. GENERALITÀ

Un'ipotesi fondamentale generalmente applicata per descrivere il comportamento degli FRCM è quella della perfetta aderenza tra il tessuto (la fibra) e la matrice (cementizia). In Figura 1 viene riportato il diagramma sforzo-deformazione così come descritto da [12]. Nello Stato I, lo sforzo di trazione è inferiore a quello di fessurazione della matrice, di conseguenza la rigidità del composito è assimilabile a quella della matrice con comportamento elastico. Dopo la prima fessura, il carico è trasferito attraverso il tessuto fino alla formazione di una fessura successiva. Questo fenomeno continua fino alla formazione di un quadro fessurativo esteso a tutta la lunghezza del provino (Stato IIa). A questo punto il tessuto è sollecitato da un carico crescente fino a raggiungere la sua resistenza ultima a trazione. Ci troviamo nello Stato IIb e la rigidità del composito è paragonabile a quello del rinforzo stesso fino a rottura (Stato III).

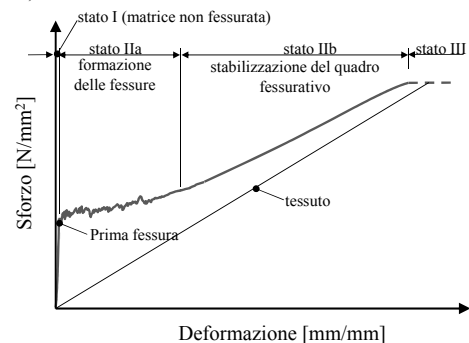


Figura 1 – Diagramma teorico del legame sforzo-deformazione per materiali compositi a base cementizia nell'ipotesi di aderenza perfetta.

Nella realtà però il legame tra tessuto e matrice non è di perfetta aderenza e, a causa dell'instaurazione di un fenomeno di slittamento tra le singole fibre che compongono il fascio di fibre del tessuto, non si raggiunge il carico ultimo di trazione. Come riportato da [13] la modalità di rottura risultano fortemente influenzate dalla scelta del sistema di presa e dalla sua geometria. Una descrizione simile è riportata anche in [14] e [15]. La zona di passaggio dallo Stato I allo Stato IIa è definita in [16] come "bend-over point" o, come punto di transizione nell'AC434-2013 [10].

Come riportato in Figura 2, il diagramma sforzo-deformazione nel caso di provini di FRM soggetti a trazione è idealizzato come lineare fino a fessurazione della matrice cementizia, seguito poi da una zona di transizione non lineare che conduce ad un ulteriore tratto lineare fino a rottura. La curva reale può essere così semplificata in una semplice curva bilineare dove il punto di transizione corrispondente all'intersezione ottenuta dai segmenti lineare iniziale e finale della curva di risposta. Il primo tratto lineare della curva, comportamento elastico-lineare e matrice non fessurata, è caratterizzato da un modulo elastico a trazione per materiale non fessurato, E_f^* . Al secondo tratto corrisponde invece un comportamento dell'FRM fessurato ed è descritto dal modulo elastico, E_f .

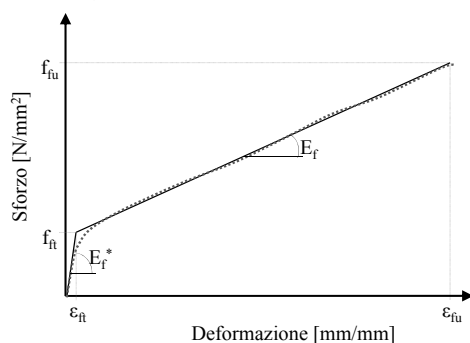


Figura 2 – Diagramma ideale del legame sforzo-deformazione per FRM

Quando l'FRM è applicato come rinforzo esterno ad un elemento in CA, si osservano tre diverse modalità di rottura: rottura all'interno del calcestruzzo, scorrimento del tessuto all'interno della matrice, e distacco della fibra dal substrato [9]. Il primo tipo di rottura può essere causato dalla scarsa capacità a resistere alla trazione da parte del supporto in calcestruzzo, che in molti casi non è ben preservato [17 - 19]. Questo tipo di rottura non è ulteriormente discusso nel seguito. Fenomeni di scorrimento sono stati costantemente osservati [9]. Lo scorrimento relativo o telescopico delle fibre può essere causato sia dalla progressiva rottura delle fibre, eventualmente danneggiate da fenomeni di attrito con la matrice [20 - 22], o dalla mancanza di adesione tra malta e fascio di fibre [20, 23]. Quando l'FRM è utilizzato come sistema per il rinforzo a flessione, lo scorrimento è atteso nella regione a momento massimo flettente in cui le fessure si propagano attraverso la matrice esponendo il tessuto presente all'interno. La presenza di scorrimento conduce a un comportamento pseudo-duttile dell'elemento strutturale soggetto a flessione [5]. Come conseguenza a questo tipo di rottura, lo sforzo di trazione è trasferito dal calcestruzzo al tessuto per mezzo dello scorrimento tra il tessuto e la matrice cementizia. In [6] si descrive questo effetto come una proprietà auspicabile per la possibilità di controllare le regioni effettivamente danneggiate. Il fenomeno dello scorrimento può essere considerato una conseguenza della natura della matrice (di solito formata da una malta fine) che non riesce a impregnare completamente il fascio di fibre. Le fibre, infatti, effettivamente impregnate sono quelle esterne a ogni singolo fascio, mentre le fibre all'interno continuano ad essere

potenzialmente asciutte. Questo diverso livello di impregnazione conduce all'innescarsi di un meccanismo telescopico di scorrimento relativo tra le fibre costituenti il singolo fascio [21, 22, 24 - 27]. Inoltre, la presenza del tessuto stesso riduce la capacità della matrice di trasferire sforzi di taglio e di trazione a causa della riduzione della superficie di contatto [18, 19]. Infatti, la continuità dell'FRM sul supporto è assicurata dalla presenza dei vuoti all'interno del tessuto, dove la matrice cementizia passandovi attraverso ne garantisce la continuità. Di conseguenza, come osservato da molti autori [18, 19, 28], un ruolo importante è giocato dall'architettura del tessuto definita come la quantità e la spaziatura dei fasci di fibre costituenti il tessuto in ciascun direzione.

L'effetto benefico in termini di incremento prestazionale della struttura causato dall'applicazione di FRM dipende direttamente dalla quantità di strati di tessuto installata. In [29] si osserva come per provini con bassi livelli di FRM si ottengano rotture causate dalla delaminazione tra il tessuto e la matrice, mentre, per campioni con più alto livello di FRM, la rottura è causata dal distacco tra FRM e supporto in calcestruzzo. Le modalità di rottura per scorrimento o distacco dal supporto limitano gli effetti benefici forniti dagli FRM allorché installati su strutture esistenti in CA e soggette a carichi flessionali. Questo indipendentemente che la rottura avvenga tra matrice e tessuto (scorrimento) o all'interfaccia matrice e calcestruzzo (distacco) [30].

3. CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE FRM

Il sistema di rinforzo strutturale in FRM studiato e riportato in quest'articolo è composto da una matrice cementizia (base di cemento Portland con l'aggiunta di un basso dosaggio di polimeri secchi, meno di 5% in peso) e da un rete di fibre asciutta in poliparafenilen benzobisoxazolo (PBO) (Figura 3).

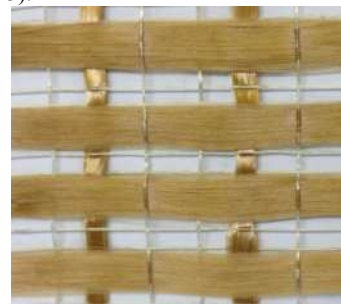


Figura 3 – Rete di PBO

Il tessuto di PBO è formato da fasci di fibre larghi 20 mm nella direzione principale e 10 mm in quella secondaria, distanziati rispettivamente 5 mm e 15 mm, e con uno spessore nominale nelle due direzioni di 0,046 mm e 0,011 mm.

I provini usati per studiare il comportamento a trazione sono ricavati da pannelli di 410x563 mm di dimensione e in seguito tagliati in strisce di 410x51x10 mm. I provini così formati sono stati testati secondo quanto indicato nell'ACI549 [11] che al punto 4.3.2 rimanda all'allegato A dei criteri di accettazione AC434-2013 [10].

I seguenti parametri sono stati considerati per caratterizzare il comportamento a trazione del sistema FRM:

- modulo di elasticità a trazione con matrice non fessurata, E_f^*
- modulo di elasticità a trazione a matrice fessurata, E_f
- deformazione ultima a trazione, ϵ_{fu}
- deformazione corrispondente al punto di transizione, ϵ_{ft}
- carico di rottura, f_{fu}
- sforzo di trazione corrispondente al punto di transizione, f_{ft} .

La media e la deviazione standard dei singoli valori caratteristici calcolati sono stati riassunti in Tabella 1:

Tabella 1 – Risultati delle prove a trazione condotte su provini di FRCM

Proprietà del sistema FRM	Unità di misura	Valore medio	Deviazione standard	COV [%]
E_r^*	GPa	1546	410	27
E_r	GPa	127	15	12
f_{rt}	MPa	237	83	35
ε_{rt}	mm/mm	0.0013	0.004	28
f_{ru}	MPa	1664	77	56
ε_{ru}	mm/mm	0.0176	0.0013	8

4. PROGRAMMA DELLE PROVE SPERIMENTALI

4.1 Numero e tipologie delle prove

Il numero e la configurazione dei test è stato sviluppato in conformità a quanto prescritto dai criteri di accettazione AC434-2013 [10] considerando come variabili il numero di strati di tessuto (uno e quattro) e la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo ($L = 28$ MPa e $H = 40$ MPa) delle solette su cui applicare il rinforzo. Per ogni configurazione sono stati analizzati tre provini per un totale di 18 travi.

La geometria del provino simula una soletta di 1830 mm di lunghezza con una sezione rettangolare di 305 mm di larghezza e 152 mm di altezza. L'armatura longitudinale è formata da tre barre d'acciaio con diametro nominale di 9,5 mm che garantiscono lo snervamento dell'acciaio e di conseguenza un comportamento duttile della sezione.

I campioni sono stati identificati usando il formato "A_B_C" dove: "A" indica la resistenza del calcestruzzo (L per una resistenza bassa e H per quella alta); "B" il numero di strati di tessuto (zero, uno o quattro), e "C" il numero della ripetizione (da 1 a 3).

Durante lo sviluppo dei test sono stati monitorati i diagrammi di forza-spostamento, il carico di prima fessurazione, il carico di rottura e le rispettive deformazioni.

4.2 Preparazione dei provini

Le solette sono state create in laboratorio in due getti separati. Il calcestruzzo è stato lasciato maturare per 28 giorni prima di essere rinforzato con FRCM. La resistenza media a compressione del calcestruzzo è stata determinata secondo l'ASTM C39 [31] testando nove cilindri con un diametro nominale di circa 101 mm per ogni tipo di calcestruzzo. La resistenza media a compressione dei due lotti è risultata essere 29,13 MPa e 42,91 MPa, con rispettive deviazioni standard di 1.01 MPa e 1.84 MPa. La tensione di snervamento dell'acciaio è risultata essere pari a 414 MPa, con una deviazione standard di 8.04 MPa sulla base cinque provini testati secondo l'ASTM A370 [32].

4.3 Configurazione dei test

Il tipo di configurazione utilizzato nei test è di una prova a flessione su tre punti per solette semplicemente appoggiate

Tabella 2 – Risultati delle prove e valori teorici (X rappresenta la media di 3 ripetizioni)

N. Prova	Valore medio	Dev. St.	Aumento resistenza	Spostamento svernamento	Dev. St.	Spostamento ultimo	Dev. St.	Duttilità δ_u/δ_y	Valore teorico	Aumento resistenza teorico	Rapporto sperimentale e teorico
	$P_{u,avg}$			$\delta_{y,Exp.}$	-	$\delta_{u,Exp.}$	-	$(\delta_u/\delta_y)_{Ex p.}$	$P_{u,Th}$	-	$P_{u,avg}/P_{u,Th}$
	kN	kN	-	mm	mm	mm	mm	-	kN	-	-
L0X	31.83	1.90	1.00	2.38	0.09	26.40	0.33	11.09	29.95	1.00	1.06
L1X	45.01	2.36	1.41	3.81	0.11	16.12	0.19	4.23	33.12	1.11	1.36
L4X	65.30	1.26	2.05	4.63	0.15	11.57	0.20	2.50	44.22	1.48	1.48
H0X	31.01	0.98	1.00	2.46	0.08	30.71	0.41	12.50	28.89	1.00	1.07
H1X	42.00	1.03	1.35	4.32	0.12	21.81	0.16	5.05	31.93	1.11	1.32
H4X	65.76	3.97	2.12	5.42	0.09	16.79	0.21	3.10	43.25	1.50	1.52

con una luce di 1524 mm. Il test è stato eseguito utilizzando un attuatore idraulico con una capacità massima di carico di 250 kN. Il carico applicato è stato monitorato utilizzando sia un trasduttore di forza interno all'attuatore che una cella di carico esterna posta alla base di uno dei due appoggi. Tre trasduttori di spostamento (LVDT), due agli appoggi ed uno nella mezzera della soletta, hanno permesso di monitorare la freccia durante lo svolgimento della prova. Le misure di deformazione sono state eseguite utilizzando sei estensimetri applicati a coppie di due nella sezione di mezzera della trave in tre diverse altezze: due a trazione sulle barre in acciaio, due a trazione sul materiale composito e infine due a compressione per il calcestruzzo. Tutti i dati sono stati raccolti tramite un sistema di acquisizione dati "National Instruments" e visualizzati attraverso un sistema d'interfaccia video LabVIEW.

4.4 Protocollo di carico

Il carico sui provini è stato applicato e rilasciato in controllo di spostamento a una velocità di 7,5 mm/min (modalità quasi statica) in sette cicli. I primi due fino al carico di prima fessurazione del calcestruzzo, i due seguenti fino a snervamento dell'acciaio, altri due fino a raggiungere un chiaro comportamento plastico della soletta, e infine un ultimo ciclo che ha condotto alla rottura dei provini.

5. RISULTATO DELLE PROVE E DISCUSSIONE

Una sintesi dei risultati dei test sono illustrati in Tabella 2. Ciascun numero rappresenta la media delle tre ripetizioni e è riportato con la deviazione standard corrispondente.

L'incremento in termini di resistenza, definito come il rapporto tra la capacità massima delle solette rinforzate e quelle di controllo, risultata essere del 141 e 205% per solette con calcestruzzo di tipo L e 135 e 212% per solette con calcestruzzo di tipo H, rispettivamente considerando uno e quattro strati di materiale applicato (Tabella 2). L'incremento di resistenza risulta chiaramente aumentare all'aumentare del quantitativo di materiale FRCM applicato. Viceversa la duttilità, definita come il rapporto tra lo spostamento in corrispondenza della massima deformazione ammessa dal sistema e lo spostamento in corrispondenza dello snervamento delle armature metalliche, è penalizzata dall'incremento di resistenza (Tabella 2).

5.1 Quadro fessurativo a flessione e modalità di rottura

Le solette mostrano il quadro fessurativo è riportato in Figura 4.

Lo snervamento dell'acciaio nei provini di controllo è ottenuto prima che il calcestruzzo a compressione raggiunga il suo valore massimo. La Figura 4 mostra le fessure formatesi dopo il raggiungimento del carico di prima fessurazione.

In base al numero di strati applicati, le modalità di rottura, che sopraggiungono una volta snervato l'acciaio,

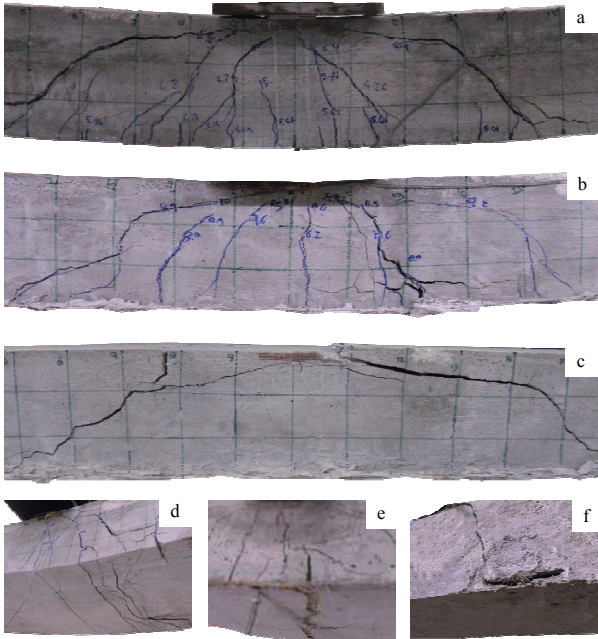


Figura 4 – Tipico quadro fessurativo

possono essere di due tipi: dovute ad uno scorrimento del tessuto all'interno della matrice cementizia (nel caso di uno strato di FRCM applicato (Figura 4b)), o dovute ad un distacco dell'FRCM dal supporto seguito da uno schiacciamento a compressione nel calcestruzzo (quattro strati di FRCM applicati (Figura 4c)).

In aggiunta, nel caso di quattro strati di FRCM, si verifica una delaminazione parziale del copriferro a causa delle elevate concentrazione degli sforzi normali e di taglio presenti all'interfaccia calcestruzzo-FRCM. Si evidenzia inoltre la formazione di alcune fessure orizzontali che si propagano in corrispondenza delle barre d'acciaio a partire dall'altezza del copriferro (Figura 4c). Una volta che il meccanismo di distacco è innescato, il carico sostenuto cala drasticamente e la soletta rinforzata segue un comportamento simile a quello del provino di controllo.

Le Figura 4d, Figura 4e e Figura 4f mostrano un confronto dei diversi quadri fessurativi presenti all'intradosso delle solette testate. Per i provini di controllo, all'aumentare del carico applicato, vi è un aumento in parallelo del livello di snervamento dell'acciaio, dell'ampiezza delle fessure e della loro profondità. Nel caso di uno strato di FRCM, il quadro fessurativo è simile a quello del provino di controllo e le fessure nell'FRCM riflettono le fessure del substrato di calcestruzzo. Diversamente per solette rinforzate con quattro strati di FRCM, le fessure diminuiscono la loro ampiezza e profondità (il quadro fessurativo si fa più fine) non continuando più a riflettere, almeno in superficie, le fessure presenti nel calcestruzzo sottostante.

5.2 Estensimetri

Figura 5a e Figura 5b riportano i valori di deformazione di due tipiche solette con calcestruzzo di tipo H e rinforzate con uno e quattro strati FRCM. I valori sono forniti dalle tre coppie di estensimetri applicati lungo la profondità della sezione della soletta. In particolare, la figura 7a rende evidente lo scorrimento del tessuto all'interno della matrice cementizia quando la soletta si avvicina alla sua capacità massima.

Per solette rinforzate con quattro strati di FRCM i valori di deformazione dopo lo snervamento risultano inferiori a quelle delle barre d'acciaio. Questo fenomeno ci conferma l'ipotesi di slittamento anche se non facilmente visibile da osservazioni superficiali (Figura 5b).

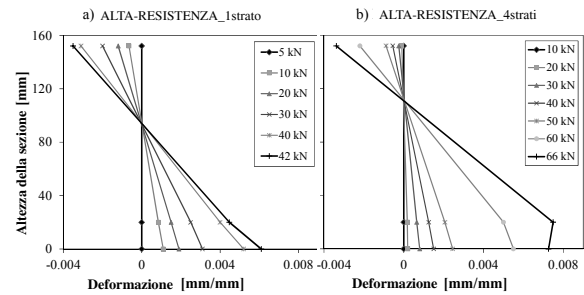


Figura 5 – Misure di deformazione

5.3 Diagramma forza-spostamento

In Figura 6a, Figura 6b e Figura 6c vengono rappresentati i diagrammi forza-spostamento nel caso di controllo, uno e quattro strati FRCM per solette gettate con calcestruzzo di tipo H. Ogni figura mostra tre curve che rappresentano le tre ripetizioni effettuate. Un'altra curva è stata generata seguendo gli algoritmi proposti all'interno dell'ACI549.4R-2013 per il calcolo della capacità teorica.

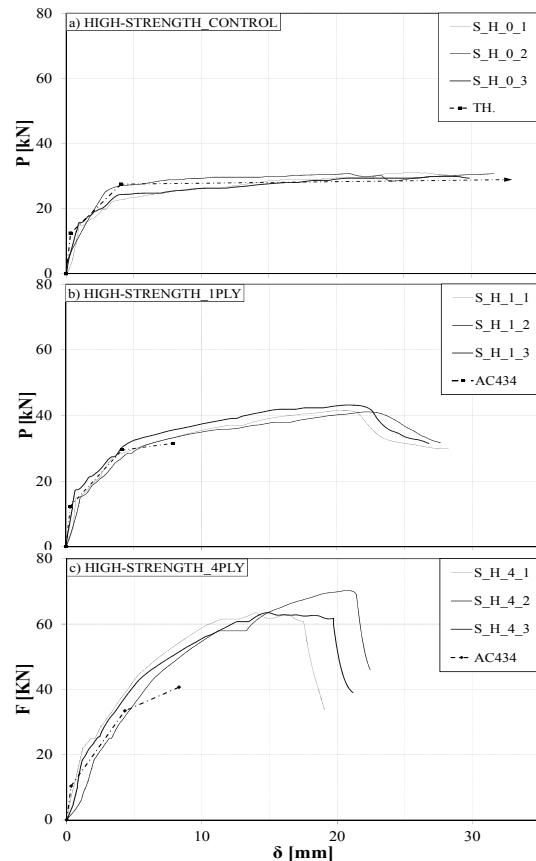


Figura 6 – Diagrammi forza-spostamento

In tutti i test, il legame tra carico e spostamento può essere considerato di tipo elastico fino al punto in cui la massima tensione di trazione nel calcestruzzo eguaglia il modulo di rottura (con un valore del carico di circa 17 kN). In questo intervallo, il contributo dell'FRCM non influenza il comportamento complessivo della sezione e la rigidità delle solette non rinforzate è paragonabile a quella delle solette rinforzate. Dopo che si è raggiunto il carico di prima fessurazione, ma prima dello snervamento, il rapporto tra carico e deformazione è da considerarsi ancora approssimativamente lineare, ma con una pendenza leggermente diversa in base ai livelli di rinforzo. Una volta raggiunto il punto di snervamento, il contributo dell'FRCM appare ancora più evidente, con un conseguente aumento della

capacità portante della sezione proporzionale alla quantità di tessuto, anche se a discapito della duttilità.

6. ANALISI DELLA SEZIONE

L'analisi teorica del comportamento delle solette rinforzate con FRCM è stata eseguita seguendo le prescrizioni di calcolo presenti nell'ACI549.4R-2013 [11] al Capitolo 10. Le seguenti ipotesi sono state prese in considerazione: a) conservazione delle sezioni piane; b) perfetta aderenza tra calcestruzzo e FRCM e, inoltre, tra matrice cementizia e tessuto di rinforzo; c) deformazione massima del calcestruzzo pari a 0,003 mm/mm e; d) legame costitutivo dell'FRCM di tipo elastico bilineare.

Un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico è stato ipotizzato per descrivere il comportamento dell'acciaio mentre per il calcestruzzo si è fatto uso di un modello alla Todeschini [33]. Le proprietà del calcestruzzo e dell'acciaio sono state ricavate dalle prove eseguite secondo le ASTM C39 [31] ASTM A370 [32]. Le armature metalliche risultano avere una resistenza a trazione di 413 MPa e rispettivo modulo di elasticità pari a 200 GPa. Per il calcestruzzo di tipo L La resistenza caratteristica a compressione è di 28,9 MPa e modulo di elasticità di 25,5 GPa, mentre 42,4 MPa e 30,4 GPa risultano essere i valori di resistenza a compressione e modulo elastico per il calcestruzzo di tipo H. Inoltre, come da ipotesi, la deformazione massima a compressione è considerata uguale a 0,003 mm/mm per entrambi i calcestruzzi.

Il calcolo della deformazione ultima del sistema di rinforzo FRCM, ε_{fd} , è ottenuta seguendo le indicazioni della ACI549.4R-2013 e, quindi, calcolata a partire dal valore medio dalle prove di trazione, effettuate secondo la AC434-2013 [10] sottraendovi una deviazione standard. Il livello di deformazione massima di progetto, ε_{fd} , del rinforzo di FRCM è limitata superiormente come da Equazione 1:

$$\varepsilon_{fd} = \varepsilon_{fu} \leq 0.012 \quad (1)$$

La resistenza di progetto del rinforzo di FRCM è calcolata secondo l'Equazione 2:

$$f_{fd} = E_f \varepsilon_{fd} \quad (2)$$

Il momento flettente sollecitante di progetto è calcolato secondo l'Equazione 3.

$$\phi_m M_n = \phi_m (M_s + M_f) \quad (3)$$

dove M_n rappresenta il valore del momento flettente nominale e M_s e M_f sono rispettivamente il contributo dell'armatura metallica e del rinforzo di FRCM. Il coefficiente di sicurezza ϕ_m è chiarito in Equazione 4:

$$\phi_m = \begin{cases} 0.90 & \text{per } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_t - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{per } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_t < 0.005 \\ 0.65 & \text{per } \varepsilon_t < \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (4)$$

dove ε_t rappresenta la deformazione effettiva dell'armatura metallica e ε_{sy} è la tensione di snervamento dell'acciaio. Tuttavia, per confrontare i risultati teorici con quelli sperimentali il coefficiente di sicurezza ϕ_m è stato considerato pari a 1,0. Per ogni livello di rinforzo usato nei test sono stati calcolati i rispettivi carichi teorici di prima fessurazione, di snervamento e rottura. Le curve sono state tracciate unitamente ai risultati sperimentali in Figura 6a, Figura 6b e Figura 6c. Le previsioni teoriche approssimano sostanzialmente bene il comportamento delle travi fino allo snervamento dell'acciaio. Dopo questo punto, i valori teorici sottostimano sia lo spostamento sia la forza effettivamente sopportate dalle solette rinforzate con FRCM. Il rapporto tra i valori teorici e quelli sperimentali sono riportati in Tabella 3.

7. CONCLUSIONI

I risultati di laboratorio dimostrano l'applicabilità e l'affidabilità tecnica degli FRCM quando usati per il rinforzo di solette in CA che lavorino a flessione. In termini di capacità

ultima, l'aumento di resistenza è risultato essere 141 e 205% per solette di calcestruzzo a bassa resistenza (L) rinforzate con uno e quattro strati di materiale FRCM; e del 135 e 212% nel caso di solette con calcestruzzo ad alta resistenza (H). In generale l'aumento della capacità ultima delle solette rinforzate con FRCM è proporzionale alla quantità di tessuto messo in opera. Viceversa la duttilità non sembra seguire lo stesso trend.

Lo studio dell'andamento delle deformazioni nella sezione di mezzera della soletta mostra come lo scorrimento delle fibre all'interno della matrice cementizia conduca a un comportamento non lineare della sezione. Questo fenomeno necessita di essere catturato da futuri algoritmi di calcolo che si propongano di ottenere un modello teorico più rappresentativo del fenomeno fisico.

Un'analisi sezionale è stata condotta in base all'ACI549.4R-2013[11] per verificare il reale livello di accuratezza nella stima della capacità ultima. Le previsioni di calcolo ottenute, basandosi sull'ipotesi di perfetta aderenza, non sono soddisfacenti sottostimando i reali effetti benefici e di miglioramento dovuti alla presenza dell'FRCM.

8. RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano la National Science Foundation (NSF) per il sostegno fornito attraverso il "Centro di ricerca per l'integrazione dei compositi nelle infrastrutture (CICI)", (assegno di ricerca numero IIP-0933537), e il partner industriale Ruredil SpA, San Donato Milanese, Italia.

9. SIMBOLOGIA

- A_f = area della fibra per unità di larghezza, mm²/mm
- A_s = area delle armature metalliche in trazione, mm² (in.²)
- E_2 = pendenza della porzione lineare del diagramma sforzo-deformazione per FRCM, MPa
- E_c = modulo di elasticità del calcestruzzo, GPa
- E_f = modulo di elasticità dell'FRCM con matrice fessurata, GPa
- E_f^* = modulo di elasticità dell'FRCM con matrice non fessurata, GPa
- M_f = contributo dell'FRCM al momento nominale, N-mm
- M_n = momento nominale, N-mm
- M_s = contributo dell'armatura metallica al momento nominale, N-mm
- d = altezza utile della sezione, mm
- f_c = resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo, MPa
- f_c' = resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo, MPa
- f_{ft} = resistenza dell'FRCM nel punto di transizione nel diagramma sforzo-deformazione, MPa
- f_{fu} = resistenza ultima del rinforzo di FRCM, MPa
- f_y = resistenza allo snervamento delle armature longitudinali, MPa
- n = numero di strati del rinforzo di FRCM
- ε_c = deformazione del calcestruzzo al lembo compresso, mm/mm
- ε_{fd} = deformazione di progetto del rinforzo di FRCM, mm/mm
- ε_{fu} = deformazione ultima del rinforzo di FRCM, mm/mm
- ε_{sy} = deformazione di snervamento dell'armatura metallica, mm/mm
- ϕ_m = coefficiente di sicurezza.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Nanni, A. (1995). "Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement: examples from Japan," Concrete International: Design and Construction, 17(6), 22-25.

- [2] Nanni, A. (1997). "Carbon FRP strengthening: new technology becomes mainstream," *Concrete International: Design and Construction*, 19(6), 19-23.
- [3] Fib bulletin 14 (2001). "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures," Technical Report, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland.
- [4] Al-Salloum, Y.A., Elsanadedy, H.M., Alsayed, S.H., and Iqbal, R.A. (2012). "Experimental and numerical study for the shear strengthening of reinforced concrete beams using textile-reinforced mortar," *Journal of Composites for Construction*, 16(1), 74-90.
- [5] Ombres, L. (2011). "Flexural analysis of reinforced concrete beams strengthened with a cement based high strength composite material" *Composite Structure*, 94(1), 143-155.
- [6] Triantafyllou, T.C. and Papanicolaou, C.G. (2006). "Shear strengthening of reinforced concrete members with textile reinforced mortar (TRM)," *Materials and Structures*, 39(1), 93-103.
- [7] Gencoglu, M. and Mobasher, B. (2007). "Monotonic and cyclic flexural behavior of plain concrete beams strengthened by fabric-cement based composites," *Proc. 3rd International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC 2007)*, Editor: Zingoni, A., September 10-12, Cape Town, South Africa, 1961-1966.
- [8] Nanni, A. (2012). "FRCM strengthening – a new tool in the concrete and masonry repair toolbox," *Concrete International. Design and Construction*, 34(4), 43-49.
- [9] D'Ambrisi, A. and Focacci, F. (2011). "Flexural strengthening of RC beams with cement based composites," *Journal of Composites for Construction*, 15(5), 707-720.
- [10] AC434 (2013). "Proposed acceptance criteria for masonry and concrete strengthening using fiber-reinforced cementitious matrix (FRCM) composite systems," ICC-Evaluation Service, Whittier, CA.
- [11] ACI Committee 549 (in preparation). "Design and construction guide of externally bonded FRCM systems for concrete and masonry repair and strengthening," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [12] Weiland, S., Ortlepp, R., Brückner, A., and Curbach, M. (2007). "Strengthening of RC structures with textile reinforced concrete," *ACI SP-244-10, [Thin fiber and textile reinforced cementitious systems,]* 157-172.
- [13] Arboleda, D., Loreto, G., De Luca, A., and Nanni, A. (2012). "Material characterization of fiber reinforced cementitious matrix (FRCM) composite laminates," *Proc., 10th International Symposium on Ferrocement and Thin Reinforced Cement Composite*, Editor: Rivas, H.W., Seoane, L.P., and Castro, I.G., October 12-17, Havana, Cuba, 29-37.
- [14] Contamine, R., Si Larbi, A., and Hamelin, P. (2011). "Contribution to direct tensile testing of textile reinforced concrete (TRC) composites," *Materials Science and Engineering: A*, 528(29–30), 8589-8598.
- [15] Silva, FdA., Mobasher, B., and Toledo Filho, R.D. (2000). "Cracking mechanisms in durable sisal fiber reinforced cement composites," *Cement and Concrete Composites*, 31(10), 721-730.
- [16] Mobasher, B. (2012). [Mechanics of fiber and textile reinforced cement composites,] CRC press, Taylor and Francis Group, Boca Raton, FL.
- [17] Brückner, A., Ortlepp, R., and Curbach, M. (2006). "Textile reinforced concrete for strengthening in bending and shear," *Materials and Structures*, 39(8), 741-748.
- [18] Ortlepp, R., Ortlepp, S., and Curbach, M. (2004). "Stress transfer in the bond joint of subsequently applied textile reinforced concrete strengthening," *Proc., 6th International RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC)*, Editor: Di Prisco, M., Felicetti, R., and Plizzari, G.A., September 20-22, Varenna, Italy, 1483 - 1494.
- [19] Ortlepp, R., Hampel, U., and Curbach, M. (2006). "A new approach for evaluating bond capacity of TRC strengthening," *Cement and Concrete Composites*, 28(7), 589-597.
- [20] Badanoiu, A. and Holmgren, J. (2003). "Cementitious composites reinforced with continuous carbon fibers for strengthening of concrete structures," *Cement and Concrete Composites*, 25(3), 387-394.
- [21] Banholzer, B. (2004). "Bond behavior of a multi-filament yarn embedded in a cementitious matrix," PhD dissertation, RWTH Aachen University, Aachen, Germany.
- [22] Zastrau, B., Lepenies, I., and Richter., M. (2008). "On the multi scale modeling of textile reinforced concrete," *Technische Mechanik*, 28(1), 53-63.
- [23] Voss, S. and Hegger, J. (2006). "Dimensioning of textile reinforced concrete structures," *Proc., 1st International RILEM Symposium on Textile Reinforced Concrete*, RILEM, Editor: Hegger, J., Brameshuber, W., and Will, N., September 5-7, Aachen, Germany, 151–160..
- [24] Hartig, J., Häubler-Combe, U., and Schicktan, K. (2008). "Influence of bond properties on the tensile behavior of textile reinforced concrete," *Cement and Concrete Composites*, 30(10), 898-906.
- [25] Hegger, J., Will, N., Bruckermann, O., and Voss, S. (2006). "Load-bearing behavior and simulation of textile reinforced concrete," *Materials and Structures*, 39(8), 765-776.
- [26] Soranakom, C. and Mobasher, B. (2009) "Geometrical and mechanical aspects of fabric bonding and pullout in cement composites," *Materials and Structures*, 42(6), 765-777.
- [27] Wiberg, A. (2003). "Strengthening of concrete beams using cementitious carbon fiber composites," PhD dissertation, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- [28] Curbach, M., Ortlepp, R., and Triantafyllou, T. C. (2006). [TRC for rehabilitation,] Report of RILEM TC 201-TRC, [Textile Reinforced Concrete - State-of-the-Art], Editor: Brameshuber, W., RILEM, 221-236.
- [29] Ombres, L. (2009). "Failure modes in reinforced concrete beams strengthened with PBO fiber reinforced cementitious mortars (FRCM)," *Proc., 9th International Symposium on Fibre Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-9)*, Editor: Oehlers, D.J., Griffith, M.C., and Seracino, R., July 13-15, Sydney, Australia.
- [30] Ombres, L. (2012). "Debonding analysis of reinforced concrete beams strengthened with fibre reinforced cementitious mortar," *Engineering Fracture Mechanics*, 81, 94-109.
- [31] ASTM C39/C39M (2012). "Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens," ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [32] ASTM A370 (2012). "Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products," ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [33] Todeschini, C., Bianchini, A., and Kesler, C. (1964). "Behavior of concrete columns reinforced with high strength steels," *Journal of American Concrete Institute*, 61(6), 701-716.

VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DI TELAI IN C.A. SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE

Francesco Micelli, Leandro Candido, Marianovella Leone, Maria Antonietta Aiello

Dipartimento di Ingegneria dell'Innovazione, Università del Salento

SOMMARIO

Nella progettazione antisismica, la stima della rigidezza effettiva degli elementi in calcestruzzo armato (c.a.) gioca un ruolo determinante quando si adottano metodi di analisi lineare. Il presente studio vuole evidenziare come le NTC08 e l'EC8 non tengano conto di tutti i parametri che influenzano la determinazione della rigidezza effettiva ed in taluni casi possono risultare non conservativi, specialmente nei telai in cui l'effetto P- Δ può divenire significativo. Il presente studio mira ad investigare l'influenza dei fattori essenziali per il calcolo della rigidezza effettiva di telai in c.a. soggetti ad azioni sismiche. A tal fine sono stati esaminati cinque differenti approcci tratti dalla letteratura scientifica e da norme internazionali di progettazione. Si è fatto riferimento ad un edificio reale in c.a. per il quale è stata studiata e discussa l'importanza delle seguenti variabili: quantità di armatura longitudinale, entità del carico assiale applicato, resistenza a compressione del calcestruzzo e tipologia di trave. Sono stati poi valutati gli eventuali effetti del secondo ordine da analisi eseguite allo Stato Limite Ultimo per azioni sismiche e gli spostamenti di piano per le verifiche allo SLD. I risultati delle analisi portano a concludere che la rigidezza effettiva è particolarmente sensibile al rapporto geometrico di armatura ed è assoggettata ad una soglia superiore del 50%, per i pilastri con basso rapporto di carico assiale. Infine, si mostrerà che in alcuni casi le due normative tendono a sottostimare gli effetti del secondo ordine nell'analisi sismica allo SLU.

EFFECTIVE STIFFNESS OF REINFORCED CONCRETE FRAMED STRUCTURES UNDER SEISMIC LOADS

SUMMARY

The Italian NTC08 and Eurocode 8 do not take into account all the structural parameters affecting the effective stiffness of structural members in seismic design and this may not be on the safe side when a linear analysis is performed and if second-order P- Δ effects may occur. This paper presents a study on the factors influencing the effective stiffness of R/C (Reinforced Concrete) beams, columns and walls under seismic forces. Five different approaches are adopted in order to evaluate the effective stiffness of R/C members, in accordance with the scientific literature and some international design codes. Furthermore, the paper discusses the outcomes of a parametric analysis performed on an actual R/C building and analyses the main variables, namely reinforcement ratio, axial load ratio, concrete compressive strength and type of beams. The second-order effects were also investigated and the resulting displacements related to the Damage Limit State under seismic loads are discussed. Although the effective stiffness increases with steel ratio, the analytical results show that the limit of 50% of the initial stiffness turns out to be the upper bound for small values of axial-load ratio, rather than a lower bound as indicated by both NTC08 and EC8. As a result, in some cases the current Italian and European provisions tend to underestimate the second-order P- Δ effects, when the seismic Damage Limit State is investigated.

1. STATO DELL'ARTE E OBIETTIVI DI RICERCA

La progettazione sismica di strutture intelaiate ordinarie è normalmente condotta per mezzo di analisi lineari i cui esiti dipendono fortemente dai valori assunti per le rigidezze effettive degli elementi strutturali. Tale procedura è accettabile benché trascuri gli effetti di fenomeni tempo-dipendenti, come ritiro e scorrimento viscoso, e della fessurazione progressiva.

Sebbene diversi lavori tratti dalla letteratura scientifica suggeriscano una attenta valutazione della rigidezza effettiva degli elementi in c.a. in condizioni sismiche, le NTC08 [1] e l'EC8 [2] forniscono istruzioni che appaiono molto

semplistiche. Infatti, le NTC08 consentono ai progettisti di operare, come stima per la rigidezza effettiva degli elementi, una riduzione del 50% della rigidezza riferita alla sezione integra. L'EC8 suggerisce di assumere lo stesso valore di rigidezza fessurata in assenza di analisi non-lineari più accurate. L'approccio descritto può essere migliorato sotto alcuni aspetti. Innanzitutto le normative citate non distinguono la stima delle rigidezze effettive degli elementi a seconda dello Stato Limite di progetto (SLU o SLD per azioni sismiche). Inoltre, non vi è differenza di trattamento tra travi e pilastri. Infine sono completamente trascurati alcuni parametri tra i più

influenti sulla corretta determinazione della rigidità effettiva.

Altre normative e linee guida internazionali offrono indicazioni più specifiche per l'assegnazione di una rigidità ridotta agli elementi di un edificio in c.a. quando è progettato in condizioni sismiche. Le norme neozelandesi, ad esempio, hanno subito una graduale evoluzione, come riportato in [3]. Esse sono denominate NZS 3101 [4] e forniscono valori di rigidità effettiva sia per lo stato limite di esercizio che per quello ultimo per le diverse tipologie di elemento strutturale. Le norme americane ACI-318 [5] offrono raccomandazioni di progetto per entrambi gli stati limite di esercizio e di collasso ed anche le FEMA 356 [6] includono espressioni differenziate per tipologia di elemento strutturale. Al contempo, le norme canadesi della CSA [7] attribuiscono valori specifici per la riduzione di rigidità degli elementi strutturali.

D'altro canto, le norme NZS 3101 forniscono istruzioni dettagliate per i pilastri che godono di un alto livello di protezione nei confronti della formazione di cerniere plastiche allo SLU ma non dicono nulla circa la riduzione di rigidità a taglio. Le FEMA 356 forniscono, invece, indicazioni circa la rigidità assiale degli elementi oltreché quella flessionale. Infine, la maggior parte delle normative extra-europee trattano il tema delle travi di accoppiamento, suggerendo valori di rigidità flessionale e tagliante ridotti. Per quanto riguarda le pareti, la distinzione tra condizione fessurata e non fessurata è trattata, ad esempio, nelle ACI-318.

La letteratura scientifica riporta pochi contributi sul tema della rigidità di pareti fessurate lungo la loro altezza ([8]-[10]). Il calcolo della rigidità degli elementi nelle zone fessurate è affrontato con approccio sperimentale in [11]-[19].

Recentemente Khuntia e Ghosh [20] hanno introdotto come parametro il rapporto geometrico di armatura e quindi proposto formule per il calcolo della rigidità effettiva EI_{eff} dei pilastri in c.a. soggetti a carichi sismici ed espressioni semplificate per le travi in c.a. realizzate rispettivamente con calcestruzzi di normale o alta resistenza. Sulla base di test di laboratorio anche Elwood ed Eberhard [21] hanno indicato valori per la riduzione di rigidità di pilastri in c.a. a sezione rettangolare appartenenti a strutture in c.a. soggette a carichi sismici. Sempre in [21] viene proposta una relazione valida sia per pilastri circolari che rettangolari, indipendentemente al rapporto geometrico di armatura. Kumar e Singh [22] hanno inoltre analizzato la differenza tra classi di calcestruzzo normali e ad alta resistenza.

Nel presente studio sono state elaborate analisi numeriche per un edificio multipiano applicando cinque approcci differenti per il calcolo delle rigidità effettive, tratti dalla letteratura scientifica e dai codici normativi internazionali citati. In particolare i modelli adottati sono: NTC08/EC8; NZS-3101; Khuntia e Ghosh; Elwood e Eberhard; Kumar e Singh. Tali modelli sono riportati nelle Tabelle 1 e 2.

2. ANALISI STRUTTURALE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Per le analisi in questione è stato scelto un edificio a 6 piani fuori terra, situato in area ad elevata pericolosità sismica, a pianta rettangolare (31.0 m x 22.5 m). L'edificio è simmetrico rispetto agli assi baricentrici, se si trascura una piccola eccentricità rispetto al piano medio verticale lungo la direzione più lunga, dovuta alla posizione delle scale e di un vano ascensore. Il lato lungo dell'edificio è allineato all'asse orizzontale, definito tramite l'ascissa x del sistema di

riferimento globale, mentre il lato corto è allineato lungo l'asse verticale y, come illustrato in Figura 1. I solai sono a nervature monodirezionali in latero-cemento con travetti orientati lungo l'asse y; l'edificio ha un'altezza di interpiano di 3.80 m al piano terra e di 3.00 m ai piani superiori. La tromba delle scale e il vano ascensore sono realizzati con pareti in c.a. La struttura è a telai sismo-resistenti progettata in classe di duttilità Bassa (CDB) secondo le NTC08 e l'EC8. Nell'analisi sismica i solai sono considerati infinitamente rigidi nel loro piano attraverso un vincolo di tipo diaframma. Vi sono 3 pareti e 44 colonne con interasse di 4/5 metri lungo x e di 4.5 m lungo y. La sezione dei pilastri è quadrata di lato 500 mm per i primi tre livelli, 400 mm per il quarto e 300 mm per i due livelli superiori.

Tabella 1 – Normative: rigidità effettiva di elementi in c.a. allo SLU

Codice Normativo	Elemento	Condizione	Rigidità flessionale	Rigidità tagliante
			$f_y = 400 \text{ MPa}$ ($f_v = 500 \text{ MPa}$)	-
NZS 3101	Trave	Rettangolare	$0.4 E_{40\text{MPa}} I_g$ ($0.32 E_{40\text{MPa}} I_g$)	-
		Pilastro	$0.80 I_g$ ($0.80 I_g$)	-
		$\eta > 0.5$ $\eta = 0.2$ $\eta = 0.0$	$0.55 I_g$ ($0.50 I_g$) $0.40 I_g$ ($0.30 I_g$)	- - -
NTC08/EC8			$0.5 E I_g$	$0.5 G A_g$

Tabella 2 – Letteratura: rigidità effettiva di elementi in c.a.

Modello di Khuntia & Gosh (2004) [20]	
$EI_{eff} = E_c I_g (0.80 + 0.25 \rho_c) \left(0.30 + 0.5 \frac{P}{P_u} \right) \leq E_c I_c, \geq E_c I_{beam}$	
$EI_e = E_c I_g (0.10 + 25 \rho_b) \left(1.2 - 0.2 \frac{b}{h} \right) \leq 0.6 E_c I_g$	
$EI_{eff} = E_c I_g (0.10 + 25 \rho_b) \left(1.2 - 0.2 \frac{b}{h} \right) (1.15 - 4 \cdot 10^{-5} f_c) \leq 0.6 E_c I_g$	
Limitazioni e condizioni: $(1.2 - \frac{0.2b}{h}) \leq 1, P_u = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$	
Modello di Elwood & Eberhard (2009) [21]	
$\frac{EI_{eff}}{EI_g} = \frac{0.45 + 2.5 \eta}{[1 + 110(\phi_r/D)(D/a)]} \leq 1.0 \text{ \& } \geq 0.2$	
valida per colonne circolari e rettangolari	
Modello di Kumar & Singh (2010) [22]	
CLS normale	$\frac{E_c I_{eff}}{E_c I_g} = \begin{cases} 0.35 \text{ se } \eta \leq 0.2 \\ 0.175 + 0.875 \eta \text{ se } 0.2 \leq \eta \leq 0.6 \\ 0.7 \text{ se } \eta \geq 0.6 \end{cases}$
CLS ad alta resistenza	$\frac{E_c I_{eff}}{E_c I_g} = \begin{cases} 0.35 \text{ se } \eta \leq 0.1 \\ 0.24 + 1.1 \eta \text{ se } 0.1 \leq \eta \leq 0.6 \\ 0.9 \text{ se } \eta \geq 0.6 \end{cases}$

in cui:

f_y è la tensione di snervamento delle barre;

f'_c è la resistenza caratteristica del calcestruzzo;

I_g è il momento di inerzia della sezione non fessurata;

E_c è il modulo elastico del calcestruzzo e $E_{40\text{MPa}}$ il modulo corrispondente ad un CLS con $f'_c = 40\text{MPa}$; EI_{eff} è la rigidità effettiva;

G è il modulo elastico tagliante;

h è l'altezza, b la larghezza ed A_g l'area della sezione;

P è il carico assiale agente e P_u quello ultimo a compressione;

$\eta = P/A_g f'_c$ è l'azione assiale normalizzata;

ρ_c è il rapporto geometrico di armatura nella colonna e ρ_b nel pilastro;

ϕ_r è il diametro delle barre e A_{st} è l'area delle staffe;

D è il diametro di un pilastro circolare o l'altezza della sezione.

L'accelerazione spettrale è calcolata in conformità con le NTC08 e l'EC8 (2005). Lo spettro elastico è assunto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita nel sito dell'edificio (uso residenziale/uffici), per uno smorzamento del 5%, topografia regolare e tipo di suolo di categoria B, che implica un coefficiente di amplificazione dello spettro pari a 1.2. Il valore dell'accelerazione al suolo è pari ad $a_g = 0,25g$ e $a_g = 0,10g$ rispettivamente per lo SLV e lo SLD. Lo spettro di progetto è stato ottenuto a partire da quello elastico le cui ordinate sono divise per il fattore di struttura q : $q = q_0 K_R = 3,0 \alpha_u / \alpha_1 K_R = 3,0 \times 1,3 \times 1,0 = 3,9$. Sulla base delle assunzioni fatte, è stato condotto uno studio parametrico con lo scopo di testare la risposta della struttura, simulata applicando i 5 modelli di rigidezza effettiva, per mezzo di una analisi dinamica lineare con spettro di progetto.

Sono state prese in considerazione le seguenti variabili: geometria delle travi; resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo; rapporto geometrico di armatura; sforzo assiale normalizzato. Le tipologie di travi sono suddivise in due classi: emergenti/rialate (in figura deep/ordinary) e in spessore di solaio/piatte (in figura flat/wide). La validità del presente studio non è estesa a travi alte, ovvero con altezza significativamente maggiore dello spessore del solaio.

Per le travi emergenti si è scelta una sezione del tipo 300 x 400 mm, mentre per le travi piatte si è considerata una sezione tipo 700 x 250 mm. Per quanto attiene il calcestruzzo sono state prese in considerazione due differenti classi: C20/25 e C45/55. In tutti i casi si è assunto un copriferro di 3 cm. Sono inoltre stati considerati due valori di rapporto geometrico di armatura nei pilastri: rispettivamente 1% e 2%. Questo parametro entra in gioco nella sola formulazione di Khuntia e Ghosh per il calcolo della rigidezza effettiva. Non sono stati adottati link rigidi per i giunti trave-colonna.

La valutazione di rigidezza effettiva deve inoltre prendere in considerazione la distinzione tra SLU e SLD. Tuttavia, nello specifico caso in esame non vi sono notevoli differenze tra i risultati di entrambe le analisi effettuate con rigidezze ridotte agli stati limite ultimo e di danno. Infatti, le accelerazioni spettrali corrispondenti ai primi modi di vibrare hanno ordinate quasi sovrapposte e le masse in gioco, che incidono sul carico negli elementi verticali, sono le stesse. Inoltre, solo il modello NZS 3110, tra quelli considerati nelle analisi, fornisce esplicitamente valori differenti di rigidezza in funzione dello Stato Limite considerato.

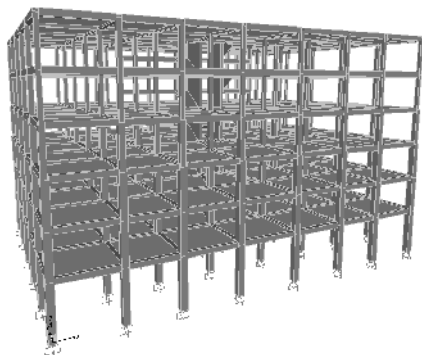


Figura 1 – Modello di calcolo dell'edificio in esame

2.1 Influenza della resistenza del CLS a compressione

Lo studio parametrico, come detto, considera i due valori

di f_c' pari a 20 e 45 MPa rispettivamente. Per i pilastri, lo sforzo assiale normalizzato varia tra 0.05 e 0.25; i risultati ottenuti con i differenti modelli di rigidezza ridotta mostrano che nell'intervallo in questione l'influenza del calcestruzzo è modesta e che il valore di rigidezza effettiva $EI_{eff}/E_c I_g$ si riduce leggermente per valori crescenti di f_c' , come mostrato in Figura 2. Tale risultato concorda con quanto trovato da Kumar e Singh, ovvero che la rigidezza effettiva abbia una complessa dipendenza non lineare dalla resistenza caratteristica del calcestruzzo a compressione. Infatti, nell'intervallo di valori di η contenuti tra 0.4 e 0.7, il rapporto tra rigidezza effettiva ed iniziale cresce vistosamente con f_c' a conferma di quanto riportato da Khuntia e Ghosh ed Elwood ed Eberhard. Per valori inferiori di carico assiale, invece, l'influenza di f_c' è piuttosto ridotta e di segno contrario (il suddetto rapporto decresce con valori crescenti di f_c'). Per bassi valori del carico assiale, in effetti, la crisi della sezione è governata dallo snervamento delle barre di armatura; perciò, la rigidezza effettiva può essere definitivamente considerata poco sensibile alla resistenza del calcestruzzo. Inoltre, anche per valori molto alti di carico assiale si può constatare un'influenza marginale. Le NTC08, tuttavia, impongono una limitazione sul carico assiale nei pilastri: quando η non supera il valore di 0.65, l'influenza della resistenza a compressione del calcestruzzo è bassa e il rapporto di rigidezza effettiva su quella iniziale si riduce leggermente o rimane quasi costante al crescere di f_c' . Nel caso in questione, il modello meno sensibile alla resistenza a compressione del calcestruzzo risulta essere quello di Kumar e Singh, che è l'unico a fornire per i pilastri valori differenti per calcestruzzi normali o ad alta resistenza. Per le travi, tutti i modelli analizzati sono liberi da qualsiasi dipendenza dalla classe di calcestruzzo, eccetto per Khuntia e Ghosh. In questo caso, maggiore è la resistenza caratteristica f_c' , minore è il rapporto di rigidezza effettiva. La Figura 2 riporta i diagrammi delle osservazioni più significative.

2.2 Influenza del tipo di trave

L'influenza del tipo di trave è stata studiata adottando due diversi tipi di travi 'basse', quelle emergenti (sezione $b \times h = 300 \times 400$ mm) e quelle piatte ($b \times h = 700 \times 250$ mm); le travi di accoppiamento hanno sezione rettangolare 400×250 mm.

Non si osservano differenze apprezzabili sulla rigidezza effettiva dei pilastri dovute al tipo delle travi. Solo il modello di Elwood e Eberhard ha mostrato un modesto effetto, tuttavia, che dipende dal rapporto D/a tra la profondità della sezione della colonna nella direzione del carico e la luce di taglio. Perciò, nel caso di travi in spessore, specialmente ai piani inferiori, c'è una riduzione di luce di taglio delle colonne rispetto al caso di travi emergenti, il che comporta valori crescenti del rapporto D/a e di conseguenza valori decrescenti per la rigidezza effettiva. Come per i pilastri, tutti i modelli portano a valori identici per le travi rialate e per quelle piatte, tranne il modello di Khuntia e Ghosh. Quest'ultimo include il rapporto b/h tra lo spessore della sezione e la sua profondità effettiva. In questo caso, un aumento di b/h è accompagnato da una riduzione del rapporto di rigidezza effettiva su quella iniziale, cioè la rigidezza delle travi piatte è maggiormente ridotta rispetto a quella di travi rialate (di circa il 50%). In Figura 3 si può apprezzare la differenza tra i valori di rigidezza efficace ottenuti adottando i modelli utilizzati per il caso di travi piatte (700 x 250 mm).

2.3 Influenza del rapporto geometrico di armatura

Le NTC08 prescrivono per l'armatura longitudinale nei pilastri una quantità contenuta nell'intervallo 0.01-0.04A_g. Tuttavia, nella pratica del progetto in CD-B si mantiene il suddetto rapporto entro il 2.5% per evitare la congestione delle armature. Pertanto, nel presente lavoro si è scelto di adottare due valori di percentuale geometrica di armatura $\rho = 1\%$ e 2% .

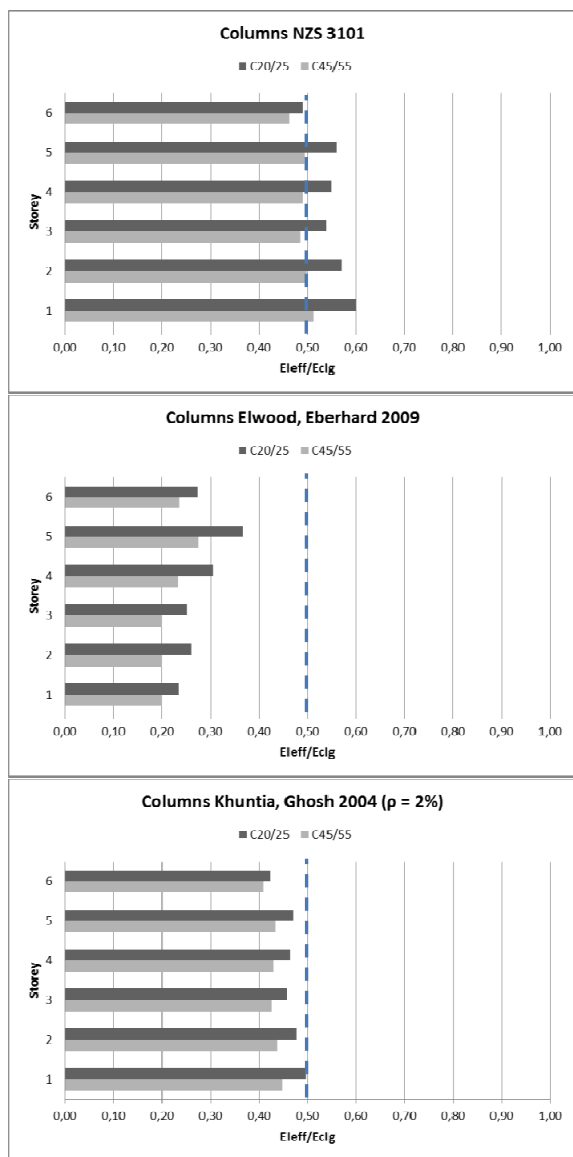


Figura 2 – Rigidezza efficace pilastri in funzione di f_c'

L'influenza del rapporto geometrico di armatura nei pilastri è stata valutata sfruttando il modello di rigidezza effettiva proposto da Khuntia e Ghosh. Gli altri modelli non prendono in considerazione il suddetto parametro. Sia nel modello a travi emergenti che in quello a travi in spessore di solaio, realizzati con calcestruzzi di classe bassa o alta, un incremento del rapporto geometrico di armatura porta ad un significativo incremento della rigidezza effettiva dei pilastri.

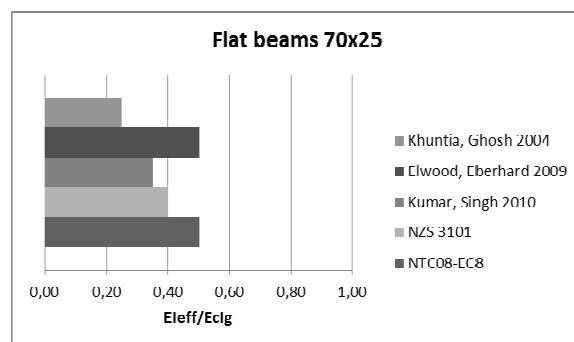


Figura 3 – Rigidezza efficace travi piatte (70 x 30 cm)

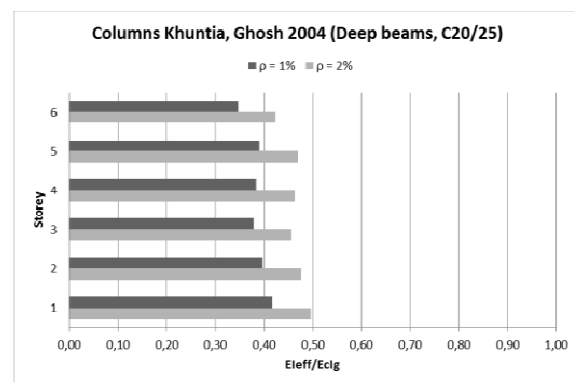


Figura 4 – Rigidezza efficace travi emergenti (40 x 30 cm), C20/25

La Figura 4 riporta i valori ottenuti per le travi ricalate e C20/25. Lo stesso apprezzabile incremento di rigidezza dovuto ad un ridotto incremento di quantitativo di armatura si verifica nel caso di travi piatte. Si osserva che l'influenza del rapporto geometrico di armatura non rileva per tutti i possibili valori del carico assiale. Per $\eta < 0.4$ come richiesto dalle NTC08, la crisi della sezione è governata dallo snervamento delle barre d'acciaio; l'influenza del rapporto geometrico di armatura è maggiore che per i valori di η compresi tra 0.4 e 0.7. Per valori molto alti di carico assiale ($\eta \geq 0.7$), il rapporto geometrico di armatura risulta determinante, ma tali valori di forza assiale sono di scarsa rilevanza per la pratica corrente.

3. DISCUSSIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI

I risultati analitici ottenuti con i differenti modelli di rigidezza efficace per i pilastri sono illustrati in Figura 5 nella situazione più significativa. Nel caso di calcestruzzi a basse resistenze la rigidezza effettiva prescritta per i pilastri dalle NZS 3101 è maggiore, in media, del 10% sui piani superiori ($0.55E_cI_g$) e del 20% al primo piano ($0.60E_cI_g$) rispetto al limite di $0.50E_cI_g$ prescritto da NTC08 e EC8. Ciò non vale per l'ultimo piano dove si riscontra un valore di rigidezza confrontabile. Per calcestruzzi ad alte resistenze, le indicazioni contenute nelle NZS 3101 sono allineate con quelle fornite da NTC08 e EC8 in termini di rigidezza effettiva, eccetto un valore leggermente inferiore per l'ultimo livello dovuto al ridotto carico assiale nei pilastri. Allo stesso modo, nel caso di calcestruzzo a bassa resistenza, il modello di Khuntia e Ghosh fornisce valori di rigidezza pari a quelli delle NTC08 ed EC8 solo al primo piano e per una percentuale di armatura . Al contrario, negli altri casi si registrano valori inferiori,

specialmente se si adotta un $\rho = 1\%$. Nella fattispecie i valori di rigidezza effettiva si riducono del 10÷15% rispetto a quelli indicati da NTC08 e EC8. I valori di rigidezza effettiva sono risultati, infatti, pari a $0.40E_cI_g$ e $0.35E_cI_g$ rispettivamente per la classe C20/25 e C45/55. Un valore residuo di rigidezza, pari a $0.35E_cI_g$, è ottenuto per i pilastri adottando la formulazione suggerita da Kumar e Singh (per le due classi di calcestruzzo). Con riferimento alle colonne, il modello di Elwood e Eberhard è risultato essere il più conservativo. Per i calcestruzzi a basse resistenze si è ottenuta una rigidezza effettiva pari a $0.25E_cI_g$ (valida per i primi tre livelli), che tende a crescere nei livelli superiori (fino a circa $0.35E_cI_g$) per poi decrescere all'ultimo livello. Questa variazione lungo l'altezza dell'edificio è dovuta all'effetto della luce di taglio dei pilastri sulla relazione di rigidezza di Elwood e Eberhard ed all'influenza del carico assiale normalizzato η . A meno di piccole differenze numeriche, le medesime considerazioni trovano applicazione per i calcestruzzi ad alte resistenze. Le raccomandazioni neozelandesi e la letteratura scientifica, tuttavia, concordano nell'attribuire valori più bassi di rigidezza alle colonne posizionate lungo i bordi e gli angoli della struttura. Questo aspetto è invece totalmente trascurato dalle normative italiana ed europea, che propongono un unico valore di rigidezza ridotta per tutti gli elementi. Riguardo al rapporto di rigidezza effettiva su rigidezza iniziale (EI_{eff}/E_cI_g) la Figura 6 riporta un confronto tra i differenti modelli in funzione del carico assiale normalizzato (η), per entrambe le classi di calcestruzzo.

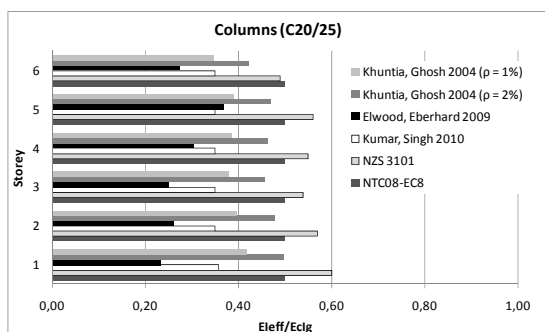


Figura 5 – Confronto di rigidezza pilastri secondo i modelli adottati

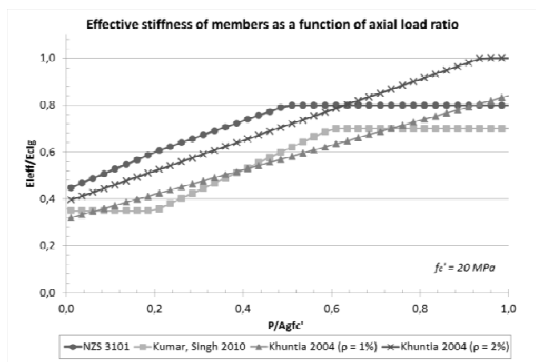


Figura 6 – Rigidezza efficace pilastri in funzione di

E' opportuno osservare nelle figure che, per bassi valori di carico assiale ($\eta \leq 0.31$ e $\eta \leq 0.37$) rispettivamente per classi di

duttilità alta e bassa secondo le NTC08), i modelli analizzati mostrano, per le sezioni fessurate, valori più bassi di rigidezza del limite inferiore del 50%. Con riferimento alle travi, tutti i modelli forniscono valori inferiori di rigidezza rispetto a quelli suggeriti da NTC08 e EC8. Le NZS 3101 assumono un valore costante ($0.40E_cI_g$) per le travi, mentre il modello di Kumar e Singh comporta un valore di rigidezza effettiva pari a $0.35E_cI_g$ sia per travi emergenti che a spessore, e per entrambe le classi di calcestruzzo. Il modello di Khuntia e Ghosh, invece, mostra una riduzione di rigidezza effettiva che incrementa all'aumentare del rapporto b/h . Pertanto le travi piatte esibiscono una riduzione di rigidezza maggiore rispetto alle travi emergenti. Inoltre, nel caso specifico delle colonne, un incremento di f_c comporta una riduzione sul rapporto di rigidezza effettiva. In particolare, per le travi piatte e classe di calcestruzzo elevata si ha un valore minimo di $0.20E_cI_g$, mentre per le travi ricalate e classe di calcestruzzo bassa si ha un valore massimo di $0.40E_cI_g$.

I risultati delle analisi consentono di quantificare gli effetti di secondo ordine $P-\Delta$, li dove occorrenti a causa della rigidezza ridotta. Le NTC08 e l'EC8 consentono di trascurare le non-linearità di tipo geometrico quando – ad ogni piano – il rapporto seguente non supera il 10%:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h_f} = 0.10 \quad (1)$$

dove P è il carico totale verticale applicato al livello della struttura nella progettazione sismica; d_r è lo spostamento di interpiano normalizzato tra due piani successivi; V è il taglio totale alla base del piano in questione; h_f è l'altezza di interpiano tra il livello in esame e quello sottostante.

Gli spostamenti d_E sotto le azioni sismiche allo SLU sono ottenuti moltiplicando il valore d_{Ee} (ottenuto da una analisi lineare, dinamica o statica) per il fattore μ_d come segue:

$$d_r = d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad (2)$$

dove d_r è lo spostamento nella condizione sismica di progetto allo SLU; d_{Ee} è lo spostamento determinato tramite una analisi lineare; e μ_d dipende dalle frequenze naturali della struttura e dallo spettro sismico, facilmente calcolabile secondo le NTC08 o l'EC8. Se θ è compreso tra 0.1 e 0.2, gli effetti delle non-linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando l'effetto delle azioni orizzontali di un fattore pari a $1/(1 - \theta)$, mentre quando θ è compreso tra 0.2 e 0.3 è necessario effettuare una analisi numerica non-lineare; θ non può mai superare il valore di 0.3. Nel presente studio, θ è valutato attraverso analisi numeriche eseguite sulla base dei parametri strutturali già introdotti e utilizzando i modelli di rigidezza effettiva proposti per travi e pilastri. Lo spostamento d_r è stato monitorato con la finalità di determinare se, e in che misura, le NTC08 e l'EC8 possano sottostimare gli effetti della non-linearità geometrica rispetto ad altri codici normativi.

I risultati di tali analisi sono riportati in Figura 7 e sono relativi al caso più severo di calcestruzzo di bassa resistenza e per azioni sismiche agenti con prevalenza rispettivamente nelle direzioni x e y . Nel caso di classe di calcestruzzo alta rimangono valide le medesime considerazioni. Lo studio rivela che le NZS 3101, i modelli di Khuntia e Ghosh e Elwood e Eberhard comportano valori di θ superiori a 0.1 in

entrambe le direzioni x e y. Tra questi, solo il modello di Elwood e Eberhard porta ad effetti del secondo ordine al livello del primo impalcato nella direzione y. L'effetto P-Δ più marcato si ottiene per il modello di Kumar e Singh; in questo caso, la rigidezza effettiva porta a valori di θ prossimi a 0.10-0.13 nel primo e secondo impalcato per la direzione x, e valori pari a 0.19 al secondo e terzo livello nella direzione y, per tutti i casi di travi piatte o emergenti.

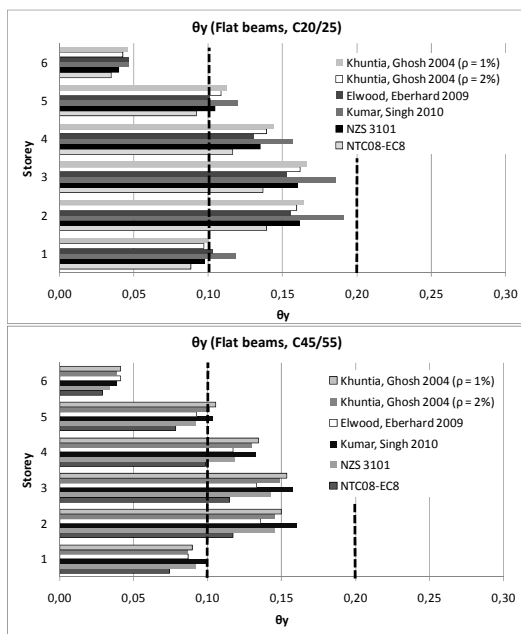


Figura 7 – Effetto P-Δ nella direzione y per travi piatte

Inoltre è interessante osservare che il modello di Khuntia e Ghosh comporta valori di θ nella direzione x molto vicini a quelli ottenuti con il modello di Kumar e Singh, mentre nella direzione y risulta inferiore, come avviene anche per il modello di Elwood e Eberhard. Ciò è dovuto ad un fattore di riduzione della rigidezza effettiva, per le travi, che entra in gioco tramite il rapporto b/h . Infatti la riduzione di rigidezza delle travi piatte nella direzione x ($b = 700$ mm) è maggiore della riduzione delle travi di accoppiamento ($b = 400$ mm) nella direzione y. I risultati delle analisi per lo SLD sismico sono stati poi confrontati con la seguente restrizione imposta dalle NTC08:

$$d_r < 0.005 h_r \quad (3)$$

che significa uno 0.5% di rapporto limite tra lo spostamento relativo laterale e l'altezza del piano.

In questa combinazione, nel modello si sono assunte rigidezze ridotte sia per le colonne che per le travi con i medesimi modelli adottati per lo SLU.

Il presente studio è indirizzato a valutare se le indicazioni contenute nelle NTC08 e nell'EC8 possano indurre ad una sottostima degli spostamenti di interpiano tramite un confronto con i risultati ottenuti con gli altri modelli di rigidezza effettiva introdotti in precedenza. I risultati mostrati in Figura 8, relativi al solo caso di classe di calcestruzzo bassa,

mostrano una differenza sensibile tra i vari approcci presi in considerazione. Secondo le NZS gli edifici con travi emergenti esibiscono valori di spostamento laterale di interpiano che sono circa il 4% più alti di quelli ottenuti secondo le indicazioni dell'EC8 e delle NTC08. Inoltre queste differenze aumentano applicando le equazioni fornite dal modello di Khuntia e Ghosh (+7% e +5% per $\rho = 1\%$ e $\rho = 2\%$, rispettivamente). Dal confronto dei risultati ottenuti tra EC8 e il modello di Elwood e Eberhard si osserva che quest'ultimo comporta una riduzione di rigidezza maggiore del 15% al primo piano che si riduce gradualmente al 8-9% al livello superiore. La differenza più marcata si osserva tra i risultati ottenuti con EC8 e quelli derivanti dall'applicazione del modello di Kumar e Singh. In questo caso la differenza ammonta al 15% su tutta l'altezza della struttura. Vale la pena di osservare che in tutti i casi la limitazione prevista dall'Eq. 3 è verificata (il valore maggiore - 0.004 - è stato riscontrato al secondo piano per le analisi effettuate con il modello di Kumar e Singh). Nel caso di travi piatte, invece, le differenze tra l'EC8 e gli altri approcci sono ancora più marcate. Le NZS 3101 forniscono un valore dello spostamento di piano del 7% più alto, mentre il modello di Elwood ed Eberhard comporta un incremento del 20% alla quota del primo solaio, che si riduce al 10% al livello più alto. Le NZS 3101 forniscono un valore dello spostamento di piano del 7% più alto, mentre il modello di Elwood ed Eberhard comporta un incremento del 20% alla quota del primo solaio, che si riduce al 10% al livello di copertura. I valori di rigidezza ridotta raccomandati da Kumar e Singh portano a valori di spostamento laterale tra il 17 ed il 19% più alti di quelli ottenuti con il caso di NTC08 e EC8, per tutti i piani. Nell'ultimo caso, l'Eq. 3 è verificata se si adottano i valori di rigidezza suggeriti dalla normativa italiana, mentre il rapporto supera il valore di 0.005 ai livelli 2-3-4 e 5 per gli altri modelli. Per calcestruzzi ad alte prestazioni, i risultati sono riportati in Figura 8. È emerso che in tutti i casi, sia per travi emergenti che in spessore di solaio, l'Eq. 3 è verificata e i valori più alti di spostamento nella direzione y sono uguali a 0.0035 e 0.0046 h_r , rispettivamente. Le indicazioni contenute nelle NZS 3101 ed i modelli di Elwood ed Eberhard da un lato e di Khuntia e Ghosh dall'altro comportano una riduzione di rigidezza all'aumentare della f'_c determinando spostamenti di piano in entrambe le direzioni x e y che sono più vicini a quelli ottenuti con il modello di Kumar e Singh. In sintesi, la riduzione di rigidezza proposta da NTC08 e EC8 in molti casi comporta una sottostima degli spostamenti laterali allo SLD, se confrontati con le istruzioni fornite da codici extra-europei e dalle raccomandazioni contenute nella letteratura scientifica e che sono qui prese in considerazione. Inoltre, l'adozione della rigidezza effettiva degli elementi strutturali per l'analisi lineare richiede una riflessione approfondita a causa della sua notevole influenza sulla stima della azioni sismiche. Queste ultime risultano ridotte a causa di un incremento del primo modo di vibrare delle strutture. In tale maniera, le accelerazioni spettrali e quindi i tagli laterali globali ottenuti da una analisi dinamica con spettro di risposta risultano inferiori in una progettazione di tipo force-based. Tale aspetto è di importanza fondamentale. Per la struttura in esame, in tutti i casi, il primo periodo proprio della struttura nella direzione y, calcolato per le sezioni integre, è nel ramo discendente dello spettro di progetto e varia negli intervalli 0,67÷0,74 s e 0,82÷0,91 s rispettivamente per travi emergenti e piatte. Per le travi

emergenti, il primo periodo aumenta nella condizione di rigidzze effettive tra il 39÷73%. Ciò comporta una riduzione nella azione laterale globale di circa il 29÷38%. Per le travi piatte l'effetto dell'applicazione di rigidzze effettive porta a risultati simili: il taglio globale si riduce di una quantità compresa nell'intervallo 19-38%. Per edifici più bassi o più rigidi possono attendersi decrementi di taglio anche più importanti. I risultati più conservativi sono ottenuti con NTC08 e EC8 cui consegue una riduzione di taglio del 27÷30%, mentre la massima riduzione è relativa al modello di Kumar (pari a circa il 39%).

Gli studi futuri dovranno essere indirizzati al fine di stimare correttamente la domanda sulla struttura e nel contempo gli effetti della fessurazione, della viscosità e della duttilità non solo attraverso l'applicazione del fattore di struttura.

4. CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI

L'analisi dinamica lineare con spettro di risposta è il metodo normale per la progettazione sismica di strutture intelaiate ordinarie, benché non sia in grado di rappresentare accuratamente i fenomeni di non-linearità provocati dalla fessurazione del calcestruzzo e dalla conseguente riduzione di sezione reagente e rigidzza. Pertanto, l'utilizzo di valori di rigidzza effettiva secante è raccomandata al fine di prendere in considerazione gli effetti su citati. Le NTC08 e l'EC8 prescrivono la semplicistica raccomandazione di assumere una rigidzza ridotta del 50% rispetto a quella riferita alla sezione integra, per la verifica allo SLU. In alcuni casi, ciò non risulta conservativo o corretto, poiché l'influenza di alcune variabili importanti è trascurata (rapporto geometrico di armatura, rigidzza della trave, classe del calcestruzzo).

Lo studio in esame presenta l'analisi di un edificio intelaiato in c.a. progettato secondo l'EC8 e le NTC08. L'analisi strutturale è effettuata per confrontare le norme europee con altre extra-europee. Sono stati inoltre adottati tre modelli teorici tratti dalla letteratura scientifica, ognuno dei quali è basato su evidenze sperimentali e su differenti assunzioni teoriche, per predire il comportamento di edifici intelaiati in c.a. I parametri oggetto dell'indagine sono: resistenza a compressione del calcestruzzo, tipo di trave (travi piatte o emergenti), rapporto geometrico di armatura e sforzo normale (funzione di piano e la posizione dell'elemento). Sono state prese in considerazione due differenti classi di calcestruzzo, scelte in modo da essere rappresentative di edifici esistenti (C20/25), e di edifici di nuova realizzazione progettati per azioni sismiche (C45/55). È emerso che quando il carico assiale rispetta le limitazioni imposte dalle NTC08, la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo non esercita un ruolo significativo nella stima della rigidzza effettiva, mentre il rapporto geometrico di armatura è un parametro fondamentale. Pertanto è evidente che tale variabile dovrebbe essere inclusa in una accurata valutazione della rigidzza effettiva. Nella progettazione allo SLU, la presenza di travi a spessore non influenza la rigidzza effettiva dei pilastri, in quanto il carico assiale rimane quasi il medesimo in entrambi i casi. Inoltre, si osserva che l'applicazione del codice normativo neozelandese e dei modelli analitici considerati nello studio comporta unanimemente la riduzione della rigidzza sui pilastri perimetrali e d'angolo. Nessun riferimento è invece presente nelle NTC08 o nell'EC8. In particolare, la riduzione di rigidzza ottenuta attraverso

l'adozione dei modelli su proposti può essere significativa (maggiore del 50% di quella riferita alla sezione integra), persino nell'intervallo di carico assiale consentito dalle NTC08. Infatti, nei pilastri fortemente caricati assialmente ed appartenenti ai piani inferiori, la rigidzza ridotta è limitata a $0.50E_cI_g$ da NTC08 e EC8, mentre nei piani superiori un valore $\eta > 0.2$ è difficilmente riscontrabile. Pertanto, i valori suggeriti per la rigidzza ridotta sono largamente consolidati intorno a $0.35-0.4E_cI_g$. Riguardo a ciò, i valori contenuti nell'intervallo $0.45-0.50E_cI_g$ sono ammissibili secondo le NZS 3101, che offre le indicazioni più vicine a quelle contenute nell'EC8 e nelle NTC08. In definitiva, le prescrizioni contenute attualmente in EC8 e NTC08 meritano un aggiornamento, considerando il valore di $0.50E_cI_g$ per le rigidzze effettive come un limite superiore - e non già inferiore - per sforzi normali ridotti. Per quanto attiene la riduzione di rigidzza nelle travi fessurate, l'approccio europeo è meno cautelativo se confrontato con gli altri quattro modelli adottati nel presente studio. Solo il modello di Khuntia e Ghosh tiene in conto del rapporto b/h della sezione dell'elemento, con riferimento alle travi piatte/in spessore di solaio ($b > h$) e a quelle ricalate/emergenti ($b < h$).

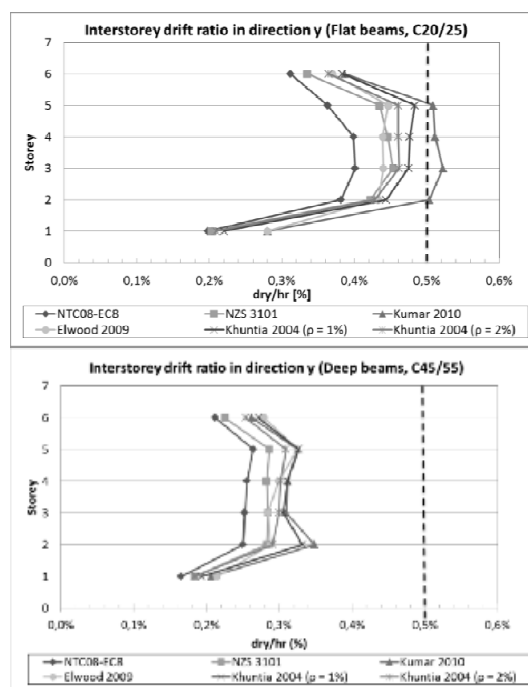


Figura 8 – Spostamento di interpiano allo SLD in direzione y

Un altro aspetto preso in considerazione nel presente studio è l'effetto P-Δ, che implica una analisi del secondo ordine. È emerso che possono verificarsi non-linearità di tipo geometrico, a seconda del modello adottato per calcolare la rigidzza ridotta. In effetti, adottando i modelli analitici tratti dalla letteratura scientifica si verifica una amplificazione delle azioni sismiche, cosa non contemplata dai codici normativi EC8 e NTC08. In questa analisi, sono state ottenute differenze di risultati dovute al tipo di travi adottate, in quanto le travi ricalate contribuiscono in maniera importante a ridurre gli effetti del secondo ordine, per le due classi di calcestruzzo. La

stessa conclusione è valida per le combinazioni di analisi sismica allo SLD, in quanto i valori di spostamento laterale cambiano apprezzabilmente in funzione del modello adottato nell'analisi.

Per concludere, si riportano due considerazioni finali. Nell'analisi allo SLU andrebbero prese in considerazione per i pilastri entrambe le configurazioni di rigidità fessurata ed integra. In particolare, la condizione di sezione integra per i pilastri dovrebbe essere adottata per la stima dei periodi propri della struttura e per massimizzare le sollecitazioni indotte dal sisma.

L'analisi dovrebbe essere poi basata sulle sezioni fessurate per la massimizzazione degli spostamenti di interpiano e per la valutazione dei possibili effetti di non-linearità geometrica P- Δ . ciò consentirebbe allo stato attuale di pervenire a valutazioni conservative della sicurezza. In secondo luogo, il presente studio la necessità di introdurre nella normativa italiana ed europea indicazioni più accurate per la valutazione della rigidità effettiva sotto carichi sismici degli elementi strutturali. Tale rigidità dovrebbe tenere in conto un più ampio numero di parametri strutturali rispetto a quanto attualmente indicato che comprenda il carico assiale normalizzato, la percentuale geometrica di armatura e lo stato limite considerato.

3. BIBLIOGRAFIA

- [1] Norme Tecniche per le Costruzioni (2008).
- [2] EC8 UNI EN 1998-1-2005 (2005) – Design of structures for earthquake resistance, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- [3] FENWICK, R. & MACRAE, G. (2009) – Comparison of New Zealand Standards used for seismic design of concrete buildings, *Bull NZ Society Earthq Eng*, 42(3):187-203.
- [4] NZS 3101: Part 2 (2006) and Commentary – Concrete structures standard, *Standards New Zealand*, Wellington, New Zealand.
- [5] ACI Committee 318 (2002) – Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02). *ACI*, Farmington Hills, Michigan (USA).
- [6] FEMA 356, (2000) – Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, *FEMA Publications No. 356*, American society of civil engineers for the federal emergency management agency, Washington, DC.
- [7] Canada Standards Association (2005) – Design of concrete structures, *CSA A23.3-04*, Mississauga, Ontario, Canada.
- [8] WALLACE, J.W. & ORAKAL, K. (2002) – ACI 318-99 Provisions for seismic design of structural walls, *ACI Struct J*, 99(4):499-508.
- [9] PETRINI, L., PINHO, R. & CALVI, G.M. (2004) – Guidelines for seismic design, *IUSS Press*, Pavia.
- [10] CHEN, W.F. & SCAWTHORN, C. (2003) – Earthquake engineering handbook, *CRC Press*, Boca Raton, Florida, USA.
- [11] BRANSON, D.E. (1965) – Instantaneous and time dependent deflections of simple and continuous reinforced-concrete beams, *HPR Publications*, No.7, Part 1, Alabama Highway Department, Alabama, USA, U.S. Bureau of Public Roads.
- [12] SUGANO, S. (1970) – Experimental study on restoring-force characteristics of reinforced-concrete members, Dissertation, University of Tokyo.
- [13] GROSSMAN, J.S. (1981) – Simplified computations for effective moment of inertia and minimum thickness to avoid deflection computations, *ACI Struct J*, 78(6):423-439.
- [14] MIRZA, S.A. (1990) – Flexural stiffness of rectangular reinforced-concrete columns, *ACI Struct J*, 87(4):425-435
- [15] PAULAY, T. & PRIESTLEY, M.J.N. (1992) – Seismic design of reinforced-concrete and masonry buildings, *J Wiley & Sons*, New York.
- [16] PRIESTLEY, M.J.N. (1998) – Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design, *Bull of NZ Natl Society for Earthq Eng*, 31(4):246-259
- [17] WANG, Q.(2001) – Nonlinear stiffness design optimization of tall reinforced-concrete buildings under service loads, MS Dissertation, Hong Kong University of Science and Technology.
- [18] MEHANNY, S.S.F., KURAMOTO, H. & DEIRLEIN, G.G. (2001) – Stiffness modeling of R/C beam-columns for frame analysis, *ACI Struct J*, 98(2):215-225.
- [19] CROWLEY, H. (2003) – Periods of vibration for displacement-based assessment of R/C buildings. MS Dissertation, *Rose School*, University of Pavia.
- [20] KHUNTIA, M. & GHOSH, S.K. (2004) – Flexural stiffness of reinforced-concrete columns and beams: analytical approach, *ACI Struct J*, 101(3):351-363.
- [21] ELWOOD, K.J. & EBERHARD, M.O. (2009) – Effective stiffness of reinforced-concrete columns. *ACI Struct J*, 106(4):476-484.
- [22] KUMAR, R. & SINGH, Y. (2010) – Stiffness of reinforced-concrete frame members for seismic analysis, *ACI Struct J*, 107(5):607-615.

NUOVA SEDE SKY ITALIA (MI) CENTRO DIREZIONALE E PRODUZIONE TELEVISIVA

**Antonio Migliacci¹, Danilo Campagna¹, Andrea Sangalli¹,
Gianluigi Fregosi², Riccardo Castagna²**

1 MSC Associati, Milano

2 Gamma Engineering, Lecco

SOMMARIO

La nuova sede SKY Italia è situata nella zona di Milano Santa Giulia, al confine con Rogoredo. Il complesso è composto da tre edifici; edificio 1 (edificio tecnologico) è attrezzato per produzione televisiva, mentre l'edificio 2 e 3 sono edifici per uffici. Edificio 1 è collegato Edificio 2, che a sua volta è collegato all'edificio 3 da un ponte multipiano sospeso sopra il livello della strada. Lo scopo di questo documento è quello di illustrare le metodologie di costruzione utilizzati per questo complesso di edifici (fondazione sul jet-grouting, strutture in calcestruzzo armato, strutture prefabbricate verticali e orizzontali, struttura a ponte in acciaio), nonché le particolari analisi strutturali condotte al fine di fornire una notevole rigidità alla struttura.

SKY ITALY (MI) HEADQUARTERS AND TELEVISION PRODUCTION

SUMMARY

The new SKY Italia headquarters are situated in the Milano Santa Giulia area, bordering Rogoredo. The complex is composed of three buildings; building 1 (the technological building) is equipped for television production, while 2 and 3 are office buildings. Building 1 is connected to Building 2, which in turn is connected to Building 3 by a multilevel bridge suspended above street level. The scope of this document is to illustrate the methodologies of construction used for this complex of buildings (mat foundation on jet-grouting, bracing structures in r.c., vertical and horizontal prefabricated structures, steel bridge structure), as well as the particular structural analyses carried out in order to provide considerable stiffness to the structure.

1. INTRODUZIONE

Il complesso è composto da 3 edifici (di cui uno ancora in costruzione) collegati tra loro da una piastra comune con due piani interrati destinati a parcheggio, magazzino e locali impianti.



Figura 1 - Rendering Nuova Sede SKY

Il ponte multipiano (luci: lung. 30.15m, trasv. 16.80m), sospeso sulla viabilità stradale, è sostenuto da travi reticolari in carpenteria metallica, costituenti le 2 facciate strutturali sull'altezza di 3 piani.

L'edificio 1 ha richiesto specifiche analisi strutturali, nonché particolari scelte progettuali, per la necessità di conferire allo stesso notevole rigidità sotto le azioni orizzontali, al fine di garantire l'allineamento dei segnali di trasmissione ai satelliti, attraverso le antenne poste sulla copertura.

I solai degli edifici sono in elementi prefabbricati in c. a. precompresso a fili aderenti, i pilastri sono prefabbricati ($R_{ck}=50\text{MPa}$). Le strutture sono messe in opera secondo precise sequenze di montaggio che hanno permesso la realizzazione delle strutture in tempi più stretti rispetto alle tradizionali strutture in c.a.. Il modulo costruttivo è basato su una maglia tipica di 8,40x8,40m, che si adatta alle diverse situazioni localmente si sono realizzate campate di circa

La platea di fondazione presenta spessore variabile da 80 a 120 cm (con esclusione della “zona ponte” illustrata nel seguito); i maggiori carichi caratteristici verticali sui pilastri sono prossimi a 14.580 kN (1.458 t) laddove lo spessore fondazionale è previsto pari a 120 cm.

Lo studio delle fondazioni è stato condotto idealizzando il comportamento del terreno di tipo elastico alla “Winkler” differenziando la rigidezza tra le zone non trattate ($k_{winkler} = 0,7 \text{ daN/cm}^3$) e quelle consolidate mediante jet-grouting ($k_{winkler} \leq 4,5 \text{ daN/cm}^3$). Le analisi statiche delle opere fondazionali sono state condotte mediante il metodo degli elementi finiti realizzando diverse modellazioni di insieme e di dettaglio.

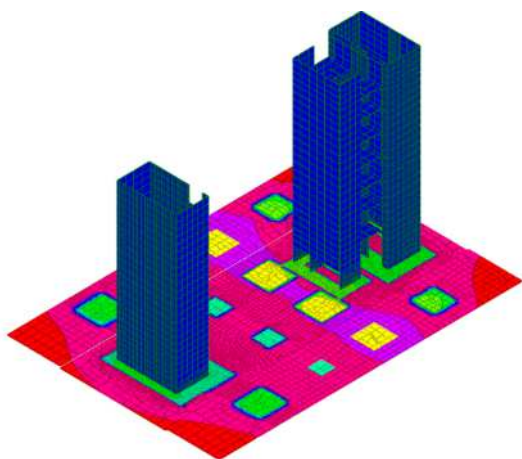


Figura 6 - Modellazione platea zona vani scala

La platea è resa impermeabile mediante il sistema di impermeabilizzazione denominato “vasca bianca”; tale tecnologia si basa sulla realizzazione di una struttura in c.a. impermeabile e sull’impermeabilizzazione di fessure, giunti e attraversamenti. Tale metodologia prevede la fessurazione programmata del calcestruzzo ottenuta utilizzando elementi di prefessurazione posati tra le maglie di armatura.



Figura 7 - Elemento di prefessurazione

Le fessurazioni e i punti critici vengono successivamente impermeabilizzati con iniezioni di resina acrilica.

Le caratteristiche principali della platea sono riportate nel seguito:

1) Calcestruzzo. Il conglomerato cementizio presenta il seguente mix-design: classe C25/30; rapporto acqua/cemento $\leq 0,55$; contenuto di cloruri 0,20; classe di consistenza S4; diametro massimo dell’aggregato 30 mm; classe di esposizione XC2; cemento tipo CEM IV/A 32.5R (dosaggio 360 kg/m^3); superfluidificanti di tipo Acrilico o Policarbossilico con dosaggi compresi tra lo 0,9% e l’1,1% sul peso del cemento. Oltre al controllo della composizione del calcestruzzo presso l’impianto di confezionamento, vengono svolti in cantiere controlli sul calcestruzzo fresco, tra i quali: rapporto acqua/cemento; densità; aria occlusa; acqua efficace; consistenza.

Sono stati eseguiti da Laboratorio Ufficiale, ed in contraddittorio con la Direzione Lavori Opere strutturali, controlli a piè d’opera per la valutazione delle caratteristiche del cls fresco. L’immagine seguente mostra le fasi di valutazione delle caratteristiche del cls fresco: rapporto a/c; classe di consistenza; aria occlusa.



Figura 8 - Controlli cls fresco per getto platea

2) Prescrizioni progettuali. In fase di progettazione la platea è stata suddivisa in lotti costruttivi, delimitati dagli elementi di prefessurazione, aventi forma prevalentemente quadrangolare con superficie non superiore ai 400 m^2 . Inoltre, relativamente alle armature, sono previste particolari disposizioni, quali: sovrapposizione minima 60ϕ ; nessuna sovrapposizione in corrispondenza degli elementi di prefessurazione; ricoprimento 50mm.

3. DEFORMABILITA' EDIFICI

Gli edifici sono realizzati mediante l’utilizzo di telai spaziali costituiti da pilastri, travi e solai prefabbricati solidarizzati da una soletta collaborante realizzata in opera in calcestruzzo armato. Le azioni orizzontali, relative alla sola azione del vento, sono trasferite, tramite i solai considerati rigidi nel loro piano, dai telai spaziali ai nuclei di controvento costituiti dall’insieme dei vani scala e dei vani ascensore, per cui la totalità delle azioni orizzontali viene assorbita dalle pareti in c.a. di questi ultimi.

L’edificio 1 ha richiesto specifiche analisi strutturali, nonché particolari scelte progettuali, per la necessità di conferire allo stesso notevole rigidità (rotazione massima delle antenne: 0.01° sessagesimali) sotto le azioni orizzontali

(velocità di riferimento del vento: 110km/h), al fine di garantire l'allineamento dei segnali di trasmissione ai satelliti, attraverso le antenne poste sulla copertura.

Il limite deformativo viene richiesto relativamente alle seguenti condizioni di vento:

- pressione da normativa (D.M. 16.01.1996);
- pressione SKY (sollecitazioni sulla struttura calcolate applicando il D.M. 16.01.1996 utilizzando una velocità di riferimento del vento pari a 110 km/h).



Figura 9 - Antenne di emissione segnale

Le pressioni dovute al vento sono state calcolate con riferimento a: Zona 1; classe di rugosità C; categoria di esposizione III; coefficiente topografico pari all'unità; pressioni applicate, a favore di sicurezza, dallo spiccato fondazionale.

I campi di spostamento e rotazione, conseguenti all'applicazione delle pressioni del vento sui pannelli di facciata dell'edificio, sono stati dedotti analizzando due modelli strutturali distinti:

- il primo modello, analizzato da MSC Associati S.r.l è di tipo generalizzato ed è stato utilizzato per valutare il campo di spostamenti orizzontali dei solai ai vari piani dai quali si sono dedotte le rotazioni orizzontali degli impalcati (rotazioni con asse normale ai solai dell'edificio);
- il secondo modello, analizzato da "GAMMA ENGINEERING" è quello relativo all'ultimo solaio dell'edificio dove sono installati gli apparati di trasmissione. Da questo modello si sono dedotte le rotazioni alla base delle antenne (rotazioni con asse complanare al piano dei solai) per effetto dell'applicazione delle pressioni del vento sulle parabole di trasmissione.

Dall'analisi dei risultati ottenuti si deduce che la pressione massima del vento (sopravento +sottovento) richiesta da SKY risulta essere pari a 221,16 daN/mq, mentre la pressione massima fornita dalla normativa risulta essere pari a 148,00 daN/m², tale per cui risulta un incremento delle forze orizzontali pari al 49.4% rispetto a quanto richiesto dalla sopraccitata normativa.

Per valutare il campo di spostamenti orizzontali dei solai ai vari piani dai quali si sono dedotte le rotazioni orizzontali degli impalcati si è costruito un modello strutturale.

Gli elementi strutturali portanti sono stati modellati con i seguenti elementi elastici: elementi lineari di tipo beam per modellare travi e pilastri; elementi piani di tipo shell per modellare pareti e piastre.

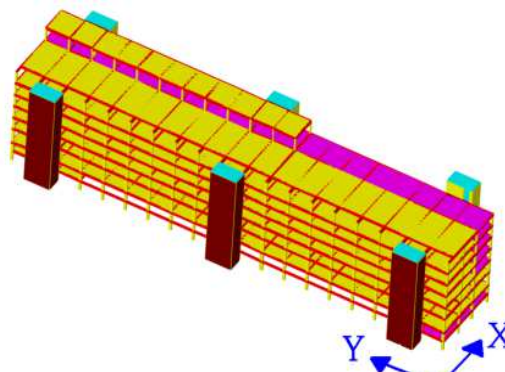


Figura 10 - Modello ad elementi finiti edificio 1

La struttura è stata vincolata rigidamente al piano fondazionale in quanto il sistema di fondazione di tipo indiretto (platea su jet-grouting) ha una deformabilità trascurabile al fine della valutazione del campo di spostamenti orizzontali degli impalcati. Il getto integrativo armato previsto sui solai prefabbricati che costituiscono i vari orizzontamenti è stato considerato sufficiente per ipotizzare rigido il comportamento membranale dei solai. Dal punto di vista flessionale i solai sono stati ipotizzati unidirezionali con verso pari a quello di orditura dei solai. Per interpretare le reali condizioni di vincolo strutturali sono stati introdotti vincoli di tipo cerniera nelle connessioni travi-pilastro. Il collegamento tra la struttura prefabbricata e quelle di controvento (vani scale e ascensori) è stato modellato con opportuni elementi elastici che ne interpretano la reale connessione cinematica.

I carichi di tipo permanente ed accidentale sono stati implementati come di superficie se agenti sui solai e di tipo lineare se agenti sulle travi (es. pannelli di facciata). Il vento è stato considerato come carico orizzontale lineare applicato sulle travi perimetrali dell'edificio.

I risultati ottenuti dalle analisi numeriche, relativi al solaio di copertura a supporto delle antenne di emissione, sono i seguenti:

- Rotazione massima solaio: $0,00387^\circ < 0,01^\circ$
- Spostamento massimo solaio: $D_x = 0,980 \text{ cm}$ ($\sim 1/4.000\text{altezza}$) $< (1/1.000\text{altezza})$

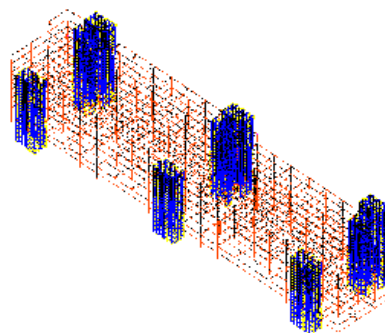


Figura 11 - Deformata globale edificio 1

Le antenne principali di trasmissione segnale ai satelliti sono posizionate al livello 7 fuori terra (q.ta +39.55 dal piano fondazioni) sono vincolate alla struttura di solaio mediante tirafondi annessi nel getto e sono localizzate in corrispondenza delle travi principali.

La struttura è realizzata con travi principali prefabbricate in c.a.p. di sezione a T rovescio, poste ad interasse 8,40 m e lunghezza 9,60 m, sono fissate ai pilastri con un vincolo orizzontale a cerniera. Gli elementi solaio sono prefabbricati in c.a.p. con sezione ad U (intradosso piano), lateralmente il solaio è confinato con travi prefabbricate di sezione rettangolare.

Opportuni fori predisposti nelle travi e nel solaio hanno permesso la posa di armatura per il basamento delle antenne e il posizionamento dei tirafondi. Un getto di completamento in calcestruzzo di spessore 20 cm, con conglobamento delle armature di ripresa sporgenti dalle travi e dagli elementi di solaio, garantisce all'impalcato la rigidità necessaria e la capacità portante per le azioni trasmesse dalle antenne.

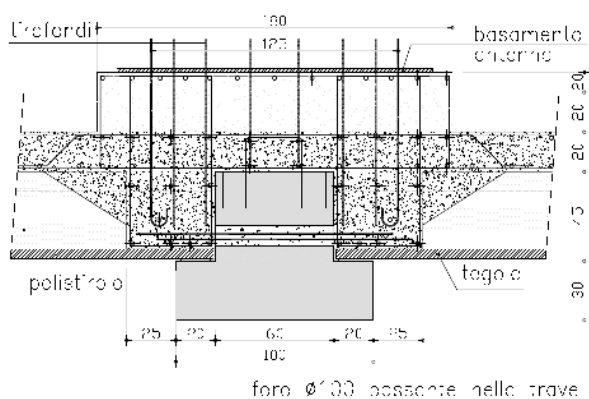


Figura 12 - Particolare solaio piano 7, basamento delle antenne principali

L'analisi statica della porzione di struttura e la ricerca delle deformazioni è stata condotta utilizzando lo schema di un graticcio di travi collegate da un getto strutturale.

I risultati ottenuti dalle analisi numeriche, relativi al solo solaio di copertura a supporto delle antenne di emissione, sono i seguenti:

- Rotazione max solaio ϕ_y : $0,0079^\circ < 0,01^\circ$
- Rotazione max solaio ϕ_x : $0,0056^\circ < 0,01^\circ$

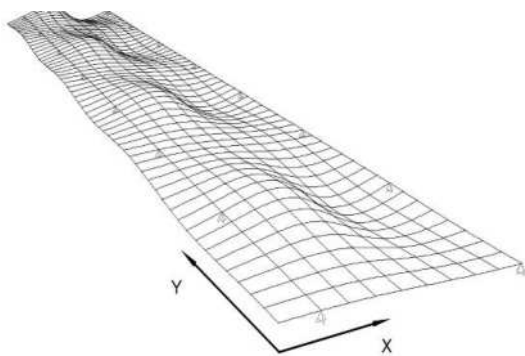


Figura 13 - Deformata solaio di appoggio antenne

I casi analizzati, sulla base delle scelte strutturali fatte, hanno evidenziato il rispetto dei limiti deformativi richiesti da SKY.

4. OPERE PREFABBRICATE

Edificio 1 – tecnologico: pianta rettangolare, con dimensioni 180,5 x 28,2 m esterno pilastri (circa 36.000 mq di solai); composto da: solaio interrato, piano terra e 7 solai fuori terra. Altezza totale 39,20 m (antenne). La maglia al piano terra (studio) è 9,5-8,40 x 8,40, ai piani superiori maglia regolare 17,95 x 8,40 m.

Edificio 2 – uffici: pianta trapezoidale, con dimensioni 103 x 26 m esterno pilastri (circa 22.000 mq di solai), composto da: solaio interrato, piano terra e 9 solai fuori terra. Altezza totale 47,30 m. Maglia regolare 9,90- 8,40 x 8,40 m

Edificio 1B: edificio di collegamento tra edificio 1 e 2 (circa 4.400 mq di solai), composto da: solaio interrato, piano terra e 6 solai fuori terra. Altezza totale 34,45 m

Edificio 3: pianta trapezoidale, con dimensioni 124 x 25 m esterno pilastri (circa 25.700 mq di solai), composto da: solaio interrato, piano terra e 8 solai fuori terra. Altezza totale 44,75 m. La maglia è regolare 9,40- 7,40 x 8,40 m



Figura 14 - Strutture prefabbricate ed. n.1 e n.2

Esclusi i blocchi scala, la struttura è realizzata con elementi prefabbricati: pilastri, tegoli binervati, solai alveolari, travi e elementi di compensazione.

Gli elementi di solaio sono prevalentemente tegoli precompressi, a cavi aderenti, con sezione a doppio T di altezza 45 e 60 cm e con ali inferiori allargate; la sezione garantisce una rigidità superiore ai tegoli TT ed è capace di dare una buona resistenza al fuoco (R120-180) senza significativi aggravamenti di peso della sezione. In zone particolari per garantire un'altezza utile maggiore sono state posizionate lastre di solaio di tipo alveolare. Le travi sono prefabbricate precomprese a cavi aderenti di sezione a T rovescia ed a L con altezze differenti in funzione del solaio. Nel piano, ogni 3 tegoli di larghezza 250 m, è stato inserito un elemento speciale di larghezza 90 cm per completare regolarmente la maglia di 8,40 m; l'elemento ha caratteristiche di rigidità superiore all'elemento di solaio ed è stato posizionato in corrispondenza dei pilastri per realizzare un telaio in direzione trasversale.

Il solaio composto da travi e tegoli è stato completato con getto strutturale realizzato in opera, previo inserimento di adeguata armatura.

Al piano terra la presenza di locali per la produzione di filmati-trasmissioni (studio) e la corrispondente presenza di

pareti realizzate in opera di dimensione notevole (due piani) con caratteristiche particolari a garantire isolamenti acustici, ha comportato l'inserito di un numero di travi porta pareti nella direzione del solaio così da assicurare la corretta capacità portante anche in presenza di carichi concentrati e lineari.

Al livello 6 per esigenze architettoniche è stata "girata" la maglia strutturale (trave nella direzione lunga, solaio nella direzione corta) e per esigenze strutturali di montaggio le travi sono state realizzate accoppiando due profili prefabbricati ad L di altezza 130 cm, completati in opera con l'inserimento di armature e getti in calcestruzzo.

I pilastri sono stati realizzati in stabilimento in casseri approntati appositamente per il progetto SKY, con sezioni differenti in c.a. ($R_{ck} = 50$ MPa), per esigenze di trasporto, montaggio e di sforno in stabilimento, il peso è stato contenuto in 40t; il pilastro è quindi stato realizzato in due pezzi solidarizzati durante la fase di montaggio.

Il pilastro centrale, di sezione alla base 90x90 cm e di sezione variabile con l'altezza, è un pezzo da circa 20 m, è stato giuntato con un elemento di sezione variabile con il piano e di altezza 20-25 m.



Figura 15 - Stoccaggio pilastri prefabbricati

La caratteristica più rilevante è che questi pilastri non sono stati bloccati alla fondazione mediante un bicchiere per l'alloggiamento, perché avrebbe richiesto uno scavo maggiore di circa 140 cm, con problemi per la presenza dell'acqua di falda, ma è stato adottato un sistema di fissaggio meccanico.

Il sistema è composto da tirafondi annegati nella fondazione e da inserti di collegamento annegati nel pilastro; per garantire il posizionamento corretto i tirafondi non sono stati posizionati direttamente prima del getto di fondazione ed è stato ideato un cestello di tubi corrugati di diametro 100 mm, posizionato sul fondo della platea in fase di assemblaggio dell'armatura e prima del getto della stessa.



Figura 16 - Inserti di collegamento nelle platea

Eseguito il getto, l'impresa ha provveduto alla verifica del tracciamento e alla messa in opera dei tirafondi con l'aiuto di dime che garantivano la posizione in orizzontale ed in verticale.

I pilastri sono stati realizzati posizionando alla base un numero differente di inserti speciali, per bloccare lo stesso pilastro alla fondazione mediante i tirafondi annegati.



Figura 17 - Inserti speciali alla base dei pilastri

Gli inserti che costituiscono il nodo principale sono formati da una scarpa in acciaio di opportune dimensioni saldata ad un armatura propria che si sovrappone all'armatura del pilastro per evitare problemi di distacco.

Operazione di posizionamento pilastri:

- il pilastro arriva in cantiere;
- la squadra di montaggio provvede alla messa in quota dei sostegni di base;
- il pilastro viene alzato e con particolari dispositivi viene inserito con attenzione nei tirafondi;
- dopo opportune verifiche la squadra provvede al serraggio di tutti i tirafondi;
- l'impresa provvede a sigillare con malte ad alta resistenza nonché espansive lo spazio tra la base del pilastro e la fondazione.

L'utilizzo di dime anche nel posizionamento degli inserti all'interno del pilastro ha evitato ogni problema legato al corretto posizionamento dei tirafondi. Per il fatto che i pilastri sono stati realizzati con $R_{ck} = 50$ MPa e le fondazioni con un $R_{ck} = 35$ MPa si è realizzato un collare alla base del pilastro con malte cementizie ad alta resistenza per trasmettere il carico su una superficie di distribuzione maggiore.

Dopo aver montato un certo numero di pilastri, il montaggio prosegue con il posizionamento delle travi e dei tegoli, proseguendo in altezza per campata.

I controventi principali sono i nuclei dei vani scala; ogni piano è vincolato al vano scala gettato in opera attraverso opportuni fissaggi.

Ogni piano è reso rigido e collegato mediante un'opportuna armatura inserita nel piano prima del getto strutturale (i pilastri laterali presentano fori nei quali sono state inserite opportune armature), mentre sono state realizzate catene per il collegamento fra i pilastri.

Nella fase di montaggio, quando il vano scala è scollegato dalla parte prefabbricata e il getto non è ancora realizzato sono stati inseriti, opportuni controventi di piano e di parete

utilizzando opportuni controventi di piano e di parete utilizzando funi in acciaio



Figura 18 - Vista pilastri e muri vani scala

Totale elementi prefabbricati:

	travi	tegoli	pilastr
edificio 1	762	1159	187
edificio 2	797	1201	225
edificio 3	697	908	145
	-----	-----	-----
	2256	3268	557

5. CONNESSIONE STRUTTURA

Le strutture verticali, vani scala e vani ascensori, sono state realizzate in opera ($R_{ck}=37MPa$) e connesse in seconda fase alla struttura prefabbricata. Gli elementi di collegamento sono stati progettati al fine di trasferire ai nuclei di controvento le azioni orizzontali agenti sulla struttura prefabbricata.



Figura 19 - Esecuzione strutture verticali in opera

La connessione, in seconda fase, tra le due strutture è avvenuta mediante differenti sistemi di ripresa e di continuità, tra i quali quelli illustrati nelle sottostanti figure 20, 21 e 22.

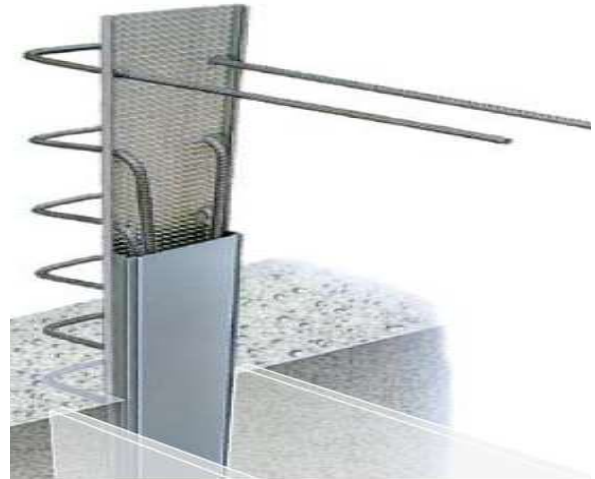


Figura 20 - Sistemi per riprese di getto

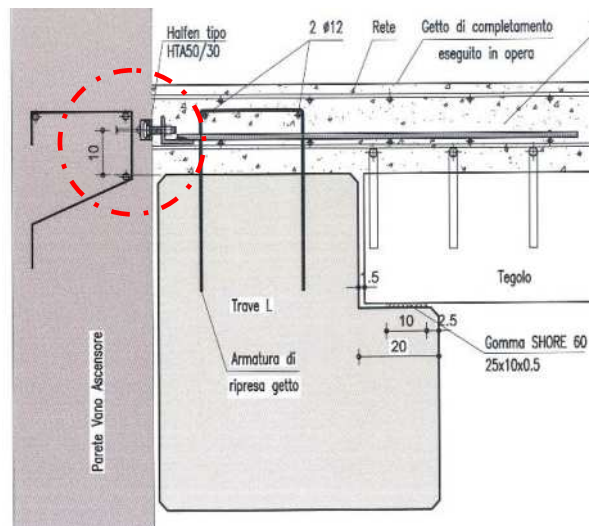


Figura 21 - Sistemi di continuità



Figura 22 - Barre filettate $\phi 20$ e $\phi 24$

6. TEMPI DI REALIZZAZIONE

Degne di nota risultano le tempistiche di realizzazione delle opere relative agli edifici 1 e 2, in quanto l'edificio 3 è ancora in fase di costruzione. Le operazioni di getto della platea di fondazione dell'edificio 1 hanno avuto inizio in data 22 marzo 2006.

Realizzati i primi riquadri fondazionali, si è subito proceduto con la realizzazione delle strutture di controvento, mentre era in fase di completamento la platea di fondazione dell'ed. 2.

Per le opere fondazionali sono stati impiegati complessivamente circa 15.700mc di cls. I primi pilastri prefabbricati dell'edificio 1 sono stati innalzati in data 14 maggio 2006; a seguire sono stati posizionati i pilastri dell'edificio 2.

In data 20 aprile 2007 venivano concluse le ultime operazioni di getto delle solette collaboranti degli impalcati dell'edificio 2.



Figura 23 - Nuova sede SKY Italia edificio 3



Figura 24 - Foto aerea Nuova sede SKY Italia

7. BIBLIOGRAFIA

- [01] A. MIGLIACCI, "Progetti di strutture", CEA, 1991.
- [02] C. C. GUIDI, "Geotecnica e Tecnica delle fondazioni", HOEPLI, 1987.
- [03] L. SANTARELLA, "Il cemento armato", HOEPLI, 1998.
- [04] O. BELLUZZI, "Scienza delle costruzioni", ZANICHELLI, 1966.
- [05] S. TIMOSHENKO, "Theory of plates and shells", McGraw-Hill, 1970.
- [06] R. PARK, T. PAULEY, "Reinforced concrete structures", J. WILEY, 1975.
- [07] R. PARK, W. GAMBLE, "Reinforced concrete slabs", WILEY & SONS, 2000.
- [08] O.C. ZIENKIEWIC, "The finite element Method", McGraw-Hill, 1977.
- [09] P. PEDEFERRI, L. BERTOLINI, "La durabilità del calcestruzzo armato", McGraw-Hill, 2000.
- [10] Legge 5/11/1971 n. 1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- [11] D.M. Min. LL.PP. 09/01/96, "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- [12] D.M. Min. LL.PP. 16/01/96, "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- [13] UNI EN 206-1:2006, "Calcestruzzo- Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

PORTA NUOVA GARIBALDI (MI) EDIFICI E1-E2 UFFICI E SHOWROOM

**Antonio Migliacci¹, Danilo Campagna¹, Andrea Sangalli¹,
Livio Izzo², Emanuele Scalvini²**

1 MSC Associati, Milano

2 CSP Prefabbricati, Ghisalba

SOMMARIO

L'intervento degli edifici E1 – E2 si trova nell'area di Porta Nuova Garibaldi a Milano. L'edificio di Uffici e Showroom è caratterizzato da una superficie fuori terra di 14.500 mq con dimensioni in pianta variabili da 37.30 m a 23.30 m di larghezza e di 144 m di lunghezza con una altezza fuori terra di 30.80 m. La parte commerciale è ospitata da un porticato vetrato al piano terra; i cinque livelli fuori terra sono destinati ad uffici mentre i due interrati a parcheggio e depositi. Alla base del progetto una architettura sinuosa e ondulata capace al tempo stesso di instaurare un rapporto con il contesto e di affermare la propria riconoscibilità.

PORTA NUOVA GARIBALDI (MI) BUILDINGS E1-E2 OFFICES E SHOWROOM

SUMMARY

Buildings E1-E2 were developed in the Porta Nuova Garibaldi area in Milan. The buildings, designed as one connected to the other, offer space for offices and showrooms. They are characterized by an above ground surface of 14.500 sqm, a total length of 144 m and a variable depth from 23.30 m to 37.30 m. Retail space occupies the ground floor, in front of a glass canopy, while the five above ground floors, reaching the high of 30.80 m, were designed for offices. The two below grade floors were intended for parking and storage. The architectural concept was based on a winding façade which establishes a relationship with the external environment and, at the same time, imposes its image as a landmark.

1. INTRODUZIONE

Dal layout di progetto dell'edificio E2 si constata una parziale sovrapposizione planimetrica del fabbricato con la futura linea metropolitana MM5; di fatto, il corpo alto dell'edificio E2 è realizzato parzialmente sulla proiezione

della galleria della metropolitana. Questa sovrapposizione ha portato a sviluppare la progettazione di un impianto fondazionale di tipo indiretto mediante una struttura di tipo a "ponte" in c.a. atta a trasferire le azioni verticali dell'edificio al terreno mediante fondazioni profonde adiacenti la galleria.



Figura 1 - Vista da Podio Garibaldi Repubblica



Figura 2 - Vista da Via del Sud

Gli edifici E1 ed E2 sono collegati tra loro da un corpo di collegamento tale da costituire un unico corpo di fabbrica di notevole estensione longitudinale (144 m); di conseguenza è stato progettato un giunto strutturale posto pressoché in mezzzeria. Il corpo di collegamento (luci: longitudinale massima 19.20 m – minima 16.45 m, trasversale 29.90 m), al fine di limitare gli spessori strutturali, è stato progettato mediante l'utilizzo di travi tralicciate miste (travi PREM) abbinate a solai di tipo predalles TSQ dello spessore di 30 cm e campate con luci massime di 7 m: un sistema di travi e solai totalmente autoportante in fase di getto. Le travi PREM, in questa zona previste prive di fondello in calcestruzzo, ma fornite di cassetta in lamierino (sponde e piatto di fondo), presentano una altezza di 90 cm ed una larghezza di 80cm con luce massima di 19.20 m.



Figura 3 - . Sezione tipica edifici

La peculiarità di questi edifici consiste nei notevoli sbalzi presenti su tre fronti, atti a formare una cornice di continuità architettonica. Questi sbalzi, con destinazione d'uso ad uffici-terrazze, presentano luci variabili che arrivano sino a 9.90 m con valori minimi di 4.50 m. Il progetto di una particolare orditura di travi PREM ha consentito di raggiungere l'obiettivo previsto dalle esigenze architettoniche.

2. OPERE FONDAZIONALI

Le opere fondazionali degli edifici sono caratterizzate dalle seguenti interferenze fondazionali.

Edificio E1 L'edificio è caratterizzato dalla sovrapposizione planimetrica con il Passante Ferroviario che collega le stazioni di Garibaldi e Repubblica.

Edificio E2 L'edificio è caratterizzato dalla sovrapposizione planimetrica con la futura linea della metropolitana M5 che sarà denominata linea lilla.

Nella seguente figura viene mostrata la sovrapposizione tra gli edifici e le interferenze fondazionali. Zona evidenziata in colore blu per E1 e in colore rosso per E2.

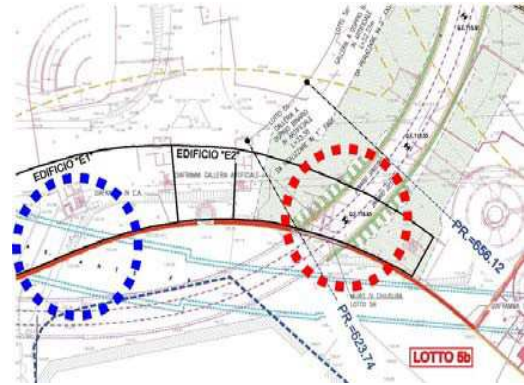


Figura 4 - Interferenza gallerie - opere fondazionali

Le fondazioni dell'edificio E1 sono realizzate mediante una platea in calcestruzzo armato di altezza pari a 1 m. Il progetto strutturale della platea di fondazione dell'edificio E1 è stato definito mediante modellazione in ambiente FEM al fine di appurare che gli stati di sollecitazione trasferiti al terreno non provocassero di conseguenza danneggiamenti alla galleria del Passante Ferroviario. Zona evidenziata in colore blu per E1 e in colore rosso per E2.

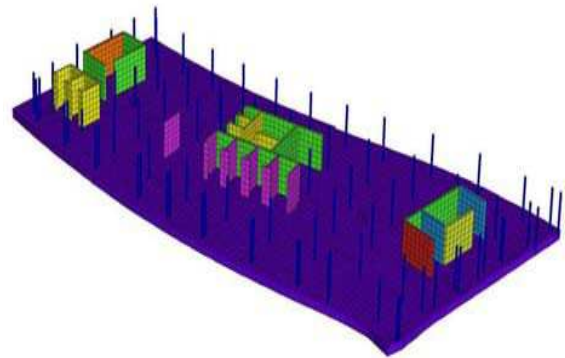


Figura 5 - Modello FEM fondazione E1

Dall'analisi delle risultanze si è dedotto che la pressione effettiva ultima è compatibile con le resistenze strutturali offerte dalla galleria.

Relativamente alle opere fondazionali dell'edificio E2, a seguito della parziale sovrapposizione planimetrica del fabbricato con la futura linea metropolitana MM5, è stata progettata una struttura a "ponte", a scavalco della linea MM5, atta a trasferire le azioni verticali provenienti dall'edificio, ad una quota inferiore a quella della galleria della metropolitana MM5. Tale struttura a "ponte" è stata realizzata attraverso un impalcato in calcestruzzo armato, che di fatto costituisce la platea di fondazione dell'edificio (H=110 cm), e da diaframmi allineati anch'essi in calcestruzzo armato, posti lateralmente alla galleria.



Figura 6 - Sovrapposizione planimetrica E2-MM5

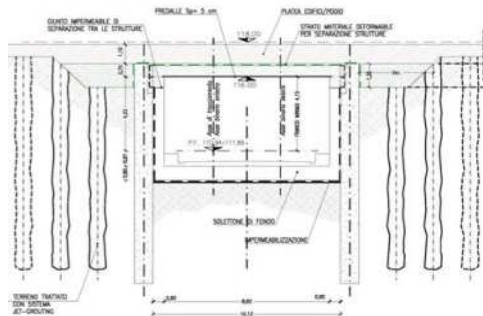


Figura 7 - Sezione a "ponte" fondazionale ed. E2

La struttura a "ponte" risulta inoltre ulteriormente irrigidita dalla presenza di muri in c.a. costituenti il vano scala che a livello di fondazione presentano dei prolungamenti tali da valicare la galleria stessa. La fondazione restante dell'edificio E2 è stata invece realizzata mediante fondazioni dirette di tipo a platea (H=100 cm). Per limitare al massimo i cedimenti differenziali tra la zona a fondazioni dirette e quella a fondazioni indirette (zona "ponte" sopra MM5), il terreno è stato bonificato con una serie di iniezioni di jet grouting. Per tener conto di quanto sopra descritto, è stata sviluppata una modellazione FEM dell'intera fondazione di E2.

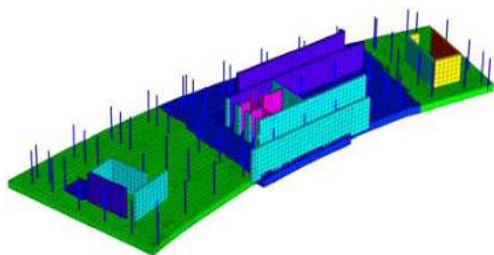


Figura 8 - Modello FEM fondazione E2

3. STRUTTURE DI ELEVAZIONE

L'edificio è formato da due piani interrati e da sei fuori terra. Le opere strutturali sono realizzate prevalentemente mediante calcestruzzo armato.

Le strutture portanti di elevazione sono costituite sia da muri in c.a. che da pilastri aventi principalmente sezione circolare.

I principali orizzontamenti sono così caratterizzabili:

- solai dei livelli interrati: realizzati principalmente mediante lastre di tipo predalles avente spessore pari a 30 cm;
- solaio di piano terra: realizzato mediante due tipologie esecutive differenti: per l'edificio E1 mediante lastre di tipo predalles avente spessore pari a 30 cm; per l'edificio E2 in parte con la stessa tipologia di solaio appena descritta, in parte mediante getto pieno di calcestruzzo armato avente spessore pari a 25 cm;
- solai alla quota: +137.40, +155.50 e di collegamento tra gli edifici E1 ed E2 ai piani fuori terra: realizzati mediante lastre di tipo predalles TSQ autoportanti avente spessore pari a 30 cm e luci massime sino a 7 m che appoggiano su travi ribassate PREM di tipo prefabbricato tralicciato completato in opera;
- rimanenti solai: realizzati mediante lastre di tipo predalles avente spessore pari a 45 cm.

In corrispondenza di una maglia strutturale, ove le parti in elevazione non coincidono localmente con quelle presenti ai piani sottostanti, è stata adottata la soluzione progettuale di ripresa in falso dei pilastri in elevazione, mediante travi di adeguata rigidità, in grado quindi di deviare l'andamento dei flussi di carico senza mobilitare deformazioni tali da pregiudicare il corretto funzionamento delle opere di finitura.

Per quanto concerne la resistenza dell'impianto strutturale dall'azione del vento nonché dall'azione del sisma, questa viene fornita dai soli nuclei di controvento costituiti dai vani scala-ascensori. La presenza dei nuclei controventanti, previsti e concordati con il progettista architettonico, consente di ripartire eventuali effetti torsionali sull'insieme attraverso semplici effetti flessionali sui nuclei stessi. alle azioni derivanti dall'azione del vento nonché dall'azione del sisma, questa viene fornita dai soli nuclei di controvento costituiti dai vani scala-ascensori. La presenza dei nuclei controventanti, previsti e concordati con il progettista architettonico, consente di ripartire eventuali effetti torsionali sull'insieme attraverso semplici effetti flessionali sui nuclei stessi.

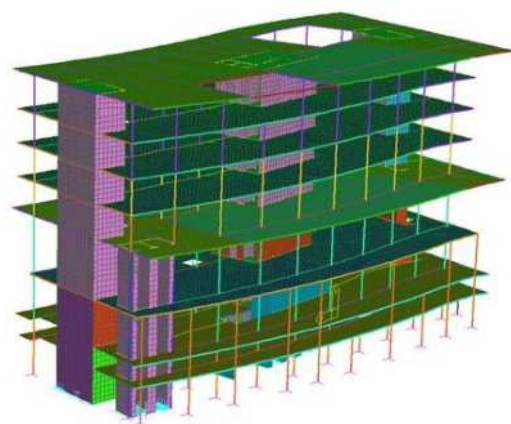


Figura 9 - Modello FEM edificio E1

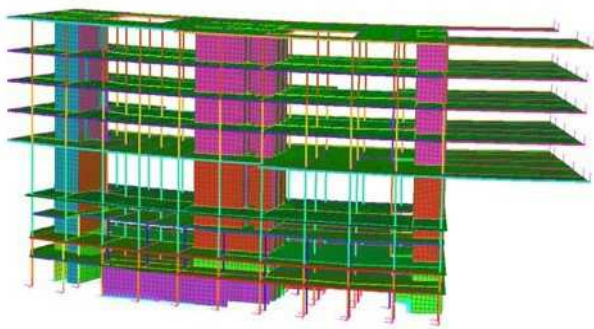


Figura 10 - Modello FEM edificio E2

Dal confronto delle analisi globali effettuate sugli edifici, è risultata più onerosa l'azione del sisma. In corrispondenza del giunto strutturale previsto tra i due edifici sono stati realizzati idonei appoggi sismici atti a garantire il seguente campo di spostamento.

PIANO (QUOTA)	GIUNTO X[mm]	GIUNTO Y[mm]
COP. (154,80)	70	115
P.4 (150,15)	70	115
P.3 (145,95)	60	80
P.2 (141,75)	60	80
P.1 (137,55)	40	50

Figura 11 - Giunto strutturale E1-E2

Le strutture sono state progettate nonché verificate, anche mediante verifiche a caldo, al fine di garantire l'indice di capacità portante definito e richiesto nel progetto di prevenzione incendi; per le strutture è prevista una capacità portante R (dell'indice REI) non inferiore a 120 minuti con incrementi sino a 180 minuti per le strutture orizzontali previste alle quote +124.50 m in quanto dovranno compartimentare zone adibite a parcheggio e zone adibite a negozi.

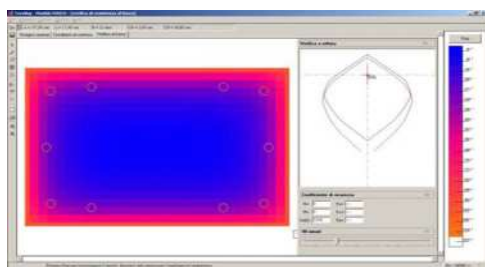


Figura 12 - Analisi del comportamento al fuoco

4. STRUTTURE A SBALZO

La peculiarità degli edifici E1 ed E2 è rappresentata dagli sbalzi previsti alle quote +137.40 e +155.50.

La scelta progettuale voleva perseguire la creazione di una cornice di continuità architettonica.

Tali sbalzi presentano luci variabili che arrivano sino a 9.90 m con valori minimi pari a 4.50 m.

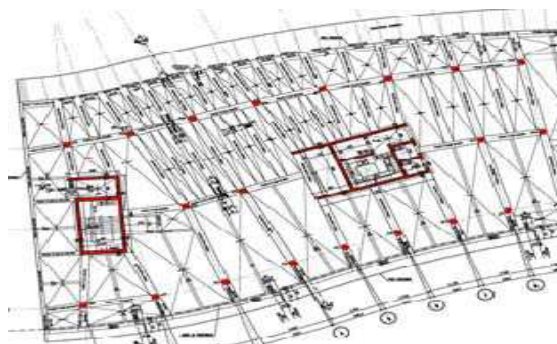


Figura 13 - Stralcio carpenteria +137.40

Nello stralcio di carpenteria sottoriportato, relativo al solaio di quota +137.40, sono evidenziati in colore rosso le strutture verticali portanti e l'orditura prevista delle travi PREM; si possono quindi facilmente osservare i notevoli sbalzi presenti su tre fronti.

Al fine di una maggior comprensione si precisa che la distanza tra gli assi A-B e B-C risulta essere ad un massimo 11.50 m.

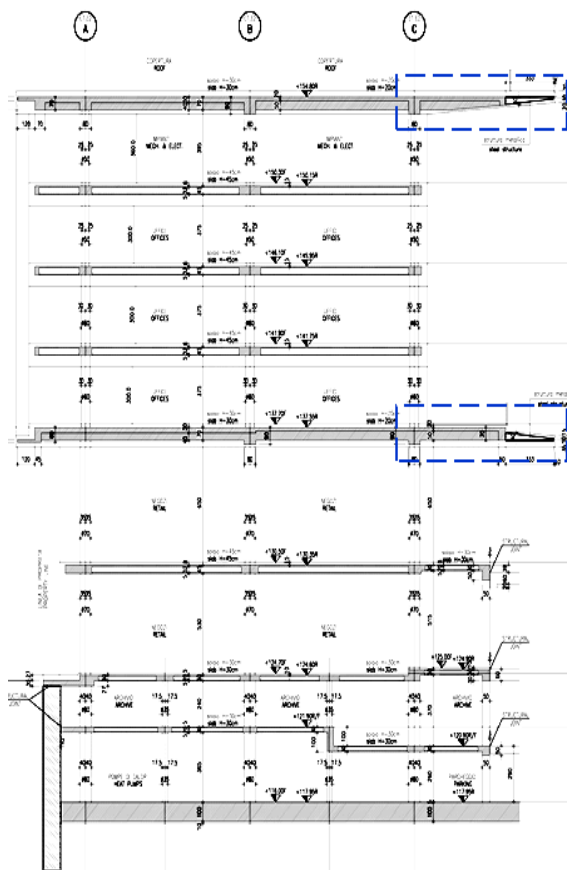


Figura 14 - Sezione strutturale tipica

A seguito di specifiche analisi strutturali, anche nei confronti degli effetti deformazionali, sono state progettate travi PREM di notevole impegno statico aventi minimi spessori strutturali, questo per garantire una notevole riduzione degli spessori strutturali rispetto a tradizionali tecniche di costruzione.

4.1. Analisi di vibratilità sbalzi

Per indagare la risposta dinamica degli sbalzi sotto l'azione di una forzante variabile nel tempo e nello spazio è stato utilizzato il metodo di Richer- Meister-Lenzen con il quale è stato possibile valutare l'ammissibilità di un impalcato in termini di vibratilità. Per la simulazione del passo umano è stata utilizzata una massa di 0.8 KN, scegliendo una frequenza in risonanza con il primo modo vibrare e rientrante nel range frequenze del passo umano (1.6-2.5 Hz). Lo smorzamento è stato assunto pari al 4% ed è stato scelto in funzione del materiale impiegato, alla tipologia di edificio ed alle opere di finitura presenti a progetto. Per la definizione della forzante variabile nello spazio e nel tempo del carico è stato scelto un percorso di carico simulante una persona che passeggi (v=1 m/s) ad una distanza di 1 metro dal parapetto dello sbalzo e parallelamente a questo.

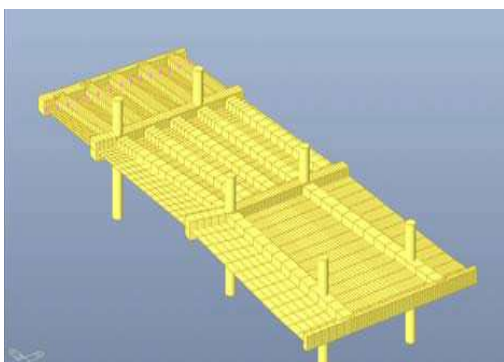


Figura 15 - Modellazione per analisi di vibratilità

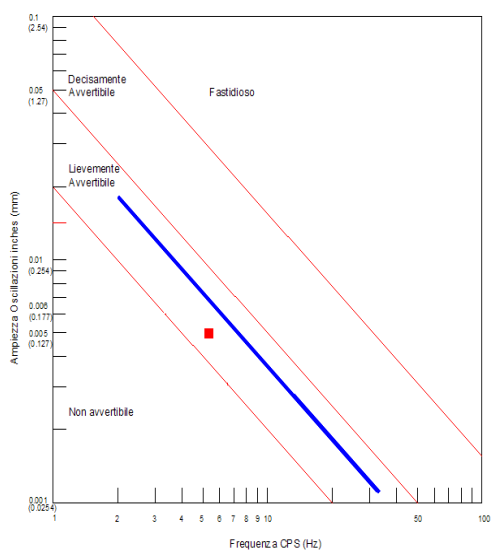


Figura 16 - Diagramma di Reiher-Meister

Dalla time history analysis si ricava lo spostamento massimo che risulta essere pari a 0.175 mm che inserito nel diagramma di Reiher- Meister fornisce dei valori di vibratilità modesti.

4.2. Analisi sbalzi di testata

Altra tipicità degli edifici sono le due facciate laterali, anch'esse sostenute da strutture di piano a sbalzo, che presentano una finitura priva di giunti.

Nella figura seguente viene mostrata la testata di E1.



Figura 17 - Testata edificio E1

Questa scelta architettonica ha richiesto lo studio di dettaglio dell'interazione struttura- facciata. E' stata progettata una struttura in carpenteria metallica atta a minimizzare gli stati tensionali ed i quadri deformativi nelle opere di facciata.

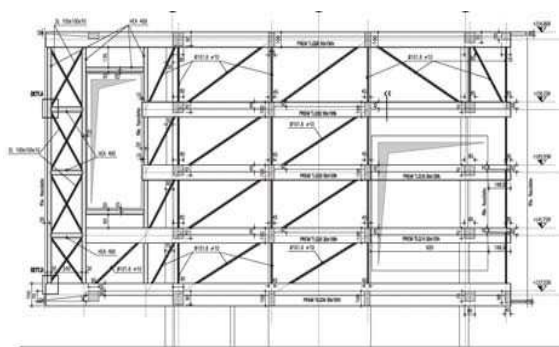


Figura 18 - Carpenteria metallica testata E1

Sono state condotte analisi elastiche per i carichi gravitazionali e l'azione del vento, oltre ad analisi viscosse per i soli carichi gravitazionali al fine di poter determinare anche a lungo termine gli stati tensionali nonché i quadri deformativi nelle strutture limitrofe alle opere di facciata.

Si riportano nel seguito le principali fasi di realizzazione delle strutture inerente la testata dell'edificio E1, e precisamente:

- realizzazione delle strutture dei cinque orizzontamenti fuori terra dell'edificio con successiva rimozione di tutte le opere provvisorie utilizzate allo scopo;
- solidarizzazione dei cinque solai mediante la posa degli elementi in carpenteria metallica nelle modalità di cui all'allegato grafico, previo accurato rilievo geometrico dello stato di fatto di cui al punto precedente;
- realizzazione delle opere interne di finitura
- (impianti, pavimentazioni, pareti, etc.);
- realizzazione delle opere di facciata.

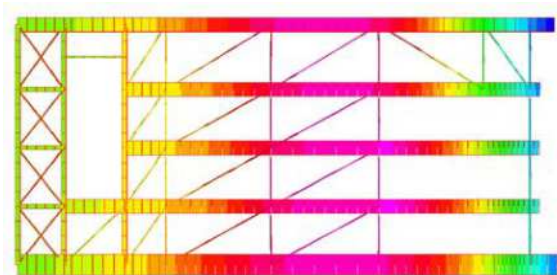


Figura 19 - Campo deformativo testata E1

Particolare attenzione è stata posta al collegamento tra le strutture in c.a., costituite principalmente da travi PREM, con la carpenteria metallica che dovrà avvenire in asse alle strutture in c.a. mediante saldature a completo ripristino. Tali collegamenti sono avvenuti tramite idonee piastre in acciaio dello spessore non minore di 20mm; le stesse sono state predisposte, sia all'intradosso che all'estradosso, durante il getto delle strutture prefabbricate di tipo PREM.

Nel seguito si riportano immagini a completamento di quanto sopra esposto:



Figure 20 e 21 - Carpenteria e travi PREM



5. TRAVI PREFABBRICATE RETICOLARI MISTE

Le scelte del lay-out architettonico hanno imposto stati sollecitazionali non sostenibili con l'adozione di travi tradizionali realizzate in c.a. o in carpenteria metallica, a parità di sezioni geometrico-resistenti; pertanto si è optato per l'adozione di un sistema strutturale resistente di piano costituito da travi prefabbricate reticolari miste, PREM.

L'applicazione della tecnologia PREM ha richiesto un notevole impegno sia in fase di progettazione esecutiva che in fase di produzione degli elementi semi-prefabbricati.



Figura 22 - Vista aerea edificio E1-Posa travi PREM impalcato Livello 1 (+137.40)

Le zone d'intervento possono essere raggruppate in tre aree distinte, caratterizzanti l'edificio e la soluzione individuata:

- gli sbalzi con luce elevata sul lato piazza, le modalità di posa, di collegamento, di getto e monitoraggio di un sistema autoportante;
- la zona di collegamento E1-E2;
- le travi delle facciate est ed ovest.

I due sbalzi di solaio, presenti alle quote +137.40 e +155.50 sono stati realizzati con elementi di trave e sbalzo forniti separatamente in cantiere e uniti dopo la loro posa con successivo ripristino delle armature del traliccio mediante saldatura in opera.



Figura 23 - Nodo trave-pilastro a quattro vie

Tale metodologia, che ha consentito di ridurre il peso dei manufatti garantendo per gran parte delle attività l'impiego della sola gru edile, ha soprattutto permesso di assegnare

differenti monte alle estremità degli sbalzi, pensati completamente autoportanti dopo il ripristino saldato del traliccio. Il lungo fronte degli sbalzi ha richiesto una particolare attenzione alle deformazioni strutturali di lungo termine. In abbinamento alle travi PREM sono stati adottati modo l'intero sistema trave-solaio è risultato privo di puntellazioni in fase di getto permettendo di ridurre al minimo l'incidenza delle deformazioni viscosse avendo trasferito il massimo carico possibile sulle armature metalliche.



Figura 24 - Solaio di copertura. Livello 5 (+155.50)

Le monte assegnate durante la posa degli elementi a sbalzo hanno consentito di compensare completamente gli abbassamenti in fase di getto conservando un'aliquota residua per le deformazioni a lungo termine. Ciascuna punta degli sbalzi è stata dotata di una mira per l'assegnazione delle monte: l'attività di monitoraggio ha interessato ogni lavorazione che è stata suddivisa in micro-fasi (monte, peso proprio travi, posa solai, getto) ed ha comportato precisioni millimetriche, prima in stabilimento e successivamente in cantiere. Le testate degli sbalzi sono state inoltre collegate mediante una trave PREM di bordo, progettata e realizzata per consentire il successivo fissaggio del prolungamento in carpenteria metallica di luce pari a 3.5 m: quest'ultimo elemento ha richiesto lo studio di particolari disposizioni d'armatura per il corretto trasferimento delle azioni all'orditura principale.



Figura 25 - Vista intradosso elementi PREM con rastremazione della sezione: solaio di copertura. L5 (+155.50)

Ogni elemento PREM trave+sbalzo è stato corredato di sponde laterali in lamierino metallico per il contenimento del getto, predisposte in stabilimento. Gli sbalzi del piano copertura hanno richiesto un ulteriore sforzo progettuale/produttivo data la presenza della rastremazione architettonica della sezione verso l'alto: tale richiesta ha ulteriormente ridotto le sezioni resistenti e richiesto particolare cura nelle fasi di assemblaggio dei tralicci e durante il getto del fondello prefabbricato in stabilimento: un sistema che complessivamente doveva garantire la completa autoportanza nelle fasi di posa dei solai e nelle fasi di getto.

La zona di collegamento fra i due edifici è stata progettata riducendo il più possibile lo spessore del pacchetto strutturale grazie alla tecnologia PREM: in questo ambito con luci di travi variabili, a seconda della posizione, fra 16.45 m e 19.20 m è stato ancor più importante ridurre le deformazioni legate ai carichi permanenti.



Figura 26 - Orditura delle travi PREM dello sbalzo al livello copertura, L5 (+155.50)



Figura 27 - Zona collegamento E1-E2: travi PREM autoportanti con fondello e sponde in lamierino

Inoltre la presenza di un giunto strutturale ha richiesto la realizzazione, in spessori modesti, di robuste selle d'appoggio. La scelta di non prevedere il fondello in calcestruzzo prefabbricato, ma un'intera cassera in lamierino metallico, ha consentito di assegnare alle travi l'ideale monta d'officina ed al contempo ridurre i pesi propri durante la fase di montaggio. Le travi sono state abbinate a solai prefabbricati tipo predalles (TSQ, Travi Solaio di Qualità) corredate di tralicci specifici, progettati e prodotti in stabilimento per ottenere la completa autoportanza.

Le facciate est e ovest, interessate da particolari esigenze architettoniche e di finitura hanno richiesto analisi numeriche accurate (nelle varie fasi costruttive) che hanno portato ad un'interessante proposta strutturale basata sull'impiego di "travi parete" autoportanti.



Figura 28 - Fase di montaggio dei conci della trave parete ovest

Ad ogni piano, travi a sbalzo dai pilastri e dai vani scala reggono alle loro estremità una trave di luce complessiva pari a 28.5 m (facciata est) e 17.50 m (facciata ovest) con sezione trasversale 30x100 e 30x150 cm. I vari conci di trave sono stati posati in cantiere e successivamente resi staticamente continui attraverso il ripristino dei tralicci mediante unioni saldate.



Figura 29 - Piastre predisposte nelle travi PREM per il fissaggio dei profilati in carpenteria metallica

Quest'ultima trave inoltre è dotata di particolari piastre in acciaio per il fissaggio delle tirantature in carpenteria metallica a collegamento fra i vari piani, così da scongiurare o limitare fortemente il rischio di spostamenti differenziali non compatibili con il sistema di finitura delle facciate.

Notevole interesse ed impegno ha rivestito anche tutta la fase preparatoria e realizzativa legata alle saldature in cantiere, con la progettazione di tutti i nodi da collegare, la loro esecuzione in cantiere e la loro certificazione da parte di ente terzo con controlli di tipo non distruttivo ai quali sono stati

abbinati i risultati di prove specifiche di laboratorio su campioni di alcuni collegamenti tipici.



Figura 30 - Vista d'insieme della facciata nord interessata dagli sbalzi di notevole luce.

Complessivamente sono state impiegate circa 600 tonnellate di acciaio nervato per una produzione di oltre 400 manufatti fra travi e sbalzi.



Figura 31 - Vista d'insieme della facciata est

ANALISI DEL CALORE DI IDRATAZIONE DELLA PLATEA FONDAZIONALE MASSIVA DEL'EDIFICIO PARK TOWER A MILANO CITY LIFE

Antonio Migliacci¹, Sergio Levati², Alessandro Aronica³

1 Politecnico di Milano, MSC Associati S.r.l. Milano.

2 MSC Associati S.r.l. Milano.

3 MSC Associati S.r.l. Milano.

SOMMARIO

La presente memoria espone l'esperienza intrapresa nel corso della progettazione strutturale della Torre Park Tower di prossima realizzazione a Milano. In particolare, oltre agli studi canonici eseguiti per un edificio alto, per questa struttura è stato svolto un particolare studio finalizzato a valutare un aspetto progettuale importante quale quello del calore di idratazione della platea fondazionale. In seguito verranno esposti i criteri utilizzati per definire il problema termo meccanico, i risultati ottenuti dall'analisi e la validazione della metodologia di calcolo adottata per supportare le calcolazioni svolte.

STUDIES OF THERMAL HYDRATION'S PROBLEM FOR THE MAT FOUNDATION OF PARK TOWER IN MILAN

SUMMARY

The present paper explains the experience undertaken during the structural design of the Park Tower to be built in Milan. In particular, in addition to the standard studies performed for a tall building, for this structure, a dedicated study was carried out aimed at estimating a particular aspect of the design as important as that of the heat of hydration for the mat foundation of the building. In detail, in this report, the following are summarized: the criteria assumption to define the thermo-mechanical problem, the results obtained from the analysis and the criteria adopted to assess the numerical models.

1. INTRODUZIONE

1.1 Prefazione

In questi ultimi anni, anche in Italia, si sta intensificando la realizzazione di edifici alti che sempre più modificano lo skyline delle nostre città. La realizzazione di questa tipologia di costruzioni porta con sé la necessità di risolvere problemi progettuali e cantieristici complessi legati alle dimensioni delle nuove realizzazioni che usualmente, per edifici ordinari, non vengono contemplati. Tra questi, uno dei più rilevanti, è la pianificazione dei getti massivi di grandi dimensioni che costituiscono le platee fondazionali delle future costruzioni. In generale, infatti, gli edifici alti sono caratterizzati da fondazioni massive che si distinguono per il notevole calore di idratazione che si sviluppa subito dopo il getto della fondazione stessa. L'analisi dei gradienti termici, che nascono nello spessore della platea nelle prime ore successive alle operazioni di getto, risulta fondamentale per poter escludere la formazione di fessurazioni corticali legate al problema di congruenza elasto termica della massa di calcestruzzo. Nelle seguenti memorie si presentano dunque gli studi condotti per l'argomento in oggetto.

1.2 Generalità

L'edificio per il quale è stato eseguito il presente studio è la Park Tower di futura realizzazione nell'ex quartiere storico della fiera di Milano oggi denominato City Life.

Il progetto architettonico della torre è stato redatto dallo Studio Daniel Libeskind LCC di New York mentre quello strutturale, definitivo ed esecutivo, dalla MSC Associati S.r.l di Milano. In particolare, il progetto dei cementi armati è a firma dell'Ing. Sergio Levati con il coordinamento tecnico dell'Ing. Andrea Sangalli e la supervisione del Prof. Antonio Migliacci del Politecnico di Milano, tutti e tre soci della MSC Associati S.r.l.

La committenza è invece rappresentata da City Life S.r.l. la quale ha incaricato come General Contractor il gruppo City Contractor S.c.a.r.l.

Il suddetto intervento edilizio consta nella realizzazione di una superficie di oltre 26000 m² prevedendo 3 piani interrati e 25 fuori terra destinati principalmente ad uso residenziale.

L'altezza del futuro edificio sarà di oltre 120 metri di cui 105 fuori terra così come rappresentato nella seguente immagine:



Figura 1 – Rendering della Park Tower da piazzale Arduino

2. I DATI DI PROGETTO

2.1 La platea oggetto di studio

L'analisi del calore di idratazione è stata condotta per la platea fondazionale della torre che, all'interno della più estesa superficie della fondiaria, ha circa le dimensioni dell'edificio fuori terra così come rappresentato nella seguente immagine:



Figura 2 – Platea di fondazione della Torre Park Tower

La superficie in pianta della platea fondazionale è di circa 2600 m²; l'altezza di questo elemento strutturale è di 3 metri

nella parte centrale, dove sono presenti i due cores di controvento in calcestruzzo, e di 2 metri nella parte perimetrale dove invece insistono le colonne in cemento armato. Il volume totale del getto è di circa 4600 m³ realizzati con calcestruzzo di classe C28/35 LH in classe di esposizione XC2, caratterizzato da una resistenza cubica a schiacciamento pari a 35 MPa e una miscela a basso calore di idratazione (Lower Hidration). La classe di consistenza assunta è di tipo autolivellante SCC (Self Compacting Concrete) ciò per migliorare la costipazione del getto nelle fitte armature presenti di tipo B450C, pari a 2 strati Φ 30 (30x30) per il getto H=2,00 m e 3 strati Φ 30 (30x30) per il getto H=3,00 più tutti gli infittimenti necessari per l'equilibrio delle sollecitazioni flessionali agenti.

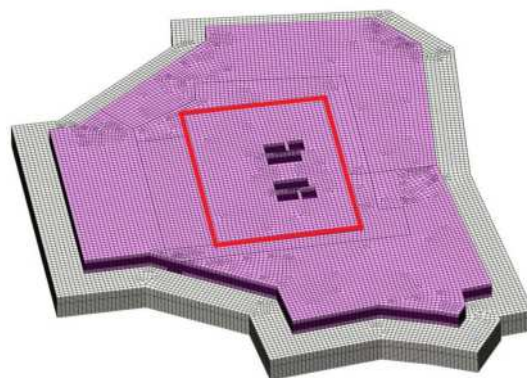


Figura 3 – Vista 3d del getto fondazionale con evidenziata nella parte centrale quella con altezza 3 metri

La soluzione numerica di un problema termo fisico complesso, come quello dello studio del calore di idratazione di un getto massivo, è fortemente condizionata dalla determinazione dei valori di input da assumere preliminarmente all'analisi. Per tale ragione, al fine di definire correttamente i parametri relativi al calcestruzzo senza dover valutare empiricamente quelli presenti in letteratura, con la committenza, già nello sviluppo del progetto esecutivo, si è condiviso di coinvolgere il futuro fornitore delle miscele cementizie. Tale possibilità ha avuto un grosso vantaggio progettuale perché si è riusciti ad individuare e risolvere tutti quei problemi tecnologici ed ergonomici legati alla realizzazione di una lavorazione "fuori scala" come quella di realizzare in un'unica soluzione temporale un getto di calcestruzzo di volume superiore ai 4600 m³.

Per quanto riguarda la progettazione della Torre, è stata utilizzata la norma NTC2008 e relativa circolare applicativa più gli Eurocodici 2 e 8 applicati utilizzando i relativi NAD italiani.

2.2 I calcestruzzi previsti in progetto

Nel dettaglio, oltre la direzione lavori ed il collaudatore statico in corso d'opera, è stata coinvolta la Società Unical del gruppo Buzzi – Unicem la quale, per le proprie miscele, ha fornito i seguenti parametri che hanno permesso di qualificare le caratteristiche fisiche dei calcestruzzi in progetto.

classe di resistenza	C28/35 a 60 giorni	UNI EN 206-1, UNI 11104
classe di consistenza	SCC	UNI EN 206-1, UNI 11104
diametro massimo aggregato	20 mm	UNI EN 206-1, UNI EN 12620
Δ termico massimo	$\leq 35^{\circ}\text{C}$ in condizioni adiabatiche	
ritardo dei tempi di indurimento	modulati da +16 a +0 ore in base all'avanzamento del getto	
mantenimento classe SCC	> 60 minuti dopo l'arrivo in cantiere dell'autobetoniera	
garanzia di filling / passing	target spandimento > 700 mm	
garanzia di coesione impasto	target V-funnell >> 4"	+ no bleeding
spandimento a tempi vari	~ 710 mm (5') ~ 720 mm (30') ~ 720 mm (60') ~ 700 mm (90')	
tempo di efflusso V-funnell	12 secondi	
Δ SF con anello a J (J-ring)	PJ ≤ 10 mm	
essudazione d'acqua	nulla	
scorrimento confinato L-box	PL $\geq 0,95$	

Tabella 1 – Caratteristiche dei calcestruzzi in progetto

COMPONENTI BASE

Cemento pozzolanico a basso calore di idratazione <i>conforme UNI EN 197-1</i>	CEM 32,5 N IV/A-P formulato <i>ad hoc</i> per il SCC LH Unical dallo stabilimento Buzzi Unicem di Trino (VC)
Aggiunta di tipo I <i>conforme UNI EN 12620 e UNI 8520</i>	Filler micronizzato calcareo a PSD predefinita e garantita dallo stabilimento Nicem di Bergamo
Additivo superfluidificante speciale <i>conforme UNI EN 934-2</i>	additivo superfluidificante a base carbossilica a lungo mantenimento formulato <i>ad hoc</i> per il SCC LH Unical dallo stabilimento Addiment di Medolago
Additivo ritardante <i>conforme UNI EN 934-2</i>	additivo ritardante dei processi di idratazione dello stabilimento Addiment di Medolago

DATI SPERIMENTALI ALLO STATO FRESCO

questi i parametri misurati sul calcestruzzo fresco durante le sperimentazioni di qualifica

Massa volumica	2365 kg/m ³
Spandimento a 30'	725 mm
Tempo di efflusso	12 secondi (anche dopo 5')
Δ SF con anello a J (J-ring)	PJ = 5 mm
Essudazione d'acqua	nulla
Scorrimento confinato L-box	PL $\geq 0,95$
Contenuto d'aria	1,8 %

Tabella 2 – Caratteristiche dei calcestruzzi in progetto

Per quanto concerne lo sviluppo di calore del calcestruzzo nel tempo, i tecnologi della Unical hanno fornito la curva adiabatica della miscela prevista in progetto. Tale curva, la quale riporta lo sviluppo nel tempo della temperatura successivamente il getto iniziale, è stata determinata mediante una campagna di prove sperimentali eseguite ad hoc nei propri laboratori. La curva è stata definita attraverso test eseguiti su campioni prova isolati termicamente, quindi in condizioni adiabatiche, rispetto all'ambiente esterno. La temperatura iniziale del getto è stata stimata in 20°C assumendo quindi

che, dalla miscelazione iniziale nell'impianto di betonaggio, nel corso del trasporto in cantiere, la miscela inizia a riscaldarsi in relazione alla reazione esotermica legata appunto all'idratazione del cemento.

La curva adiabatica risulta quindi quella rappresentata nella seguente immagine:

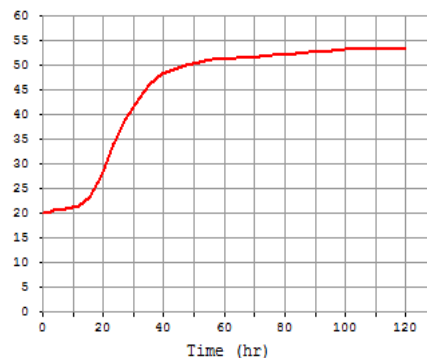


Figura 4 – Curva adiabatica dei calcestruzzi in progetto

Il diagramma, in particolare, evidenzia una temperatura massima della miscela di 53°C a circa 120 ore dal getto iniziale originando quindi un delta termico di 33°C. Infine, per l'impostazione dell'analisi numerica, sono stati condivisi i valori del calore specifico del calcestruzzo, assunto pari a 892.5 J/kg K, e quello della conducibilità termica, assunta pari a 2 W/m K.

2.2 Definizione delle fasi di getto della platea

Definite le caratteristiche fisiche del calcestruzzo, per studiare l'evoluzione nel tempo delle temperature all'interno dello spessore della platea, è stato necessario fare un progetto esecutivo delle fasi di getto per la realizzazione della fondazione. Il primo dato che si è condiviso con i tecnologi della Unical è stato quello relativo alla capacità di approvvigionamento che è stata valutata pari a 130 m³/ora equivalenti all'arrivo in cantiere di 13 betoniere di 10 m³ ciascuna all'ora.

Tale capacità di approvvigionamento è stata ritenuta possibile grazie a 2 centrali di betonaggio del gruppo, limitrofe all'area di cantiere, dedicate esclusivamente alla fornitura del calcestruzzo della platea fondazionale. Nella valutazione di tale parametro, è stato peraltro individuato un terzo impianto di riserva, necessario nel caso, nel corso delle operazioni di getto, si fossero manifestati problemi ad uno dei primi due impianti.

Il getto della platea è stato programmato attraverso l'utilizzo di due autopompe collocate diametralmente circa opposte rispetto al perimetro del getto stesso, capaci con i loro bracci di coprire l'intera superficie della platea. Anche in questo caso si è programmata la presenza stabile di una terza pompa nel caso, nel corso delle operazioni di getto, si fossero presentati problemi ad una delle prime due. Il posizionamento delle autopompe è stato valutato congruentemente alla logistica di cantiere al fine di permettere l'arrivo, lo stazionamento e la ripartenza delle betoniere evitando intralci alla circolazione con conseguenti problemi di tempistica nella realizzazione del getto stesso.

Adottando un calcestruzzo di tipo SCC, si è valutato che da ogni singolo punto di colata, si potesse coprire una superficie di 7 metri di raggio e ciò ha permesso di definire 12 punti di getto per ogni pompa per coprire l'intera superficie della platea. La velocità di scarico di ogni betoniera, sulla scorta di lavori analoghi, è stata valutata in 8 min a macchina.



Figura 5 – Layout di cantiere per le fasi di getto

In base a queste informazioni, si è allora riusciti a valutare le velocità di getto della platea; in particolare, considerando una velocità di afflusso di 130 m³/ora, si è stimata una velocità di getto di 33 cm/ora per il primo metro della parte di platea alta 3 metri e, per la restante superficie, una velocità pari a 6,25 cm/ora. Con tali dati si è ricavato allora che il tempo totale previsto per il getto risulta di circa 35 ore consecutive. La definizione di questi parametri ha definito le ascisse temporali dell'analisi di costruzione per fasi e ciò ha permesso di valutare l'evoluzione delle temperature considerando anche il transitorio termico iniziale.

2.2 Analisi delle temperature ambientali

Avendo programmato il getto tra la fine di Maggio e i primi di Giugno, è stata fatta un'attenta valutazione delle temperature esterne dell'aria in questo periodo dell'anno facendo un'esamina delle medie trentennali delle temperature registrate negli aeroporti di Milano Malpensa e Milano Linate. In particolare, analizzando le medie statistiche registrate dalle stazioni meteorologiche aeroportuali, si sono riscontrati i seguenti dati di temperatura:

STAZIONE 090 MILANO-LINATE medie mensili periodo 61 - 90												
	Tx1d	Tx2d	Tx3d	Tx-m	Tn1d	Tn2d	Tn3d	Tn-m	Tx>5	Tn<0	OT>5	OT<0
gennaio	4.1	4.3	5.4	4.6	-2.4	-1.9	-1.3	-1.9	0.0	20.8	0.0	8.4
febbraio	7.1	8.1	9.3	8.2	-0.5	0.2	0.3	0.1	0.0	14.3	0.0	3.2
marzo	11.2	13.2	15.0	13.2	1.5	3.2	4.9	3.3	0.0	5.8	0.0	0.7
aprile	16.3	17.3	18.5	17.5	6.6	6.5	7.8	7.0	0.6	0.4	0.0	0.0
maggio	20.4	21.9	23.2	21.9	9.4	11.5	12.3	11.2	7.2	0.0	0.7	0.0
giugno	24.6	26.0	27.9	26.1	13.8	14.8	16.4	15.0	19.8	0.0	4.1	0.0
luglio	28.4	29.2	29.0	28.9	16.8	17.7	17.5	17.1	27.5	0.0	8.3	0.0
agosto	28.9	28.2	26.1	27.7	17.5	17.1	15.5	16.7	24.9	0.0	6.3	0.0
settembre	25.6	24.4	22.9	24.3	14.6	13.6	12.3	13.5	13.9	0.0	1.9	0.0
ottobre	20.5	17.8	15.4	17.8	10.7	8.4	6.2	8.4	0.7	0.6	0.0	0.0
novembre	12.4	10.3	8.1	10.2	5.8	3.5	1.4	3.6	0.0	4.1	0.0	1.0
dicembre	6.6	5.5	4.4	5.4	-0.2	-0.9	-1.5	-0.9	0.0	19.7	0.0	6.7

STAZIONE 066-MILANO MALPENSA medie mensili periodo 61 - 90												
	Tx1d	Tx2d	Tx3d	Tx-m	Tn1d	Tn2d	Tn3d	Tn-m	Tx>5	Tn<0	OT>5	OT<0
gennaio	5.4	5.7	4.9	6.1	-5.2	-4.1	-3.8	-4.4	0.0	25.2	0.0	9.6
febbraio	7.9	8.4	9.5	8.6	-3.0	-2.4	-2.2	-2.5	0.0	21.1	0.0	5.9
marzo	11.3	12.9	15.0	13.1	-1.4	0.4	2.0	0.4	0.0	14.4	0.0	2.1
aprile	15.2	17.4	18.1	17.0	3.2	3.7	5.1	4.0	0.7	2.6	0.0	0.0
maggio	19.9	21.3	22.5	21.3	7.2	9.5	10.1	9.0	5.5	0.5	0.4	0.0
giugno	23.9	25.3	27.1	25.5	11.3	13.4	14.2	12.8	15.3	0.0	2.3	0.0
luglio	28.2	28.7	29.0	28.8	14.7	15.6	15.8	15.3	27.5	0.0	6.8	0.0
agosto	28.8	28.2	26.0	27.6	15.7	15.3	13.5	14.8	25.0	0.0	9.4	0.0
settembre	25.4	24.1	22.7	24.0	12.5	11.5	10.5	11.5	13.5	0.0	1.6	0.0
ottobre	20.5	18.1	16.2	18.2	8.9	6.5	4.0	6.4	1.0	2.8	0.0	0.1
novembre	13.0	11.4	9.3	11.2	2.9	0.8	-1.5	0.7	0.0	14.5	0.0	2.6
dicembre	8.1	7.0	5.9	6.9	-3.1	-3.6	-3.8	-3.6	0.0	24.9	0.0	8.5

Tx1d, Tx2d, Tx3d - media della temperatura massima della prima, seconda e terza decade del mese [°C]
 Tx-m - media della temperatura massima dell'intero mese [°C]
 Tn1d, Tn2d, Tn3d - media della temperatura minima della prima, seconda e terza decade del mese [°C]
 Tn-m - media della temperatura minima dell'intero mese [°C]
 Tx>5 - numero medio di giorni al mese con temperatura massima superiore a 5 -25°C
 Tn<0 - numero medio di giorni al mese con temperatura minima inferiore a 0°C
 OT>5 - numero medio di ore al giorno con temperatura superiore a uguale a 5-25°C
 OT<0 - numero medio di ore al giorno con temperatura inferiore a uguale a 0°C

Tabella 3 – Temperature statistiche nelle stazioni meteorologiche di Milano Linate e Milano Malpensa

Dalle statistiche trentennali analizzate, per il periodo considerato per il quale è stato programmato il getto fondazionale, si è calcolata una temperatura media T₀=17,38°C con oscillazione ΔT di ± 7,38°C tra il giorno e la notte. La temperatura dell'aria esterna è stata allora ritenuta variabile nel tempo assumendo la seguente espressione sinusoidale:

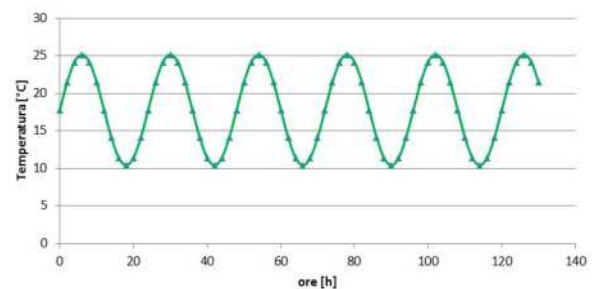


Figura 6 – Temperatura esterna dell'aria assunta in progetto

Per quanto concerne la temperatura del terreno a contatto con l'intradosso della platea, si è assunta quella definita dalla norma UNI EN 15450:2008 che, per la quota - 15,00 m pari a quella di imposta della fondazione, definisce un valore di 10°C.

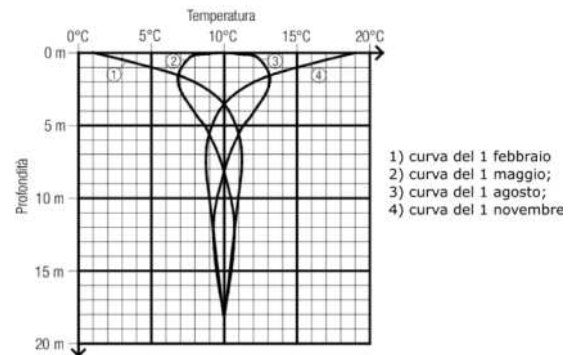


Figura 7 – Temperatura del terreno secondo UNI EN 15450

L'oscillazione di temperatura giornaliera del terreno è stata considerata con una variazione di $\pm 2,00^{\circ}\text{C}$ tra il giorno e la notte. Per il terreno si è assunto un valore del calore specifico pari a 837.2 J/kg K mentre per la conducibilità termica un valore pari a 1.97 W/m K .

Il coefficiente di scambio termico per convezione naturale del flusso di calore sulla superficie corticale del getto è stato assunto pari a $10 \text{ W/m}^2\text{K}$ in quanto, la particolare posizione di getto, ha suggerito una velocità media del vento inferiore a 4 m/s .

3. ANALISI NUMERICA

3.1 Obiettivo dell'analisi

Lo scopo di svolgere un'analisi del calore di idratazione è stata mirata a determinare, nello spazio e nel tempo, il campo delle temperature che si sviluppa all'interno del getto conseguente al calore rilasciato dalla reazione esotermica di idratazione dei cementi costituenti l'impasto. Tale analisi è stata impostata per poter quantificare le differenze di temperature tra le parti centrali del getto (più calde) e quelle estradosali (più fredde). Infatti, in fase di raffreddamento della massa di calcestruzzo, tali differenze inducono degli stati di trazione superficiali che, se troppo elevati, possono generare delle fessurazioni sull'estradosso del getto compromettendo la durabilità delle armature e quindi la funzionalità statica dell'elemento fondazionale.

L'analisi svolta attraverso la simulazione numerica, ha permesso quindi di risolvere tale problema termofisico che, considerando il comportamento termico del calcestruzzo, lo sviluppo del calore di idratazione, le condizioni di temperatura e di convezione al contorno, hanno permesso di risolvere, nel dominio del tempo e dello spazio, l'evoluzione delle temperature e i relativi gradienti termici.

Tale problema è stato quindi risolto numericamente attraverso l'equazione di Fourier in seguito esplicitata.

Forma generale nelle tre dimensioni spaziali:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} + \frac{\dot{q}_e}{k} = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial T}{\partial \tau}$$

oppure, espressa sinteticamente tramite l'operatore laplaciano:

$$\nabla^2 T + \frac{\dot{q}_e}{k} = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial T}{\partial \tau} \quad \text{con} \quad \alpha = \frac{k}{\rho c}$$

dove:

α = diffusività termica

k = conducibilità termica [W/mK]

ρ = densità volumica [kg/m³]

c = calore specifico [J/kgK]

\dot{q}_e = energia generata per unità di tempo e di volume [W/m³]

Figura 8 – Equazione di Fourier

3.2 Il modello ad elementi finiti

L'analisi numerica è stata svolta realizzando un modello ad elementi finiti generato con il software Midas Fea ® di Midas Information Technology Co LTD. In particolare è stato realizzato un modello con elementi finiti solidi di tipo brick ad 8 nodi i quali hanno discretizzato un volume di dimensioni in

pianta pari a $1400 \times 1700 \text{ cm}$ ed altezza pari a 200 e 300 cm rappresentativo della platea oggetto di studio.

Il modello, composto di 46508 elementi finiti, è stato vincolato attraverso opportuni vincoli cinematici piuttosto che termo meccanici come quelli adiabatici imposti sulle superfici perimetrali.

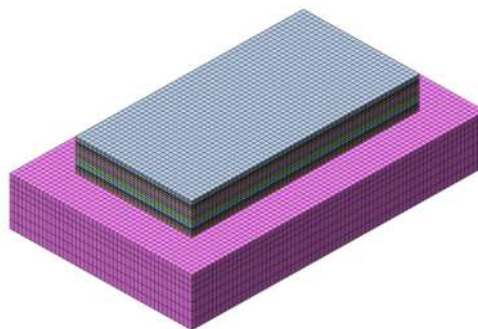


Figura 9 – Vista del modello ad elementi finiti

La discretizzazione del volume solido è stata eseguita per strati di idonea altezza che, attraverso un'analisi di costruzione per fasi, hanno simulato l'aumento dell'altezza del getto nel tempo con velocità definite in 2.2.

In particolare, gli steps temporali con cui è stata eseguita l'analisi, sono quelli rappresentati nella seguente tabella :

STEP	Layer [cm]	Durata step [h]	N° divisioni
1	33	1	1
2	33	1	1
3	34	1	1
4	12,5	2	1
5	12,5	2	1
6	12,5	2	1
7	12,5	2	1
8	12,5	2	1
9	12,5	2	1
10	12,5	2	1
11	12,5	2	1
12	12,5	2	1
13	12,5	2	1
14	12,5	2	1
15	12,5	2	1
16	12,5	2	1
17	12,5	2	1
18	12,5	2	1
19	12,5	26	13
		61	10
Totale ore		120	

Tabella 4 – Steps temporali della costruzione per fasi

I risultati dell'evoluzione delle temperature nello spazio e nel tempo sono stati diagrammati per due particolari verticali di indagini così come rappresentato nella seguente sezione:

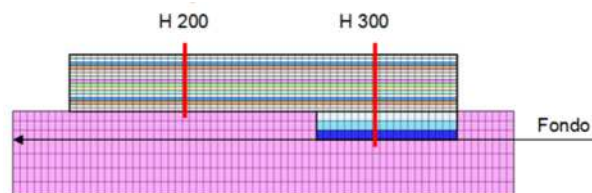


Figura 10- Verticali di indagine analizzate

3.3 Risultati dell'analisi numerica

I risultati ottenuti dall'analisi ad elementi finiti sono stati allora rappresentati con grafici bidimensionali dove in ascissa è stato definito il tempo mentre in ordinata le temperature. Ogni singola curva riporta quindi l'evoluzione della temperatura per un nodo ad una determinata altezza rispetto il fondo cassero. Nei seguenti grafici si riportano, per vari punti, le temperature ottenute nell'analisi nelle verticali della platea rispettivamente di altezza 2 e 3 metri:

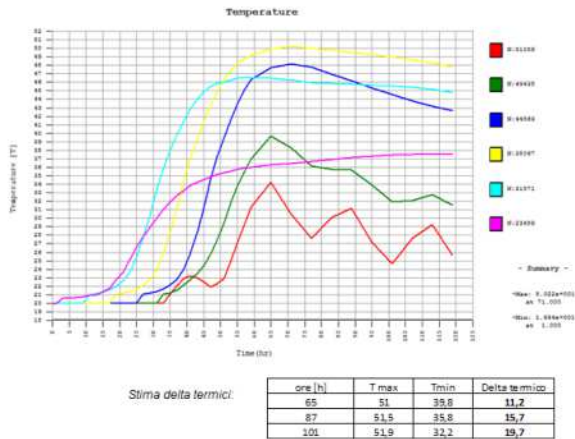


Figura 11 – Andamento delle temperature nel getto H=2 m

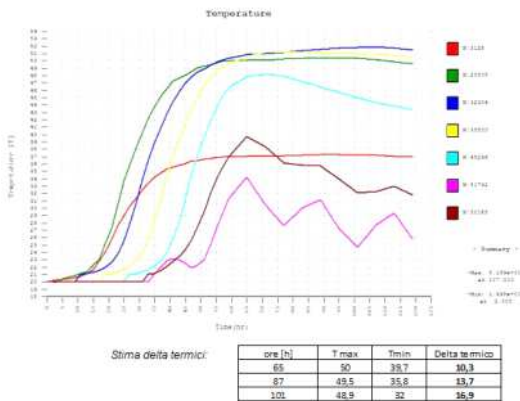


Figura 12 – Andamento delle temperature nel getto H=3 m

In particolare, i precedenti grafici evidenziano curve crescenti in termini di temperature più si aumenta la distanza dei punti di controllo rispetto all'estradosso del getto. Le curve più basse, prossime all'estradosso della platea, tendono alla variazione sinusoidale della temperatura esterna imposta al contorno. Quelle più alte, caratteristiche dei punti centrali, tendono invece alla curva adiabatica. I gradienti termici massimi rilevati, tra la mezzeria dell'altezza del getto e la superficie estradosale, risultano essere pari a 19,7 °C per la sezione di altezza h=2,00 m mentre 16,9°C per quello di altezza h=3,00 m.

Per quanto riguarda l'andamento degli sforzi principali, nelle seguenti immagini, sono stati diagrammati quelli di massima trazione nelle prime 2 direzioni principali:

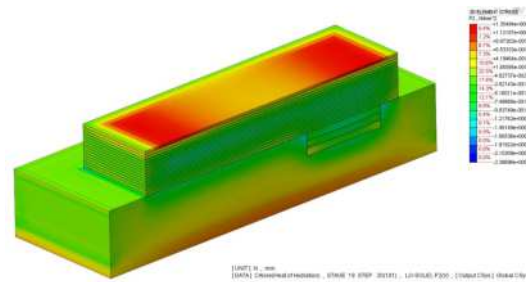


Figura 13 – Sforzi principali in direzione 1

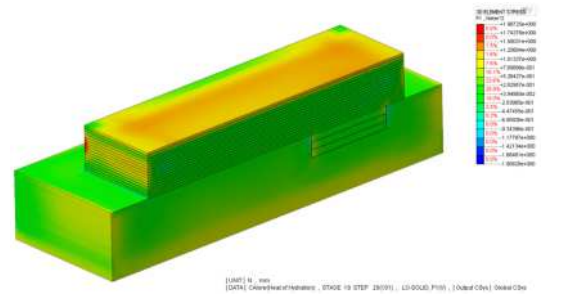


Figura 14 – Sforzi principali in direzione 2

3.4 Analisi dei risultati

I dati ottenuti dall'elaborazione numerica sono risultati significativi per poter escludere possibili fessurazioni corticali in relazione alle deformazioni termiche differenziali nel getto dovute al calore di idratazione. In primis, l'entità del massimo gradiente termico registrato tra la mezzeria dell'altezza del getto (più calca) e la parte estradosale (più fredda), è risultata inferiore a 20°C. Tale valore è oggettivamente riconosciuto in letteratura come massimo accettabile per escludere l'insorgenza di tali problematiche.

In secondo luogo, si sono confrontate le tensioni massime di trazione nel calcestruzzo, ottenute nella modellazione numerica, con le resistenze a trazione sperimentali ottenuta da prove in laboratorio per le miscele in progetto per un tempo pari a quello del massimo gradiente termico (66 ore). In particolare è risultato :

Sforzo massimo principale di trazione sullo strato corticale:
 $\sigma_{2,max} = 1.35 \text{ MPa} < f_{ct,66h} \approx 1.68 \text{ MPa}$

Il rispetto di tale disuguaglianza ha permesso ancora di asseverare la possibilità di realizzare il getto in soluzione continua escludendo nuovamente l'insorgere di fessurazioni corticali legate a problemi di temperatura.

3.5 Validazione del modello di calcolo

Nell'esecuzione di una modellazione numerica così complessa le NTC 2008 al cap. 10.2 "ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI

CALCOLO” prevedono che: “Qualora l’analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l’ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l’affidabilità dei codici utilizzati e verificare l’attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità”. Tale controllo, peraltro, è stato richiesto esplicitamente dalla committenza per legittimare una calcolazione così complessa e nuovamente escludere possibili problemi successivamente l’esecuzione del getto.

La validazione del modello di calcolo è stata possibile riproducendo un getto massivo realizzato da Unical per un’altra commessa, nel quale è stato eseguito un monitoraggio termico di cui sono stati resi disponibili gli input e gli output registrati.

In particolare, è stato simulato il getto di una platea fondazionale di spessore 4,4 m eseguita in una soluzione continua di getto durata 85 ore. La determinazione delle caratteristiche termo fisiche di contorno al problema è stata eseguita analogamente a quanto precedentemente presentato per lo studio della platea della Park Tower.

Si riporta in seguito un’immagine rappresentativa del secondo modello ad elementi finiti creato ad hoc per questo studio di validazione:

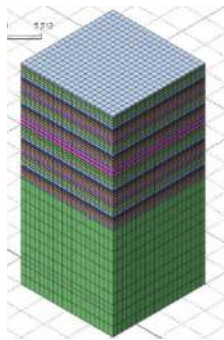


Figura 15 – Vista del secondo modello ad elementi finiti

I risultati ottenuti nella seconda analisi sono rappresentati nel seguente grafico:

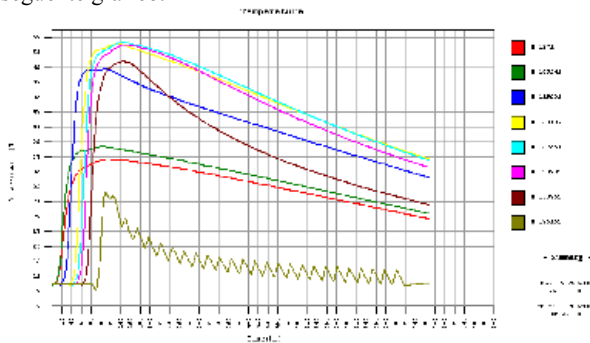


Figura 16 – temperature nel secondo modello

Gli sviluppi temporali delle temperature teoriche sono allora stati confrontati con quelli acquisiti dalle termocoppie nel corso del getto ottenendo le seguenti comparazioni:

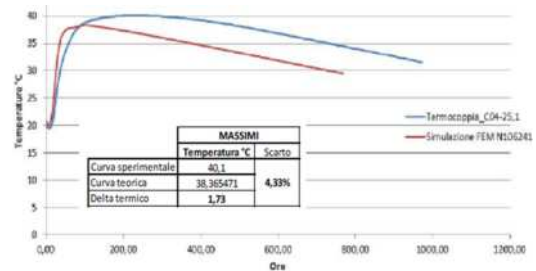


Figura 17-Confronto delle temperature a quota 0,1 m

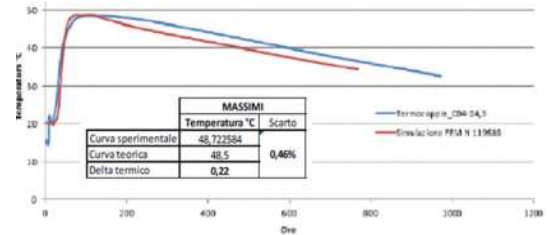


Figura 18-Confronto delle temperature a quota 0,9 m

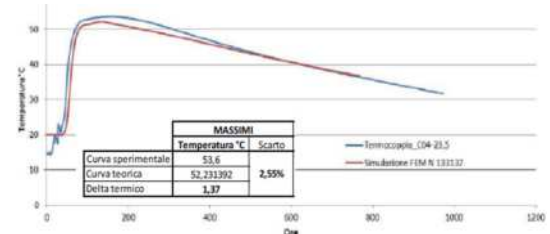


Figura 19-Confronto delle temperature a quota 1,7 m

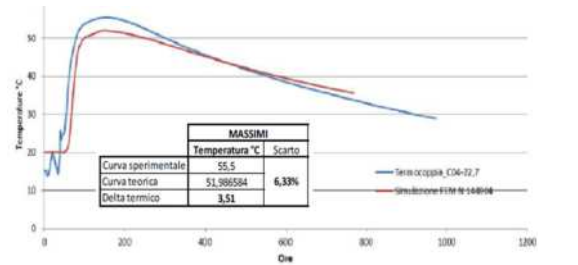


Figura 20-Confronto delle temperature a quota 2,5 m

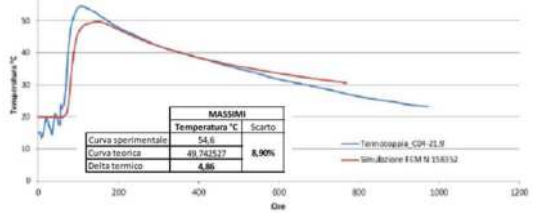


Figura 21-Confronto delle temperature a quota 3,3 m

La comparazione dei risultati teorici con quelli sperimentali, ha evidenziato differenze di temperature molto contenute, mediamente sotto il 6%, e tale risultato ha permesso di validare la metodologia di calcolo assunta per l’analisi delle temperature che quindi può essere applicata con risultati più che soddisfacenti.

4. CONCLUSIONI

4.1 Commento sull'attendibilità delle analisi

Alla luce dei risultati ottenuti dalle analisi numeriche svolte, è stato quindi ritenuto accettabile poter realizzare il getto della platea della Park Tower in un'unica soluzione temporale continuativa.

Si ritiene quindi che, la metodologia di analisi presentata, partendo dalla definizione dei dati di input, passando poi per la creazione di appositi modelli numerici ed infine interpretando i dati così come presentato, possa essere

adoperata per lo studio di problematiche in cui il calore di idratazione di getti massivi risulta fondamentale per escludere problemi esecutivi di realizzazione di grandi platee fondazionali o grandi elementi in calcestruzzo.

4.2 Ringraziamenti

Si vuole infine ringraziare l'Ing. Claudia Lualdi della MSC Associati S.r.l. per il contributo fornito nella realizzazione delle modellazioni ad elementi finiti realizzate per gli studi presentati.

L'EVOLUZIONE DELLO STATO TENSIONALE E DEFORMATIVO NEGLI EDIFICI ALTI A STRUTTURA IBRIDA

Franco Mola¹, Laura Maria Pellegrini², Carlo Segato³, Georgios Stefopoulos⁴

¹ Dipartimento ABC – Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito, Politecnico di Milano

² ECSD Srl – Engineering Consulting and Structural Design, Milano

³ ECSD Srl – Engineering Consulting and Structural Design, Milano

⁴ ECSD Srl – Engineering Consulting and Structural Design, Milano

SOMMARIO

Nei moderni edifici alti è assai frequente l'utilizzo di strutture ibride sia per la costruzione degli elementi portanti verticali, sia per quella degli elementi taglio-resistenti, sia infine per quella degli impalcati. L'accezione di struttura ibrida riguarda strutture nelle quali i compiti statici sono ripartiti fra elementi in calcestruzzo armato o in calcestruzzo armato presollecitato ed elementi metallici operanti in parallelo nell'equilibrare le azioni esterne. In sistemi di questo tipo gli spostamenti verticali differiti, che gli elementi in calcestruzzo possono sviluppare a causa delle deformazioni di viscosità e ritiro, assumono ruolo prioritario. Queste deformazioni possono infatti dare luogo da un lato ad interazioni negative con gli elementi portati di tipo fragile, quali sono le facciate in vetro, dall'altro possono introdurre negli impalcati stati di tensione che ne alterano il comportamento in esercizio. Nel presente lavoro viene affrontato il problema nella sua generalità nell'ambito di un approccio viscoelastico lineare, tenendo conto delle fasi di costruzione e della compensazione degli spostamenti verticali che viene usualmente introdotta nella costruzione di questo tipo di edifici. Verrà illustrato in dettaglio il caso della Torre Isozaki, del complesso CityLife in Milano, attualmente in costruzione, che rappresenta un esempio cospicuo di struttura ibrida di tipo misto telaio-“outrigger”. Verranno in particolare discussi gli effetti statici prodotti dalle deformazioni delle colonne per effetto dei carichi verticali e del ritiro sugli impalcati e sulle travi metalliche costituenti gli elementi orizzontali del sistema telaio-outrigger, evidenziandone le differenti caratteristiche e mostrandone l'influenza nei riguardi dello stato limite di esercizio.

SUMMARY

In modern tall buildings, it is very common to use hybrid structures both for vertical bearing elements and for shear – resistant elements, and finally for floor decks. The term ‘hybrid structure’ is hereby used to define structures in which load bearing elements made of different materials are given different, specific, structural tasks, i.e. reinforced concrete or prestressed concrete elements and steel elements operate together to counterbalance the external actions. In such hybrid resisting systems, an important role is played by delayed vertical displacements, which the concrete elements may develop due to the deformations induced by creep and shrinkage. These deformations can negatively affect the performance of non-structural elements characterized by a brittle behaviour, such as the glass facades; moreover, they may induce significant modifications in the stress patterns of the slabs under service loads, thus affecting their performance in the serviceability limit state. In the present paper, the problem is approached in a general way, assuming a linear viscoelastic behavior for concrete and taking into account the construction phases and the compensation of the vertical displacements that is usually adopted for this type of buildings. The case study of the Isozaki Tower will be discussed in detail; the tower, 202m high, belonging to the CityLife complex in Milan and currently under construction, is a remarkable example of a hybrid structure with outriggers. In particular, the focus will be on studying how the vertical load- and shrinkage-induced static deformations of the columns affect the stress distributions in the floor slabs and steel girders forming the horizontal elements of the outrigger system, thus highlighting their influence on the global structural performance in the serviceability limit state.

1. INTRODUZIONE

Nei moderni edifici alti è assai frequente l'utilizzo di strutture ibride sia per la costruzione di elementi portanti

verticali, sia per quella degli elementi taglio-resistenti, sia infine per quella degli impalcati. L'accezione di struttura ibrida riguarda complessi nei quali i compiti statici sono ripartiti fra elementi in calcestruzzo armato o in calcestruzzo

armato presollecitato ed elementi metallici operanti in parallelo nell'equilibrare le azioni esterne.

Nel caso di elementi portanti verticali è tipico l'accoppiamento fra nuclei in calcestruzzo armato, cui è demandato il compito di equilibrare parte delle azioni verticali e la totalità delle azioni orizzontali, con colonne in carpenteria metallica, cui è affidato il compito di equilibrare la rimanente quota delle azioni verticali.

Nel caso degli elementi taglio-resistenti è poi frequente il contemporaneo utilizzo di nuclei in calcestruzzo armato collaboranti con strutture a telaio o reticolari in carpenteria metallica.

Infine, relativamente agli impalcati, si ricordano gli accoppiamenti fra travi in carpenteria metallica e solette in calcestruzzo armato o presollecitato e, in casi di particolare impegno statico o allo scopo di limitare gli spostamenti prodotti dalle azioni laterali, la presenza di elementi di piano di grande rigidezza a struttura metallica o in calcestruzzo armato, collaboranti con i nuclei, come avviene nei sistemi cosiddetti "outrigger", o anche quando gli elementi di grande rigidezza fungono da traversi di connessione fra nuclei taglio resistenti, formando macro strutture di complesso comportamento statico e deformativo. Un tipico esempio di questi organismi resistenti è rappresentato in Fig. 1.



Figura 1 – Shanghai Shimao International Plaza

In presenza di sistemi di questo tipo un ruolo determinante è giocato dagli spostamenti verticali differiti che gli elementi in calcestruzzo possono sviluppare a causa delle deformazioni di viscosità e ritiro. Queste deformazioni, oltre a rivestire un ruolo di primaria importanza nella quantificazione degli effetti interattivi fra strutture portanti e portate di delicato comportamento quali sono ad esempio le facciate in vetro, introducono in linea generale stati di sollecitazione aggiuntiva negli impalcati, la cui entità dipende in sensibile misura dal livello di non omogeneità reologica dei materiali costituenti i vari elementi strutturali.

Nello studio di edifici alti, in particolare nella valutazione

dello stato deformativo e tensionale dei vari elementi strutturali, attraverso il quale può formarsi un affidabile giudizio circa il comportamento in esercizio del complesso nonché riguardo la capacità di garantire livelli prestazionali prefissati in sede progettuale, due aspetti acquistano prevalente importanza, dei quali l'uno ha implicazioni di tipo meccanico-costruttivo, l'altro è legato alla natura e alla specificità delle azioni applicate al complesso resistente. Riguardo il primo aspetto due sono le caratteristiche essenziali e precisamente, la non omogeneità reologica dei materiali e le modalità costruttive. La non omogeneità reologica dà luogo a ridistribuzioni delle sollecitazioni fra i vari elementi resistenti, tanto più marcate quanto più è marcata la disomogeneità. Questa caratteristica dipende da più fattori, in particolare le differenti leggi costitutive dei materiali e le disomogeneità conseguenti alla variabilità dell'età dei calcestruzzi o alla diversificazione delle loro classi di resistenza o ancora alle differenti forme sezionali.

Le modalità costruttive influenzano in maniera decisiva la risposta strutturale, da un lato poiché la velocità con cui si sviluppa il processo costruttivo influenza la disomogeneità reologica in termini di età del calcestruzzo, dall'altro poiché le tecniche costruttive sono tali da potere apportare una compensazione degli spostamenti durante la fase di erezione della costruzione, riducendone l'entità sia in termini assoluti che differenziali. L'avanzamento per fasi successive della costruzione fa sì che l'assetto definitivo sia raggiunto solo al termine del processo costruttivo, che risulta dalla sovrapposizione di complessi a geometria, vincoli ed azioni variabili, fortemente influenzato dalla presenza e dalla sequenziale entrata in funzione di vincoli posticipati rispetto alla applicazione delle azioni.

La tipologia delle azioni infine ha carattere decisivo sull'entità e sulla natura degli stati di spostamento e sul loro sviluppo temporale. A questo riguardo occorre osservare che fra le azioni di carattere permanente, che mobilitano le deformazioni di origine viscosa, non sono solo da annoverarsi quelle ovvie, di tipo verticale, associate alle combinazioni quasi permanenti, bensì anche le azioni orizzontali che nascono per effetti di deviazione delle azioni verticali o per effetti torcenti. Situazioni di questo tipo sono attualmente frequenti negli edifici alti a struttura ibrida, spesso caratterizzati da significativi scostamenti rispetto alla verticalità dei loro assi o da anomalie angolari orizzontali fra piani differenti sostenuti da colonne inclinate.

Tutte queste singolarità si risolvono in genere nella presenza di azioni permanenti orizzontali variamente orientate nei vari piani orizzontali che generano forti azioni taglianti e torcenti cui conseguono spostamenti e rotazioni di piano che si evolvono nel tempo in maniera non affine a quella che caratterizza gli spostamenti orizzontali dovuti a deformazioni di carattere essenzialmente flessionale degli elementi taglio-resistenti.

Situazioni analoghe, ma assai differenti per entità e morfologia degli spostamenti, sono quelle provocate dalle deformazioni da ritiro del calcestruzzo. Tali deformazioni, pur di tipo assiale, possono indurre spostamenti orizzontali a causa della inclinazione o alla particolare geometria delle strutture verticali, dando luogo a stati deformativi assai differenti rispetto a quelli provocati dalle azioni statiche. Riguardo le sollecitazioni indotte, occorre infine distinguere fra quelle prodotte da azioni statiche rispetto a quelle indotte

da azioni geometriche, in quanto le conseguenze derivanti sono decisamente differenti.

Riguardo le prime si deve ricordare che le deformazioni prodotte dalle azioni statiche, se avvenissero su strutture reologicamente omogenee darebbero luogo a stati sollecitativi analoghi a quelli di natura elastica. La presenza di stati sollecitativi variabili è pertanto da ricercarsi soltanto nella disomogeneità reologica del complesso, cosicché è essenziale, in fase di previsione di tali effetti, esaminare attentamente le cause di tale disomogeneità. E' infatti ad esempio più marcata la disomogeneità di un complesso nel quale collaborano parti elastiche e parti viscoelastiche rispetto a quella di un sistema viscoelastico con disomogeneità reologica dovuta alla differente età dei calcestruzzi.

Per quanto riguarda invece gli effetti indotti da azioni geometriche, questi vengono dissipati dal rilassamento del calcestruzzo, ed anche in questo caso maggiori sono gli effetti nelle strutture ove sono presenti parti viscoelastiche con sensibile rilassamento e parti elastiche ove il rilassamento è assente, rispetto a strutture disomogenee per differente età dei calcestruzzi per le quali il rilassamento ha influenza meno marcata.

Una analisi raffinata di questi complessi strutturali deve pertanto considerare con attenzione tutti questi effetti e a tal riguardo deve procedersi attraverso codici di calcolo automatico di comprovata affidabilità che permettano una modellazione realistica della struttura.

Nondimeno soluzioni classiche del problema, sia in forma esatta che approssimata, che siano in grado di fornire informazioni di base circa il comportamento delle strutture ibride, risultano assai utili perché permettono di evidenziare importanti e spesso decisivi aspetti del comportamento strutturale, che possono costituire utili linee-guida per l'interpretazione dei risultati derivati da analisi numeriche e per la loro validazione.

Nel presente lavoro, l'approccio al problema viene discusso con riferimento alle analisi condotte in sede di progettazione e costruzione della Torre Tca, progettata dall'Architetto Arata Isozaki per il complesso City Life in Milano. Verrà dapprima ricordata, nei suoi aspetti essenziali, la formulazione classica del problema, nella sua forma esatta e approssimata e successivamente verranno mostrati e discussi i risultati di una analisi numerica assai raffinata, attraverso la quale e sulla base dei confronti condotti fra i risultati dei due approcci, si è potuto pervenire ad una consistente ed affidabile progettazione dell'edificio, di tipo ibrido e caratterizzato da significativa non omogeneità reologica.

2. L'APPROCCIO CLASSICO ALL'ANALISI DELLE STRUTTURE VISCOELASTICHE NON OMOGENEE

In presenza di una struttura formata da una parte omogenea a comportamento viscoelastico lineare e da parti a comportamento elastico, operando nell'ambito del metodo per elementi finiti, detto \underline{X} il vettore degli spostamenti nodali incogniti, il sistema di equazioni di equilibrio al generico tempo t si può scrivere nella forma:

$$\int_0^t \left[\underline{B}_c(t_0) \frac{R(t,t')}{E_c(t_0)} + \underline{B}_s \right] d\underline{X}(t') + \underline{Q}_s + \int_0^t d\underline{Q}_g(t') \frac{R(t,t')}{E_c(t_0)} = 0 \quad (1)$$

Essendo rispettivamente \underline{B}_c , \underline{B}_s le matrici di rigidezza elastica della parte viscoelastica e delle parti elastiche, $R(t,t')$ la funzione di rilassamento del calcestruzzo, $E_c(t_0)$ il modulo elastico del calcestruzzo all'istante iniziale e \underline{Q}_s , \underline{Q}_g i vettori delle forze nodali equivalenti prodotti dalle azioni statiche e geometriche applicate alla struttura. Introdotta la funzione di viscosità $J(t,t')$, l'inversione della (1) dà luogo alla relazione:

$$\int_0^t \left[\underline{B}_c(t_0) + \underline{B}_s \cdot E_c(t_0) \cdot J(t,t') \right] d\underline{X}(t') + \int_0^t \left[d\underline{Q}_s(t') \cdot E_c(t_0) \cdot J(t,t') + d\underline{Q}_g(t') \right] = 0 \quad (2)$$

la cui soluzione, introdotta la matrice di accoppiamento $\underline{D} = \left(\underline{B}_c(t_0) + \underline{B}_s \right)^{-1} \cdot \underline{B}_c(t_0)$, i vettori degli spostamenti elastici \underline{X}_{es} , \underline{X}_{eg} prodotti dalle azioni statiche e geometriche, può porsi nella forma:

$$\underline{X}(t) = \int_0^t \underline{K} \left(\underline{I} - \underline{\Omega} \right)^{-1} \left(\underline{I} - \underline{\Omega} \frac{R^*(t,t')}{E_c(t_0)} \right) \underline{K}^{-1} d\underline{X}_{es}(t') + \int_0^t \underline{K} \frac{R^*(t,t')}{E_c(t_0)} \underline{K}^{-1} d\underline{X}_{eg}(t') \quad (3)$$

Avendo introdotte le matrici \underline{K} , $\underline{\Omega}$ rispettivamente modale e spettrale di D e la matrice diagonale \underline{R}^* delle funzioni di rilassamento ridotte, soluzioni del sistema di equazioni integrali di Volterra:

$$\int_0^t \left[\underline{\Omega}(t_0) + \left(\underline{I} - \underline{\Omega}(t_0) \right) E_c(t_0) J(t,\tau) \right] \frac{\partial \underline{R}^*(t,\tau)}{\partial \tau} d\tau = \underline{I} \quad (4)$$

Le relazioni precedenti, formulate e discusse in dettaglio in [1] sono della massima generalità e risolvono esattamente il problema della valutazione dello stato di spostamento in strutture ibride, la cui configurazione sia compiutamente definita e la parte viscoelastica sia omogenea. In presenza di strutture di notevole complessità, caratterizzate da un assai elevato numero di nodi, la applicazione delle (3), (4) richiede notevoli oneri computazionali, mentre si rivela opportuna allorché il numero di incognite non è particolarmente elevato, come accade ad esempio nei sistemi tipo outrigger.

Nella pratica progettuale è tuttavia utile potere disporre di soluzioni del problema di buona approssimazione e di agile utilizzo e a tal riguardo l'approccio mediante la formulazione algebrica della legge di viscosità proposta in [2], e successivamente elaborata in [3] risulta assai appropriato. In questo modo alla (3) può darsi la forma approssimata:

$$\underline{X}(t) = \underline{X}_1(t) + \left[\underline{X}(t_0) - \underline{X}_{10}(t) \right] \cdot \mu(t, t_0) \quad (5)$$

Essendo $\underline{X}_1(t)$, $\underline{X}_{10}(t)$, le soluzioni elastiche del problema rispettivamente ottenute applicando le azioni esterne con il loro valore al tempo t e al tempo iniziale t_0 , facendo per entrambi i casi riferimento al modulo elastico variato $E_{c1} = E_c(t_0) / [1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0)]$ del calcestruzzo. $\underline{X}(t_0)$ è invece la soluzione elastica al tempo t_0 riferita al modulo $E_c(t_0)$.

Allorché le azioni applicate sono costanti nel tempo, risulta $\underline{X}_1(t) = \underline{X}_{10}(t)$ cosicché la (5) diviene:

$$\underline{X}(t) = \underline{X}_1(t) \cdot [1 - \mu(t, t_0)] + \underline{X}(t_0) \cdot \mu(t, t_0) \quad (6)$$

La funzione μ è direttamente legata al coefficiente di aggiustamento $\chi(t, t_0)$ del modulo elastico mediante la relazione:

$$\mu = -\frac{1-\chi(t, t_0)}{\chi(t, t_0)} \quad (7)$$

Ricordando l'espressione di $\chi(t, t_0)$:

$$\chi(t, t_0) = -\frac{1}{\varphi(t, t_0)} + \frac{1}{1 - \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)}} \quad (8)$$

la funzione $\mu(t, t_0)$, scritta in forma esplicita, quale espressione delle funzioni di base esprimenti le caratteristiche elastoviscose e di rilassamento del materiale, diviene:

$$\mu(t, t_0) = \frac{\frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)}(1+\varphi(t, t_0))-1}{\frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)}+\varphi(t, t_0)-1} \quad (9)$$

Le funzioni $\chi(t, t_0)$, $\mu(t, t_0)$ richiedono la conoscenza della funzione di rilassamento del materiale, soluzione dell'equazione integrale (4) nel caso particolare $\underline{\underline{U}}(t_0) = 0$, ovvero di parti elastiche con rigidità infinita. Varie interpretazioni numeriche hanno mostrato come per il coefficiente di aggiustamento del modulo possa assumersi il valore sufficientemente approssimato $\chi(t, t_0) = 0.8$, in accordo a quanto raccomandato nei Codici di Misura della Sicurezza [4], [5].

In tal caso, dalla (7) risulta $\mu(t, t_0) = -0.25$ e le (5), (6) assumono la semplice forma:

$$\underline{\underline{X}}(t) = \underline{\underline{X}}_1(t) - 0.25 \cdot [\underline{\underline{X}}(t_0) - \underline{\underline{X}}_{10}(t)] \quad (10)$$

$$\underline{\underline{X}}(t) = 1.25 \cdot \underline{\underline{X}}_1(t) - 0.25 \cdot \underline{\underline{X}}(t_0) \quad (11)$$

La (5) fornisce risultati di ottima approssimazione e può essere utilizzata con successo nella fase di definizione delle caratteristiche basilari degli elementi strutturali e per potere stimare in maniera sufficientemente affidabile il comportamento a lungo termine di strutture ibride soggette ad azioni permanenti, sia costanti nel tempo, sia variabili con leggi assegnate. Un vantaggio di enorme portata associato all'utilizzo della (5) anziché della soluzione esatta (3), (4) consiste nel fatto che l'impiego di quest'ultima richiede la risoluzione di un problema agli autovalori, che diviene di pratica impossibilità allorché il numero delle incognite cresce in maniera sensibile, come avviene allorché la struttura viene modellata attraverso programmi ad elementi finiti. L'utilizzo della (5) in questi casi non presenta invece difficoltà di maggiore impegno rispetto a quelle che insorgono nella soluzione dei problemi elastici, ben conosciute e le cui modalità di trattamento sono di prassi consolidata. Esempi di utilizzo della (5) sono riportati nei lavori [6], [7], [8], ove sono studiati gli effetti flessionali e torsionali indotti in elementi taglio resistenti di tipo omogeneo o in sistemi di elementi taglio-resistenti a comportamento reologico differente.

Vi è peraltro da osservare che nei problemi relativi agli edifici alti spesso può farsi riferimento al vettore incognito contenente soltanto le tre funzioni esprimenti le componenti di moto rigido piano che caratterizzano gli spostamenti nel piano degli impalcati. In questo caso, il numero totale di incognite si

riduce a $3xn$, essendo n il numero di piani, e l'utilizzo diretto delle (3), (4) diviene, pur con procedimento laborioso, possibile. Lo stesso può dirsi per le strutture di tipo outrigger, nelle quali le incognite possono identificarsi con le azioni che si scambiano colonne ed outriggers. Essendo in genere limitato il numero degli outriggers, il numero di incognite nella pratica progettuale risulta non particolarmente elevato ed è tale da permettere anche in questo caso l'utilizzo diretto della (3). Quando invece la modellazione dell'impianto strutturale richiede una maggiore raffinatezza ed è quindi necessario ricorrere ad analisi per elementi finiti, l'impiego delle (3), (4) non è più possibile e la soluzione approssimata (5) diviene l'unico mezzo efficiente, di buona approssimazione e di semplicità operativa atto a fornire un realistico quadro dello stato di sollecitazione e deformazione del sistema.

Le soluzioni, di tipo esatto od approssimato, ora discusse non sono tuttavia in grado di tenere conto di due importanti effetti e precisamente la disomogeneità reologica che si viene a instaurare nella parte strutturale in calcestruzzo a causa della differente età del materiale costituente le varie parti e la progressione per fasi della costruzione, alla quale sono connesse da un lato l'evoluzione temporale della risposta strutturale dipendente dalla introduzione di vincoli posticipati, dall'altro la possibilità operativa di introdurre tecniche di compensazione degli spostamenti verticali, sì da ridurre in misura significativa gli effetti dell'accorciamento delle colonne sulla risposta statica e deformativa dell'intero complesso.

La necessità di tenere conto di questi effetti, almeno in misura approssimata, è stata evidenziata nei lavori [9], [10], allorché le altezze degli edifici hanno subito un forte innalzamento rispetto a quella massima, che a partire dagli anni '30 era limitata da quella dell'Empire State Building.

Negli ultimi anni, allorché le altezze sono cresciute in misura cospicua e le strutture in calcestruzzo sono divenute assai frequenti, le problematiche ora discusse e la necessità di disporre di strumenti analitici capaci di fornire risposte affidabili hanno assunto carattere prioritario.

A questo riguardo sono stati messi a punto programmi di calcolo automatico di grande generalità, mediante i quali la struttura può essere seguita durante tutte le sue fasi costruttive e, dopo la fine della costruzione, se ne può descrivere l'evoluzione temporale. In questo modo possono evidenziarsi con chiarezza gli aspetti di maggiore interesse, fra i quali sono da annoverarsi le interazioni fra le parti già costruite e quelle di successiva costruzione e le tecniche di compensazione degli spostamenti verticali.

Riguardo il primo aspetto vi è da osservare che le parti già costruite e le azioni ad esse applicate generano nelle parti sovrastanti, agenti quali vincoli posticipati, stati tensionali e deformativi. Allo stesso modo le parti sovrastanti introducono, nei loro punti di collegamento con le parti preesistenti, reazioni che modificano l'evoluzione del loro stato di sollecitazione e deformazione. Le azioni invece applicate direttamente alle parti sovrastanti agiscono successivamente, su una struttura già collegata, e non danno pertanto luogo a fenomeni posticipati, bensì a redistribuzioni tensionali conseguenti alla non omogeneità reologica.

Relativamente alle tecniche costruttive è invece da ricordare che lo spostamento verticale ad ogni piano può essere annullato opportunamente modificando la quota di

imposta. In questo modo l'evoluzione temporale degli spostamenti verticali procede per stadi nei quali la sommità dell'edificio, all'istante della costruzione della parte superiore, si trova alla quota di progetto. I programmi di calcolo automatico, ed in particolare il programma Midas-Gen, sono in grado di seguire la storia evolutiva e costruttiva del complesso, utilizzando funzioni di viscosità e ritiro di buona affidabilità, in particolare quelle suggerite dal Model Code 90. Il programma è stato oggetto di controllo e validazione attraverso un confronto con casi per i quali sono disponibili soluzioni generali di tipo esatto, mostrando buona affidabilità di risultati.

3. APPLICAZIONE ALL'ANALISI DELLA TORRE TCA DEL COMPLESSO CITY LIFE IN MILANO

La Torre Isozaki, denominata torre Tca, occupa il lotto baricentrico del sito di intervento di riqualificazione dell'ex quartiere fieristico di Milano, denominato CityLife, di fronte all'edificio che ospitava il vecchio Palazzetto dello Sport, che si affaccia su Viale Boezio.



Figura 2 – Masterplan del lotto CityLife

L'edificio, destinato ad uffici, si sviluppa per un'altezza di circa 202.2m sul piano della piazza principale (quota + 129.00 m s.l.m.), ovvero di 207.2m rispetto al piano stradale. Al di sotto della torre si sviluppa un piano di collegamento alla piazza commerciale ipogea (quota +122.00 m s.l.m.) e due livelli interrati prevalentemente destinati ad aree tecniche (quote +117.00; +113.20 m s.l.m.).



Figura 3 – Rendering della Torre Isozaki e modello strutturale

Il sistema strutturale è composto da due nuclei principali taglio-resistenti in calcestruzzo armato, con pareti di spessore variabile da 120 cm a 40 cm, posti sui lati Nord e Sud della torre; due strutture di accoppiamento dei nuclei, tipo outrigger, denominate Belt-Trusses, una a trave reticolare in carpenteria metallica, posta tra i Livv. 23-26, e l'altra a trave parete in calcestruzzo armato presollecitata, posta tra i Livv.49-50; quattro puntoni esterni collegati alla base a dissipatori viscosi, che contribuiscono a smorzare la componente risonante del vento e a migliorare il comfort dell'edificio.

Le colonne sono a sezione circolare, con struttura mista acciaio-calcestruzzo fino al Liv.4 per le colonne esterne e fino al Liv. 21 per quelle interne, per diventare poi in calcestruzzo armato ordinario fino in sommità dell'edificio, con diametro variabile da Ø170 a Ø65 cm.

Gli impalcati sono a piastra in calcestruzzo armato, spessore pari a 20 cm e travi estradossate di altezza pari a 45-50 cm atte a formare un sistema a telaio con le colonne.

L'edificio presenta una fondazione mista su platea in calcestruzzo di altezza variabile tra 2.5-3.5m con pali riduttori di cedimento di diametro variabile Ø150-120 cm e lunghezza pari a 33 m circa.

L'analisi dell'edificio è stata realizzata mediante il programma di calcolo Midas-Gen, costruendo un modello di calcolo che comprende 105199 nodi, con 12238 elementi finiti di trave, schematizzanti le colonne, e 105443 elementi shell utilizzati sia per i nuclei taglio-resistenti che per gli impalcati.

La legge costitutiva del calcestruzzo utilizzata per le analisi è quella del Model Code 90, simulando una costruzione per fasi con tempo di realizzazione di ciascun piano pari a 13 giorni e compensazione degli spostamenti verticali, per un tempo totale di costruzione di circa 700 giorni.

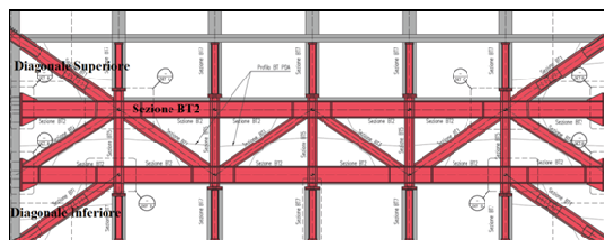


Figura 4 – Schema della Belt-Truss in carpenteria metallica

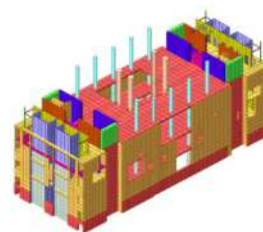


Figura 5 – Particolare del modello di calcolo nei piani interrati

L'analisi strutturale a lungo termine condotta sulla torre Tca è stata orientata alla evidenziazione di alcuni aspetti tipici del comportamento di strutture ibride, nelle quali la maggiore disomogeneità si concentra negli elementi di maggiore rigidità, in particolare la trave di cintura posta a circa metà altezza dell'edificio.

Questo elemento strutturale, di tipo reticolare metallico, condiziona fortemente il comportamento globale dell'organismo resistente, in quanto essendo vincolato alle colonne di facciata, è caratterizzato da un funzionamento intermedio fra quello di un traverso posto a collegamento dei due nuclei taglio-resistenti e quello più specifico di un elemento outrigger di connessione fra il nucleo taglio resistente e la prima colonna di facciata. Questo secondo collegamento è peraltro esaltato dalla presenza, nell'ultima maglia reticolare, di due saette diagonali che incrementano fino a tre interpiani l'altezza dell'elemento e della sua sezione di connessione al nucleo, innalzandone fortemente la rigidità flessionale. Sotto l'aspetto del comportamento differito la trave di cintura metallica costituisce poi vincolo di forte impatto per le deformazioni differite del sistema, in particolare per l'accorciamento delle colonne a seguito delle azioni verticali permanenti e del ritiro del calcestruzzo. Riguardo quest'ultima azione la trave di cintura si oppone alle libere contrazioni degli impalcati ingenerando stati tensionali di tipo autoequilibrato, con conseguenti stati di trazione nel calcestruzzo che hanno dovuto essere presi attentamente in considerazione incrementando opportunamente l'armatura metallica allo scopo di prevenire o controllare efficacemente i fenomeni fessurativi.

Effetti analoghi, seppure nettamente più contenuti, si osservano in corrispondenza alla trave di cintura di sommità, realizzata in calcestruzzo armato. Anche per questo elemento possono farsi le medesime considerazioni nei riguardi della sua elevata rigidezza e del suo funzionamento misto a telaio-outtrigger, tuttavia i suoi effetti sugli altri elementi strutturali sono più contenuti in quanto la disomogeneità reologica da esso introdotta è assai minore, essendo collegata alla differenza di età del calcestruzzo rispetto a quello delle altre parti e alla differente classe di resistenza che ne riduce i valori finali della deformazione viscosa e di ritiro.

Quanto ora brevemente discusso è illustrato nelle Fig. 6, 7, ove sono rispettivamente riportati i diagrammi delle azioni assiali e dei momenti flettenti nella briglia inferiore della trave di cintura indotte dalle azioni permanenti. Allo scopo di evidenziare l'influenza delle deformazioni a lungo termine del calcestruzzo, nelle figure sono riportati, per confronto, anche i risultati derivanti da un'analisi elastica del problema. Si osserva che l'analisi viscoelastica fornisce valori maggiori rispetto a quelli dell'analisi elastica e ciò, al di là dell'entità del rapporto fra le due soluzioni, che è dipendente da vari fattori, in primo luogo la disomogeneità reologica strutturale e l'evoluzione costruttiva del complesso, può essere immediatamente giustificato alla luce dei risultati che possono derivarsi dall'analisi classica, in particolare dalla eq. (3), che riferita ad un solo vincolo elastico e per azioni costanti nel tempo può scriversi:

$$X(t) = \left[1 + \omega \left(1 - \frac{R^*(t, t_0)}{E_c(t_0)} \right) \right] \cdot X_{ES} > X_{ES} \quad (12)$$

essendo ω l'unico autovalore del problema e $R^*(t, t_0)$ la associata funzione di rilassamento ridotta.

Lo spostamento elastico del vincolo espresso dalla (12) e conseguentemente la azione ad esso applicata supera quindi il valore calcolabile ammettendo un comportamento puramente elastico del sistema.

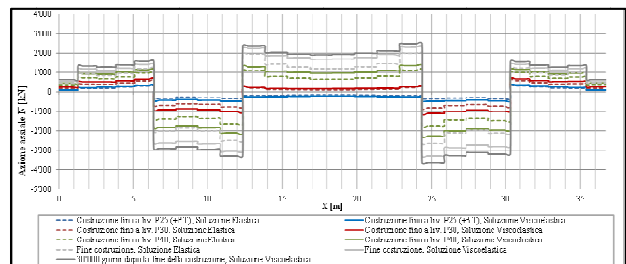


Figura 6 – Azione assiale nel corrente inferiore della Belt-Truss in carpenteria metallica indotta dalle azioni permanenti

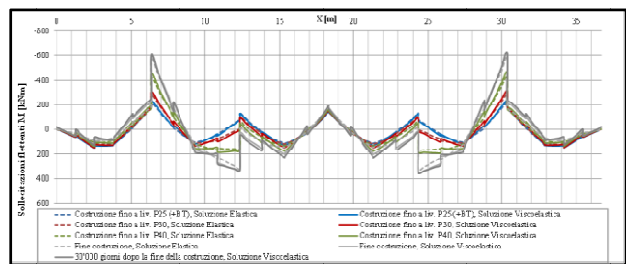


Figura 7 – Momento flettente nel corrente inferiore della Belt-Truss in carpenteria metallica indotto dalle azioni permanenti

Situazione analoga si osserva per quanto riguarda gli effetti del ritiro, mostrati nelle Fig. 8, 9, che producono un incremento continuo della azione assiale e del momento flettente che non vengono dissipati, essendo puramente elastico il comportamento della trave.

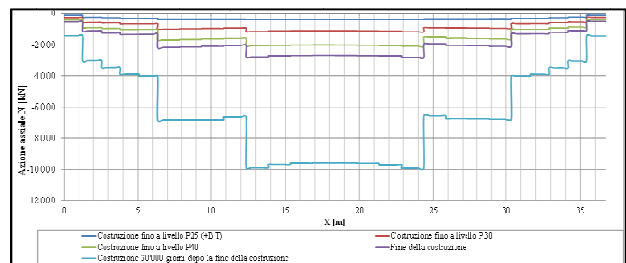


Figura 8 – Azione assiale nel corrente inferiore della Belt-Truss in carpenteria metallica indotta dal ritiro

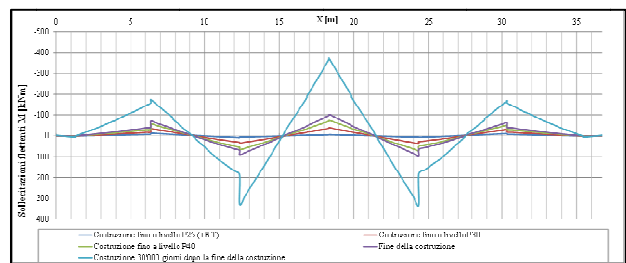


Figura 9 – Momento flettente nel corrente inferiore della Belt-Truss in carpenteria metallica indotto dalle azioni permanenti

Considerazioni analoghe possono formularsi per la trave di cintura in calcestruzzo posta in sommità, le cui sollecitazioni flessionali indotte dalle azioni permanenti e dal

ritiro sono mostrate nelle Fig. 10, 11. Per entrambe le situazioni si osserva un incremento di sollecitazione nel tempo di entità differente. Le azioni permanenti generano infatti incrementi dovuti alla disomogeneità reologica e all'accorciamento delle colonne di natura viscosa, mentre gli effetti del ritiro, associati alla deformazione spontanea delle colonne, crescono in misura più sensibile, seppur mitigati dal rilassamento del calcestruzzo.

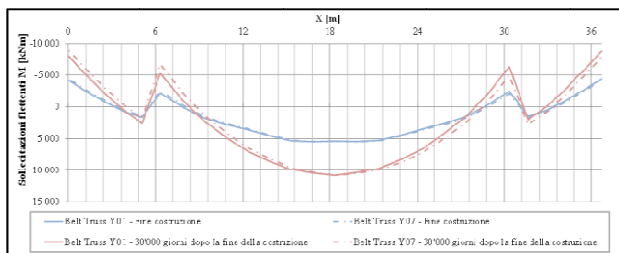


Figura 10 – Momento flettente nelle Belt-Truss in calcestruzzo indotto dalle azioni permanenti

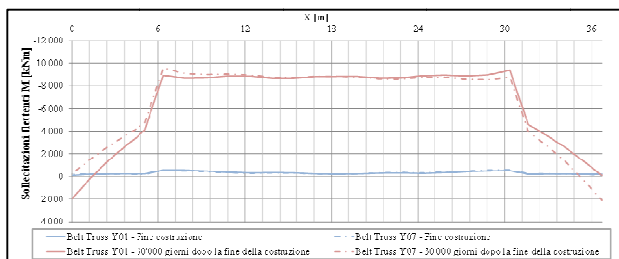


Figura 11 – Momento flettente nelle Belt-Truss in calcestruzzo indotto dal ritiro

Nella Fig. 12 sono riportati i diagrammi degli spostamenti verticali della colonna CE3, esterna centrale. I diagrammi in linea tratteggiata riguardano analisi puramente elastiche, mentre quelle a linea continua sono relativi ad analisi viscoelastiche. Entrambe le analisi sono condotte con compensazione degli spostamenti. La compensazione si evidenzia chiaramente nella coincidenza fra le due analisi alla sommità della struttura raggiunta durante le varie fasi. Le due analisi infatti si differenziano a partire dalla fine della costruzione, allorché la compensazione degli spostamenti non è più applicabile. Si osserva inoltre il tipico andamento degli spostamenti con valore massimo raggiunto a circa 0.7 della altezza totale, a fenomeni viscosi esauriti, tipica conseguenza della compensazione degli spostamenti operata nelle varie fasi.

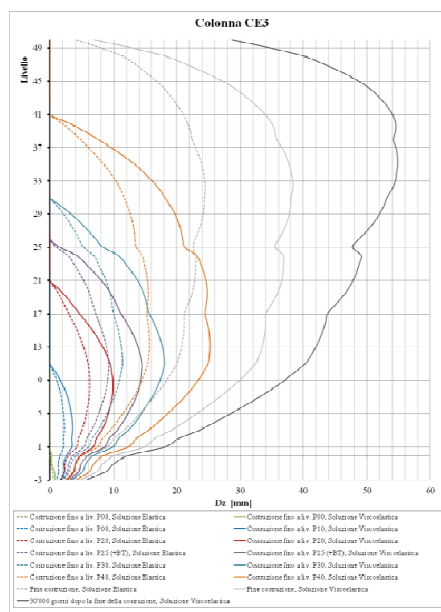


Figura 12 – Accorciamenti nella colonna CE3 esterna centrale

Un ultimo aspetto riguarda l'andamento dei momenti flettenti indotti nella trave di bordo ai piani bassi dalle azioni permanenti e dal ritiro, mostrati in Fig. 13, 14.

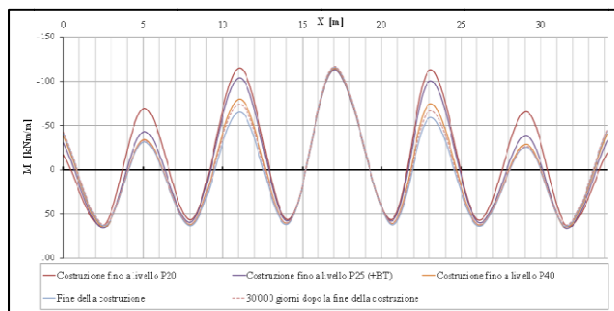


Figura 13 – Momento flettente indotto dalle azioni permanenti nella trave di bordo dell'impalcato

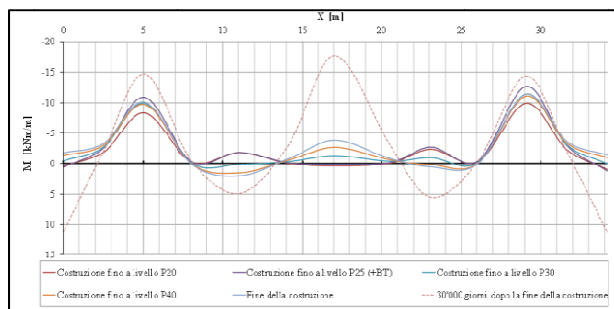


Figura 14 – Momento flettente elastica indotto dal ritiro nella trave di bordo dell'impalcato

Le sollecitazioni flettenti associate alle azioni verticali si modificano in maniera trascurabile per quanto concerne i valori positivi di campata, mentre si hanno variazioni più

sensibili sui momenti negativi, i quali diminuiscono nel tempo. Ciò è dipendente da un lato dalla non omogeneità strutturale che rende inapplicabili le conclusioni del primo teorema della viscoelasticità lineare, dall'altro dal rilassamento del calcestruzzo che tende a dissipare gli effetti flessionali indotti dai cedimenti verticali degli appoggi.

Considerazioni differenti valgono per gli effetti indotti dal ritiro, che crescono nel tempo, con entità comunque governata dalla dissipazione indotta dal rilassamento.

Si riportano infine, nelle Fig. 15, 16, a scopo di confronto, gli spostamenti verticali della colonna CE3 e i momenti flettenti nel corrente inferiore della trave di cintura metallica indotti dalle azioni permanenti, valutati mediante analisi viscoelastica approssimata, trascurando la disomogeneità dei calcestruzzi e la compensazione degli spostamenti. Si osservano valori più elevati degli spostamenti verticali, dovuti alla assenza di compensazione e valori più ridotti dei momenti flettenti non tenendo conto dell'evoluzione dell'assetto strutturale e dei vincoli posticipati.

In ogni caso i risultati si mostrano consistenti e sicuramente affidabili per potere costituire guida alla progettazione, a fronte di calcolazioni di facile implementazione e di immediato controllo.

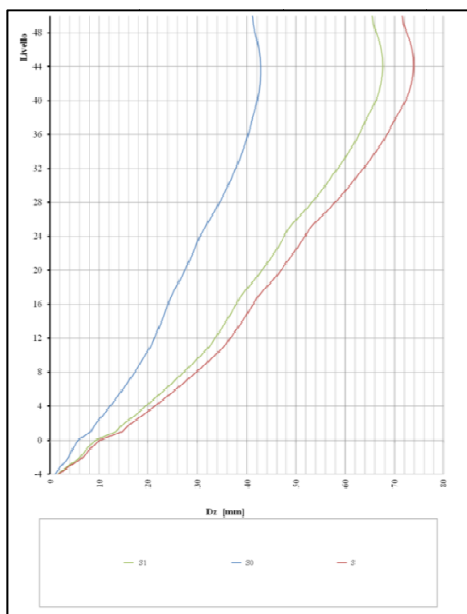


Figura 15 – Accorciamento della colonna CE3 esterna centrale, valutato in forma approssimata

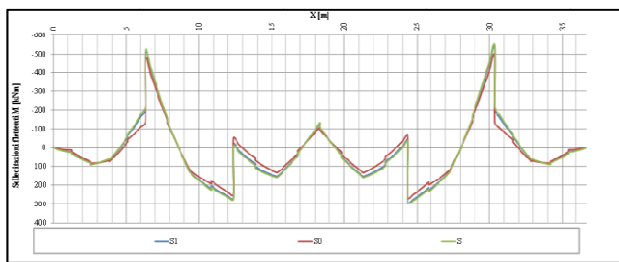


Figura 16 – Momento flettente nel corrente inferiore della Belt Truss in carpenteria metallica, valutato in forma approssimata

4. CONCLUSIONI

L'analisi a lungo termine di edifici alti a struttura ibrida è alquanto difficoltosa e richiede il ricorso a programmi di calcolo automatico che hanno trovato largo sviluppo nell'ultima decade. Malgrado si possa in linea di principio operare per via numerica, nondimeno i risultati derivabili da un approccio classico al problema, nella sua forma esatta o approssimata, sono di grande aiuto e possono essere da un lato affidabilmente impiegati nella progettazione strutturale, dall'altro essere utilizzati per la validazione dei risultati derivanti dalle analisi numeriche. La disomogeneità reologica dell'impianto strutturale e la compensazione degli spostamenti verticali che può essere operata durante le fasi costruttive giocano un ruolo significativo sul comportamento statico e deformativo del complesso, nonché sulla sua evoluzione temporale a costruzione ultimata.

Nondimeno le analisi condotte sulla Torre Isozaki hanno mostrato la buona affidabilità dei risultati che possono conseguirsi con le formulazioni di tipo algebrico. Tali soluzioni possono pertanto ritenersi utile strumento nelle fasi progettuali preliminari, nonché per poter stimare il comportamento strutturale facendo ricorso ad approcci di consolidata e ben nota conoscenza.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] MOLA, F. (1986) – *Analisi generale in fase viscoelastica lineare di strutture e sezioni a comportamento reologico non omogeneo* – Studi e Ricerche-Vol. 8, Italcementi S.p.A., Bergamo Editrice.
- [2] TROST, H. (1967) – *Auswirkungen des Superpositionprinzips auf Kriech und Relaxationprobleme bei Beton und Spannbeton* – Beton und Stahlbetonbau-Vol.62, H.10.
- [3] MOLA, F. (2007) – *New theoretical aspects in linear viscoelastic analysis of concrete structures* – 32nd OWICS, Singapore.
- [4] UNI EN 1992-1-1. (2005) – *Progettazione delle strutture di calcestruzzo: Regole generali e regole per gli edifici* –.
- [5] Comité Eurointernational du Béton (1993) – *CEB/FIP Model Code 90*, Design Code, Thomas Thelford, London.
- [6] MOLA, F., GATTI, M. C., ISHAK, N. (1997) – *Structural Behaviour of Tall Buildings Stiffened by Outriggered Thin Walled Cores* – 3rd Int. Conf. "Conquest of Vertical Space in 21st Century", E&FN Spon, London.
- [7] MOLA, F., GATTI, M. C., MEDA, G. (2000) – *Creep Effects in Tall Buildings Subjected to Sustained Lateral Loads* – V IFHS Int. Conf. "Vertical City New Challenges for 21st Century MegaCities", Madrid.
- [8] MOLA, F., GIUSSANI, F., MINORETTI, A., SAVOLDI, C. (2004) – *Comportamento a lungo termine di strutture ibride contenenti elementi prefabbricati in calcestruzzo* – 15° Congresso CTE, Bari.
- [9] FINTEL, M., KHAN, F. (1971) – *Effect of Column Creep and Shrinkage in Tall Structures – Analysis for Differential Shortening of Columns and Field Observation of Structures* – ACI SP 27-4.
- [10] FINTEL, M., KHAN, F. (1971) – *Conceptual Details for Creep Shrinkage and temperature in Ultra High-Rise Buildings*. – ACI SP 27-9.

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO DEL PONTE SUI FIUMI TANARO E BORMIDA DELL'AUTOSTRADA A21

**Franco Mola¹, Chiara Pozzuoli², Francesco Lo Monte³, Elena Mola²,
Giuseppe Pasqualato⁴, Valter Re⁵**

¹ Dipartimento ABC – Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito, Politecnico di Milano

² ECSD S.r.l., Engineering Consulting & Structural Design, Milano

³ Dipartimento DICA – Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano

⁴ Sineco S.p.a., Milano

⁵ Satap S.p.a., Torino

SOMMARIO

L'adeguamento sismico dei ponti e dei viadotti esistenti, finalizzato al conseguimento del livello di sicurezza previsto dalle normative vigenti, rappresenta un problema di notevole complessità a causa dei limiti imposti al progettista dalla geometria originaria dei manufatti. Ne costituisce un esempio significativo il caso del viadotto sui fiumi Tanaro e Bormida dell'autostrada A21 Torino-Alessandria-Piacenza, il cui intervento di adeguamento è presentato nel lavoro in oggetto. L'analisi della vulnerabilità sismica dell'intero viadotto allo stato di fatto è stata svolta definendo l'azione sismica di progetto in accordo alle NTC 2008 (D.M. 14/01/2008), in riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita SLV. L'azione sismica così definita corrisponde, per le tre tipologie di impalcato presenti nel viadotto, a sollecitazioni taglianti superiori alle capacità resistenti di pile e pali di fondazione, come da aspettarsi per un viadotto progettato prima della ridefinizione della sismicità del suolo Italiano implementata nelle NTC. Alla luce delle risultanze dell'analisi di vulnerabilità, si è ipotizzato un intervento di adeguamento mirato alla riduzione delle forze orizzontali su pile e fondazioni cui, a causa dei vincoli geometrici del viadotto, è stato associato l'obiettivo della riduzione degli spostamenti relativi tra impalcato e pile, così da contenere le dimensioni ed i costi di realizzazione dei giunti di espansione, obiettivo raggiunto adottando la soluzione dell'isolamento sismico degli impalcati mediante isolatori a pendolo scorrevole.

SEISMIC RETROFITTING OF THE TANARO AND BORMIDA FLYOVER OF HIGHWAY A21

SUMMARY

Seismic retrofitting of existing bridges is an important and critical issue in Italy, involving many practitioners, since the bulk of existing bridges and flyovers were designed before the new building code (NTC 2008) was enforced. This is the reason why areas that were considered non-seismic in previous codes, are now assigned a non-negligible PGA value, thus making it necessary to re-assess the seismic vulnerability of non-seismically designed bridges and to design affordable yet effective retrofitting interventions, in order to make them compliant with the new levels of seismicity. An example of such activity is discussed in the present paper: the vulnerability assessment and retrofitting design of the Tanaro and Bormida flyover of Highway A21 in Italy. A thorough vulnerability assessment of the bridge, whose deck is made of prestressed reinforced concrete beams and prestressed hollow core girders, has been carried out by means of numerical response spectrum analyses for the LS limit state. Since, due to the newly defined seismicity levels for the LS limit state of the area, the shear loads on foundations and piers were higher than their respective bearing capacities, a seismic isolation system has been designed, aimed at disconnecting the deck from the piers, by means of purposely designed friction pendulum isolators.

1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

1.1 Introduzione

Il viadotto sui fiumi Tanaro e Bormida fa parte dell'autostrada A21 Torino-Alessandria-Piacenza, gestita dalla

Concessionaria Satap S.p.A. di Torino, e si trova in provincia di Alessandria. L'opera è costituita da tre tipologie differenti di manufatti: (a) un impalcato costituito da una serie di campate isostatiche di 20 m di luce, realizzate con travi portanti in c.a. semplicemente appoggiate agli estremi, collegate trasversalmente da tre traversi, e completato dalla

soletta gettata in opera, (b) un impalcato costituito da due campate isostatiche di 33 m di luce, realizzate con travi in c.a.p. semplicemente appoggiate agli estremi, collegate analogamente da traversi, e completate con soletta gettata in opera, ed infine (c) un impalcato a trave continua in c.a.p. su quattro appoggi con sezione trasversale a cassone di 186 m di luce complessiva, con tre nervature longitudinali e diaframmi trasversali. Fotografie relative alle tre differenti tipologie strutturali presenti nel viadotto sono riportate in Figura 1. L'analisi di vulnerabilità sismica è stata condotta sull'intero viadotto, analizzando, dunque, mediante differenti modelli agli elementi finiti, le tre diverse configurazioni di impalcato.



Figura 1 – Viadotto sui fiumi Tanaro e Bormida: impalcato in c.a. (in alto), impalcato in c.a.p. (in mezzo) e impalcato a cassone (in basso).

Ai fini della progettazione dell'intervento, infatti, risultava indispensabile conoscere gli spostamenti globali dei diversi segmenti di impalcato, al fine di dimensionare correttamente i giunti sismici (se realizzabili) o di ridurre opportunamente tali spostamenti per evitare fenomeni di battimento in combinazione sismica.

Dal momento, però, che la definizione concettuale e l'implementazione pratica dell'intervento di adeguamento è stata la medesima per le tre tipologie, nel presente lavoro si ritiene più utile illustrare nel dettaglio l'analisi e la progettazione dell'adeguamento della parte di viadotto con impalcato a cassone, vista la similarità degli interventi.

2. ANALISI DI VULNERABILITA'

2.1 Introduzione

L'analisi strutturale del viadotto sul fiume Bormida è stata preceduta da una fase preliminare in cui sono state svolte considerazioni circa l'utilizzo del fattore di struttura q e la rigidità effettiva delle pile. E' stata successivamente eseguita un'analisi strutturale del ponte allo stato di fatto attuale, condotta con l'ausilio del software commerciale per l'analisi strutturale agli elementi finiti "PRO_SAP, Professional Structural Analysis Program" – 2 S.I. Software per l'ingegneria S.R.L..

2.2 Analisi preliminare

E' stata svolta una analisi per il calcolo delle sollecitazioni alla base delle pile utilizzando un coefficiente di struttura pari a 1.0 per l'azione sismica in direzione verticale e 1.0 in entrambe le direzioni x ed y . Tali valori scaturiscono dalla valutazione del legame momento-curvatura e della duttilità in termini di curvatura sezionale e di spostamento delle pile nella sezione di picco dalle fondazioni.

Si è, inoltre, verificata la resistenza a taglio delle fondazioni: il limite di resistenza a taglio del complesso pila-fondazione è dato in questo caso dai pali sottostanti, i quali sono armati trasversalmente con una spirale $\Phi 10/25$ in acciaio del tipo Aq 50 [1].

Calcolando, dunque, i limiti di resistenza per i diversi meccanismi, si è dedotto che nelle condizioni sismiche la pila ha un comportamento di tipo fragile, in quanto il collasso giunge per taglio prima che per azione flettente. Tale comportamento ha portato ad assumere $q = 1.0$.

Si è poi effettuata un'analisi manuale per il calcolo del taglio sismico per avere un raffronto con quello calcolato mediante elaboratore. Il peso totale del ponte a cassone per ciascuna delle due carreggiate vale circa 51118 kN, dei quali 25156 kN gravano su ciascuna pila centrale. Si è in prima battuta ipotizzato che il periodo proprio della struttura ricadesse, sia per il sisma in direzione longitudinale che in direzione trasversale, all'interno dell'intervallo $T_B - T_C$.

Il valore dello spettro di progetto per il periodo ipotizzato, calcolato secondo le prescrizioni delle NTC 2008 [2], assume il valore seguente:

$$a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0.33g \quad (1)$$

Il valore del taglio alla base di ciascuna pila è, quindi, $0.33Mg$, dove M è pari alla massa totale del ponte per il

calcolo dell'azione in caso di sisma in direzione longitudinale, in quanto l'unica pila fissa deve assorbire l'intera azione orizzontale (ovvero $0.33 \cdot M \cdot g = 16869 \text{ kN}$), ed è invece pari a circa la metà nel caso di sisma in direzione trasversale, poiché l'azione viene distribuita sulle due pile centrali e solo in minor parte sulle due spalle laterali (ovvero $0.33 \cdot M \cdot g / 2 = 8434 \text{ kN}$). I valori del taglio sollecitante ottenuti sono comunque notevolmente superiori al taglio resistente del complesso pile-fondazione, il quale vale:

$$F_{Rd} = (19 \cdot 204 \text{ kN}) / 2 = 1938 \text{ kN} \quad (2)$$

I valori così ricavati sono stati confermati successivamente mediante analisi numeriche agli elementi finiti. Il modello, come prima ricordato, è stato implementato nel programma commerciale PRO_SAP.

Ai fini delle analisi strutturali è stato modellato il ponte a cassone e le due catene cinematiche di impalcati in c.a. adiacenti. Nella modellazione sono state considerate tutte le peculiarità geometriche, in particolare la presenza dei traversi interni, la sezione variabile e la presenza di una curva planimetrica; sono stati modellati anche la suola di fondazione e i pali sottostanti. Le strutture sono state modellate mediante elementi bidimensionali del tipo piastra per quanto concerne l'impalcato, mentre per le pile si sono utilizzati elementi monodimensionali tipo trave; sono stati modellati anche i pali sottostanti, tramite la trattazione alla Winkler.

Nel caso in esame, l'analisi effettuata con un codice di calcolo è fondamentale per cogliere il reale comportamento della struttura poiché ha consentito di tener conto della presenza del raggio di curvatura, della flessibilità dei pali, della sezione variabile del cassone e della non trascurabile deformabilità assiale dell'impalcato.

Dall'analisi ad elementi finiti, si sono ottenuti valori massimi del taglio pari a 13888 e 5622 kN in direzione longitudinale e trasversale, rispettivamente (pari all'82% e al 67% del valore calcolato manualmente), come riportato nelle Figure 2,3. L'analisi preliminare dello stato di fatto ha, dunque, confermato la necessità di un intervento di adeguamento sismico al fine di far fronte alle azioni sismiche definite dalla nuova normativa, NTC 2008. Si osservi come anche trasversalmente i tagli sollecitanti siano superiori a quelli resistenti delle fondazioni di pali (pari a 1938 kN per ciascuna delle pile centrali). Ciò implica che non sarebbe stato sufficiente suddividere l'azione sismica tra pile laterali e centra-

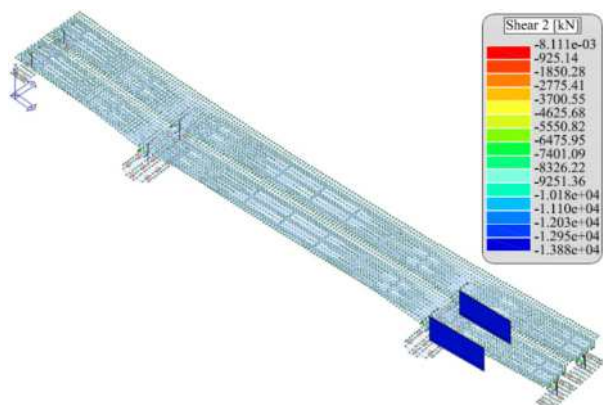


Figura 2 – Distribuzione dei tagli sulle pile per il sisma in direzione longitudinale (direzione x).

li, ma si rendeva necessario un intervento di aumento delle resistenze (intervento di rinforzo) o di riduzione delle sollecitazioni (intervento di isolamento).

3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO: OBIETTIVI E RISULTATI

3.1 Introduzione

Come sopra dimostrato, il ponte in oggetto, alla luce delle caratteristiche geometriche e di resistenza degli elementi strutturali, non risultava adeguato dal punto di vista sismico secondo quanto definito dalle NTC 2008. Al fine di rendere l'opera conforme alle prescrizioni della normativa, sono state inizialmente ipotizzate più possibilità di intervento.

In casi come quello oggetto di studio, sono molteplici i vincoli al contorno che il progettista si trova a dover rispettare nell'individuare un intervento di adeguamento che sia allo stesso tempo efficace e realizzabile: (a) vincoli di tipo puramente geometrico legati alla configurazione del sistema strutturale, (b) vincoli di fattibilità dell'intervento in relazione alle esigenze di minimizzazione dei tempi di chiusura al traffico sull'opera, e (c), non ultime, considerazioni legate all'ottimizzazione del rapporto costi-benefici dell'intervento nel suo complesso [3].

Nel caso del Viadotto sul fiume Bormida, lo spazio esistente tra l'impalcato a cassone e gli impalcati in c.a. adiacenti risultava elevato; ciò consentiva ampi margini in termini di spostamenti e, quindi, in linea di principio orientava verso l'utilizzo di un sistema di isolamento con una rigidità orizzontale piuttosto limitata che permettesse di contenere le sollecitazioni sulle pile e sui pali di fondazione [4].

Al contrario, invece, esistevano limiti di fattibilità e di convenienza che sconsigliavano o impedivano del tutto l'ipotesi di affrontare un intervento sul sistema fondale, specie per le pile in alveo. L'intervento si è, dunque, orientato alla riduzione della domanda di sollecitazione tagliante su pile e soprattutto fondazioni prevedendo la disposizione di isolatori a pendolo scorrevole (6 su ciascuna delle pile centrali e 4 su ogni pila laterale). Il taglio sismico si ipotizzava, pertanto, ripartito tra le varie pile in base alle rigidità offerte dagli isolatori sismici.

L'impalcato a cassone a valle dell'intervento sarebbe poi risultato disconnesso dal comportamento del resto del viadotto tramite giunti sismici, opportunamente dimensionati.

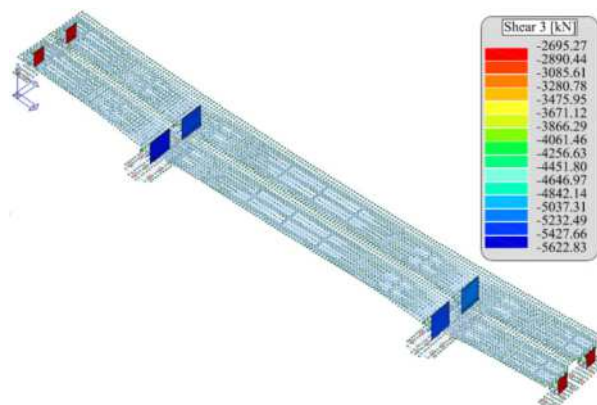


Figura 3 – Distribuzione dei tagli sulle pile per il sisma in direzione trasversale (direzione y).

Allo scopo di un dimensionamento corretto di tali giunti sismici, come sopra ricordato, è stata svolta un'analoga analisi sulle altre parti del viadotto, arrivando alla determinazione dell'ampiezza di giunto necessaria da garantire tra ciascuna di esse, come verrà riepilogato nel Par. 3.5.3.

Tramite l'isolamento sismico, come noto, il moto del terreno viene completamente disaccoppiato da quello della struttura, introducendo una sconnessione tra le pile e l'impalcato della struttura stessa, che risulta suddivisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura. La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita dall'introduzione tra sovrastruttura e sottostruttura degli isolatori sismici, caratterizzati da un'elevata deformabilità e/o da una bassa resistenza al moto in direzione orizzontale e da una notevole rigidezza in direzione verticale.

L'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori porta il periodo fondamentale del sistema strutturale (sottostruttura – isolamento – sovrastruttura) in una zona dello spettro a più bassa accelerazione. Di conseguenza, le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano drasticamente minori rispetto a quelle prodotte nella configurazione a base fissa [5].

Naturalmente l'aumento del periodo comporta anche un incremento degli spostamenti, che però si concentrano nel sistema di isolamento, dove viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia trasmessa dal sisma. Per evitare eccessivi spostamenti nel sistema di isolamento, che risulterebbero condizionanti nella progettazione dei giunti di separazione, il sistema di isolamento nel suo insieme deve essere dotato di un'elevata capacità dissipativa e, come sopra ricordato, devono essere previsti giunti sismici di entità sufficiente ad accomodare tali spostamenti massimi senza che si creino problemi agli elementi strutturali e/o non-strutturali.

Nel prosieguo si riporta la procedura attraverso cui il sistema di isolamento per il Viadotto sul fiume Bormida è stato dapprima predimensionato e poi analizzato mediante modello ad EF ed infine verificato.

3.2 Predimensionamento del sistema di isolamento

Il sistema di isolamento sismico per la struttura in oggetto è stato progettato per assolvere alle tre funzioni seguenti:

- sostegno dei carichi verticali;
- smorzamento delle azioni sismiche;
- aumento del periodo proprio della struttura.

La fase di predimensionamento dell'intervento di adeguamento sismico è consistita nella definizione della rigidezza e della capacità dissipativa del sistema di isolamento, da cui dipendono i periodi propri e lo smorzamento del sistema strutturale e conseguentemente le caratteristiche fondamentali della sua risposta (forze sismiche, sintetizzate nella loro risultante, ovvero nel taglio alla base, e spostamenti del sistema di isolamento).

In particolare si sono prima calcolati i valori del periodo e dello smorzamento che determinano un soddisfacente abbattimento degli effetti sismici della sovrastruttura (taglio alla base dell'impalcato), in seguito sono state definite le caratteristiche di rigidezza del sistema di isolamento nel suo insieme e quelle dei singoli isolatori. In tal modo si è definito il target prestazionale globale del sistema di isolamento.

Adottando modelli di comportamento semplificati, che fanno riferimento al metodo definito al punto 7.10.5.3.1- *Analisi statica lineare* delle NTC 2008, è stato possibile valutare in maniera approssimata ma immediata, sia i livelli di taglio sismico che gli spostamenti derivanti da scelte diverse del sistema di isolamento, fermo restando che esso sarebbe stato realizzato con isolatori a pendolo scorrevole e, quindi, avrebbe avuto un comportamento assimilabile ad elastico lineare (adottando come rigidezza dei dispositivi il valore della rigidezza efficace, così come definita al punto 7.4 delle NTC 2008).

Le Figure 4,5 mostrano l'andamento dello spettro di risposta in accelerazione e spostamento ottenuti ipotizzando diversi valori dello smorzamento (il 5% relativo alla struttura a base fissa, il 10-15% relativo, ad esempio, ad isolatori elastomerici, ed infine il 30%, valore massimo consentito dalla norma per l'uso di un'analisi lineare, e facilmente garantito dall'adozione di isolatori a pendolo scorrevole).

A partire dallo spettro di risposta definito al punto 4.2.1 delle NTC 2008, la Figura 4 mostra come sia l'aumento del periodo che l'aumento di smorzamento contribuiscano alla riduzione delle accelerazioni spettrali e, quindi, delle sollecitazioni sismiche. Lo spettro in spostamento (Figura 5), come noto, è ottenuto, per diversi valori dello smorzamento, dallo spettro in accelerazione moltiplicando le ordinate spettrali per $(T/2\pi)^2$.

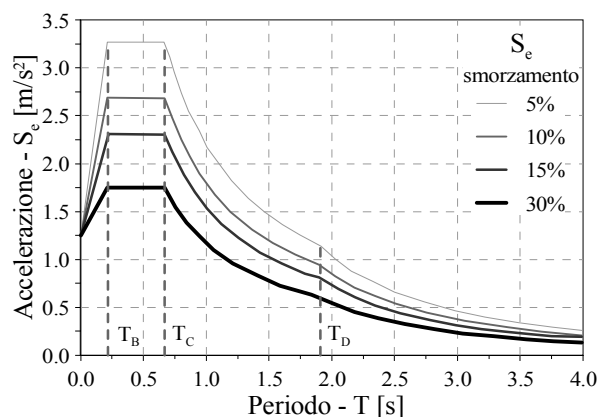


Figura 4 – Spettro di risposta elastico in accelerazione (SLV) per diversi valori dello smorzamento.

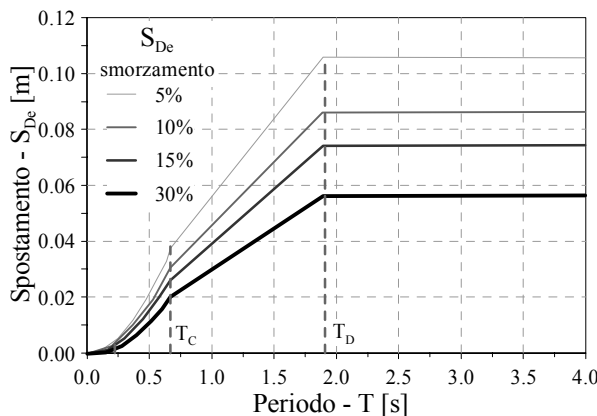


Figura 5 – Spettro di risposta elastico in spostamento (SLV) per diversi valori dello smorzamento.

Dalle due figure precedenti si può notare che, mentre l'incremento del periodo determina effetti opposti sull'accelerazione e sullo spostamento, l'aumento dello smorzamento produce una riduzione sia dell'accelerazione (e quindi del taglio sismico), che dello spostamento. Tale considerazione ha giustificato e rafforzato la scelta di isolatori a pendolo scorrevole, i quali garantiscono un valore di smorzamento più elevato rispetto a quello degli isolatori elastomerici. Nella fase di predimensionamento del sistema di isolamento, si è ritenuta utile anche la rappresentazione dello spettro elastico denominata ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum). Tale rappresentazione vede lo spostamento in ascissa e la (pseudo-)accelerazione in ordinata, così come mostrato in Figura 6.

L'angolo di inclinazione θ delle rette passanti per l'origine è legato al periodo di vibrazione dalla seguente espressione:

$$tg\theta = \frac{S_e}{S_{De}} = \frac{4\pi^2}{T^2} \quad (3)$$

Tale formato permette di identificare su un unico grafico le caratteristiche fondamentali (periodo e smorzamento) della struttura isolata. Fissando il valore di spostamento e di accelerazione massimi consentiti, è possibile, dunque, individuare univocamente il periodo e lo smorzamento che dovranno essere garantiti dal sistema di isolamento. Ipotizzando un periodo della struttura isolata maggiore di T_D , lo spostamento assume un valore costante (pari ad esempio a 56.3 mm per $\xi = 30\%$), mentre l'accelerazione diminuisce rapidamente all'aumentare del periodo stesso.

Ipotizzando dunque un valore dello smorzamento pari al 30%, è stato calcolato il valore del taglio sismico complessivo per diverse scelte del periodo della struttura a base isolata (BI). Tali valori sono stati confrontati con il taglio sismico della struttura a base fissa (BF), come riassunto nella Tabella 1, dove il taglio sismico complessivo relativo ad una carreggiata del ponte a cassone è stato calcolato come segue:

$$F_h = M \cdot S_e(T) \quad (4)$$

con $M = M_{iso} = 51118 \text{ kN} = 5211 \text{ t} =$ massa totale della sovrastruttura.

Il periodo della struttura isolata è pari a:

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_{esi}}} \quad (5)$$

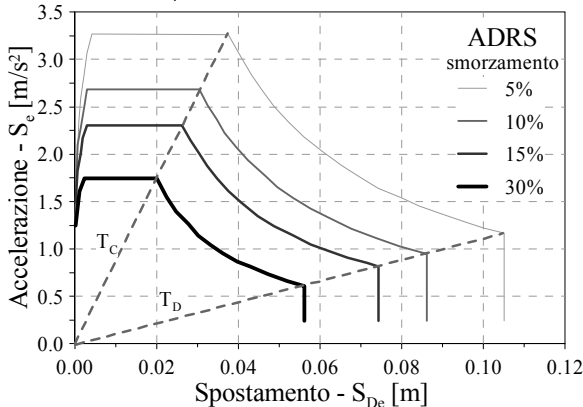


Figura 6 – Acceleration-Displacement Response Spectra (ADRS) per diversi valori dello smorzamento (SLV).

Nell'Equazione 5 è stata introdotta la rigidezza complessiva del sistema di isolamento:

$$k_{esi} = \sum_i k_{e,i} \quad (6)$$

Essendo $k_{e,i}$ la rigidezza orizzontale del singolo isolatore.

Per ogni valore del periodo ipotizzato, si è ricavata la rigidezza del sistema di isolamento e poi del singolo isolatore.

Ad un periodo di 2 s, che garantirebbe un abbattimento dell'azione sismica fino a circa il 17% del suo valore iniziale (Tabella 1), corrisponderebbe una rigidezza orizzontale complessiva del sistema di isolamento pari a:

$$k_{esi} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}}\right)^2 \rightarrow k_{esi} \approx 51.4 \text{ kN/mm} \quad (7)$$

Se, invece, il periodo della struttura isolata fosse pari a 2.5 s, progettando un sistema di isolamento con una rigidezza orizzontale pari a:

$$k_{esi} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}}\right)^2 \rightarrow k_{esi} \approx 32.9 \text{ kN/mm} \quad (8)$$

si arriverebbe ad un'azione sismica pari a circa il 11% del suo valore iniziale (Tabella 1).

Sulla base delle precedenti considerazioni si è fissato come obiettivo dell'intervento di isolamento sismico il raggiungimento di un periodo compreso tra 2 e 2.5 s, con una rigidezza complessiva del sistema di isolamento compresa tra 32.9 e 51.4 kN/mm. L'azione sismica, ridotta in questo modo a circa l'11-17% del valore iniziale, può essere sostenuta dagli elementi della sottostruttura, ovvero pile e fondazioni.

Gli spostamenti corrispondenti sono inferiori a 6 cm, come si può dedurre dalle Figure 5,6, con riferimento alle curve per smorzamento pari al 30%.

Le rigidzze globali così ricavate, corrispondenti alla somma delle rigidzze dei 20 dispositivi di isolamento da scegliere, sono poi state utilizzate quali base per la definizione delle caratteristiche prestazionali degli stessi. Trattandosi di isolatori a pendolo scorrevole, la rigidzza efficace dipende però dal carico verticale agente. La procedura di dimensionamento dei dispositivi, che diviene dunque iterativa, è descritta nel seguente paragrafo.

3.3 Scelta degli apparecchi di isolamento

Il comportamento dinamico di un isolatore a pendolo scorrevole può essere schematizzato mediante il diagramma riportato in Figura 7. Il periodo proprio per tali isolatori risulta essere indipendente dalle masse applicate, cosicché la loro adozione consente di eliminare tutte le incertezze di calcolo derivanti dalle distribuzioni delle masse, nonché tutti gli effetti derivanti dalle eccentricità delle stesse.

Tabella 1 – Calcolo del taglio alla base nei vari casi esaminati.

C	Cf	T [s]	M [t]	ξ [%]	η [-]	$S_e(T)$ [g]	F_h [kN]	% BF [%]
1	BF	0.65	5211	5	1.000	0.330	16870	100
2	BI	1.50	5211	30	0.535	0.080	4090	24
3	BI	2.00	5211	30	0.535	0.057	2914	17
4	BI	2.50	5211	30	0.535	0.036	1840	11

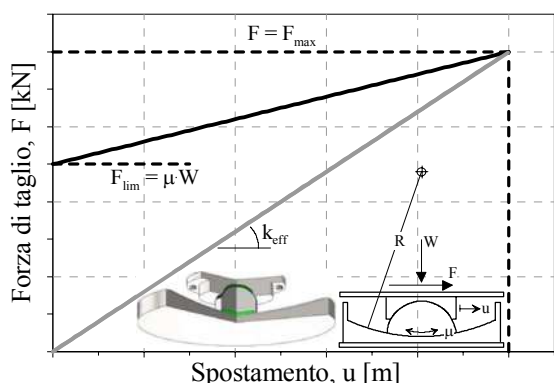


Figura 7 – Diagramma Forza di taglio – Spostamento (F-u) per un isolatore a pendolo scorrevole.

I centri di massa e di rigidezza coincidono perfettamente. Il periodo proprio si determina univocamente in base alle caratteristiche meccaniche del dispositivo stesso: raggio di curvatura R e coefficiente d'attrito dinamico μ . Anche il valore dello smorzamento dipende solo dalle caratteristiche meccaniche ed è, quindi, possibile determinarne precisi valori (al fine di effettuare un'analisi lineare, però, tale valore non deve superare il 30%). Per effettuare un'analisi lineare con modello agli elementi finiti, si è determinato un valore medio della rigidezza efficace dipendente dalla massa sismica del sistema.

Nel caso del ponte a cassone gli isolatori sulle pile centrali (6 per ciascuna pila) risultano soggetti ad un carico verticale, corrispondente alla massa sismica pari a circa 4200 kN, mentre gli isolatori sulle pile laterali (4 per ciascuna pila) sono soggetti ad un carico verticale molto inferiore, pari a circa 111 kN. Ne consegue, quindi, la necessità di un calcolo della rigidezza orizzontale separato per pile laterali e centrali, sulla base dello schema di comportamento riportato in Figura 7, secondo i dati forniti dal produttore.

Tale calcolo ha portato alla determinazione delle caratteristiche delle due tipologie di isolatori. In particolare, per le pile centrali, il massimo carico sul singolo isolatore in condizioni statiche allo SLU, pari a 8768 kN e la rigidezza efficace degli isolatori, pari a 3.23 kN/mm.

Per gli isolatori sulle pile laterali si è pervenuti ad un massimo carico sul singolo isolatore in condizioni sismiche allo SLU pari a 1636.5 kN e ad una rigidezza efficace degli isolatori pari a 0.09 kN/mm.

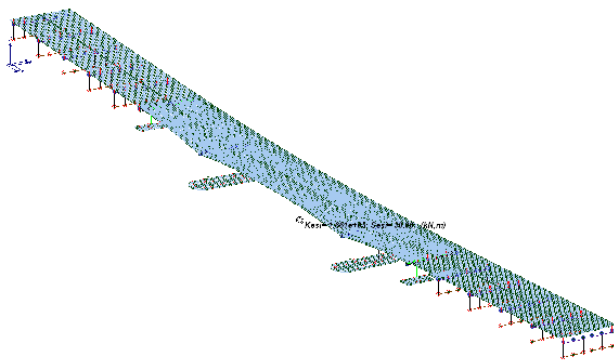


Figura 8 – Compagine assometrica del modello con isolatori.

3.4 Analisi numerica della struttura a base isolata

La modellazione e l'analisi della struttura isolata sono state effettuate mediante il medesimo modello agli EF precedentemente implementato nel software agli elementi finiti PRO_SAP per l'analisi della struttura allo stato di fatto. Per l'analisi della struttura a base isolata è stato necessario aggiornare il modello inserendovi degli elementi "isolatori", per tenere conto della corretta rigidezza orizzontale e verticale, oltre che dello smorzamento. Considerando isolatori con un raggio di curvatura pari a 4000 mm e un coefficiente di attrito pari al 3% si sono ottenuti i seguenti valori:

- sulle pile centrali: carico verticale su ciascun appoggio per i carichi permanenti pari a circa 4200 kN, e un valore di rigidezza orizzontale pari a 3.23 kN/mm;
- sulle pile laterali: carico verticale su ciascun appoggio per i carichi permanenti pari a circa 111 kN e un valore di rigidezza orizzontale pari a 0.09 kN/mm.

La rigidezza verticale è stata assunta pari a 1000 volte quella orizzontale.

Nelle Figure 8,9 si riporta la compagine assometrica del modello strutturale e una rappresentazione 3D di dettaglio. È necessario sottolineare che l'inserimento di apparecchi di isolamento costituiva uno degli elementi di un più completo progetto di adeguamento della prestazionalità statica, nel contempo incrementandone la durabilità futura.

Nell'analisi della struttura a base isolata, pertanto, tutte le caratteristiche geometriche degli elementi sono state desunte dalle relazioni di calcolo e dalle tavole progettuali originali, tenuto anche conto delle variazioni rispetto allo stato di fatto dovute agli interventi di rinforzo della soletta e degli elementi portanti verticali, nonché degli interventi necessari al fine del sollevamento degli impalcati per la sostituzione degli appoggi.

Tali interventi hanno comportato:

- l'aumento dello spessore della soletta superiore da 24 a 27 cm per l'adeguamento statico della stessa mediante asportazione del calcestruzzo ammalorato e riposizionamento di nuova armatura e calcestruzzo ad elevata prestazione
- regolarizzazione del pacchetto di pavimentazione stradale da 12 cm, in uniformità alla restante parte dell'opera.

Di tali variazioni di configurazione geometrica, come sopra ricordato, si è tenuto conto nell'aggiornare il modello agli EF, eseguendo poi un'analisi dinamica modale per determinare gli effetti dell'azione sismica.

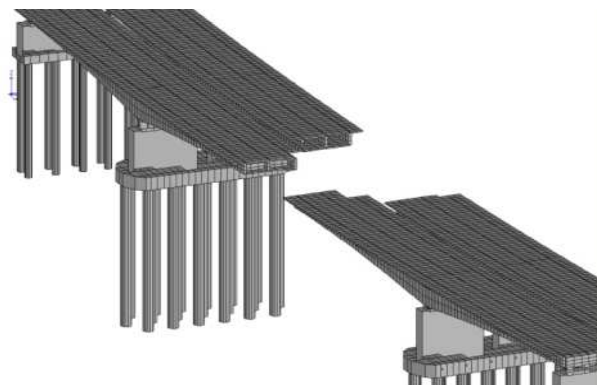


Figura 9 – Compagine assometrica: particolare pile e impalcato.

Per tener conto dello smorzamento del sistema di isolamento, lo spettro elastico di riferimento viene ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0.8 \cdot T_{is}$, mediante il fattore riduttivo η , calcolato per $\xi = \xi_{cesi}$, come definito al punto 7.10.5.3.2 delle NTC 2008. Il valore di ξ_{cesi} utilizzato è pari al 30%, valore limite consentito per analisi dinamica lineare.

Alcuni dei risultati, in termini di azioni taglianti alla base delle pile e di spostamenti massimi, sono riportati nelle Figure 10-13. Le azioni sono computate automaticamente dal software mediante CQC, considerando tutti i modi necessari a superare l'85% di massa vibrante complessiva.

3.5 Verifica della struttura a base isolata

3.5.1 Elementi strutturali

Le verifiche a presso-flessione, taglio e punzonamento per pile centrali e laterali e rispettive fondazioni sotto le sollecitazioni ricavate dal modello numerico nella configurazione progettuale adottata sono risultate soddisfatte. Si sottolinea che i valori di taglio sismico del sistema isolato sono risultati, in direzione longitudinale e trasversale, pari al 12 e al 19% dei valori ottenuti allo stato di fatto. Si riportano nel seguito i valori degli spostamenti e le proprietà modali della struttura a base isolata.

3.5.2 Analisi degli spostamenti e proprietà modali

I massimi spostamenti degli impalcati risultano essere pari a 77 mm in direzione longitudinale e 60 mm in direzione

trasversale.

Il primo periodo della struttura (modo torsionale) risulta 2.52 s, il secondo (traslazione longitudinale) risulta 2.40 s e il terzo (traslazione trasversale) 2.36 s.

Per quanto riguarda gli isolatori sulle pile centrali si ha:

- spostamento massimo in direzione longitudinale: 71 mm;
- spostamento massimo in direzione trasversale: 55 mm;
- spostamento massimo assoluto: 73 mm.

Per quanto riguarda gli isolatori sulle pile laterali si ha:

- spostamento massimo in direzione trasversale: 59 mm;
- spostamento massimo assoluto: 63 mm.

3.5.3 Dimensionamento giunti trasversali

Dall'analisi dinamica modale effettuata si sono ottenuti i seguenti valori di spostamento in direzione parallela all'asse del ponte, sia per l'impalcato a cassone che per quello adiacente costituito da travi in c.a.:

- impalcato a cassone: $D_{max} = 7.7$ cm;
- impalcato in c.a.: $D_{max} = 4.9$ cm.

Supponendo tali spostamenti in controfase si ottiene $D = 12.6$ cm.

A tale valore va aggiunto lo spostamento dovuto alle dilatazioni termiche.

Secondo il punto 5.2.2.5.2 delle NTC 2008 si deve tenere in conto un $\Delta T = \pm 15^\circ C$, incrementato del 50% per apparecchi d'appoggio e giunti.

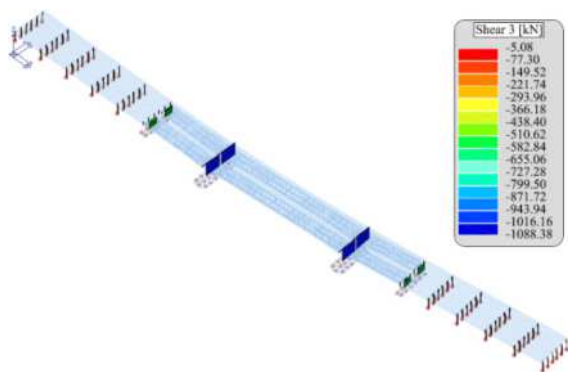


Figura 10 – Diagramma dei tagli in direzione y (sisma in direzione y).

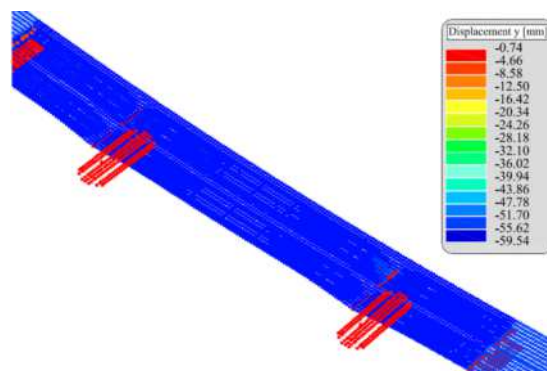


Figura 12 – Diagramma degli spostamenti in dir. y (sisma in dir. y).

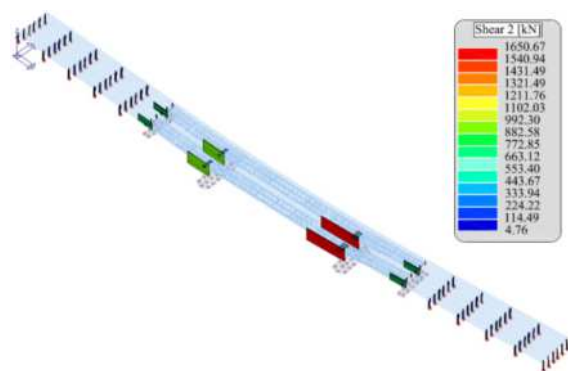


Figura 11 – Diagramma dei tagli in direzione x (sisma in direzione x).

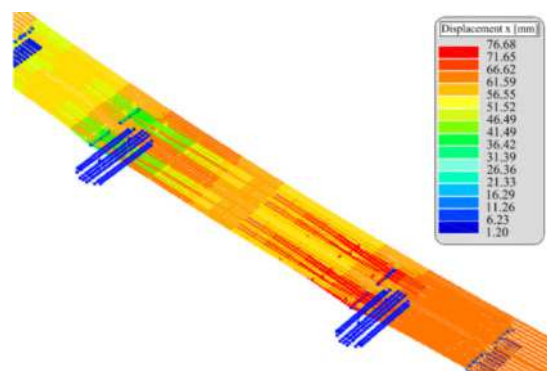


Figura 13 – Diagramma degli spostamenti in dir. x (sisma in dir. x).

Si ottiene, dunque, $\Delta T = \pm 22,5^\circ\text{C}$, per il quale gli spostamenti indotti dalle dilatazioni termiche assumono i seguenti valori:

- Impalcato a cassone: $\Delta L_{\text{ti}} = 10^{-5} \text{C}^{-1} \cdot 186\text{m} \cdot 22,5^\circ\text{C} = 4,2 \text{ cm}$;
- Impalcato in c.a.: $\Delta L_{\text{ti}} = 10^{-5} \text{C}^{-1} \cdot 100\text{m} \cdot 22,5^\circ\text{C} = 2,25 \text{ cm}$.

Lo spostamento va moltiplicato per 0,5 (valore di Ψ_2 in combinazione sismica) e ulteriormente diviso per 2, in quanto due sono le direzioni longitudinali di sviluppo della dilatazione, ottenendo i seguenti valori:

- Impalcato a cassone: $\Delta L_t = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 4,2 \text{ cm} = 1,05 \text{ cm}$;
- Impalcato in c.a.: $\Delta L_t = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,25 \text{ cm} = 0,56 \text{ cm}$.

Per il dimensionamento del giunto in corrispondenza delle due pile terminali si è infine assunto cautelativamente un valore di 15 cm.

3.5.4 Azioni e spostamenti sugli isolatori

Nelle Tabelle 2,3 si riassumono i risultati ottenuti sugli isolatori in termini di azioni e spostamenti.

Tabella 2 – Spostamenti sismici degli isolatori sulle pile centrali (pc) e laterali (pl).

	$S_{x,\text{sism,max}}$ [mm]	$S_{y,\text{sism,max}}$ [mm]	$S_{\text{max,sism}}$ [mm]
pc	71	55	73
pl	62	59	63

Tabella 3 – Carico verticale statico e sismico degli isolatori sulle pile centrali (pc) e laterali (pl) – (trazione negativa).

	$V_{\text{max,SLU}}$ [kN]	$V_{\text{SLE,q,perm}}$ [kN]	$V_{\text{sism,max}}$ [kN]	$V_{\text{sism,min}}$ [kN]	$V_{\text{sism,med}}$ [kN]
pc	8768,0	4195	5044	3346	4193
pl	1636,5	111	172	38	105

4. CONCLUSIONI

Il progetto di adeguamento previsto per il Viadotto Tanaro Bormida in armonia con le NTC 2008 ha analizzato la struttura sia per i normali carichi di esercizio sia per quelli sismici. Le analisi di vulnerabilità sismica hanno dimostrato dei limiti dal punto di vista del comportamento sismico del sistema pile-fondazioni allo stato di fatto attuale, in quanto le azioni taglianti indotte dalle forze di inerzia superavano il valore del taglio resistente.

Si sono dunque indagate diverse alternative possibili al fine di adeguare dal punto di vista sismico il tratto del viadotto in oggetto, in particolare:

- rinforzo strutturale del sistema di fondazioni;

- isolamento della sovrastruttura per ridurre significativamente le azioni sismiche.

La prima alternativa risultava sicuramente onerosa sia dal punto di vista economico che esecutivo e per tale motivo si è perseguita fin da subito la seconda alternativa, ovvero la possibilità di sostituire gli appoggi esistenti con un sistema di isolatori a pendolo scorrevole, la cui procedura di predimensionamento, analisi e verifica è stata discussa in dettaglio nel presente lavoro.

Considerando isolatori con un raggio di curvatura pari a 4000 mm e un coefficiente di attrito pari al 3% si è, dunque, dimensionato il sistema di isolatori in modo che:

- sulle pile centrali il carico verticale su ciascun appoggio per i carichi permanenti risultasse pari a 4195 kN, ottenendo dunque un valore di rigidezza orizzontale pari a 3,23 kN/mm;
- sulle pile laterali il carico verticale su ciascun appoggio per i carichi permanenti risultasse pari a 111 kN, ottenendo dunque un valore di rigidezza orizzontale pari a 0,09 kN/mm.

Eseguendo le analisi sismiche sulla struttura a base isolata tramite l'analisi dinamica modale lineare e la combinazione delle azioni tramite il metodo CQC, si è verificata l'adeguatezza del sistema di isolamento sia nel ridurre la domanda in termini di azioni assiali e taglianti su tutti gli elementi strutturali entro i loro limiti di capacità portante, sia nell'accomodare gli spostamenti conseguenti al funzionamento degli isolatori, anche mediante il corretto dimensionamento di adeguati giunti sismici.

BIBLIOGRAFIA

- [1] REGIO DECRETO R.D. 16/11/1939 N.2229 – (1949), Norme per la esecuzione delle opera in conglomerate cementizio semplice e armato, *G.U. n.92(18/04/1940)*.
- [2] NTC 2008 - DECRETO MINISTERIALE 14 GENNAIO 2008 - (2008), Norme Tecniche per le Costruzioni, *G.U. N.29(4/2/2998)*.
- [3] P.E. PINTO, P. FRANCHIN, A. LUPOI – (2009), Valutazione e consolidamento sismico dei ponti esistenti, IUSS Press.
- [4] M. DOLCE– (1994), Passive control of structure. *Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna.
- [5] M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO – (2010), Progetto di Edifici con Isolamento Sismico, Seconda Edizione, IUSS Press.

ADEGUAMENTO E RINFORZO STRUTTURALE DI VIADOTTI IN C.A.P. SULL'AUTOSTRADA A15 "DELLA CISA"

Stefano Novello, Dino De Toni

SPIC srl – Impalcati per ponti e viadotti, Castelfranco Veneto (TV)

SOMMARIO

Allo scopo di adeguare sismicamente vari viadotti in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso lungo l'Autostrada A15 "della Cisa" tra Parma e La Spezia, sono stati portati a termine diversi interventi di ripristino strutturale di opere esistenti. Il progetto più significativo, descritto nella presente memoria, ha interessato il Sovrappasso sulla SS9 Via Emilia e sulla Linea Ferroviaria Milano – Bologna, nel centro abitato di Parma – Fontevivo. Interventi più limitati di post-tensione e rinforzo di fondazioni, pile ed impalcati sono stati realizzati anche su altri viadotti lungo la dorsale appenninica, quali il Rio La Bora, il Rio del Ponte (Berceto), nonché sui viadotti Rio Berceto e Gravagna. Considerata la tipologia delle opere di adeguamento e rinforzo, nonché i ridotti spessori in gioco, si è fatto largo uso di calcestruzzi auto compattanti (SCC) e di calcestruzzi a ritiro compensato. Nell'ambito degli interventi strutturali di adeguamento antisismico, si è proceduto anche alla manutenzione straordinaria delle varie opere.

UPGRADE AND STRUCTURAL REINFORCEMENT OF P.T. CONCRETE VIADUCTS ON A15 MOTORWAY

SUMMARY

In order to perform seismic upgrading of some concrete viaducts within the A15 highway between Parma and La Spezia, several structural rehabilitations works have been carried out on existing jobs. The most significant project described in this essay concerns the flyover on the SS9 Via Emilia and on the High Speed Railway Line Milano-Bologna, located in the town of Parma-Fontevivo. Minor foundations, piers, and decks post-tensioning and rehabilitations works have been carried out on other Projects such as Rio La Bora, Rio Del Ponte (in Berceto) as well as Rio Berceto and Gravagna Viaducts, along the same motorway. Considering the nature of the upgrading works, as well as the reduced thickness to be cast, full use of self-compacting concrete (SCC) and shrinkage-compensating concrete were foresaw. During seismic structural upgrading works, emergency maintenance of the viaducts were carried out.

1. PREMESSA

La necessità dell'adeguamento sismico del viadotto sulla S.S. 9 "Via Emilia" e sulla Linea Ferroviaria ad Alta Velocità Milano – Bologna, in località Fontevivo (PR), lungo il tracciato dell'Autostrada A15 "della Cisa" tra Parma e La Spezia, trae origine il 20 marzo 2003 dall'emissione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274, poi pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n° 105 dell' 8 maggio 2003.

Sino al 2003, solo una parte del territorio italiano, corrispondente a 2965 comuni su un totale di 8102, interessante circa il 40% della popolazione del nostro Paese, era considerato a rischio sismico e classificato in tre distinte categoria a severità crescente.

Con l'Ordinanza n° 3274, intitolata "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni

in zona sismica" l'intero territorio nazionale veniva definito *a rischio sismico* e classificato in 4 zone distinte. L'attribuzione di dette zone, a pericolosità decrescente, a tutti i comuni italiani veniva effettuata sulla base degli studi e delle elaborazioni più recenti circa la pericolosità sismica, ovvero sull'analisi della probabilità che una detta area venisse interessata in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento tellurico in grado di superare una certa soglia di intensità.

La legislazione italiana si allineava così ai più moderni standard internazionali, introducendo norme tecniche tese alla minimizzazione del rischio di perdita di vite umane, sulla base delle quali una struttura doveva sopportare senza gravi danni i terremoti meno forti e senza crollare i terremoti più forti. Veniva finalmente introdotto nel nostro Paese il concetto di "robustezza" strutturale, ovvero la capacità intrinseca di una struttura di fronteggiare azioni di carattere eccezionale quali

quelle sismiche, limitandone o comunque circoscrivendone le conseguenze.

Per i ponti, in particolare, le nuove norme miravano alla realizzazione di strutture in grado di soddisfare i due requisiti seguenti:

- a seguito di un evento sismico di forte intensità, caratterizzato da un periodo medio di ritorno commisurato all'importanza dell'opera, ma non inferiore a 475 anni, i danni strutturali subiti dal ponte fossero tali da non comprometterne la transitabilità, e consentire una capacità di traffico sufficiente per le operazioni di soccorso;
- a seguito di eventi sismici caratterizzati da un periodo medio di ritorno comunque non inferiore a 150 anni, aventi quindi una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera, i danni strutturali fossero di entità trascurabile, tali da non richiedere alcuna riduzione del traffico né interventi urgenti di ripristino.

Per le opere infrastrutturali di interesse strategico, l'Ordinanza introduceva l'obbligo di procedere alla verifica secondo le nuove norme tecniche, entro cinque anni dalla sua pubblicazione in Gazzetta Ufficiale.

Per ottemperare a detto obbligo, nel 2004 vedeva dunque origine il progetto di adeguamento e rinforzo sismico del viadotto a Fontevivo, e la realizzazione degli interventi sull'opera è stata materialmente attuata tra i mesi di aprile 2011 e giugno 2013.

2. GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO

2.1 Introduzione

Il viadotto in calcestruzzo armato a Fontevivo, realizzato nel 1970 per lo scavalco della S.S. 9 "Via Emilia" e della attuale Linea Ferroviaria ad Alta Velocità Milano – Bologna, è costituito da 15 campate aventi luce pari a circa 29 m e da una campata, in corrispondenza della sede ferroviaria, pari a 20,40 m: la lunghezza complessiva dell'opera è di circa 450 m da spalla a spalla.

L'impalcato stradale è a due carreggiate affiancate a tracciato rettilineo, di larghezza pari a 11,50 m ciascuna, trasversalmente distanziate di 1,00 m: strutturalmente ciascuna carreggiata è realizzata con un graticcio di 4 travi in c.a.p. con sezione ad "I", poste ad interasse trasversale pari a 2,90 m, collegate da traversi in direzione ortogonale e da una sovrastante soletta in calcestruzzo di spessore pari a 20 cm. La sezione trasversale di impalcato presenta pendenza trasversale pari al 2% per l'allontanamento delle acque meteoriche e la pavimentazione è costituita da un manto bituminoso di spessore pari a 8 cm.

Le pile delle campate tipo presentano una sezione circolare piena, di diametro pari a 2,40 m; le due pile poste all'estremità della campata sulla linea ferroviaria sono invece costituite da un telaio realizzato con 4 pilastri rettangolari di dimensioni 0,60 x 2,40 m. L'altezza media delle pile dal terreno naturale è di circa 9,00 m.



Figura 1 – Il viadotto prima dell'intervento

Date le buone caratteristiche di portanza del terreno su cui sorge l'opera, il progetto ha previsto fondazioni di tipo diretto, con plinti a pianta quadrata, di lato pari a 8,00; fanno eccezione le fondazioni delle pile a telaio sulla campata ferroviaria, sempre di tipo diretto, ma con pianta rettangolare di dimensioni complessive pari a 5 m lungo l'asse del viadotto e pari a 25 m in direzione normale.

La verifica del viadotto in applicazione dell'Ordinanza n° 3274 del 20/03/2003 ha determinato la necessità di procedere ai seguenti interventi di adeguamento antisismico:

- l'incremento di spessore della soletta dell'impalcato
- la sostituzione degli apparecchi di appoggio, non idonei a fronteggiare le azioni sismiche
- la "cerchiatura" delle pile circolari e a telaio e l'esecuzione di getti integrativi sui pulvini
- l'adeguamento delle spalle per controbilanciare i momenti flettenti generati dalle azioni sismiche
- il rinforzo strutturale delle fondazioni
- il rifacimento dei cordoli ed il ripristino delle superfici di calcestruzzo ammalorato.

A garanzia di maggior protezione e durabilità dell'opera, è stata infine prevista la messa in opera di uno strato protettivo dello spessore di 2 mm di malta bi-componente a base cementizia, realizzata con inerti selezionati a grana fine, additivi speciali e polimeri sintetici in dispersione acquosa, applicato a spruzzo su tutte le superfici di calcestruzzo armato risanate e/o in vista (cordoli, pile, superfici laterali delle travi di bordo e dei pulvini, spalle).

Nei paragrafi che seguono vengono descritti sinteticamente i

diversi provvedimenti presi

2.2 Interventi sull'impalcato

La soletta dell'impalcato presentava fenomeni di degrado localizzato dovuti all'azione dei sali disgelanti e alla carbonatazione dello strato superficiale del calcestruzzo.

Nell'ambito dell'intervento di adeguamento antisismico si è pertanto ritenuto opportuno eseguire innanzitutto la rimozione dello strato ammalorato, per poi procedere al parziale rifacimento ed incremento di spessore della soletta dai 20 cm originari ai 25 cm attuali.

Le fasi dell'intervento sono riassunte di seguito:

- fresatura e scarifica della pavimentazione bituminosa;
- idrodemolizione superficiale della soletta, per una profondità di 5 cm;
- esecuzione del getto di ripristino di spessore pari a 10 cm, previa posa di idonea armatura di rinforzo;
- rifacimento dei cordoli con dimensioni 0.65x0.40 m al fine di permettere il posizionamento delle barriere di sicurezza tipo H4 bordo ponte (classe W6) e delle barriere fonoassorbenti, e per sopportare con adeguati margini di sicurezza le nuove sollecitazioni fornite. La demolizione dei cordoli è stata effettuata mediante taglio con idrodemolizione della soletta in aderenza alla trave di bordo, salvaguardando l'integrità della struttura superstite;
- installazione di giunti di dilatazione a tenuta idraulica del tipo in gomma armata in corrispondenza delle spalle (escursione pari a ± 75 mm), e del tipo a "tampone" sui giunti di pila.



Figura 2 – La cassaforma mobile impiegata per l'intervento di adeguamento dell'impalcato

Dato il contesto urbano dell'intervento e la presenza di due importanti attraversamenti, per sostenere le porzioni di soletta durante l'idrodemolizione ed per eseguire il successivo getto a sbalzo della soletta e dei cordoli, evitando la caduta di detriti dall'impalcato, è stata predisposta un'apposita attrezzatura metallica, della lunghezza di circa 30 m.

L'attrezzatura, costituita da 5 telai a portale disposti trasversalmente all'asse del viadotto, reciprocamente collegati da due travi reticolari longitudinali, sosteneva i due casseri longitudinali di soletta a sbalzo, di dimensioni pari a circa 1,1 x 30 m ciascuno, posti al di sotto dell'impalcato ed esternamente alle travi di bordo dell'impalcato. Era dotata di ruote che ne permettevano la movimentazione su rotaie di tipo ferroviario disposte ad interasse trasversale pari a 9,00 m, in corrispondenza delle travi dell'impalcato, e lo spostamento sulla campata successiva senza l'ausilio di altri mezzi.

La previsione di una cassaforma mobile di simili dimensioni, tali da permettere al personale di cantiere di operare su un'intera campata del viadotto, e di peso modesto, del tutto compatibile con i carichi di progetto sull'impalcato, ha consentito l'esecuzione dei lavori in modo con notevole efficienza e rapidità, minimizzando i tempi di chiusura al traffico delle carreggiate sull'autostrada, e senza alcuna interruzione del traffico sulle sedi stradali e sulla linea ferroviaria sottostanti il viadotto oggetto di intervento.

2.3 Sostituzione degli apparecchi di appoggio

Gli originari appoggi in neoprene non risultavano idonei a

fornire le necessarie garanzie di sicurezza sotto l'azione dei carichi sismici. Si è pertanto prevista la loro sostituzione con nuovi dispositivi in elastomero confinato, alloggiati in speciali carpenterie in acciaio zincato per prevenire la corrosione ed ancorati al pulvino esistente, opportunamente rinforzato, mediante barre in acciaio ad altissima resistenza.

Lo schema di vincolo adottato per la campata tipo prevede la presenza di 8 dispositivi, con appoggi di tipo fisso in corrispondenza delle due travi centrali dell'impalcato e di tipo unidirezionale trasversale sulle due travi adiacenti ad un'estremità della campata; alla seconda estremità della campata sono invece disposti appoggi unidirezionali longitudinali in corrispondenza delle due travi centrali ed appoggi multi direzionali sulle due travi esterne.

Il trasferimento dei carichi tra l'impalcato, l'appoggio e le relative sottostrutture è realizzato mediante piastre metalliche da inghisare sugli elementi in calcestruzzo, e connesse meccanicamente, mediante perni di grosso diametro, al dispositivo di appoggio vero e proprio.

Nelle campate di riva gli appoggi fissi sono previsti sulla pila e non sulla spalla: ciò consente di sgravare le spalle dalle elevate azioni orizzontali longitudinali indotte dal sisma e di evitare consistenti interventi di consolidamento delle spalle stesse.

La sostituzione degli appoggi è stata eseguita sollevando completamente la campata per circa 80 cm mediante 8 cilindri idraulici di idonea capacità portante, posizionati in corrispondenza delle testate delle travi di impalcato.



Figura 3 – Fase di sostituzione dei dispositivi di appoggio dell'impalcato

2.4 Cerchiatura di pile e pulvini

Per consentire alle pile di assorbire le azioni indotte dal sisma con i necessari margini di sicurezza, ed in particolare per garantire la formazione di cerniere plastiche nel nodo tra il fusto della pila e la sottostante fondazione, si è resa necessaria l'esecuzione di un getto integrativo di 15 cm di spessore lungo tutto il perimetro delle pile a sezione circolare e di 10 cm di spessore lungo il perimetro delle pile a sezione rettangolare, in corrispondenza della campata sulla linea ferroviaria.

Il getto integrativo è stato collegato alla struttura preesistente mediante barre di connessione inghisate in fori realizzati lungo il fusto, ed opportunamente armato con barre verticali e staffe di cerchiatura.

Considerato l'esiguo spessore di getto da eseguire, e la presenza di un elevato tenore di armatura ed ancoraggi, l'intervento di cerchiatura delle pile è stato eseguito con l'impiego di una cassaforma metallica a tenuta appositamente predisposta mediante calcestruzzo autocompattante pompato dall'estremità inferiore del cassero stesso. Tale procedimento ha assicurato l'eccellente scorrimento del materiale, pur in spazi ridotti e fortemente armati, il perfetto riempimento del cassero e l'ottimale compattazione del calcestruzzo, a garanzia della bontà e durabilità dell'intervento.



Figura 4 – Il cassero per il getto integrativo delle pile circolari

Sono stati previsti getti integrativi anche sui pulvini: sulle pile standard l'intervento di adeguamento ha comportato la

realizzazione di un getto integrativo di 47 cm in corrispondenza della nervatura, opportunamente armato e collegato alla struttura esistente tramite barre di connessione, previa idroscarifica superficiale del getto esistente per 5 cm.

L'intervento sui pulvini delle pile a telaio ha previsto preliminarmente l'idrodemolizione per circa 3 cm di spessore delle superfici esistenti, fino a raggiungere l'armatura, seguita da un intervento di "cerchiatura" con un getto integrativo di 13 cm sulle pareti laterali e di 23 cm sulla superficie inferiore, opportunamente armato e collegato alle strutture esistenti tramite inghisaggi di connessione.

2.5 Adeguamento strutturale delle spalle

L'analisi strutturale delle spalle ha evidenziato come le dimensioni e gli spessori originarie fossero sostanzialmente adeguati a sopportare anche le azioni sismiche; solo l'armatura orizzontale risultava insufficiente a controbilanciare i momenti flettenti in corrispondenza del nodo tra muro frontale e muro andatore.

Al fine di adeguare la struttura esistente, sono stati pertanto attuati i seguenti interventi di consolidamento:

- demolizione delle superfici esterne per uno spessore di 3 cm, successiva posa di malta reo-plastica con rete elettrosaldata e rivestimento protettivo;
- realizzazione di colonne di jet-grouting in corrispondenza degli spigoli, con lo scopo di ridurre la spinta del terreno e conseguentemente le sollecitazioni sulla struttura;
- inserimento di barre d'armatura negli spigoli tra muri andatori e muro frontale allo scopo di rinforzare tali zone molto sollecitate migliorare il comportamento scatolare della struttura;

A seguito del sollevamento dell'impalcato, resosi necessario per consentire la sostituzione degli apparecchi di appoggio, si è altresì proceduto alla demolizione della parte superiore del paraghiaia e la realizzazione di un nuovo muretto di contenimento del terreno; sono stati infine demoliti i cordoli esistenti, e realizzati nuovi cordoli ad una quota compatibilmente con l'innalzamento dell'impalcato, di caratteristiche geometriche e strutturali idonee all'alloggiamento delle barriere di sicurezza e delle piastre di ancoraggio per le future barriere fonoassorbenti.

2.6 Intervento sulle fondazioni

Al fine di controbilanciare in modo adeguato le azioni sul terreno indotte dal sisma, lungo il contorno dei plinti a pianta quadrata è stata prevista la realizzazione di micropali di diametro pari a 220 mm lunghi 20,60 m, armati con tubi metallici di diametro pari a 127 mm e aventi spessore di 10 mm.

Il plinto, originariamente di forma tronco-conica, è stato rinforzato con un getto integrativo di calcestruzzo, a realizzare un parallelepipedo, previa scarifica superficiale a scoprire le armature e loro successiva integrazione. Sono stati infine disposti un totale di 28 cavi di precompressione costituiti da 6 trefoli di tipo compatto ciascuno, collocati in entrambe le direzioni, nella parte superiore e nella parte inferiore del plinto stesso.

I plinti di fondazione della campata sulla linea ferroviaria sono stati rinforzati in modo del tutto analogo, con la realizzazione di micropali lungo il contorno, getto integrativo e precompressione mediante cavi 6T15 in entrambe le direzioni all'intradosso ed estradosso dei plinti stessi.



Figura 5 – Intervento di adeguamento quasi ultimato sul plinto tipo

2.7 Interventi di manutenzione straordinaria

Nel corso dei lavori di adeguamento antisismico sono stati realizzati anche interventi minori di manutenzione straordinaria dell'opera.

Si è provveduto al ripristino delle superfici di calcestruzzo ammalorato degli elementi non direttamente interessati dagli interventi di rinforzo.

Si è proceduto al totale rifacimento dei cordoli, imposto dalla necessità di inserire nuove barriere di sicurezza omologate e piastre per il futuro posizionamento di barriere fonoassorbenti.

Sono state posate le barriere di sicurezza e le reti di protezione ai bordi dell'impalcato per impedire la caduta di oggetti o di materiale dai veicoli che percorrono l'autostrada; nella campata di scavalco della linea ferroviaria la rete nel primo metro d'altezza è stata sostituita da una lamiera cieca.

3. I MATERIALI IMPIEGATI

3.1 Introduzione

Per i lavori di consolidamento e adeguamento sismico del viadotto sono stati impiegati due tipi di calcestruzzo preconfezionato, prodotti dalla Società Bellicchi e Scaramuzza Srl: i getti sulle sottostrutture dell'opera sono stati effettuati impiegando un calcestruzzo autocompattante; per il getto della soletta di impalcato si è utilizzato un calcestruzzo areato a ritiro compensato.

Considerati gli spessori limitati dei getti integrativi, per entrambi i calcestruzzi si è assunto un diametro massimo dell'inerte pari a 13 mm, per assicurare la corretta posa in opera del materiale.

3.2. Calcestruzzo SCC C28/35 XF2

La scelta del calcestruzzo auto-compattante per l'esecuzione dei getti sulle sottostrutture è stata fatta considerata la modalità di posa del materiale, pompato dal basso. La resistenza ai cicli di gelo-disgelo in classe di esposizione XF2 richiedeva altresì un contenuto di aria minimo. L'obbiettivo pertanto era di ottenere un calcestruzzo fluido, con buone caratteristiche di plasticità, ed è stato raggiunto grazie alle seguenti scelte progettuali:

- l' elevato dosaggio di cemento, per assicurare una sufficiente adesione;
- l'inserimento di filler nella miscela;
- l'assortimento granulometrico degli aggregati, per ostacolare la risalita di acqua e la segregazione;
- la dimensione massima dell'aggregato, per garantire una migliore mobilità del calcestruzzo.

Il mix design adottato è riportato nella Tabella 1.

Tabella 1 – Mix design calcestruzzo autocompattante

Descrizione	Quantità
Cemento 42,5R II/A-LL	420 kg/mc
Acqua	190 lt/mc
Sabbia Naturale (0 - 6 mm)	785 kg/mc
Pietrisco (6 – 12 mm)	775 kg/mc
Additivo superfluidificante acrilico	6,30 lt/mc
Additivo aerante	0,40 lt/mc
Filler	110 kg/mc

Nel corso delle prove di spandimento eseguite in cantiere si sono riscontrati mediamente valori pari a 660-680 mm nel tempo di 10-15 secondi.

La resistenza media riscontrata sui provini confezionati in cantiere nel corso dei getti è stata di circa 35 MPa a 7 giorni e di circa 44 MPa a 28 giorni.

Il contenuto d'aria nel calcestruzzo rilevato con il porosimetro si attestava tra il 3,8% ed il 4,2%.

3.3. Calcestruzzo S4 a ritiro compensato C32/40 XF2

Per il getto integrativo della soletta dell'impalcato si è adottato un calcestruzzo a ritiro compensato.

La previsione della miscela di un agente espansivo è un metodo efficace per eliminare o ridurre al minimo la formazione di fessure dovute al ritiro igrometrico nelle strutture in cemento armato.

Le fessurazioni, oltre ad un difetto estetico, rappresentano infatti uno dei principali problemi per gli impalcati da ponte in particolare, in quanto costituiscono una facile via d'accesso per agenti aggressivi quali cloruri e anidride carbonica, che determinano la rapida corrosione delle armature metalliche, il precoce degrado e la perdita di funzionalità del manufatto.

Il mix design adottato per il calcestruzzo è riportato nella Tabella 2 seguente.

Tabella 2 – Mix design calcestruzzo a ritiro compensato

Descrizione	Quantità
Cemento 42,5R II/A-LL	430 kg/mc
Acqua	190 lt/mc
Sabbia del Po (0 – 2 mm)	200 kg/mc
Sabbia Naturale (0 - 6 mm)	600 kg/mc
Pietrisco (6 – 12 mm)	875 kg/mc
Additivo espansivo	7,00 lt/mc
Additivo aerante	0,20 lt/mc

Il valore medio di ritiro misurato su provini 10 x 10 x 50 cm a 7 giorni era pari a +0,04 mm/m; a 14 giorni era pari a +0,14 mm/m; a 28 giorni era pari a +0,44 mm/m, ovvero il materiale presentava comportamento espansivo.

La resistenza media riscontrata sui provini confezionati in cantiere nel corso dei getti è stata di circa 39 MPa a 7 giorni e di circa 47 MPa a 28 giorni.

Il contenuto d'aria medio nel calcestruzzo rilevato con il porosimetro era pari a 3,7%.



Figura 6 – L'impalcato completato, prima della stesa della pavimentazione bituminosa

3. CONCLUSIONI

Considerata la relativa vetustà del patrimonio infrastrutturale autostradale italiano, il mantenimento, la manutenzione straordinaria e l'adeguamento ai livelli di sicurezza delle opere richiesti dall'evoluzione della normativa sono indubbiamente obiettivi strategici per il nostro Paese.

L'impiego di materiali, attrezzature e tecnologie innovative permettono l'esecuzione degli interventi di adeguamento in modo efficace, rapido, sicuro ed economico, anche in ambito urbano, minimizzando la chiusura al traffico

dell'opera e i disagi alla viabilità sottostante.

Nel caso del viadotto autostradale a Fontevivo (PR), gli interventi di adeguamento antisismico si sono svolti senza alcuna interruzione del traffico sulle sottostanti S.S. 9 "Via Emilia" e Linea Ferroviaria ad Alta Velocità Milano – Bologna.

I lavori sulle fondazioni, sulle pile, sui pulvini e sulle spalle dell'opera sono stati effettuati senza procedere alla chiusura al traffico del viadotto, limitata, per ciascuna via, solamente ai circa 4 mesi impiegati per l'esecuzione in periodo invernale degli interventi sugli impalcati.

VERSO UN'ARCHITETTURA ANTISISMICA EDIFICI DEL NUOVO CENTRO DELLA PROTEZIONE CIVILE IN UMBRIA

Alberto Parducci

Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Perugia

E' probabilmente vero che nella storia del pensiero umano gli sviluppi più fruttuosi si verificano spesso nei punti d'interferenza tra due diverse linee di pensiero. Queste linee possono avere le loro radici in parti diverse della cultura umana, in diversi tempi ed in ambienti culturali diversi o di diverse tradizioni religiose; perciò, se esse veramente si incontrano, se vengono a trovarsi in rapporti sufficientemente stretti da dare origine ad un'effettiva interazione, si può sperare che possano seguire nuovi ed interessanti sviluppi.

Werner Heisenberg (premio Nobel per la Fisica nel 1932)

SOMMARIO

L'opera è il risultato più significativo di un discorso progettuale che ha trovato una sua occasione applicativa nel progetto dei principali edifici del nuovo Centro Regionale della Protezione Civile realizzato dalla Regione Umbria presso Foligno. È stato possibile mostrare, con alcune realizzazioni concrete, l'importanza del coinvolgimento dell'Architettura nel progetto sismico. Si è potuto mostrare come, in una concezione **olistica** della progettazione, la **Base Isolation** apra nuove strade alla ricerca di architetture capaci di mobilitare sinergie che apportino notevoli miglioramenti alla qualità antisismica delle costruzioni. Per ogni edificio del Centro la soluzione architettonico-strutturale è stata progettata in funzione delle specifiche destinazioni d'uso. Ciò ha consentito di rendere massime le prestazioni nei confronti di attacchi sismici di grande intensità. Per ottenere questi miglioramenti occorre superare le concezioni vitruviane di **firmitas, venustas, utilitas**, modificando il primo termine in "**motus, deformatio, separatio**".

THE OPERATIVE BUILDING OF THE NEW EMERGENCY MANAGEMENT CENTRE

SUMMARY

The work is the most significant result of a research project carried out during the construction of Umbria's new regional Emergency Management Centre. The aim was to show with practical applications how a tangible contribution can be reached taking into account the importance of the architectural morphology in current seismic design. In a **holistic** planning approach, **Base Isolation** techniques open new perspectives for research into architectural design, capable of activating important synergies to enhance anti-seismic quality in buildings. The architectural and structural solutions were designed with the objective of ensuring top performance during strong seismic events thanks to the synergies that can be activated using a **Base Isolation** approach. The example being presented aims to show that nowadays the famous Vitruvian triangle of **firmitas, venustas, utilitas** must be bettered, extending the first term to **motus, deformatio, separatio**.

1 PREMESSE

1.1 Il nuovo Centro della Protezione Civile

Il nuovo Centro della Protezione Civile di Foligno è un vasto complesso la cui costruzione è stata avviata in seguito al terremoto che ha colpito l'Umbria nel 1997 (Fig. 1). Alla sua realizzazione hanno concorso numerosi soggetti: la Regione Umbria, il Comune di Foligno, il Dipartimento della Protezione Civile, il Ministero per i Beni Culturali, il Provveditorato alle Opere Pubbliche, i Vigili del Fuoco, la Croce Rossa Italiana, il Consorzio Bonificazione Umbra, il Corpo Forestale dello Stato, le Comunità Montane.

1.2 Un campo ricerca per la Base Isolation

La rilevanza strategica del Centro ha indotto ad applicare la Base Isolation (**BI**) agli edifici progettati dopo il 1997. L'uso di questo sistema di protezione sismica, deciso anche a scopo dimostrativo, ha fornito l'occasione per una ricerca pratica riguardante il coinvolgimento dell'Architettura nella progettazione antisismica. I progetti di due edifici, quello delle Sale Operative della Protezione Civile e quello dei Beni Culturali, entrambi progettati con l'Arch. Guido Tommesani, sono illustrati nel seguito. Il primo, ha ricevuto il **premio di eccellenza AICAP 2011** e successivamente ha vinto il premio europeo **ECSN Award 2012** [1].

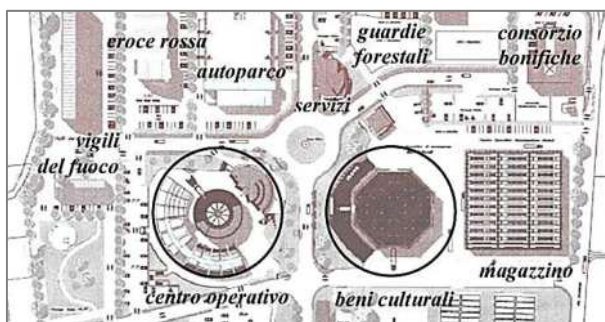


Figura 1 - Il Centro Regionale della Protezione Civile

2 IL COINVOLGIMENTO DELL'ARCHITETTURA

2.1 Valore convenzionale della progettazione antisismica

Il problema del coinvolgimento dell'Architettura è stato giudicato sempre come un fattore importante nelle riflessioni riguardanti la progettazione antisismica. Nella realtà però raramente è stato affrontato in modo concreto a causa delle difficoltà poste dagli aspetti teorici e pratici che in esso intervengono. La scelta di un'appropriata **morfologia architettonica**, pur essendo stata considerata come un elemento fondamentale del progetto sismico [2], [3], [4], [5] nella pratica progettuale corrente raramente ha ricevuto la giusta considerazione. Il problema appare ora più ricco di motivazioni dopo che, come è accaduto in questi ultimi anni, l'Ingegneria Sismica ha dovuto rivedere in modo sostanziale le sue concezioni di fondo. Questa evoluzione ha indotto molte nazioni, compresa l'Italia, a rinnovare le norme di progetto. Il rinnovamento ha consentito fra l'altro di liberalizzare l'impiego di nuovi sistemi di protezione sismica, come quello della **BI**. Le novità concettuali richiedono ora che anche i progettisti rinnovino molti dei criteri di approccio basati sui paradigmi ai quali prima erano abituati a riferirsi.

Probabilmente il problema riguarda solo in parte il progetto delle grandi opere, per le quali in genere le competenze disponibili sono più qualificate; forse interessa maggiormente il progetto degli edifici ordinari, destinati ad abitazioni o ad attività commerciali correnti nei quali peraltro vive e lavora la maggior parte delle persone. Spesso, i progetti di questa seconda categoria sono redatti da professionisti i quali più facilmente ripropongono scelte progettuali basate sugli archetipi comunemente accettati.

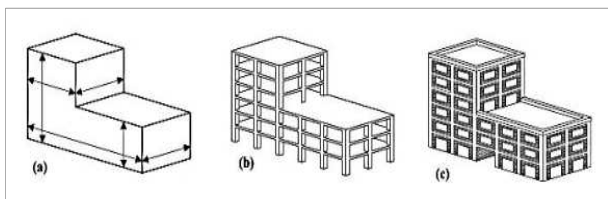


Figura 2 - Fasi di progetto e di costruzione (prima del progetto degli impianti)

In Italia, con anche in altri Paesi (non in tutti) il progetto di un edificio antisismico può essere affidato tanto ad un ingegnere quanto ad un architetto, ovvero ad un soggetto di due categorie professionali i cui componenti si sono formati seguendo percorsi culturali alquanto differenti.

D'altra parte anche l'ambiente d'affari nel quale oggi si

svolgono le attività favorisce la separazione delle competenze. Spesso infatti, il progetto di una costruzione è affidato prima ad un professionista che opera come "architetto" il quale cerca di definire forme ed aspetti distributivi seguendo i canoni compositivi della scuola di appartenenza (Fig. 2.a), ma senza possedere un'approfondita conoscenza dei problemi specifici della progettazione antisismica. Tuttavia è in questa fase che di fatto, specialmente quando si tratti della progettazione dell'edilizia corrente, si definisce quello che potrà essere l'assetto generale dell'apparato sismo-resistente.

Il progetto è consegnato poi ad un altro professionista che opera come "ingegnere" la cui formazione, come è tradizione delle facoltà di Ingegneria, è stata indirizzata più al calcolo, meno alla progettazione (Fig. 2.b). Entro forme già stabilite e per quanto ne sia capace, egli può apportare soltanto aggiustamenti marginali ("metterci un cerotto" [2]); spesso si limita alla cosiddetta "messa a norma" utilizzando, in genere in modo passivo, procedimenti di calcolo automatico.

Gli strumenti di calcolo oggi disponibili sono molto affidabili, però solo in quanto eseguono operazioni riferite a predeterminati modelli teorici. L'allestimento dei modelli richiede di accettare ipotesi semplificatrici che possono riprodurre solo alcuni degli aspetti più significativi dei problemi strutturali, restando comunque da verificare se e quanto questi corrispondano veramente a ciò che realmente sarà realizzato in opera. Sono facili esempi (non certo unici) le interferenze delle tamponature con i telai (Fig. 2.c), spesso neppure inserite nei modelli di calcolo, per le quali è comunque incerta ogni simulazione riguardante il modo in cui possano formarsi e comportarsi i meccanismi di collasso; tanto più che nel tempo le tamponature potrebbero essere perfino modificate.

Inoltre d'abitudine non si tiene neppure conto che:

- le intensità, le frequenze, i pulsii di accelerazione e le durate delle azioni sismiche orizzontali e verticali,
- le modellazioni delle risposte elastiche ed ancor più anelastiche degli elementi strutturali,
- le interferenze degli elementi non strutturali (Fig. 3),
- la deformabilità globale e locale della costruzione,
- i modi di oscillare ed i corrispondenti periodi di oscillazione,
- la capacità dissipativa dei meccanismi di collasso, ecc.

sono tutti fattori la cui valutazione in sede di progetto produce molte cause di intrinseca **indeterminazione**.

Pertanto il calcolo sismico, pur essendo uno strumento insostituibile, si basa inevitabilmente su contenuti (e abitudini) **convenzionali** [3], [5].

L'eccessiva fiducia riposta nel calcolo strutturale può aver favorito una falsa opinione; ovvero che questo modo di operare, comunemente accettato, sia realmente idoneo per assicurare lo stesso livello di sicurezza a tutte le costruzioni, qualunque siano i loro schemi strutturali e le loro morfologie architettoniche.



Figura 3 - Esempio di "captive column"

2.2 Concezione olistica della progettazione antisismica

La scarsa consapevolezza dei fattori che rendono convenzionale il calcolo sismico dipende in larga misura dal

fatto che l'Ingegneria Sismica ha assunto una fisionomia propria solo dopo che si è consolidata l'Ingegneria Strutturale tradizionale (categoria generale alla quale essa appartiene). Quest'ultima ha dominato a lungo la progettazione corrente, anche nelle zone sismiche, basandola sulla crescente affidabilità dei metodi di calcolo e stabilendo paradigmi di riferimento orientati sempre più verso una concezione **minimalista** impostata su verifiche locali della resistenza, allontanandosi così da una concezione **olistica** del progetto. Eppure a questa esigenza si pensava molto quando, non possedendo teorie che consentissero di calcolare, il barone di Pombal, capo del governo portoghese, fece approntare il sistema della "casa a gajola" per ricostruire Lisbona dopo il terremoto del 1755 [6]; così come quando nel 1783, in una Napoli ancora pervasa dallo spirito illuminista, l'Architetto Ferraresi gestì la ricostruzione della Calabria Ulteriore, distrutta dal terremoto, applicando il sistema delle "case baraccate"; sistema che poi seppe superare bene il famoso evento del 1908 che colpì gli stessi territori [7].

Una preoccupazione analoga guidò le norme sismiche italiane del 1909 [8]. Le prescrizioni in esse contenute, pur fornendo alcune indicazioni per eseguire le prime verifiche numeriche degli elementi portanti, riguardavano principalmente l'assetto strutturale globale delle costruzioni e per questa parte erano ben concepite. Da allora però, per un secolo intero (le proroghe per applicare le vecchie norme sono terminate nel 2009) si è progettato con una preoccupazione crescente di verificare piuttosto le resistenze locali dei sistemi strutturali nei confronti di azioni sismiche riprodotte mediante forze statiche esterne, agenti come se si trattasse di un forte vento. Il risultato è stato la cristallizzazione di abitudini progettuali non sempre efficaci, talvolta perfino improprie. Tipico è l'esempio della grande diffusione degli edifici su "pilotis", ovvero dell'effetto "soft story" (Fig. 4), prima causa dei dissesti sismici più gravi di tutti i terremoti violenti, la cui pericolosità non poteva essere valutata quando si progettava con i metodi delle vecchie norme. Tutto ciò ha condotto ad un consolidamento di paradigmi progettuali che hanno finito col sovrapporsi a visioni più reali del problema sismico [9].



Figura 4 - Risposta sismica del "soft story"

Probabilmente è stata proprio l'abitudine ad operare nel modo ora detto che ha attenuato il peso di un'immagine più realistica fatta:

- da un input che immette energia nella costruzione imponendo una storia di spostamenti alla fondazione;
- da un'energia che si trasmette verso l'alto mediante le deformazioni elastiche ed anelastiche delle strutture;
- dalla dissipazione di energia prodotta da tutto ciò che in questo modo è messo in movimento.

Un'immagine che definisce il comportamento di risposta di una costruzione (Fig. 5), ben diversa da quella mostrata dai disegni che appaiono perfino nelle relazioni di calcolo (base fissa e forze esterne), ma che da sola può suggerire **idee**

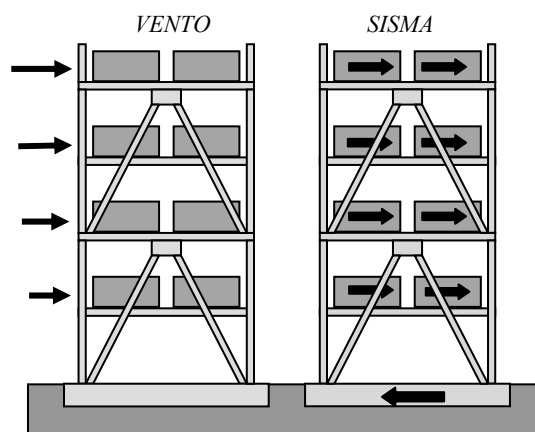


Figura 5 - Differenza fra vento e input sismico

progettuali più appropriate lasciando anche la possibilità di intuire la pericolosità di quelle pregiudizievoli.

2.3 Paradossso progettuale (forza v/s spostamento)

L'input sismico effettivo che attacca una costruzione dipende dal rapporto fra i campi in cui si presentano i valori delle frequenze: quelle del moto sismico, evidenziate dalla forma spettrale della risposta, e quelle delle oscillazioni proprie della struttura.

Una strategia di progetto che, come in passato si basi solo sulla resistenza conduce ad aumentare le dimensioni degli elementi strutturali facendo aumentare la rigidezza ed il periodo di oscillazione della costruzione. Ne deriva l'aumento della domanda. Perseverare nella ricerca della resistenza strutturale corrisponde pertanto a sfidare il terremoto in una lotta poco produttiva [10]. In più, quel che può essere più grave, fa aumentare le **accelerazioni dei piani**

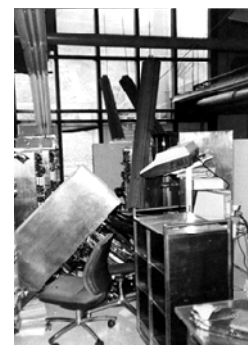


Figura 6 - Danni

Le norme non curano questo aspetto della progettazione e non contengono prescrizioni che limitino le accelerazioni di piano (non sarebbe semplice farlo). Il problema però è ugualmente importante, perché da esso dipende la protezione delle parti non strutturali, di alcuni impianti e di ciò che è contenuto negli edifici (Fig. 6). Per alcune categorie di edifici, come gli ospedali o gli edifici che contengono materiali pericolosi o di valore, questa prestazione può diventare il principale requisito.

L'analisi dei problemi fin qui sinteticamente indicati, (in parte solo accennati), anche a causa della strada piuttosto "ingegneristica" lungo la quale si sono sviluppati, non ha interessato l'Architettura che anzi ne è rimasta assente e ancora oggi se ne sente distaccata, fidando anch'essa nella cosiddetta "messa a norma" ottenuta col calcolo. Tuttavia "la sicurezza sismica non si ottiene per decreto" [11].

2.4 Strategie progettuali - Separazione delle prestazioni

Le norme attuali permettono di eseguire il progetto antisismico di un edificio che debba opporsi a grandi terremoti (esempio: $M_R \geq 6$) seguendo una delle seguenti strategie:

- applicando i principi del Capacity Design (gerarchia dei meccanismi di collasso);
- inserendo nella costruzione dispositivi dissipativi che funzionino in parallelo col sistema strutturale;
- applicando le tecniche della **BI** per filtrare alla base, o ad un altro livello conveniente, l'energia immessa nella costruzione.

Com'è noto la prima strategia, più tradizionale, non assicura l'assenza di danni, ma indica regole che ne incrementano la capacità dissipativa puntando ad evitare il raggiungimento di una condizione di SLU, evitando la perdita di valori intangibili, primo fra tutti quello delle vite umane.

La seconda strategia può essere utilizzata più facilmente delle altre per gli interventi sulle costruzioni esistenti. Per il suo buon funzionamento è necessario che la struttura protetta sia sufficientemente deformabile (possibilmente in modo elastico), quanto occorre perché l'escursione dei dispositivi sia sufficiente per dissipare energia senza mobilitare forze che irrigidiscano tutto il sistema (energia=forza×spostamento), perché per dissipare energia occorrono spostamenti [10]

La terza strategia, alla quale si riferiscono queste note, è la più efficace e può essere facilmente utilizzata per le nuove costruzioni, anche se in alcune occasioni sia stata impiegata anche per la protezione di importanti edifici storici (alcuni esempi: la City Hall e l'Asian Art Museum di San Francisco in California, il Parlamento di Wellington in Nuova Zelanda).

Fra le conclusioni che si possono trarre da queste sintetiche considerazioni una appare molto significativa. Tutti gli approcci indicati si basano su valutazioni energetiche e sul controllo di un parametro prestazionale che prima si prendeva in considerazione solo per limitarlo: la **deformabilità** del sistema resistente, o meglio la capacità di una costruzione di sopportare **grandi spostamenti**. Questo è un aspetto cardinale del progetto antisismico che può essere gestito positivamente solo se ad esso sono finalizzate le **scelte architettoniche**.

In sostanza qualunque siano i metodi di calcolo (convenzionali o no) i requisiti che devono regolare il progetto sismico partendo dalle scelte architettoniche sono:

- la **resistenza** degli elementi strutturali,
- la **deformabilità** dell'intero sistema resistente,
- la capacità di **dissipare energia**,
- la capacità di **filtrare energia** (alternativa del precedente).

Fin qui si può concludere pertanto affermando che il miglioramento della sicurezza sismica, come quello di altri problemi di interesse collettivo, non si conclude con l'aggiornamento delle normative.

3 FUNZIONAMENTO DELLA BASE ISOLATION

3.1 Separazione delle prestazioni

La **BI**, com'è noto, funziona in modo efficace quando con la sua applicazione si ottiene un valore elevato del periodo d'oscillazione, tanto da ridurre in modo consistente le accelerazioni spettrali di risposta. A questa prestazione sono associati grandi spostamenti di un'ampiezza insolita, soprattutto per le costruzioni di tipo corrente (Fig. 7). Per esempio, se una costruzione alta oscilla già con un periodo sufficientemente elevato il contributo della **BI** è limitato.

Per rendere massimi i benefici della **BI** occorre infatti rispettare un altro requisito che non sempre è tenuto in considerazione; ovvero deve essere elevato il rapporto T_{RIF}/T_{FB} essendo:

- T_{RIF} il periodo di riferimento definito come periodo della costruzione supposta indeformabile e posta sopra gli isolatori (deformazione dei soli isolatori);
- T_{FB} il periodo che la costruzione avrebbe se fosse a base fissa (deformazione della sola struttura).

Con parole semplici si può dire che gli isolatori devono essere **deformabili**, mentre la costruzione isolata deve essere **rigida**. Occorre soprattutto **rigidezza** perché allora la **resistenza** degli elementi che compongono il sistema strutturale diventa meno importante in quanto la domanda sismica è fortemente ridotta dall'effetto dell'isolamento.

In definitiva, se si tiene conto dell'andamento delle forme spettrali le soluzioni più efficaci si ottengono quando per esempio sono soddisfatte le due condizioni seguenti [3], [12]:

- $T_{RIF} > 2$ secondi,
- $T_{RIF}/T_{FB} \geq 3$.

In queste condizioni il primo modo della risposta elastica corrisponde a quello di una struttura quasi indeformata che oscilla lentamente col periodo $T_1 \approx T_{RIF}$. A questo modo partecipa quasi tutta la massa della costruzione. Rimangono basse anche le accelerazioni dei piani, per cui sono protetti anche i contenuti e gli impianti (§ 2.3).

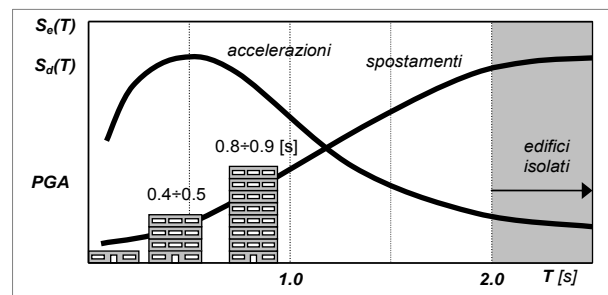


Figura 7 - Andamenti spettrali tipici

3.2 Why, where, when

Un'appropriata morfologia architettonica può favorire il rispetto di entrambi i requisiti prima indicati (è il caso dell'edificio Sale Operative del centro di Foligno). Con la **BI** diventa allora possibile progettare una costruzione che risponda in campo lineare, cioè senza danni (o quasi), perfino quando essa debba opporsi ad un attacco sismico la cui intensità sia quella che altrimenti sarebbe richiesta per uno SLU.

E' facile controllare questa affermazione con un semplice modello bidimensionale [12]. In campo elastico la struttura isolata si comporta come un sistema a due gradi di libertà, corrispondenti alle due componenti di spostamento orizzontale. Se si considera la grandezza $\epsilon = (T_{BF}/T_{RIF})^2$ e se ϵ è abbastanza piccola si ottiene il seguente risultato che fra l'altro riduce la rilevanza di molte delle indeterminazioni insite nel progetto sismico alle quali si è fatto cenno [3], [5].

Per esempio: con $\epsilon=0.1$ (ovvero periodo di riferimento $T_{RIF} \approx 3T_{FB}$), al primo modo di risposta partecipa circa il **99%** della massa totale ed il suo periodo effettivo è quasi uguale a quello di riferimento ($T_{IS} \approx T_{RIF}$). In pratica la deformazione sismica è affidata quasi tutta agli isolatori, quasi per nulla alla struttura; la costruzione si sposta ma non si deforma. Al secondo modo, al quale corrisponde la deformazione della costruzione, partecipa solo il rimanente **1%** della massa totale. Pertanto la seconda forma modale è inefficace.



Figura 8 - Union House di Auckland (1983, NZ) ed edificio in muratura di Corciano (ATER, 2004, PG)

3.3 Separazione delle prestazioni

Se come esempio, pur senza escludere altre situazioni, si rimane nell'ambito delle strutture correntemente usate nell'edilizia tradizionale (si considerino per esempio i telai di cemento armato con facciate tamponate) le semplici analisi fatte consentono di dare una risposta di carattere generale alle tre particelle interrogative del capitolo precedente, tratte dalla "regola delle 5W" del giornalismo anglosassone. Poiché i requisiti devono essere:

- periodo di oscillazione lungo,
 - struttura rigida (quasi indeformabile),
- il principio generale (peraltro intuibile) è necessariamente quello di partire da una **forma architettonica** che consenta di ottenere la **separazione delle prestazioni**.

Il principio è semplice, ma per soddisfarlo si deve correggere la famosa triade vitruviana **firmitas, venustas, utilitas** che si insegna nelle scuole di architettura, per esempio modificando il primo termine in **motus, scissio, deformatio**, o in qualcosa del genere; altrimenti occorre precisare che, con la **BI**, la triade di Vitruvio vale solo al di sopra dell'interfaccia d'isolamento.

La Figura 8 mostra due esempi: la Union House di Auckland (NZ) e l'edificio in muratura di Corciano (PG). Nel primo, dove fin dalle prime applicazioni la **BI** è stata associata ad un'appropriata scelta della soluzione architettonica, una leggera controventatura diagonale è sufficiente per irrigidire una struttura metallica, alta e deformabile per sua natura [14]. Il secondo dimostra come, grazie alla naturale rigidezza dei pannelli murari, la **BI** rivaluta la muratura come sistema costruttivo per le zone sismiche [15], [16].

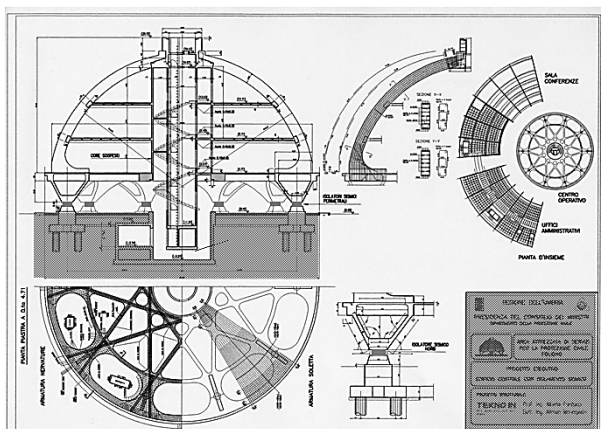


Figura 9 - Schema strutturale dell'opera

4 GLI EDIFICI DEL CENTRO DI FOLIGNO

4.1 L'edificio delle Sale Operative

4.1.1 Descrizione del sistema strutturale

L'edificio delle Sale Operative (Fig. 9) è la costruzione più importante del Centro della Protezione di Foligno ed è l'esempio più significativo ai fini di un esame delle relazioni che intercorrono fra la morfologia architettonica ed il progetto antisismico degli edifici, in particolare quando si impiegano le tecniche della **BI**. A questo edificio sono stati attribuiti i riconoscimenti AICAP e ECSN citati all'inizio.

La struttura è formata da una falsa cupola circolare avente un diametro di poco meno di 32 metri. Un sistema di 10 semiarchi di cemento armato, spiccati da un anello perimetrale irrigidente posto alla quota del primo solaio, costituisce la struttura portante dell'elevazione (Fig. 10). Sotto il primo solaio un insieme spaziale di doppie vele riporta il carico degli archi su 10 isolatori del tipo HDRB (High Damping Rubber Bearing, diametro $\varnothing=1000$ mm, mescola morbida, $G=0.4$ N/mm²) disposti solo lungo la periferia del fabbricato (Fig. 11).



Figura 10 Edificio delle Sale Operative



Figura 11 - Isolatori in opera ed al banco di prova

I dieci isolatori costituiscono il sistema di vincolo a terra della costruzione e sono posti sopra altrettanti blocchi di sostegno di cemento armato fondati direttamente su pali. Un sistema di cilindri di cemento armato precompresso, nel quale si svolgono i percorsi verticali (scale e ascensore), posto in posizione centrale, è appeso alla chiave dei semiarchi e comprime utilmente questi elementi. Ai livelli di ogni piano i solai, anch'essi di cemento armato, collegano orizzontalmente i semiarchi portanti ai cilindri centrali, assicurando in questo modo un comportamento a "corpo rigido" di tutta la costruzione che si trova al di sopra dell'interfaccia di isolamento.

L'edificio costituisce un esempio significativo di una forma architettonica e di una configurazione strutturale concepite in funzione ottimale del sistema d'isolamento. I principali aspetti morfologico-strutturali che assicurano elevati livelli prestazionali nei confronti delle azioni sismiche sono i seguenti:

- la compattezza di forma e la rigidezza di tutto il sistema strutturale isolato;

- la distribuzione rastremata delle masse e delle rigidzze lungo l'altezza del fabbricato che assicura la posizione del loro baricentro ad un livello prossimo alla quota dell'interfaccia d'isolamento, limitando così l'effetto di rocking;
- la distribuzione centrifugata degli isolatori che assicura la massima rigidzza torsionale del sistema che si oppone al terremoto.

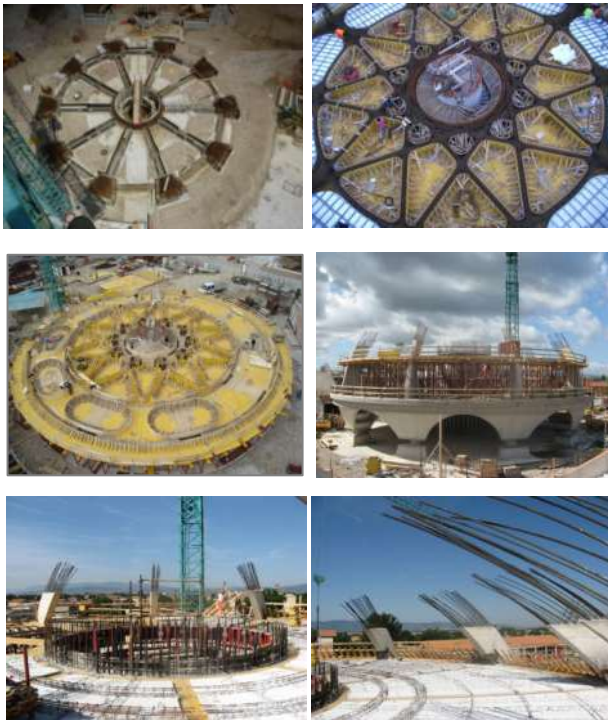


Figura 12 - Fasi costruttive dell'edificio Sale Operative

Questa insolita ma efficace configurazione ha consentito fra l'altro di soddisfare la richiesta di un piano terreno aperto, evitando lo schema cosiddetto a "pilotis", configurazione che, come si è detto, è da ritenere morfologicamente impropria per una zona soggetta ad un elevato rischio sismico.

4.1.2 Caratteristiche della risposta sismica

La costruzione è stata progettata per resistere con largo margine, con un comportamento ancora praticamente elastico, entro i limiti richiesti dalle norme per lo SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita), evento che, tenuto conto della destinazione strategica del complesso ($\gamma_I=1.4$) corrisponde ad un periodo medio di ritorno di circa 1000 anni (950 anni secondo l'esattezza formale delle norme). I parametri di progetto e le corrispondenti prestazioni sismiche calcolate sono indicati nella Tabella 1.

TABELLA 1 Input (evento $T_R = 950$ anni) e risposta sismica	
PGA (peak ground acceleration di progetto)	0.49 g
Periodo di oscillazione (per spost. > 200 mm)	2.7 s
Max spostamento degli isolatori	405 mm
Minimo rapporto C/D	2.01

Sebbene sia stato assunto un riferimento molto severo, la morfologia del fabbricato, associata all'efficacia del sistema d'isolamento, ha consentito di ottenere elementi strutturali di cemento armato che, pur essendo dotati di percentuali correnti dei rapporti d'armatura, hanno un valore molto elevato del rapporto fra capacità resistente e domanda sismica ($C/D \approx 2$). Le dimensioni di alcuni elementi, come quelle dei semiarchi portanti, sono state dettate più da richieste architettoniche (spazio necessario per inserire i pannelli parasole) che da esigenze di resistenza (Fig. 12).

4.1.3 Sale Operative - Adattabilità della Base Isolation

L'efficacia e la flessibilità progettuale della BI ha avuto una parte fondamentale nella vicenda progettuale di quest'opera perché ha consentito di risolvere il seguente problema. Il progetto era stato svolto seguendo le raccomandazioni ministeriali precedenti l'Ordinanza PCM 3274/03: Foligno classificata in zona 2 ($PGA=0.25g$), fattore d'importanza $\gamma_I=1.4$. Ciò aveva richiesto isolatori HDRB, $\varnothing=800$ mm di media rigidzza ($G=0.8$ N/mm²), per ottenere un periodo di oscillazione di 2.1 secondi. A progetto ultimato ed approvato, entrò in vigore l'Ordinanza del 2003 che modificò l'input sismico di progetto classificando Foligno in zona 1. Tenuto conto dei risultati di un'apposita analisi di sito, risultò che la PGA di progetto doveva essere 0,49g (!).

E' stato possibile adattare la struttura già progettata modificando soltanto il sistema d'isolamento per portare il periodo d'oscillazione al valore indicato in tabella in modo da ottenere lo stesso taglio alla base del progetto già concluso. Indirettamente ciò mostra come con la BI, entro certi limiti, si possa migliorare la capacità sismica di una costruzione esistente adattando le caratteristiche del sistema d'isolamento a quelle della struttura, in modo che poco dipende dalla intensità del terremoto.

4.1.4 Progettare insieme al terremoto

Frank Lloyd Wright progettando l'Imperia Hotel di Tokyo, che superò indenne il Great Kanto Earthquake del 1923 (120.000 vittime), suggeriva di mettersi in sintonia con il terremoto per superarlo in ingegno ("why not sympathize with it and outwit it?" [17]). In effetti, per il caso in esame, si potrebbe pensare che le scelte progettuali siano state fatte collaborando con un terremoto benevolo e competente. I suggerimenti successivi sarebbero stati:

- disporre la struttura sopra un letto di isolatori;
- prevedere un periodo di oscillazione molto elevato compatibile con lo spostamento massimo consentito;
- disporre gli isolatori in posizione periferica in pianta per ridurre gli effetti torsionali;
- dare alla struttura una forma affusolata per avere un baricentro basso e limitare gli effetti di rocking;
- disporre scale e ascensori in un nucleo centrale appeso, senza altri appoggi, per mantenere compressi gli archi;
- collegare gli archi con il nucleo centrale mediante i solai di piano, per avere una struttura molto rigida.

Quando sono stati soddisfatti questi requisiti è diventato semplice controllare la risposta sismica globale dell'intera costruzione e constatare che si possono ottenere prestazioni sismiche molto elevate. Infatti, trascurando gli effetti secondari, in questo modo si è ottenuto qualcosa di simile ad un grande "masso" indeformabile, per di più poco dipendente da movimenti torsionali, che oscilla lentamente sopra appoggi


elastici comportandosi di fatto come un sistema a due gradi di libertà orizzontali indipendenti l'uno dall'altro (Fig. 13).



Figura 14 - Strutture ultimate



Figura 13 - Opere finite e arredi

TABELLA 2 - Edificio Sale Operative	
Committente	Regione Umbria
Progetto	Alberto Parducci, Guido Tommesani, Alfredo Marimpietri, Marco Mezzi.
Impresa	Giovannini Costruttori (Narni)
Isolatori	FIP Industriale (Padova)
	<p><i>Noi abbiamo pensato, abbiamo discusso, abbiamo progettato, abbiamo calcolato.</i></p> <p><i>Loro hanno sudato ed hanno sofferto i disagi del lavoro di cantiere.</i></p> <p><i>Sono loro, gli operai, che con le loro mani hanno costruito l'opera.</i></p>

4.2 Edificio dei Beni Culturali

4.2.1 Configurazione del fabbricato

Per un altro edificio, anch'esso del Centro di Foligno, si è affrontato il problema sismico in modo diverso. Non possiede l'eleganza del precedente perché la richiesta era di realizzare un ampio deposito di elevata sicurezza sismica, dotato di una vasta flessibilità d'uso, da destinare alle attività di emergenza dei Beni Culturali: 2000 m² circa di area disponibile ed altezza libera interna di m 6.50. Pertanto l'idea progettuale è stata del tutto differente rispetto a quella delle Sale Operative.

Finora le più numerose applicazioni della **BI** hanno riguardato l'isolamento alla base degli edifici, come si è visto

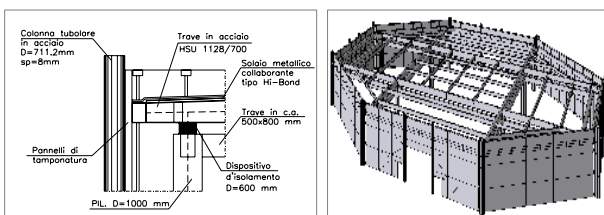


Figura 14- Strutture del fabbricato dei Beni Culturali

nei paragrafi precedenti; tuttavia i dispositivi dello stesso tipo o analoghi possono essere usati anche per risolvere situazioni di altra natura. Un importante settore della sicurezza sismica riguarda gli edifici industriali, maggiormente quando sono esposti al rischio di "incidente rilevante". Per questo settore si richiedono spesso fabbricati mono-piano realizzati con elementi prefabbricati assemblati in opera. Gran parte di queste tipologie costruttive può risultare soggetta ad un'elevata vulnerabilità sismica a causa della difficoltà di ottenere sistemi strutturali duttili per i quali occorre comunque un'adeguata resistenza delle connessioni [18].

In alcuni casi sono stati applicati sistemi di **roof isolation** per isolare coperture di grandi dimensioni. Per l'edificio di Foligno è stato progettato un sistema di **roof and wall isolation** [19] che protegge sismicamente tutte le parti strutturali.

Il fabbricato ha una pianta ottagonale, di circa 17 metri di lato, ed un'altezza totale di 9 metri. La costruzione comprende (Figure 14 e 15):

- 12 pilastri circolari, Ø=1000 mm, di c.a. (8 disposti presso i vertici dell'ottagono, 4 in zona centrale) fondati sui pali;
- 4 travi metalliche di copertura disposte a croce, dotate di piccoli sbalzi che sostengono una trave perimetrale alla quale sono appese le facciate;
- intelaiature metalliche delle facciate nelle quali sono inseriti pannelli sandwich di completamento;
- solaio di copertura tessuto sopra le quattro travi incrociate formato da lamiere grecate e da una soletta di c. a.

Nelle pareti perimetrali sono presenti quattro ingressi carrabili. All'interno le teste dei pilastri sono collegate da travi irrigidenti di c. a. che sostengono l'impianto d'illuminazione.



Figura 15 - Strutture metalliche della copertura

Il sistema d'isolamento sismico vincola direttamente le travi di copertura ed è formato da 8 dispositivi LRB (Lead Rubber Bearing) posti sulla sommità dei pilastri perimetrali e 4 appoggi scorrevoli multidirezionali (sliding devices) posti sopra i pilastri interni. Il pavimento, per il quale sono previsti forti carichi di esercizio, è solidale al terreno ed è separato dal resto della costruzione, perciò non richiede accorgimenti di protezione sismica.

La configurazione descritta (Fig. 14), stanti anche i carichi previsti sul pavimento, ha risolto vari problemi progettuali che altrimenti avrebbero impedito l'impiego dell'isolamento e la piena disponibilità dell'area, comportando ciò alla rinuncia della protezione sismica. La scelta di sospendere le pareti perimetrali ha consentito, fra l'altro, di evitare fondazioni che avrebbero dovuto sopportare le azioni sismiche orizzontali trasmesse direttamente ad elementi di notevole altezza per i quali sarebbero occorse apposite intelaiature resistenti. Inoltre la forma "a pentola rovesciata" (Fig. 15) ha portato la quota del baricentro vicina al piano dell'interfaccia d'isolamento.

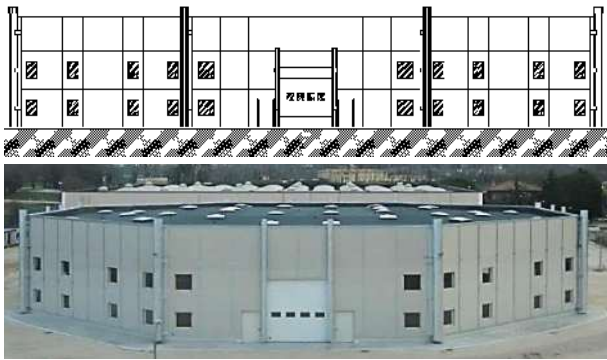


Figura 16 - Vista dell'edificio

4.2.2 Vantaggi del sistema strutturale progettato

La configurazione scelta (Fig. 16), oltre a lasciare libera tutta l'area interna, con il solo ingombro di quattro pilastri, presenta vari vantaggi. Primo: l'intera struttura, copertura e pareti esterne, è protetta dall'isolamento. Secondo: come nelle Sale Operative sono separate le prestazioni di spostamento da quelle di resistenza (il sistema delle pareti appese nel suo complesso è abbastanza rigido in ogni direzione orizzontale). Terzo: non occorrono, come si è detto, intelaiature resistenti verticali delle pareti, né fondazioni estese a tutto il contorno; altrimenti sarebbe stato necessario stabilire un collegamento con il solaio di base che avrebbe comportato ben altri problemi. Quarto: il baricentro delle masse si trova alla quota più opportuna per il sistema degli isolatori posti in cima alle colonne perimetrali che limita, anche in questo caso, gli effetti di rocking.

5 CONCLUSIONI

5.1 Nuovi paradigmi compositivi

In epoca recente l'approfondimento delle conoscenze ha indotto l'Ingegneria Sismica a modificare le concezioni di base che prima ne guidavano l'operato. Ciò ha richiesto una revisione sostanziale dei criteri di progetto. Le norme sono state aggiornate di conseguenza ed i metodi di analisi si sono ampliati; fra l'altro, si dispone di codici di calcolo affidabili che possono essere utilizzati anche in maniera interattiva. Le novità non potevano annullare però i numerosi fattori di indeterminazione impliciti nella natura propria dei problemi, dovuti alla aleatorietà dell'input sismico ed alla complessità dei comportamenti strutturali estremi che ora si devono considerare. Un'evoluzione che, pur limitandolo, ha messo in luce aspetti che hanno maggiormente evidenziato il contenuto **convenzionale** delle procedure di progetto. Pertanto le norme, pur essendo più complesse e più articolate di prima, non hanno attenuato il valore e l'importanza della capacità progettuale dei professionisti militanti, ingegneri ed architetti.

Tutto ciò richiede ora di modificare molti paradigmi di riferimento estendendoli in un campo di obiettivi prestazionali nel quale occorre introdurre, come elemento primario, la capacità di gestire l'**energia di deformazione** [10], [17] che può essere immessa nella costruzione mediante in un gioco equilibrato delle **resistenze** e delle **deformazioni**. Questo impegno richiede il coinvolgimento di un'Architettura [2], [3], [4], [5] che finora era stata poco impegnata nella ricerca di appropriate morfologie antisismiche. La **BI**, come si è visto,

apre nuove strade da percorrere in quanto facilità l'applicazione del criterio di **separazione delle prestazioni** [5]. In definitiva l'"astuzia" che Wright suggeriva, ed applicò poco meno di un secolo fa [17], invita ora ad esplosare un ampio campo di ricerca per attuare il concetto di Heisenberg riportato in epigrafe [20].

BIBLIOGRAFIA

- [1] ECSN (European Concrete Society Network), (www.bautechnik.pro/EN/Kontakt/Presstext_ECSN)
- [2] ARNOLD C, REITHRMAN R. (1982) - Building configuration and seismic design - John Wiley & Sons.
- [3] PARDUCCI A. (2007) - Nuovi orizzonti per una architettura antisismica, Seminario CNR 12.09.2007, Moderni sistemi e tecnologie antisismici, 21^{mo} Secolo.
- [4] CHARLESON A (2008) - Seismic design for architects, Elsevier, Architectural Press.
- [5] PARDUCCI A. (2012) - Involvement of architecture in seismic design - Conferencia internacional de ingeniería sísmica (*atti*), Universidad de Oriente, Santiago de Cuba.
- [6] PARDUCCI A. (2012) - Prestazioni antisismiche di alcuni sistemi costruttivi storici - 2nd International Colloquium RIGPAC, Firenze.
- [7] TOBRINER S. (1997) - La casa baraccata: un sistema antisismico del XVIII secolo - Costruire in laterizio, N.56, 1997.
- [8] DE MARCO R., M. G. MARTINI - La classificazione e la normativa sismica italiana dal 1909 al 1984 - Servizio Sismico Nazionale.
- [9] KHUN T.S. (1962) - La struttura delle rivoluzioni scientifiche - Einaudi (in italiano) 1999.
- [10] ELSESSER E. (2004) - Seismically resistant design. Past, present, future - 13th WCEE, Vancouver (Canada).
- [11] Frase ricorrente nei colloqui con Carlo Gavarini.
- [12] PARDUCCI A. (2011) - Elementi di ingegneria sismica in 80 lezioni - Liguori editore, Napoli.
- [13] PARDUCCI A. (1999) - Seismic isolation: why, where, when - Isolation, energy dissipation of structures, Post-Smirt conference, Cheju (Korea) 1999.
- [14] Boardman & Al. (1983) - Union House - A cross braced structure with energy dissipation - Bulletin of the NZ National Society for earthquake engineering, vol.16, n.2.
- [15] Parducci A. (2007) - La muratura come sistema costruttivo per le zone sismiche - Costruire in laterizio, n.115.
- [16] Di Fusco A. & Al. (2010) - Muratura isolata alla base: l'esempio dell'edificio di Corciano (PG) - Costruire in laterizio, n. 137.
- [17] Reitherman R. (1980) - Frank Lloyd Wright's Imperial Hotel: A Seismic Re-evaluation - Proceedings of 7TH WCEE, Istanbul.
- [18] Parducci A. (1978) - Considerazioni sulla progettazione degli edifici prefabbricati antisismici - Industria italiana del cemento, febr. XLVIII.
- [19] Parducci A. & Al. (2007) - La tecnica del "roof and wall isolation" - La sfida dell'isolamento sismico - EdA Esempi di architettura, edizioni "Il Prato".
- [20] Heisenberg (1959) - Wandlungen in den Grundlagen der Naturwissenschaft, Hirzel Verlag, (Mutamenti nelle basi della scienza - traduzione italiana, Bollati Boringhieri, Torino, 2000).

ADEGUAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO ESISTENTE IN C.A. MEDIANTE CONTROVENTI DISSIPATIVI

Marisa Pecce, Ramona Solla

Dipartimento di Ingegneria, Università del Sannio – Benevento, Italy

SOMMARIO

L'adeguamento sismico degli edifici esistenti rappresenta una delle esigenze maggiori nei Paesi ad alto rischio sismico e quindi la ricerca nel campo delle tecnologie innovative è molto attiva e indirizza a fornire nuove soluzioni supportate da procedure di progetto affidabili e da costi contenuti.

Nel presente lavoro si illustra il caso studio di un edificio scolastico in c.a. esistente progettato negli anni '70 e quindi attualmente inadeguato alla nuova zonazione sismica nonché ai dettagli costruttivi che l'avanzamento della ricerca nel settore dell'ingegneria sismica ha individuato come essenziali per fare fronte all'azione dei terremoti.

La soluzione progettuale adottata è quella di inserire sul perimetro dell'edificio controventi in acciaio equipaggiati di dissipatori tipo BRAD. Si descrive il percorso seguito nella progettazione per effettuare l'analisi non lineare della struttura prima e dopo l'intervento, anche attraverso l'esame di diverse configurazioni dei controventi lungo l'altezza. Si pone infine l'accento sulla necessità di accompagnare il progetto dei controventi con interventi locali di rinforzo di nodi trave-colonna, di elementi della scala e della fondazione, e dei punti di connessione tra i controventi e la struttura esistente perché potrebbero introdurre rotture fragili e premature che impedirebbero lo sfruttamento della duttilità e dello smorzamento degli elementi inflessi in c.a. e dei controventi.

SEISMIC RETROFITTING OF AN EXISTING RC BUILDING WITH BUCKLING RESTRAINED BRACES

SUMMARY

The seismic retrofitting of the existing buildings is one of the most important need in the Countries with high seismic risk. Therefore the continuous evolution of the innovative technologies gives reliable solutions with a reduction of costs. Herein a case study of an existing RC school building erected in '70 is presented; the construction was built according to outdated design criteria and seismic zonation of Italy. The proposed intervention consists in the installation of braces with dissipative devices, type BRAD, along the building perimeter. The design procedure is synthetized describing the results of non-linear analyses carried out before and after the retrofitting. The effect of various configurations of the dissipative braces along the height is studied. Finally it is highlight the necessity of local provisions for the beam-column joints, the stairs structures and suitable details at the connection between the braces and the existing RC elements, in order to avoid premature brittle failure and use the ductility and damping of the new braces and the existing RC elements in bending.

1. INTRODUZIONE

L'Italia presenta un territorio ormai interamente sismico e i terremoti di intensità medio-bassa sono molto frequenti in numerose aree del Paese. Parallelamente il patrimonio edilizio italiano è formato sostanzialmente da edifici in muratura, spesso di valore artistico o comunque storico, e da edifici in c.a. con struttura a telaio, costruiti in epoche in cui le normative e la zonazione sismica richiedevano una prestazione molto inferiore di quella attuale.

Pertanto il settore di ricerca teorica e applicata relativo alle soluzioni innovative per l'adeguamento sismico ha subito negli ultimi anni un impulso sempre crescente.

Le tecniche più innovative sono quelle basate sullo sfruttamento delle prestazioni strutturali in campo post-elastico, cioè sul principio generale che in zona sismica in condizioni ultime le risorse della costruzione sono rappresentate, non solo dalla resistenza ma anche dalla capacità di dissipare energia plastica; in questo modo la vita

umana può essere salvaguardata anche accettando danni irreversibili sulla struttura.

In base a questo principio l'introduzione in una costruzione esistente con struttura portante a telai, di controventi in cui concentrare questa dissipazione di energia rappresenta una soluzione poco invasiva che consente di limitare l'intervento solo a poche zone dell'edificio.

Il sistema di controventi raccoglie questa energia in appositi "dissipatori", che, opportunamente progettati, consentono di ottenere un incremento di rigidità per i terremoti medio-deboli, elevata duttilità per terremoti catastrofici e infine consentono di fissare il contributo della struttura esistente alla prestazione globale [1,2,3,4,5,6,7,8,9,10].

L'approccio progettuale in termini di dimensionamento e distribuzione dei dissipatori [11] è ancora oggetto di studio e non sono ancora disponibili indicazioni standard, pertanto gli esempi applicativi rappresentano comunque una utile fonte di informazioni [12,13].

In questo lavoro si illustra lo studio di una soluzione con controventi dissipativi per l'adeguamento sismico di un edificio esistente in c.a., introducendo sia la procedura globale di progetto sia puntualizzando la necessità di alcuni interventi locali.

2. CONTROVENTI DISSIPATIVI TIPO BRAD

Tra le varie tipologie di dissipatori attualmente appare molto interessante la prestazione offerta dai controventi in acciaio a stabilità impedita *BRAD* (*Buckling-Restrained Axial Damper*). Essi dissipano energia sfruttando la plasticizzazione, per trazione e compressione, di un nucleo in acciaio inserito in un tubo di acciaio esterno coassiale riempito di calcestruzzo (Fig. 1); generalmente tra il nucleo di calcestruzzo e il tubo viene inserita una guaina per consentire lo scorrimento relativo. Il riempimento di calcestruzzo contrasta l'instabilità del nucleo interno senza però vincolarne la deformazione longitudinale. In questo modo il tubo esterno non partecipa come elemento in parallelo alla resistenza in direzione assiale e non corre il rischio di instabilizzarsi.

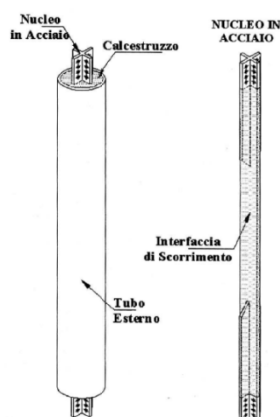


Figura 1 - Controvento ad instabilità impedita

I dispositivi sono caratterizzati da una relazione forza-spostamento leggermente non simmetrica per le fasi di compressione e trazione (Fig. 2). In fase di trazione presentano una rigidità secondaria pressoché nulla per cui la forza di snervamento rimane sostanzialmente costante nell'intervallo

“spostamento di snervamento-spostamento massimo”. In fase di compressione presentano un incrudimento dovuto prevalentemente all'effetto di confinamento del nucleo.

Questa tipologia di dispositivi è particolarmente adatta ad interventi di miglioramento ed adeguamento di edifici esistenti poiché dissipano energia anche con spostamenti modesti (15-20 mm), quindi sono utilizzabili anche su edifici costituiti da una struttura rigida con limitati spostamenti d'interpiano; inoltre risultano competitivi, con altri dispositivi di dissipazione, dal punto di vista economico a parità di prestazione.

Altri vantaggi sono la facilità con cui possono essere rimossi e assemblati in una struttura. Da un punto di vista generale i controventi dissipativi si adattano bene anche alle esigenze architettoniche, poiché si inseriscono nelle maglie dei telai e possono essere nascosti all'interno delle tamponature/tramezzature o montati direttamente a vista.

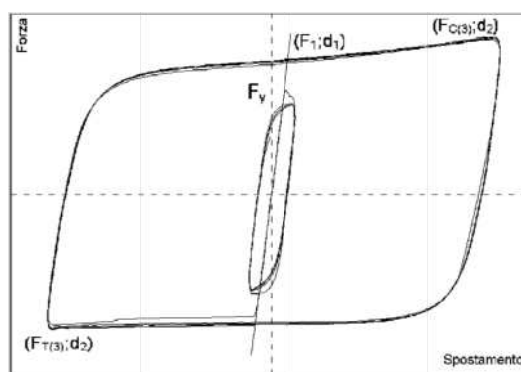


Figura 2 - Cicli isteretici sperimentali di un dissipatore BRAD

3. DESCRIZIONE EDIFICIO ESISTENTE

L'edificio in oggetto è sede di un istituto scolastico realizzato alla fine degli anni settanta. La pianta ha una forma ad L con i lati lunghi di circa 35m e i lati corti di 10m (Fig. 3), e si sviluppa su 3 livelli per un'altezza complessiva di 10,7m, con un'altezza di interpiano di circa 3,5m.

La struttura è in cemento armato a telaio spaziale; all'incrocio delle due parti rettangolari che formano la L è inserita una scala realizzata con uno schema strutturale di trave a ginocchio.

La costruzione è collocata in una zona non pianeggiante ma la fondazione è stata impostata tutta alla stessa quota, pertanto i prospetti (nord ed ovest) sono impostati a quota strada mentre quelli a sud (Fig. 4) ed a est sono al disotto del piano campagna e sono isolati dal terreno da un cavetto.

La struttura si articola con telai orditi secondo due direzioni ortogonali (Fig. 5). I pilastri hanno tutti le stesse dimensioni (30x60cm) e si mantengono costanti lungo l'altezza; inoltre sono orientati prevalentemente con il lato maggiore lungo la direzione dei telai corti.

Le travi perimetrali sono emergenti, mentre le travi interne sono a spessore. I solai sono in c.a. con travetti precompressi alleggeriti con laterizi; lo spessore è di 25cm per i primi due impalcati e di 40cm per il solaio di copertura.

La fondazione è costituita da un reticolo di travi in c.a. con sezione a T rovescia.

L'edificio non risulta adeguato alla normativa attuale NTC2008 [14], poiché è stato progettato secondo una

normativa e una zonazione sismica precedenti; inoltre allo stato attuale viene attribuita agli edifici scolastici una classificazione elevata (classe III) in termini di importanza per la pubblica incolumità, che richiede una azione sismica di progetto maggiore rispetto ad edifici per civile abitazione.

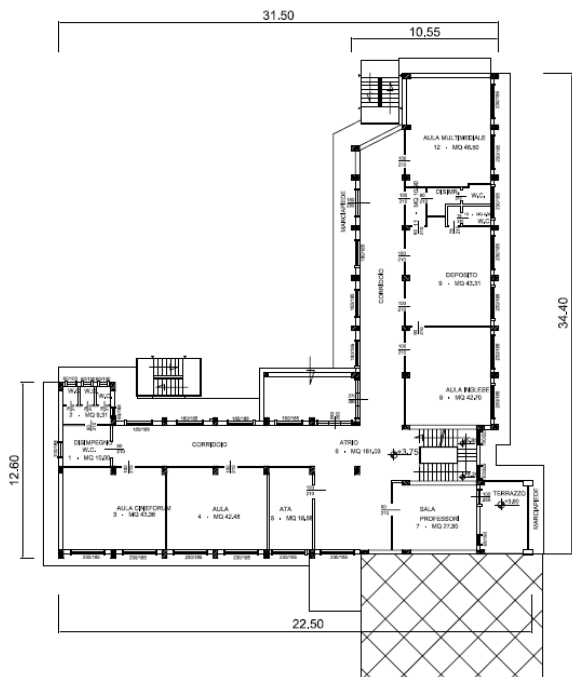


Figura 3 - Pianta istituto scolastico esaminato



Figura 4 - Prospetto sud

Il progetto originario che risale al 1979 è stato sviluppato secondo le normative 25-11-1962 n°1684, 02-02-1974 n°64, D.M. 30-05-1974. Le caratteristiche dei materiali originari previsti in progetto sono: acciaio dolce tipo Feb32k e calcestruzzo di classe 250 ($R_{bk}=250\text{kg/cm}^2$). La disposizione delle armature degli elementi in c.a. è stata ricavata dai grafici del progetto originario e controllata a campione in sito. Sono state effettuate prove in sito sui materiali raggiungendo un livello di conoscenza LC2, secondo quanto indicato nella Circolare 657/2009 [15]. In base alle prove sul calcestruzzo e sull'acciaio sono stati definiti i valori medi della resistenza pari a 14,5MPa per il calcestruzzo e 398MPa per l'acciaio; le

resistenze di progetto si ottengono da quelle medie considerando un fattore di confidenza $FC=1,2$.

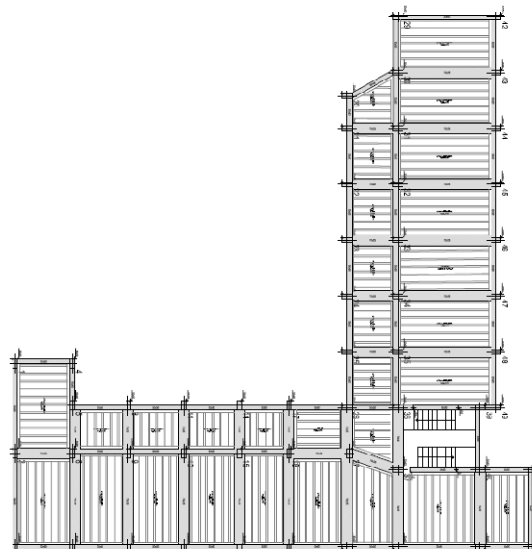


Figura 5 - Carpenteria

4. DESCRIZIONE INTERVENTO

In questo caso studio i controventi dissipativi sono stati realizzati disponendo in serie un tubolare in acciaio e un dissipatore di tipo BRAD.

Le normative FEMA (Federal Emergency Management Agency) 356 [16] e 368 [17], suggeriscono alcuni criteri generali utili per la disposizione in pianta ed in elevazione dei controventi dissipativi. In particolare viene suggerito di inserire 4 o più dispositivi di dissipazione per piano in ogni direzione. In generale è opportuna una ridondanza degli elementi che costituiscono il sistema di protezione per un duplice motivo: in primo luogo, l'utilizzo di un maggior numero di controventi consente di ridurre le sollecitazioni indotte sulle membrature esistenti, in secondo luogo, disponendo più controventi all'interno della struttura, è possibile ridurre il rischio che il malfunzionamento di un dispositivo possa compromettere l'efficacia dell'intero sistema di protezione. Inserendo almeno 4 dispositivi di dissipazione per piano in ogni direzione principale dell'edificio, con un minimo di 2 dispositivi collocati da ogni parte rispetto al centro di rigidità di piano nella direzione considerata, si possono utilizzare dispositivi capaci di sostenere spostamenti e velocità non inferiori al 130% di quelle attese. Altrimenti, essi devono essere capaci di sostenere spostamenti e velocità non inferiori al 200% di quelle attese. Per tutti i dispositivi di dissipazione deve essere garantita l'accessibilità perché ne sia effettuata periodicamente la manutenzione.

I criteri utilizzati per la scelta del numero di controventi, della loro posizione all'interno della struttura e delle loro caratteristiche meccaniche, è stata effettuata cercando di conseguire i seguenti obiettivi:

- Minimizzare gli interventi nella parte interna della struttura;
- Regularizzare il comportamento dinamico della struttura nelle due direzioni principali;
- Evitare di ridurre la funzionalità della struttura;
- Contenere le azioni assiali nelle colonne dei campi controventati;

- Contenere l'incremento delle sollecitazioni nelle fondazioni.

Il primo e il terzo obiettivo sono stati perseguiti inserendo i controventi solo nei telai perimetrali della struttura e adottando controventi a V rovescia che intersecano la trave superiore in c.a. al centro, in modo da evitare l'ostruzione delle aperture (porte e finestre).

La disposizione in pianta ed in elevazione dei controventi è stata studiata verificando diverse soluzioni in modo tale da garantire e migliorare le proprietà di regolarità in pianta, cioè di ridurre la partecipazione dei modi torsionali.

Bisogna infine precisare che l'intervento è stato studiato anche sotto il profilo estetico utilizzando in maniera combinata il programma Archicad ed il motore di rendering del programma Artlantis Studio 4. In figura 6 è rappresentata un'immagine fotorealistica dell'edificio oggetto di studio dopo l'intervento. Mediante la ricostruzione del prospetto di progetto si è potuta osservare una modesta invasività ed una buona integrazione dei nuovi elementi di controvento con il sistema già a vista dei pilastri; tale integrazione è ulteriormente migliorata dalla scelta del colore grigio dei controventi che richiama quello dei pilastri a vista.



Figura 6- Render -Prospetto edificio dopo l'adeguamento

5. ANALISI EDIFICIO ESISTENTE

Il modello di calcolo adottato, sia prima sia dopo l'intervento, è quello di telaio spaziale (Fig. 7) ed è stato sviluppato con il software SAP2000 Nonlinear (versione 15.1.0)[18]. Le travi e i pilastri, sono stati modellati con elementi monodimensionali di tipo trave (frame).

Alla base dei pilastri sono state inserite le fondazioni con un modello di trave su suolo elastico alla Winkler; la costante di sottofondo del terreno è stata assunta pari a $0,2\text{N/mm}^3$. I solai in cemento armato, essendo dotati di soletta di spessore 5cm, sono stati modellati come diaframmi rigidi utilizzando elementi shell indeformabili nel proprio piano.

I telai sono stati individuati in corrispondenza degli assi dei pilastri e del solaio.

Il modello prevede il comportamento non lineare della struttura mediante un approccio a "plasticità concentrata", con la formazione di cerniere plastiche a flessione nelle travi e nei pilastri alle estremità, cioè dove sono massime le sollecitazioni flettenti dovute alle azioni sismiche. Il valore della rotazione ultima delle cerniere plastiche per le travi e per i pilastri è stato calcolato applicando la formulazione suggerita dalla

Circolare 617/2009 e basata su noti studi di letteratura.

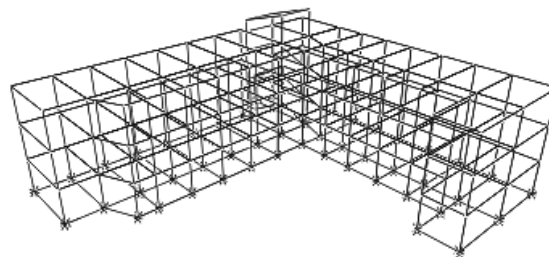


Figura 7 - Modello 3D della struttura

Il legame momento-rotazione delle cerniere è stato implementato in SAP2000 con una relazione di tipo rigido-plastico; la cerniera si forma quando viene raggiunto il momento ultimo della sezione. Nel legame momento-rotazione viene definita anche la rotazione pari a 3/4 di quella ultima, che rappresenta l'ultimo punto di capacità per la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

I momenti resistenti ultimi sono stati calcolati assumendo per il calcestruzzo un legame costitutivo parabola rettangolo e per l'acciaio un legame costitutivo elasto-plastico, secondo le indicazioni delle NTC2008.

Le cerniere plastiche per i pilastri sono state considerate disaccoppiate nelle due direzioni e quindi per ciascuna direzione è stato definito un dominio momento-sforzo normale (M-N) che governa le relazioni momento-rotazione.

Per la struttura in esame è stata eseguita prima un'analisi lineare dinamica verificando una elevata irregolarità di comportamento. Infatti dalla tabella 1 è possibile osservare che i modi di vibrare fondamentali nelle due direzioni principali hanno massa partecipante di circa il 50%, che ci sono masse partecipanti considerevoli anche per modi di vibrare superiori e che il terzo modo presenta un elevato effetto torsionale.

Nonostante la normativa tecnica [14], nel caso di edifici nuovi, obblighi ad utilizzare l'analisi non lineare solo per strutture con massa partecipante superiore al 75%, si è proceduto ugualmente all'analisi non lineare, perché in questo caso si tratta di un edificio esistente e perché tale analisi è solo indicativa dato che l'intervento di adeguamento ha poi consentito la regolarizzazione della struttura.

Tabella 1 - Periodi e masse partecipanti dei primi 10 modi

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,88	0,515	0,0172	0,27137
2	0,79	0,126	0,13485	0,03806
3	0,64	0,002	0,49036	0,39433
4	0,27	0,06835	0,00015	0,04952
5	0,22	0,0001	0,00067	0,01514
6	0,21	0,00516	0,07921	0,03136
7	0,21	0,02203	0,01322	0,00004
8	0,18	0,00014	0,00072	0,00058
9	0,17	0,000001	0,00249	0,00367
10	0,16	0,01513	0,00012	0,01554

L'analisi sismica della struttura esistente è stata eseguita

applicando la procedura di analisi statica non lineare indicata dalle NTC2008 e illustrata dalla Circolare n.617/2009. Le curve di capacità del sistema strutturale effettivo (pushover) sono espresse in termini di taglio totale alla base-spostamento in testa, per due diverse distribuzioni di forze lungo l'altezza applicate nei baricentri delle masse a ciascun piano:

- Una distribuzione di forze proporzionale alle masse;
- Una distribuzione di forze proporzionale al modo di vibrare fondamentale per ciascuna direzione principale.

Le forze sono state applicate nel baricentro delle masse di ciascun piano e sono state incrementate fino a quando in uno degli elementi plasticizzati la cerniera plastica non ha raggiunto la sua capacità per lo SLV.

Dai risultati si osserva che la capacità deformativa della struttura è inferiore alla domanda del terremoto atteso allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

In particolare in tabella 2 sono riportati i risultati ottenuti dall'analisi non lineare, ovvero gli spostamenti disponibili e gli spostamenti richiesti alla struttura a cui corrispondono coefficienti di sicurezza compresi tra 0,70 e 0,94 per la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e tra 1,2 e 2,1 per lo Stato Limite di Danno (SLD).

Tabella 2 - Domanda e capacità allo SLV e SLD.

	SLV		SLD	
	Capacità	Domanda	Capacità	Domanda
	m	m	m	m
Fx massa	0,063	0,073	0,029	0,024
Fx- massa	-0,058	-0,075	-0,044	-0,024
Fx modo	0,077	0,082	0,039	0,026
Fx- modo	-0,066	-0,082	-0,040	-0,026
Fy modo	0,049	0,070	0,043	0,022
Fy- modo	-0,048	-0,070	-0,040	-0,023
Fy massa	0,045	0,062	0,043	0,020
Fy- massa	-0,044	-0,059	-0,044	-0,020

Infine si deve sottolineare che la posizione e la tipologia di scala creano una irregolarità nel comportamento strutturale sismico dell'edificio penalizzando la distribuzione della sollecitazioni in alcuni elementi (effetti della torsione); inoltre i pilastri della scala si presentano tozzi e rigidi, pertanto mostrano una crisi prematura e poco duttile che impedisce di sfruttare le caratteristiche di resistenza e duttilità di tutti gli altri elementi (pilastri e travi dei telai). Pertanto l'analisi è stata svolta assumendo di avere effettuato comunque un intervento di rinforzo sulla scala e sui nodi trave-colonna che sono di tipo non confinato e privi di staffe, in modo da incrementare la resistenza tanto da consentire la formazione del meccanismo.

6. ANALISI EDIFICO DOPO L'INTERVENTO

Prima di individuare la soluzione finale per la progettazione dell'intervento sono stati studiati diversi schemi di distribuzione dei controventi dissipativi. Le caratteristiche dei dispositivi utilizzati sono riportate in tabella 3, lo scopo è quello di scegliere un'opportuna combinazione di dissipatori ai vari piani al fine di ottenere i maggiori vantaggi nel comportamento globale della struttura.

Tabella 3 - Caratteristiche BRAD

Sigla	F ₁	K _e	F ₂	d ₂	F _{C(G)}	F _{C(max)}	F _y	L _{BRAD}
	kN	kN/mm	kN	mm	kN	kN	kN	mm
BRAD 14/40-b	119	60	129	20	140	160	96	1560
BRAD 27/40-b	239	123	254	20	270	280	185	1585
BRAD 34/40-b	301	153	320	20	340	353	233	1625
BRAD 48/40-b	417	210	449	20	480	500	339	1640
BRAD 56/40-b	479	242	519	20	560	580	358	1665
BRAD 72/40-b	615	307	668	20	720	745	461	1730

Stabilita la disposizione planimetrica dei controventi riportata in figura 8, per la determinazione delle caratteristiche elastiche della struttura controventata sono state eseguite le analisi modali per ciascun caso esaminato, per semplicità considerando la struttura come incastrata alla base

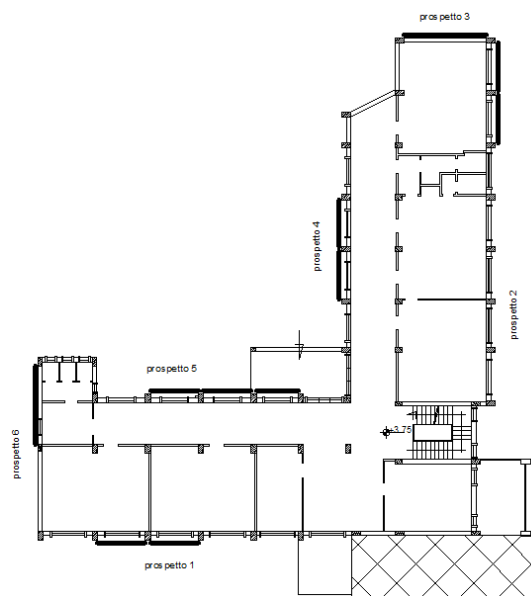


Figura 8 - Disposizione planimetrica tipo dei controventi evidenziati in nero per i casi A, B, C.

Tabella 4 - Percentuale masse partecipanti del modo principale

Caso	Massa partecipante direzione x [%]	Massa partecipante direzione y [%]
A	80	82
B	79	81
C	83	85

I casi esaminati per i quali sono state eseguite le analisi modali (Tab. 4) vengono distinti in:

Caso A:

- Piano Terra: controventi dissipativi con dispositivi tipo BRAD 72/40-b
- Piano Primo: controventi dissipativi con dispositivi tipo BRAD 48/40-b
- Piano Secondo: controventi dissipativi con dispositivi tipo BRAD 27/40-b

Caso B:

- si ottiene partendo dal caso A considerando un dissipatore di resistenza e rigidità minori al piano terra ovvero Brad 56/40-b invece di Brad 72/40-b, ma compensando la riduzione di rigidità con un tubolare più rigido per il controvento in acciaio.

Caso C:

- Per ogni piano: controventi dissipativi con dispositivi tipo Brad 48/40-b.

Il modello di calcolo già sviluppato per l'edificio è stato completato aggiungendo i controventi come elementi pendolari formati da due tratti: il tubolare e il dissipatore rappresentato con la sua rigidità. I dissipatori sono forniti di cerniera plastica per lo sforzo normale di tipo rigido incurante; in tabella 3 sono indicati i valori della soglia di attivazione rappresentata dalla forza di snervamento F_y e il valore ultimo $F_{c(3)}$ per ciascuna tipologia di dissipatore considerato.

Per ciascun caso esaminato è stata svolta l'analisi statica nono lineare mediante il metodo del Capacity Spectrum (CSM), che consente di valutare lo spostamento massimo richiesto ad una struttura per un evento sismico assegnato, tenendo conto dello smorzamento effettivo.

Tale procedura viene illustrata dalle norme statunitensi ATC-40 [19] e consente di sfruttare la prestazione dei sistemi dissipativi, che risulterebbero penalizzati dall'assunzione di uno spettro di accelerazione/spostamento con il solo 5% di smorzamento. A differenza della procedura non lineare della Circolare 657/2009, la procedura viene sviluppata nello spazio ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) e quindi descrivendo la curva di capacità e lo spettro di risposta in termini di accelerazioni e spostamento spettrali.

In particolare la procedura segue i passi per la valutazione della curva bilineare equivalente alla curva non lineare di capacità e per il calcolo dello smorzamento viscoso che ne deriva in base all'energia dissipata; la procedura viene applicata iterativamente fino a quando si individua l'intersezione della bilineare con lo spettro ridotto in base alla dissipazione effettiva (punto di prestazione PP).

Si deve specificare che lo smorzamento da utilizzare per determinare lo spettro dipende dallo smorzamento di natura isteretica, cioè dall'energia dissipabile in cicli plastici; tale smorzamento dipende dalla qualità del sistema strutturale e dalle caratteristiche dell'evento sismico, ed il suo calcolo viene effettuato considerando l'energia dissipata in base all'area sottesa alla curva di capacità e introducendo un opportuno coefficiente correttivo k .

In particolare, l'ATC-40 definisce il valore di k in base a tre categorie di comportamento: il tipo A per un comportamento

isteretico con cicli isteretici stabili ed ampi simili a quelli ideali ($k=1$), il tipo C per cicli isteretici con forti oscillazioni e/o degradi ($k=2/3$) e il tipo B per un comportamento isteretico intermedio ($k=1/3$).

La struttura in c.a. esistente ricade nel tipo B ($k=1/3$), invece nel caso della struttura dopo l'intervento vi è il contributo dei dissipatori che certamente ricadono tra le strutture di tipo A. Pertanto le analisi dei casi A e B sono state svolte sia mantenendo fisso il valore di $k=1/3$, e cioè trascurando l'effetto dei dissipatori nel coefficiente, sia assumendo $k=1/2$ in base alla considerazione che circa il 50% dell'azione sismica viene assorbita dai dissipatori.

I profili in acciaio adottati nei controventi sono stati proporzionati sempre per ottenere una resistenza a compressione, quindi considerando lo sforzo normale resistente, maggiore della forza ultima del dissipatore montato in serie.

Di seguito vengono confrontati i risultati delle analisi dei casi considerati (Tab. 5).

Lo schema di distribuzione che consente di migliorare in modo più efficace la regolarità del comportamento dinamico della struttura è rappresentato dal caso C. Infatti i primi due modi di vibrare sono prevalentemente di traslazione in quanto presentano massa partecipante pari al 83% in direzione x e 85% in direzione y ; inoltre il 90% dei controventi raggiunge il campo plastico, anche se la struttura esistente continua a contribuire per circa il 50% al taglio globale, e lo smorzamento risulta del 14%.

Nelle figure 9-10 sono riportate le curve di pushover relative al caso C con l'indicazione della domanda allo SLV e allo SLD; i risultati in termini di coefficiente di sicurezza (rapporto tra capacità e domanda) sono riportati in tabella 6 per lo SLD e lo SLV confrontando la situazione prima e dopo l'intervento.

La struttura risulta adeguata sismicamente in termini globali, anche se devono essere ancora condotte le verifiche locali degli elementi in c.a. e dei controventi, nonché della fondazione; inoltre si devono progettare l'intervento di rinforzo dei nodi e della scala che comunque devono rispettare la gerarchia delle resistenze adottate nel modello (formazione delle cerniere a flessione nelle travi e nei pilastri prima di altri collassi).

Per quanto riguarda la verifica allo SLD si è fatto riferimento alla domanda indicata dalle NTC 2008 nei paragrafi § 3.2.1 e § 3.2.3.2 ed alla limitazione dello spostamento di interpiano $d_r < 0,005 h$, essendo h l'altezza dell'interpiano. Il confronto dei risultati ottenuti per l'edificio esistente e per quello dopo l'intervento indica una riduzione dello spostamento di interpiano per l'azione sismica allo SLD e quindi una riduzione dei danni per le verifiche di servizio.

Tabella 5 - Confronto risultati analisi

Caso	Massa partecipante direzione x [%]	Massa partecipante direzione y [%]	k [-]	Smorzamento [%]	Azione assorbita dalla struttura [%]	Azione assorbita dai dissipatori [%]	Cerniere flessionali attivate [%]	Cerniere assiali attivate [%]
A	80	82	1/3	12	46	54	25	83
A	80	82	1/2	15	48	52	5	50
B	80	82	1/3	13	46	54	35	60
B	80	82	1/2	15	47	53	10	25
C	83	85	1/3	14	57	43	20	90

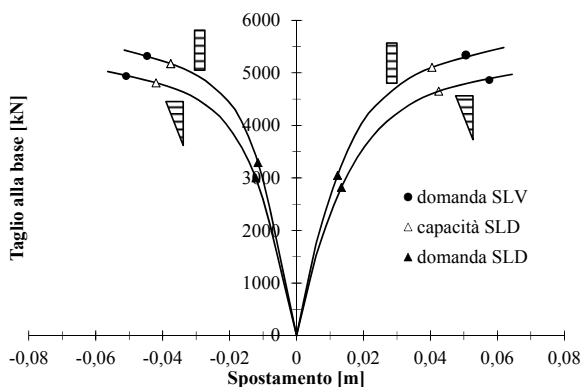


Figura 9 - Curve di pushover in x della struttura dopo l'intervento

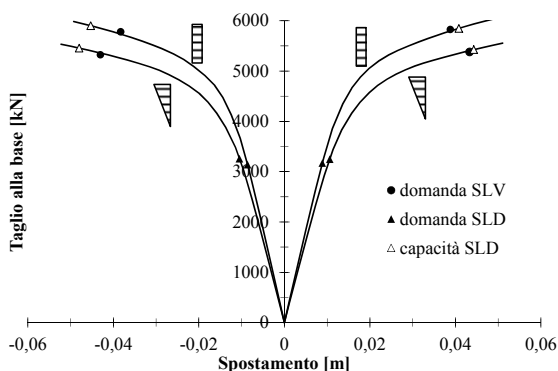


Figura 10 - Curve di pushover in y della struttura dopo l'intervento.

Tabella 6 - Coefficienti di sicurezza allo SLV e SLD della struttura prima e dopo l'intervento.

	FS allo SLD		FS allo SLV	
	prima	dopo	prima	dopo
Fx massa	1,21	3,30	0,86	1,22
Fx- massa	1,83	3,26	0,77	1,09
Fx modo	1,50	3,17	0,94	1,10
Fx- modo	1,51	3,45	0,80	1,10
Fy modo	1,91	4,17	0,70	1,02
Fy- modo	1,76	4,57	0,69	1,21
Fy massa	2,18	4,60	0,73	1,33
Fy- massa	2,14	5,26	0,75	1,37

Pertanto il costo dei dispositivi e della loro manutenzione è compensato da una serie di vantaggi conseguibili solo da un'attenta progettazione, quali la riduzione di interventi in fondazione, la limitazione degli interventi ai soli telai interessati dall'introduzione dei dispositivi, il maggior livello di protezione sismica della struttura intelaiata a parità di resistenza/rigidezza; inoltre tale costo si deve confrontare anche con riduzione degli interventi di riparazione e mantenimento della funzionalità ed operatività delle costruzioni. Quest'ultimo aspetto è di particolare interesse soprattutto nel caso di costruzioni di importanza strategica (per esempio ospedali, caserme, centri operativi, infrastrutture di trasporto, centrali nucleari, impianti industriali ecc.).

Le verifiche a taglio dei pilastri e delle travi in c.a. sono risultate tutte soddisfatte. Mentre la verifiche di resistenza a

flessione delle fondazioni risulta non soddisfatta in alcuni brevi tratti in corrispondenza degli scarichi di alcuni controventi.

In conclusione l'intervento deve essere completato con alcuni rinforzi locali della fondazione, dei pilastri della scala e di tutti i nodi trave-colonna.

A proposito di tale ultimo aspetto si riporta in assonometria un esempio della tipologia di intervento prevista per i nodi, che consiste nell'inserimento di staffe chiuse realizzate mediante perforazioni nelle travi emergenti e armature connesse con manicotto (Fig. 11).

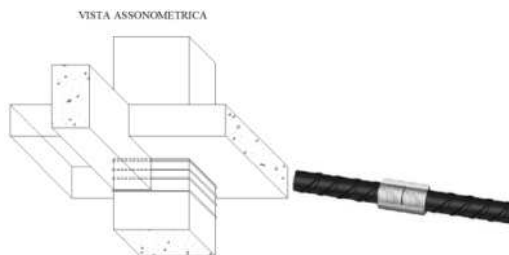


Figura 11 - Tipologia di intervento di rinforzo del nodo.

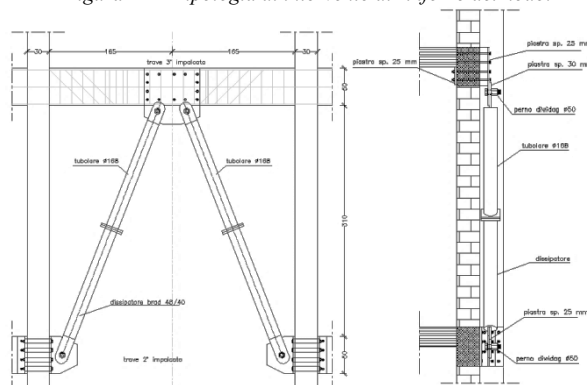


Figura 12 - Vista frontale e laterale del controvento dissipativo collegato alla struttura esistente.

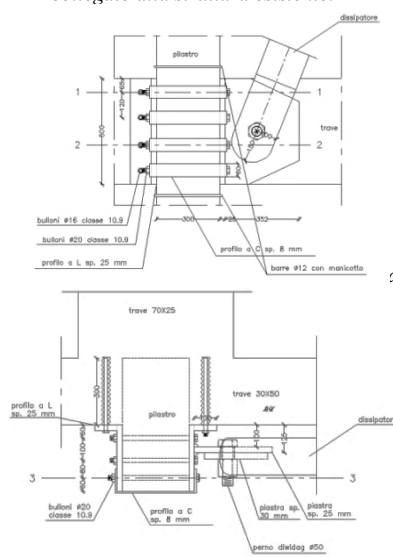


Figura 13 - Particolare collegamento del controvento: a) vista frontale; b) sezione 1-1 del nodo.

Un aspetto pratico importante è rappresentato dalla realizzazione dei collegamenti dei controventi alla struttura esistente in c.a. Il collegamento fra il dissipatore e l'asta è di tipo flangiato, mentre la connessione agli elementi in c.a. avviene con sistemi di piastre, bulloni, piatti e perforazioni (Fig. 12).

Nella struttura analizzata i controventi non sono disposti in modo complanare ai telai in c.a. ma all'esterno delle tamponature per evitarne la demolizione e ricostruzione, pertanto i collegamenti alla trave avvengono con una piastra disposta sulla faccia esterna della trave stessa, mentre il collegamento al pilastro prevede anche una serie di piattine e perforazioni che realizzano anche un confinamento del nodo. In figura 13 si riporta un dettaglio del collegamento del controvento alla base del pilastro.

7. CONCLUSIONI

L'intervento di adeguamento sismico di un edificio in c.a. a telaio mediante controventi dissipativi evidenzia come tale metodologia consenta di dare alla struttura una capacità di rispondere ad azioni sismiche molto maggiori di quelle previste nel progetto originario, contenendo i costi ed i tempi di realizzazione.

Infatti il principio di introdurre controventi sul perimetro consente di non dovere intervenire all'interno dell'edificio danneggiando impianti e finiture. Inoltre la corretta disposizione in pianta e in altezza dei controventi può migliorare il comportamento della struttura in termini di regolarità ottenendo una ripartizione delle sollecitazioni più uniforme sugli elementi. L'utilizzazione di dissipatori nei controventi fornisce alla struttura una capacità maggiore soprattutto in termini di duttilità e smorzamento evitando l'incremento delle azioni sismiche sugli elementi esistenti nelle zone di connessione con i controventi o sulle fondazioni. Tuttavia l'efficacia del progetto non può prescindere dall'eliminazione di problemi locali (debolezza dei nodi trave-colonna e dei pilastri tozzi della scala) pertanto risultano necessari appositi rinforzi che consentano di sfruttare la duttilità e lo smorzamento dei controventi. Inoltre assumono un ruolo fondamentale, e devono essere concepiti appositamente per ogni singolo caso, i collegamenti dei controventi alla struttura per evitare che la concentrazione delle azioni possa causare la crisi locale.

Ringraziamenti. Si ringrazia l'ing. Fabio Bibbò per il lavoro svolto nell'elaborazione del progetto.

BIBLIOGRAFIA

- [1] FILIATRAULT A., CHERRY S. (1990) - Seismic design spectra for friction damped structures, *Journal of Structural Engineering*, 116/5, 1334-1355.
- [2] VULCANO A., GUZZO-FOLIARO G. (1993) - Criteri progettuali di strutture intelaiate con controventi dissipativi, VI Convegno ANIDIS, Perugia
- [3] CIAMPI V., DE ANGELIS M., PAOLACCI F. (1995) - Design of yielding or friction based dissipative bracings for seismic protection of buildings, In *Engineering*

- Structures, Vol. 17, No. 5. pp 381-391.
- [4] CONSTANTINOU M.C., SOONG T.T., DARGUSH G.F. (1998) - Passive Energy dissipation system for structural design and retrofit, MCEER. State University of New York at Buffalo.
- [5] ANIL K. CHOPRE RAKESH K. GOEL (2000) - Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF Systems. California. American Society of Civil Engineers. ISSN (print): 0733-9445
- [6] VULCANO A., MAZZA F., (2002) - A simplified procedure for the aseismic design of framed buildings with dissipative braces, Atti del 12th European conference on Earthquake Engineering, London.
- [7] DOLCE M., CARDONE D., PONZO F.C. (2004) - Experimental behaviour of R/C frames retrofitted with dissipating and re-centring braces, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 34, Issue 14, Pages 1687-1717.
- [8] PONZO F.C., VIGORITI G., DOLCE M., SILEO D., (2007) - Progettazione di controventi dissipativi a comportamento viscoelastico. XII Convegno ANIDIS, Pisa.
- [9] DALL'ASTA A., RAGNI L. TUBALDI E., FREDDI F. (2009) - Design methods for existing r.c. frames equipped with elasto-plastic or viscoelastic dissipative braces. XII Convegno ANIDIS, Bologna.
- [10] MAZZA F., VULCANO A. (2009) - Analisi comparativa di controventi dissipativi isteretici e viscoelastici per il miglioramento sismico di edifici esistenti in C.A., XIII Convegno ANIDIS. Bologna.
- [11] F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO, P. TOTARO (2010) - Protezione sismica di edifici esistenti con controventi dissipativi di tipo isteretico: aspetti progettuali ed esecutivi, IUSS Press Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, *Progettazione Sismica*, n. 1 anno 2010.
- [12] L. DI SARNO, G. MANFREDI (2010) - Seismic retrofitting with buckling restrained braces: Application to an existing non-ductile braces RC framed building. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 30, Issue 11, pp 1279-1297.
- [13] ENRICO TONON, MANUEL FORTE, ARMANDO MAMMINO, SANDRO MORO (2013) - Protezione sismica degli edifici mediante dissipatori d'energia: la nuova sede della Prefettura de L'Aquila, XV Convegno ANIDIS, Padova.
- [14] DECRETO MINISTERIALE - 14 Gennaio 2008. Norme Tecniche delle Costruzioni 2008.
- [15] CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI - Circolare esplicativa del 02 Febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.
- [16] FEMA 356 (2000) - NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Part 1: Provisions.
- [17] FEMA 356 (2000) - Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.
- [18] CSI, Computers and Structures Inc. SAP 2000 Advanced v.12. CSI Analysis Reference Manual Berkeley, California USA.
- [19] ATC-40 Applied Technology Council (1996-2001) - Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. California seismic safety commission.

UN EFFICACE SCHEMA DEI VINCOLI PER LE AZIONI SISMICHE TRASVERSALI

Mario Paolo Petrangeli¹, Andrea Polastri²

1 A.U. della Mario Petrangeli & Associati Srl

2 Socio della Mario Petrangeli & Associati Srl

SOMMARIO

Negli impalcati da ponte con schema statico a trave continua, per le azioni trasversali, sono possibili diversi schemi dei vincoli, con o senza l'uso di dispositivi di isolamento. Ciò comprende la stragrande maggioranza delle opere di nuova realizzazione o in adeguamento, essendo riconducibili a questa categoria anche quelle a travi poggiate ma dotate di soletta di continuità. Nei casi in cui si vogliono ridurre al minimo le azioni sulle pile una possibile alternativa è quella di svincolare completamente in senso trasversale tutti i supporti intermedi, mantenendo vincolate le sole spalle. Si ottiene, in questo modo, un "sistema di isolamento trasversale" in grado di aumentare notevolmente il periodo proprio della struttura senza però l'utilizzo di dispositivi veri e propri, o quasi; in alcuni casi, per opere oltre una certa lunghezza, occorre infatti introdurre alcuni elementi che consentano di governare la deformabilità trasversale dell'impalcato. Un esempio applicativo di tale metodologia è il caso delle nuove opere realizzate a Roma, a potenziamento del tratto urbano della A-24 tra Lunghezza e Via Palmiro Togliatti.

AN EFFICIENT BEARINGS LAYOUT AGAINST TRANSVERSAL SEISMIC FORCES

SUMMARY

Decks made by continuous beams can have several bearings layout with regard to the transversal horizontal forces, regardless the use of seismic isolators. That is true for simple supported beams with continuous slab on the piers too, most of the bridges to be seismically retrofitted so being included. Placing transversal sliding bearings on the piers is a possible solution to optimize the piers, the deck being restrained only on the abutments. The result is a transversally isolated bridge, with all the advantage of longer period for transversal modal deformations but without or with few isolators; some times, in case of very long viaducts, some dedicated devices are requested to control both the transversal deformations and the natural frequencies. The viaducts along the new carriageways of the A24 urban highway in Rome, between Lunghezza and Palmiro-Togliatti junctions, are an example of this philosophy.

1. INTRODUZIONE

Sul tratto terminale dell'autostrada A24, tra lo svincolo di Lunghezza e l'uscita Palmiro Togliatti, sono attualmente in corso e prossimi al completamento, i lavori per la realizzazione delle "Complanari", a potenziamento dell'esistente viabilità Autostradale.

Si tratta quindi non dell'allargamento dell'esistente sede dell'Autostrada ma della realizzazione di due nuove carreggiate, una per senso di marcia, che andranno a potenziare la capacità di trasporto ad est della capitale (vedi Figura 1).

Lungo la tratta sono presenti complessivamente 10 nuovi viadotti, posti in affiancamento a quelli esistenti, la maggioranza dei quali già collaudati ed aperti al traffico.

Sono inoltre compresi nella tratta 8 cavalcavia, due rampe

in viadotto per l'adeguamento dello svincolo in corrispondenza del nodo A24-GRA ed altre opere minori di adeguamento di strutture esistenti quale, ad esempio, l'allargamento dell'esistente sottopasso del GRA o del sottopasso scatolare Tor Cervara.

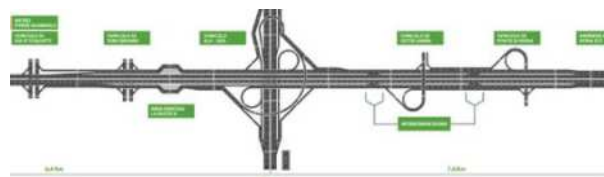


Figura 1 – Nuova Viabilità A24 tratta Lunghezza-Palmiro Togliatti

2. DATI GENERALI

Il tratto di autostrada A24 interessato al potenziamento ed il cui concessionario è la Società Strada dei Parchi Spa, ha una lunghezza complessiva di 5.5 Km e parte dalla barriera di Roma-Est, a Lunghezza, fino allo svincolo con Via Palmiro Togliatti.

I lavori, appaltati dalla società ToTo Costruzioni spa ed iniziati nel 2011, è previsto si concludano a febbraio del 2014, quindi con qualche mese di anticipo rispetto al crono programma che ne prevedeva la chiusura a giugno.

La sezione trasversale corrente, su opera d'arte, ha una dimensione di piattaforma da 11.25 m fuoritutto, con 8.50 m di bitumato, marciapiede da 2 m in destra e cordolo da 75 cm in sinistra (Vedi Figura 2).

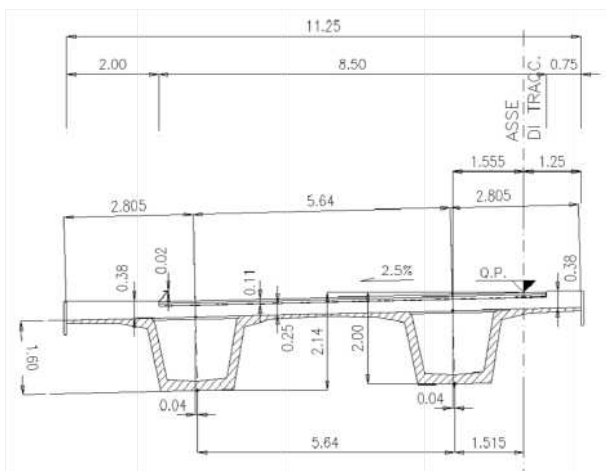


Figura 2 – Sezione trasversale corrente su Viadotto

Nei casi in cui sono presenti corsie di accelerazione o decelerazione dei rami di svincolo la piattaforma raggiunge dimensioni di 14.75 m.



Figura 3 – Viadotto Cerroncino

Tra le 10 opere d'arte principali presenti la metà sono a trave continua con impalcato a sezione composta in acciaio-calcestruzzo su progetto Seteco srl.

Con riferimento a tale tipologia, procedendo da Roma in

direzione Est, si incontrano nell'ordine i viadotti "V01 Cervelletta", "V05 Aniene 1", "V06 Aniene 2", "V07 Cerroncino" e "V11 Lunghezza". Gli impalcati delle restanti opere d'arte, denominate "V02 Tor Cervara", "V03 La Rusrtica", "V08 Benzone", "V09 M. Giardino" e "V10 Osa", sono invece realizzati con travi a cassoncino in CAP a trefoli aderenti, con soletta di continuità in corrispondenza delle pile.

Nella maggioranza dei casi, per gli impalcati in CAP, sono state impiegate due travi a V da 160 cm di altezza, su luce netta da 27.60 m (30 m all'asse pila).

Le travi sono state realizzate in uno stabilimento di prefabbricazione appositamente allestito nell'area di cantiere con certificazione CE di Conformità del Sistema di Controllo della produzione (Vedi Figura 4).



Figura 4- Prefabbricazione Travi V160



Figura 5 – Viadotto dell'Osa in fase costruttiva di varo delle travi

Nell'ambito della tipologia in acciaio-calcestruzzo, le lunghezze dei viadotti variano da un minimo di 85 m per il Cervelletta a 310 m per il Cerroncino (Vedi Figura 3); per la tipologia in CAP le lunghezze variano invece tra un minimo di 208 m per il viadotto M. Giardino ad un massimo di 268 per l'Osa (Figura 5).

Le pile sono a sezione piena 260x350 o 260x450, a seconda della larghezza di piattaforma, con in sommità un pulvino prefabbricato realizzato in carpenteria metallica (Figura 6); le altezze pila sono mediamente intorno ai 10 m con valori massimi di 16.50 per il viadotto Cerroncino.



Figura 6 – Fusti pila con pulvino metallico prefabbricato

Nella maggioranza dei casi le fondazioni sono di tipo profondo su pali trivellati $\phi 1500$.

In alcuni limitati casi, come ad esempio per alcune pile del viadotto Benzone, la presenza di terreni di tipo roccioso affioranti hanno consentito l'adozione di fondazioni di tipo superficiale.

3. NORMATIVA E CLASSIFICAZIONE SISMICA

Il progetto Definitivo delle Nuove Complanari sul tratto urbano dell'A24 risale al 2006; in tale sede le azioni sismiche erano state valutate adottando come Norma di riferimento il DM 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", assumendo un coefficiente di intensità sismica $C=0.06$ e svolgendo le conseguenti verifiche mediante il metodo delle Tensioni Ammissibili.

A seguito dell'emanazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 e della Legge del 24 giugno 2009 n.7777 "Conversione del Decreto Legge per l'emergenza in Abruzzo", quindi anche sulla spinta dei gravosi effetti del terremoto de L'Aquila, la Società Strada dei Parchi Spa decise di sviluppare il Progetto Esecutivo delle complanari secondo le nuove NTC2008. Ciò ha comportato, oltre alla modifica dell'approccio progettuale (passando da un modello di tipo deterministico in Tensioni Ammissibili ad un modello di tipo probabilistico agli Stati Limite), la sostanziale variazione delle azioni sismiche di progetto.

In merito alla scelta dei parametri di progetto le complanari si identificano come strada di categoria D urbana di scorrimento (v_p min 50 km/h – v_p max 80 km/h), vanno ad inserirsi in un tessuto urbano dotato di numerose altre strade di collegamento e le opere che ne fanno parte sono realizzate mediante schemi statici e luci ordinarie. Le opere d'arte maggiori sono infatti del tipo a travi appoggiate in CAP con soletta continua o a travi continue composte in Acciaio-Calcestruzzo.

Non sussistendo quindi nessuna delle condizioni previste dalla Norma per le opere "strategiche" è stato assunto per la vita nominale il valore $VN=50$ anni, indicato per "opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale".

Per ciò che concerne la Classe d'Uso va considerato che

nella tratta in esame l'attuale sede autostradale non risulta sismicamente adeguata (secondo i moderni criteri della progettazione Antisismica) e pertanto potrebbe risultare inservibile in caso di un evento sismico di forte intensità.

Strada dei Parchi Spa, su indicazione di Anas Spa, ha pertanto ritenuto appropriato adottare comunque una CU-III "Ponti la cui interruzione provochi situazioni di emergenza" cui corrisponde un coefficiente d'uso $CU=1.5$. Ciò al fine di garantire, in caso di sisma violento, l'esercizio di questo tratto dell'autostrada attraverso le complanari.

Questo si traduce, di fatto, nell'aver fissato in 75 anni il Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica $V_r=VN*CU$.

Stante ciò, in base alla nuova zonizzazione sismica, nella tratta in esame l'accelerazione al suolo è mediamente pari a 0.185g; ciò si traduce in valori massimi dello spettro di risposta orizzontale elastico (SLV) pari a 0.66g, quindi ben 11 volte superiori a quanto considerato in sede di progetto definitivo.

4. VINCOLI PROGETTUALI

Per quanto fino ad ora esposto risulta evidente quali fossero i vincoli entro cui si sarebbe dovuta articolare la Progettazione Esecutiva; da un lato occorre rispettare le tipologie costruttive adottate ed approvate nella fase di Progettazione Definitiva ed allo stesso tempo migliorare la performance strutturale nei confronti di azioni sismiche più di 10 volte superiori a quelle precedentemente considerate, se pur riferite ad un approccio progettuale agli stati limite.

Tutto ciò, rispettando il budget di spesa già previsto ed approvato in sede di Progettazione Definitiva.

Ulteriori vincoli derivavano dalle condizioni al contorno; la tratta interessa infatti prevalentemente una zona urbana fortemente antropizzata, con conseguente presenza di interferenze e sottoservizi.

Per un discreto tratto, inoltre, la complanare Est si andava ad inserire nel corridoio rimanente tra l'esistente sede dell'A24 e la nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità Roma-Napoli (fedi Figura 7).



Figura 7 – Nuovo Viadotto Osa con a destra e sinistra, rispettivamente, gli omonimi viadotti dell'esistente A24 e della linea Ferroviaria ad Alta Velocità RM-NA

5. LO SCHEMA STATICO PER LE AZIONI ORIZZONTALI IN SENSO LONGITUDINALE

Per quanto attiene le azioni in senso longitudinale, sia per i viadotti in acciaio calcestruzzo che per la tipologia in CAP a soletta continua, le azioni sono state trasferite ad una delle due spalle dove sono presenti dispositivi antisismici dissipativi, con legame costitutivo di tipo elasto-plastico incrudente (Vedi Figura 8).

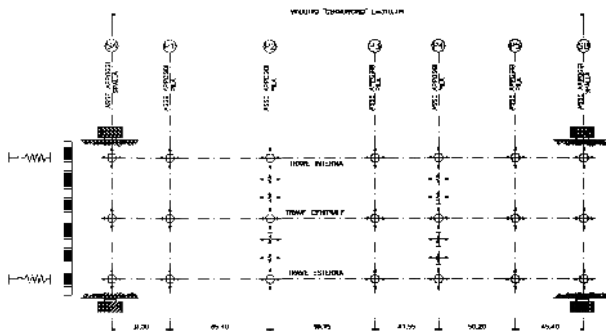


Figura 8 – Schema dei vincoli Viadotto Cerroncino con dispositivi antisismici longitudinali sulla spalla A lato Roma

Per il Viadotto Cerroncino, il più lungo dell'intero lotto, sono stati adottati, in corrispondenza della spalla A lato Roma, due dispositivi con soglia di snervamento pari a 950 KN cadauno e forza massima di progetto pari a 2600 KN (Vedi Figura 9).

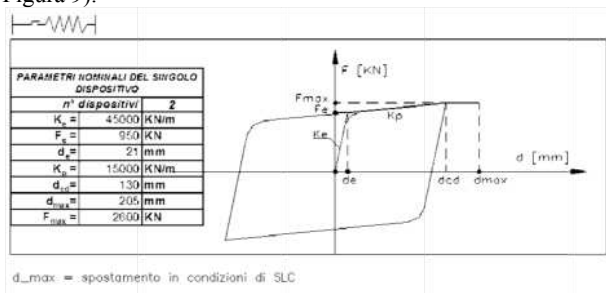


Figura 9 – Legame costitutivo dispositivi antisismici longitudinali per il Viadotto Cerroncino

Nella fase progettuale esecutiva si prevedeva di impiegare dispositivi dissipativi di tipo isteretico da installare sul retro trave; separatamente cioè dalla funzione di appoggio, realizzata con semplici appoggi multi direzionali in acciaio teflon. In fase di realizzazione si è poi optato per una soluzione ad appoggi in acciaio teflon con sistema di dissipazione di tipo oleodinamico integrato nell'appoggio stesso.

I dispositivi, di cui alla seguente Figura 10, sono stati progettati e forniti dalla società FIP Industriale Spa.

L'isolamento longitudinale delle strutture ha innalzato il periodo proprio in tale direzione a valori generalmente compresi tra 2 e 3 sec; ciò, unitamente alla capacità dissipativa dei dispositivi, ha consentito di abbattere considerevolmente le azioni sismiche di progetto sulle spalle. Queste erano originariamente pensate con semplici appoggi fissi longitudinali, soluzione largamente incompatibile con le nuove azioni sismiche.



Figura 10 – Apparecchi di appoggio spalle con sistema di dissipazione oleodinamico integrato FIP

6. LO SCHEMA STATICO PER LE AZIONI ORIZZONTALI IN SENSO TRASVERSALE

Per quanto attiene le azioni trasversali il Progetto Definitivo, redatto come accennato in accordo al DM96, prevedeva che tutte le pile e spalle avessero appoggi fissi trasversali.

Con riferimento alla nuova Norma, stante la ridotta altezza delle pile e conseguentemente del periodo proprio trasversale, mantenere invariato tale schema, ricorrendo alle capacità di dissipazione per duttilità delle elevazioni, avrebbe comportato considerevoli valori di progetto delle forze trasversali.

Ciò si sarebbe tradotto in fondazioni delle pile discretamente ingombranti, condizione questa poco compatibile con le condizioni al contorno.

Come indicato nei precedenti paragrafi, infatti, buona parte della tratta in cui si inseriscono le nuove complanari è fortemente antropizzata; ciò, unito alla necessità di mantenere le nuove sottostrutture allineate con quelle dell'esistente A24 riduceva fortemente le opzioni a disposizione dei progettisti per migliorare le performance della struttura nei confronti del sisma trasversale.

Allo scopo di minimizzare al massimo l'ingombro delle fondazioni delle pile si è quindi generalmente optato per uno svincolo totale degli appoggi intermedi, mantenendo fissi i soli vincoli trasversali di estremità sulle spalle.

Tale opzione consente praticamente di azzerare le azioni trasversali sulle pile, se non per il modesto contributo dell'attrito agli appoggi e della massa propria.

In molti casi si è quindi ad esempio potuto adottare, per le pile, una tipologia di plinto estremamente compatto a tre pali ϕ 1500 (Vedi Figura 11).

Con la soluzione prospettata, in termini di effetti globali per le azioni trasversali, l'intero viadotto si comporta come una trave poggiata da spalla a spalla.

Tale opzione è quindi evidentemente perseguibile in presenza di travi continue o nel caso di travi semplicemente appoggiate ma dotate di soletta di continuità.

La deformabilità d'insieme trasversale, quindi il periodo proprio della struttura, è tanto maggiore quanto più è lungo il

viadotto e si riduce in funzione della larghezza trasversale dell'impalcato, ovvero della sua rigidità.

Per dare alcuni ordini di grandezza, nel caso di un viadotto in CAP di lunghezza totale 208 m e sezione trasversale con piattaforma da 11.25 e due travi a V160 (Viadotto Monte Giardino Ovest), il periodo proprio trasversale della struttura è dell'ordine dei 2.8-3.0 secondi.

Ciò consente di abbattere notevolmente le azioni sismiche trasversali che agiscono, in questo caso, sulle sole spalle.

In tale configurazione gli spostamenti trasversali in condizione sismica ed anche quelli di esercizio sotto l'azione del vento sono dell'ordine dei 20 cm, quindi circa 1/1000 della luce.

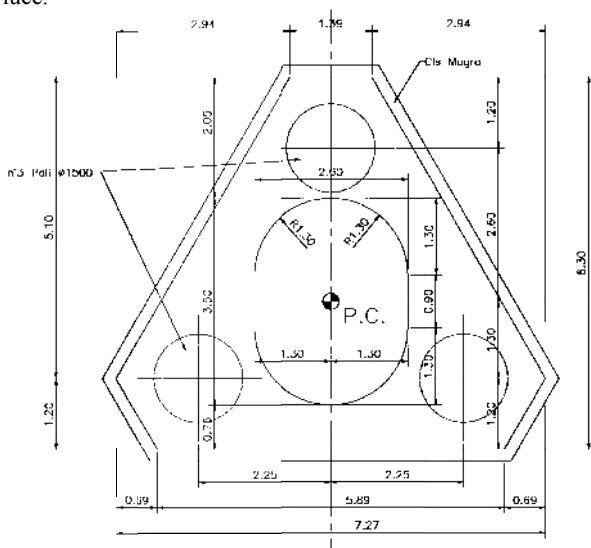


Figura 11 – Tipologico pilto a tre pali $\phi 1500$

Nel caso illustrato siamo praticamente al limite per l'applicabilità di tale schema statico, senza l'introduzione di eventuali accorgimenti.

Aumentando ulteriormente la lunghezza del viadotto, infatti, si andrebbe ad aumentare, assieme al periodo proprio, anche lo spostamento trasversale; in particolar modo, per l'esercizio, si renderebbero critiche le condizioni di comfort di marcia.

Occorre in tal caso controllare la deformabilità trasversale introducendo dei dispositivi di smorzamento.

Nello specifico, per viadotti di maggiore lunghezza sono stati introdotti, a tal scopo, dei dispositivi sulla prima ed ultima pila; per lunghezze ancora maggiori, come nel caso del Viadotto Dell'Osa da 268 m, detti dispositivi sono stati collocati sulle prime ed ultime due pile, come indicato nello schema di figura 12.

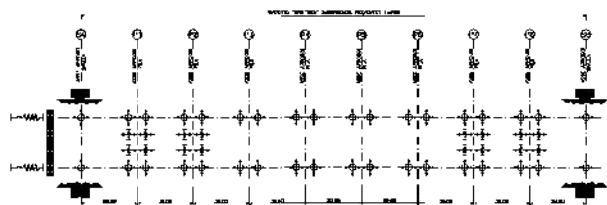


Figura 12 – Schema dei vincoli Viadotto dell'Osa

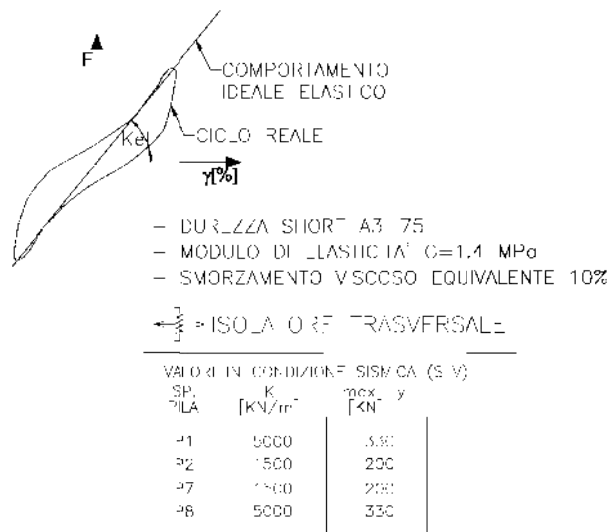


Figura 13 – Caratteristiche meccaniche dispositivi trasversali Viadotto Dell'Osa

I dispositivi adottati sono realizzati con pacchetti di neoprene che lavorano per deformazione a taglio e che consentono liberamente gli spostamenti longitudinali mediante interposizione di una slitta in acciaio teflon.

Come mostrato in figura 14 i dispositivi sono stati montati in corrispondenza dei trasversi delle travi.



Figura 14 – Dispositivi trasversali Viadotto Dell'Osa

La rigidità di detti elementi va calibrata in maniera da limitare gli spostamenti trasversali a valori accettabili ma prestando attenzione che non si inneschino indesiderati effetti tira e spingi tra la spalla e le pile terminali; ciò potrebbe infatti accadere nel caso di elementi troppo rigidi contestualmente alla presenza di pile tozze.



Figura 15 –Viadotto Rampa A sul ramo di svincolo nodo A24-GRA

Trasversalmente, in corrispondenza delle spalle, sono presenti gli unici vincoli propriamente fissi; il loro comportamento resistente prevede l'uso di zanche metalliche sollecitate a taglio, quindi con meccanismo di rottura non duttile. Pure essendo queste state dimensionate in termini di gerarchia delle resistenze, si sono in ogni caso disposti denti di arresto per scongiurare l'evento estremo di caduta dell'impalcato (Vedi Figura 16).



Figura 16 –Dente di arresto trasversale su spalla per viadotti in CAP

4. ALTRE OPERE

Fra le altre opere, definibili "secondarie", vi sono due viadotti nei rami di svincolo denominati A ed E, in corrispondenza del nodo A24-GRA, realizzati con travi metalliche estradossate e soletta di completamento in CA su progetto Seteco srl. I viadotti, sostenuti da pile monofusto a

sezione circolare, sono interamente isolati mediante dispositivi antisismici in neoprene.

5. CONCLUSIONI

La presente memoria, presentata per le Giornate AICAP 2014 con riferimento al tema della "PROGETTAZIONE, CON RIGUARDO AD AZIONI ECCEZIONALI", propone il caso delle nuove opere d'arte in fase di completamento per il potenziamento del tratto urbano dell'autostrada A24, tra lo svincolo di Lunghezza e quello di Palmiro Togliatti.

Il progetto dell'opera, inizialmente redatto in sede Definitiva in base a normative ormai superate, nel 2009 è stato sviluppato a livello Esecutivo in base alla vigente Normativa NTC-08; ciò per volere della società concessionaria Strada dei Parchi Spa, anche sulla spinta dei gravosi accadimenti del terremoto de L'Aquila.

L'esistenza di un Progetto Definitivo già approvato, oltre alle condizioni ambientali fortemente antropizzate, ponevano pertanto forti vincoli nello sviluppo della successiva fase Esecutiva, nella quale si introducevano azioni simiche di un ordine di grandezza superiore a quelle precedentemente considerate.

In tale contesto, i criteri guida della progettazione si sono ispirati più a quelli di un adeguamento antisismico che non a quelli di un'opera di nuova realizzazione.

In particolare, per limitare al massimo le azioni trasversali sulle pile, si è adottato uno schema dei vincoli che prevede di liberarle completamente in tale direzione, mantenendo fissi i soli appoggi di spalla. Si ottiene in tal modo un "sistema di isolamento trasversale" in grado di aumentare notevolmente il periodo proprio della struttura, senza però l'utilizzo di dispositivi veri e propri, o quasi; in alcuni casi, per opere oltre una certa lunghezza, occorre infatti introdurre alcuni elementi che consentano di governare la deformabilità trasversale dell'impalcato.

SULLO STATO DI CONSERVAZIONE DI UN INTERVENTO DI RESTAURO STATICO ESEGUITO NEL 1980 SULLE GRADONATE E SUI PILASTRI DEI PORTALI DELLO STADIO DI LIVORNO

Cesare Piero Rini¹, Silvio Levrero²

¹ Già Dirigente Edilizia Pubblica Comune di Livorno

² AICE Consulting s.r.l. – Ghezzano (Pisa)

SOMMARIO

Nel corso dei primi anni ottanta del secolo scorso è stato realizzato un intervento di restauro statico sulle gradonate e sui pilastri dei portali dello stadio di Livorno. La necessità di detto intervento nasceva dall'avanzato stato di degrado delle strutture in c.a. che fu progettato dall'Ing. Arch. Raffaello Brizzi e realizzato dal 1933 al 1935 dall'Impresa Ferrobeton di Roma. La presente memoria illustra i risultati delle indagini sui materiali utilizzati e le scelte tecnologiche adottate in riferimento a quanto presentato negli atti delle giornate A.I.C.A.P. Bari 26-29 Maggio 1983 "Il restauro statico dello stadio comunale di Livorno"

ABOUT THE STATE OF CONSERVATION AND RESTORATION MADE IN 1980 ON LEGHORN STADIUM BLEACHERS UNDER PILLARS

SUMMARY

During the years 1980 an intervention of static restoration was performed on the tiers and pillars at the portals of the stadium of Leghorn. The requirement for this intervention was due to the advanced state of deterioration of the reinforced concrete structures, which were designed by Eng. Arch. Raffaello Brizzi and produced by the Ferrobeton from 1933 to 1935 in Rome. The present paper describes the results of investigations on the materials used and the technological choices in reference to what was presented in the proceedings of the days "A.I.C.A.P."-Bari-26-29 May 1983 "the static restoration of the municipal stadium in Leghorn".

1. INTRODUZIONE

1.1 Descrizione della morfologia dell'opera

Lo stadio comunale di Livorno ha una pianta ad anello allungato con due gradinate rettilinee (tribuna A ad Ovest e tribuna B ad Est della lunghezza ciascuna di circa 90 m) raccordate tra loro da due curve, tracciate secondo un arco a tre centri, che sviluppano all'esterno un perimetro di circa 217 m.

La superficie coperta dalle gradinate poste sulle curve è di pari a 4.613 m², quella delle gradinate della tribuna A è pari a 1.385 m² ed infine quella della tribuna B è pari a 1.308 m²; la superficie coperta complessiva ha quindi un'area pari a 7.306 m².

All'interno, oltre il campo di calcio è stata realizzata una pista di atletica a 8 corsie. La distanza tra le due tribune è di 116 m.

La tribuna A è dotata, per tutto lo sviluppo in lunghezza, di una pensilina di copertura e gli spazi sotto le gradinate sono stati chiusi con muri finestrati così da realizzare un vero e

proprio corpo di fabbrica al cui interno sono ubicati i locali utilizzati per le attività tipiche di un complesso sportivo.

La porzione centrale della tribuna, sulla parte esterna che affaccia su piazza Montello, è stata dotata di un avancorpo che realizza al piano terra l'ingresso principale.

Il corpo suddetto presenta una pianta ad anello allungato inscritto in un rettangolo di lati 24x8 m; al piano terra presenta una ampia hall e due scale circolari ai lati che consentono l'ingresso alla tribuna delle autorità.

Sopra la hall fu realizzata l'abitazione del custode, (i cui locali ora sono adibiti a magazzini), raggiungibile con una scala posta sul lato Nord dell'avancorpo.

La struttura principale portante è costituita da portali con traversi inclinati su cui sono impostate le gradinate che presentano un'alzata ed una pedata rispettivamente di 40 e 80 cm.

2. ORGANISMO STRUTTURALE

2.1 Tribuna A ed avancorpo di ingresso

La tribuna è ubicata al lato Ovest in corrispondenza

dell'ingresso principale; l'organismo strutturale è formato da 18 telai in cemento armato.

Ogni telaio è realizzato con tre piedritti, traverso intermedio tra il piedritto esterno e quello centrale e traversa superiore inclinata su cui poggiano le gradinate composte da 14 gradoni. Il piedritto esterno di dimensioni rettangolare alla base con lati di 130 x 40 cm, si eleva sopra l'ultimo gradone con una sezione a "T" a cui si incastra la mensola copertura.

I telai sono ubicati ad interasse pari a 5,25 m fatto salvo i due telai centrali che ospitano la tribuna per le autorità (6,70 m) e la coppia attigua (4,45 m).

I 6 telai centrali differiscono dagli omologhi laterali per la presenza di una ulteriore traversa sulla luce maggiore che sostiene l'orizzontamento per l'accesso alla tribuna delle autorità.

Recentemente è stato realizzato un ampliamento di suddetto orizzontamento (con struttura in acciaio) sulla porzione a Sud della tribuna.

Le travi a mensola che realizzano la coperture sono pure in cemento armato ad hanno sezione a "T" di dimensioni variabili con la suola che consente l'alloggio di travi lignee di sezione 30x8 cm ed interasse 70 cm al cui intradosso è inchiodato il controsoffitto ligneo.

Sulle travi lignee era stata realizzata, (ora demolita), una copertura leggera di latero cemento armato costituita da tavelle di 4 cm e sovrastante soletta di 2 cm.

Attualmente la copertura è realizzata con lamiere grecate poggiate su arcarecci in acciaio a profilo HE posti ad interasse di un metro sull'estradosso delle mensole.

L'avancorpo risulta interamente realizzato in calcestruzzo armato: le rampe delle due circolari scale della hall sbarcano su una mensola collegata con gli orizzontamenti che consentono l'accesso alla tribuna delle autorità.

L'orizzontamento che sostiene il piano di calpestio della casa del custode è in c.a. ed è controsoffittato con modanature in gesso; la copertura è sostenuta da travi in c.a. ricalate posizionate in corrispondenza dei quattro telai centrali.

2.2 Tribuna B

La tribuna B (gradinata "di Maratona") è formata da 18 telai (due dei quali sdoppiati per la realizzazione del giunto termico) ad interasse di 5,27 cm.

Ogni telaio è realizzato da tre piedritti e traversa superiore inclinata su cui poggiano le gradinate.

I quattro telai posti (in doppia coppia) alle estremità della tribuna sostengono 14 gradoni; la distanza tra i fili esterni dei piedritti laterali è pari a 11,60 m.

I telai interni sostengono 17 gradoni (3 in più rispetto a quelli laterali) grazie alla realizzazione di una porzione a sbalzo incastrata sul piedritto esterno; la distanza tra i fili esterni dei piedritti laterali è pari a 11,60 m come nei telai laterali.

2.3 Curve Nord e Sud

Le gradinate in curva, nord e sud, sono costituite da 42x2 telai ad una luce con traverso inclinato posti a 4,5 m di interasse, avente luce di 3,80 m ed uno sbalzo in corrispondenza del coronamento superiore pari a 3,80 m. L'impalcato è costituito da 13 gradoni.

Nell'anello della gradinata sono presenti dodici telai doppi in corrispondenza dei quali sono ubicati i giunti di dilatazione.

3. PIANO DI INDAGINE

Nell'ambito dell'incarico affidato dal Comune di Livorno alla Società AICE Consulting S.r.l. di Ghezzano (PI), che ha per oggetto la verifica di vulnerabilità sismica delle strutture dello stadio, è stato progettato un piano di indagine che ha previsto quanto di seguito esposto.

3.1 Livello di conoscenza

Conseguimento di un livello di conoscenza LC3 in relazione a quanto indicato nella circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).

3.1.1 Ricerca archivistica

Espletamento di una ricerca archivistica, allo scopo di raccogliere la documentazione sulla storia edificatoria dello stadio ed acquisirne eventuale documentazione tecnica utile allo scopo del lavoro.

In particolare ricerca delle informazioni circa gli interventi che risultano essere stati eseguiti dopo la costruzione dello stadio (interventi di rinforzo dei telai della tribuna B con la tecnica del "Beton Plaque", delle gradinate e realizzazione di soppalchi interni nella tribuna A).

3.1.2 Geometria

Esecuzione del rilievo della geometria della struttura ossia dell'organizzazione dello schema strutturale e delle dimensioni degli elementi strutturali finalizzato alla messa a punto di un modello strutturale idoneo per un'analisi lineare o non lineare.

Lo scopo è la redazione di disegni che devono descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni e devono permettere di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali in un grado di dettaglio proprio dei disegni originali.

Sono previsti saggi per determinare la tipologia, dimensioni e profondità delle fondazioni.

3.2 Dettagli costruttivi

L'individuazione dei dettagli costruttivi necessari allo svolgimento delle verifiche sugli elementi strutturali sono ricavati mediante un progetto simulato e mediante verifiche in situ esaustive.

Il progetto simulato ha lo scopo di definire le quantità di armatura presente nelle sezioni significative ai fini delle verifiche di sicurezza.

Nello sviluppo del progetto simulato sono quindi considerati i carichi permanenti previsti nel progetto originario (non sono presi in considerazione i carichi derivanti dagli interventi eseguiti sui gradoni, i carichi per la realizzazione dei nuovi locali presenti sui 7 telai laterali Sud della tribuna A, i carichi della nuova copertura metallica della pensilina) ed ovviamente sono valutati i carichi del solaio in laterizio ora demolito sopra le mensole.

E' noto che lo stadio è stato progettato nei primi anni '30 del secolo scorso: sono quindi utilizzati i seguenti carichi variabili:

- per i carichi accidentali antropici i valori riportati nella letteratura tecnica dell'epoca rifacentesi precipuamente alle edizioni del Manuale Colombo. Per il carico dovuto alla folla sulla gradonate si utilizzerà il valore di 500 kg/mq (utilizzato anche dal Prof. Ing. Luigi Santarella per il dimensionamento delle gradonate e dei telai dello stadio "Giurati" di Milano simile e coevo a quello di Livorno);
- per il carico di neve sulla pensilina quello proposto dal Prof. Ing. Letterio Donato (Lezione di Costruzioni – Ed. Colombo – Pisa) che indicava per l'Italia Centrale a quota inferiore a 500 m il valore di 70 kg/mq.

Il quadro normativo sulle costruzioni in c.a. all'epoca della progettazione dello stadio faceva riferimento al R.D. del 23.05.1932 n. 832 ed alle modifiche recepite nel R.D. del 29 luglio 1933 n. 1213.

Nella simulazione del dimensionamento della armature e per la verifica delle sezioni è quindi utilizzato il metodo alle tensioni ammissibili sviluppato ed esposto nella letteratura tecnica dell'epoca nelle pubblicazioni del Prof. Ing. Luigi Santarella (Il cemento armato – Ed. Ulrico Hoepli) la cui prima edizione risale al 1925.

La determinazione delle caratteristiche di sollecitazione sarà condotta utilizzando i metodi della Scienza delle Costruzioni schematizzando le strutture nelle due dimensioni principali (come effettuato dal progettista) o con modelli matematici agli e.f. non spaziali.

Con riferimento alla tabella C8A.1.3a della Circolare prima citata, la quantità e disposizione dell'armatura viene verificata per almeno il 50% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti ecc.) tenendo conto ovviamente degli elementi ripetitivi (tramite pacometria, scassi, o rilievo delle barre in vista).

3.3 Proprietà dei materiali

Sono previste verifiche esaustive in riferimento alla tabella C8A.1.3a della Circolare citata.

Calcestruzzi. La superficie complessiva (assimilabile ad un piano) risulta essere pari a 7.306 m²: in riferimento alla tabella di cui sopra si prevede il prelievo e la prova a compressione presso laboratorio ufficialmente riconosciuto di 60 campioni di calcestruzzo e 30 prove non distruttive con taratura ottenuta sulla base dei risultati delle prove distruttive.

I prelievi di calcestruzzo sono effettuati mediante carotaggio con carotatrice del diametro 100 mm.

Acciai. La circolare prevede il prelievo di 3 campioni di barre di acciaio per piano; nel caso specifico sviluppandosi il manufatto nella sua quasi totale superficie su un solo piano il numero dei prelievi sarebbe poco significativo.

Si prevede quindi di estrarre circa n. 20 campioni per ottenere una maggiore significatività statistica delle prove di snervamento e rottura a cui sono stati sottoposti.

3.4 Categoria del suolo

Per l'individuazione della categoria di suolo e quindi per l'individuazione del parametro V_{s30} è eseguita un'indagine sismica con tecnica MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) basata sull'analisi spettrale delle onde sismiche superficiali (onde Raylight).

La caratterizzazione geotecnica del suolo è completata mediante la esecuzione di n. 4 prove penetrometriche dinamiche valutando anche le indagini geologiche e geotecniche eseguite nei terreni confinanti con quello dello stadio. (1)

4. IL RESTAURO STATICO DEL 1980

4.1 Sintesi dell'intervento del 1980

Le strutture in conglomerato cementizio direttamente esposte agli agenti atmosferici, risultano degradate per uno spessore di 2-3 cm. Le orditure metalliche si presentano vistosamente ossidate, provocando da un lato la disgregazione e il distacco del calcestruzzo circostante con conseguente perdita della connessione acciaio calcestruzzo, dall'altro una riduzione in taluni casi sensibile, della sezione resistente. Le proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio rispondevano (sulla base delle analisi eseguite nel 1979-80) ancora ai requisiti richiesti dalla normativa vigente (inizio anni 1980) per materiali da costruzione. Per i calcestruzzi fu è rilevato un modulo elastico $E=20.3$ MPa ed un valore presumibile della resistenza caratteristica di $R'_{bk} = 19,0$ N/mm² mentre, per gli acciai di diametro superiore ai 12 mm, una tensione caratteristica di snervamento di $s_s = 260$ N/mm². A tali valori fu fatto riferimento nelle verifiche strutturali a suo tempo attivate.

La soletta della gradinata risultò di spessore modesto e fortemente degradata. L'intervento più vantaggioso per il ripristino delle capacità portanti della stessa consistette nella realizzazione di un getto integrativo di calcestruzzo ad elevate caratteristiche dello spessore di 50 mm con armatura in rete elettrosaldata diametro 5 mm² maglia 100x100 mm. integrata da barre di armatura in acciaio ad aderenza migliorata di diametro 12 mm. La sottostruttura venne rinforzata mediante sottomurazione dei telai di giunto. Per quanto concerne la capacità portante delle sottostrutture a due luci dei telai della tribuna B scoperta in corrispondenza dell'ingresso di maratona i telai correnti furono rinforzati con la tecnica del "Beton Plaque" predisponendo una trave a U di lamiera bullonata per il ripristino dell'armatura di flessione/taglio delle travi portanti inclinate. (2)

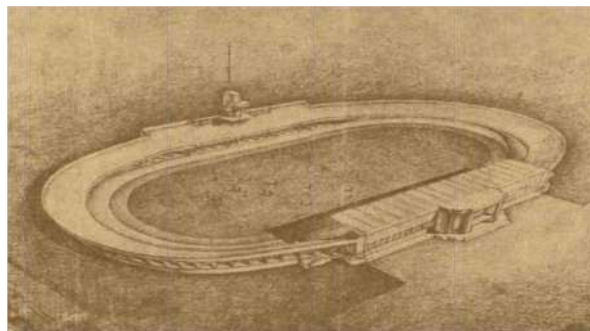


Figura 1 – Progetto originario (schizzo prospettico)

4.2 Interventi gradinate

Come detto si esegui il rifacimento della gradinata previa scarificazione con martelli pneumatici, picchettatura, e sabbatura idrica a (120 Bar). Fu previsto l'utilizzo di

calcestruzzo con elevate caratteristiche di impermeabilità, leggermente espansivo, senza nessuna segregazione di inerti, granulometria appropriata, slump di 50 mm. Eseguito il trattamento superficiale di scarificazione e sabbiatura idrica fu realizzato un trattamento con resina acrilica, per garantire l'aderenza tra la superficie esistente e la nuova soletta. La protezione finale con l'intonaco protettivo impermeabile completò l'intervento all'intradosso. Analoga procedura con l'aggiunta di sabbia di quarzo, realizza altresì l'intonaco impermeabile e resistente all'usura dell'estradosso dei gradoni. Si chiuse così il ciclo tecnologico progettuale di intervento sulla soletta. (3)

4.3 Strutture portanti le curve

L'intervento di restauro per i telai ad una luce costituente le sottostrutture portanti le gradinate in curva, fu limitata al ripristino del copri ferro, ove si presentava ammalorato. Gli acciai d'armatura furono passivati con resina epossidica. Travi e pilastri vennero trattati con intonaco protettivo impermeabile. (4)

4.4 Strutture portanti le tribuna B

L'intervento statico fu eseguito su telai a tre luci, per i quali si rese necessario oltre al ciclo previsto per i telai correnti di curva un apporto aggiuntivo di armatura flessionale e tagliante per far fronte alle carenze riscontrate in fase di verifica strutturale statica. Tale nuova armatura consistette nel riportare sui traversi inclinati una struttura in lamiera metallica $s = 8$ mm in parete e 12 mm. per l'integrazione dell'armatura a flessione. La adesione strutturale fu garantita da un getto di betoncino fluido applicato a rifiuto, dalle lamiere di parete connesse meccanicamente con tirafondi orizzontali.

4.5 Strutture della pensilina coperta

Restaurate le due travi di bordo e la trave di collegamento in testata si è proceduto alla demolizione del solaio in laterizio esistente. Tegoloni autoportanti completarono l'intervento.

4.6 Giunti di dilatazione

La progettazione dei nuovi giunti è consistita nel prevedere, previa scarificazione, la ricostruzione della sede, non più regolare, poi chiusa con mastice ad alto allungamento percentuale, elevata durabilità, impermeabile. Il tutto protetto con lamina deformabile in rame, rivestita di mastice elastomero poliuretano con idonea sagomatura ad omega. I telai di giunto furono quindi tamponati con 2 paretoni da 250 mm. contornati da pilastri in c.a. distanziati da strati di polistirolo.

4.7 La torre di maratona

Durante le fasi dell'indagine teorico sperimentale, particolare attenzione fu data alle condizioni di degrado della Torre di Maratona. completamente realizzata in c.a. posta di fronte alla tribuna coperta, il complesso strutturale sovrapposto ai gradoni, presentava estese superfici in parete sottile all'azione meccanica dei venti prevalenti. L'esposizione all'erosol marino, e le variazioni di temperatura, avevano disgregato gli spessori inferiori a 100 mm. Le armature inferiori a 10mm presentavano riduzioni di diametri superiori al 50%. L'impalcato delle terrazze sfondato in più punti. La

descrizione, che si riporta, desunta dalla Nota Tecnica sullo stadio del 1935, risultò aver ormai, 50 anni dopo, solo valenza storico documentale, avendo perso le caratteristiche e le funzioni attribuite in fase di progetto architettonico a suo tempo." Dal centro della Tribuna B in corrispondenza all'ingresso di maratona, che immette in un grande vestibolo di smistamento e di sosta per il pubblico, si stacca una terrazza a sbalzo che da accesso a mezzo di scalette volanti ad un'altra terrazza circolare che importa una breve torretta e un alto pennone". A seguito delle demolizioni effettuate è stata ripristinata la continuità delle gradinate con getto della nuova soletta in c.a. (5)

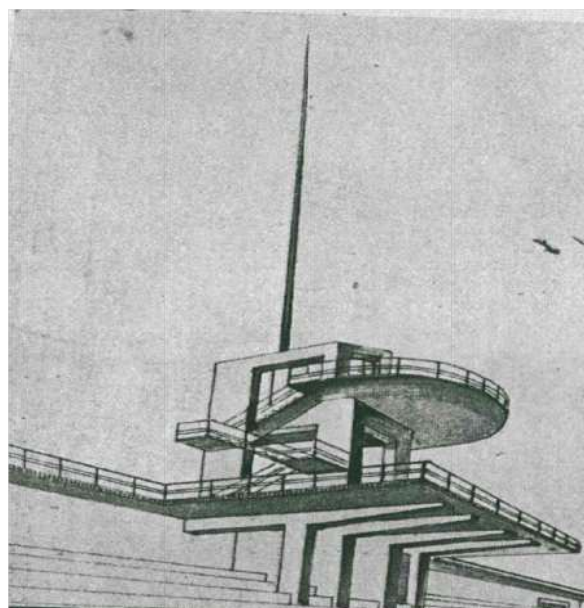


Figura 2 - Le terrazze al centro della tribuna B'

4.8 Le verifiche strutturali

Le sottostrutture portanti le tribune sono costituite da telai di tipologie differenti. Ad opera del consulente Prog. Ing. Vincenzo Laudazi fu realizzato lo studio dei telai portanti le sottostrutture, con i metodi del calcolo a rottura. La tribuna scoperta è sostenuta da quattro tipologie di telai a due luci per i quali è stato ipotizzato alla base, il vincolo a cerniera che si desume dai disegni di progetto disponibili. La sottostruttura delle curve è invece costituita da un'unica tipologia di telaio a una luce. Si ipotizza il meccanismo di collasso ponendo le cerniere plastiche in corrispondenza delle sezioni più deboli a rottura. Le orditure metalliche assunte sono quelle di progetto.

La sezione viene ridotta del 25% per tener conto della corrosione. Il carico di collasso viene determinato applicando il teorema dei lavori virtuali. Per la valutazione sulla stabilità dei telai, fu tenuto conto dei risultati delle prove di qualificazione dei materiali calcestruzzi, acciai. Là dove il calcestruzzo appariva integro si ritenne che l'ossidazione delle sottostanti armature era praticamente inesistente. Ciò accadde in tutte le sezioni soggette a momento negativo. A favore della sicurezza la penalizzazione del 25% imposta all'area metallica nel computo del carico di rottura si riteneva

cautelativa. I prelievi sui calcestruzzi delle zone maggiormente sollecitate rilevarono pesi specifici dei campioni più deteriorati di 2400 kg/m^3 con variazione percentuale del 3%. Le prove di assorbimento per immersione e il valore degli indici dei vuoti del 10-12% furono considerati conformi. Gli acciai furono assimilati a FeB22K del regolamento degli anni 80. Per quanto concerne la tribuna coperta il controllo della sicurezza fu stato affidato ai risultati delle 3 prove di carico.

5. LA FASE ESECUTIVA

La realizzazione degli interventi di progetto richiese grande attenzione nella esecuzione degli interventi di rinforzo. Le specifiche di progetto prevedevano nel capitolato speciale di appalto le caratteristiche del betoncino. L'indagine teorico sperimentale per l'accertamento della situazione statica delle strutture dello stadio Comunale di Livorno redatte dal consulente Ing. Vincenzo Laudazzi (Luglio 1979) produsse gli elementi conoscitivi necessari alla progettazione. Il laboratorio ufficiale per le esperienze dei materiali da costruzione dell'università di Pisa eseguì le campionature dei materiali e produsse i relativi certificati di prova sui campioni e prove di carico. Le operazioni di collaudo furono eseguite dal Prof. Ing. Nicola Salinari (Settembre 1986) con l'ausilio dello stesso Laboratorio.

Il calcestruzzo fu prodotto in cantiere installando la centrale di betonaggio nelle zone delle varie aree di lavoro. La posa in opera è avvenuta da quota 3,75 a quota 11,00 mt con pompa avente una pressione in uscita di 6 atm e una tubazione di 30 ml. Il calcestruzzo prescelto risultò composto da 450 kg di cemento pozzolanico titolo 325 Kg/cm^2 , $1,200 \text{ m}^3$ di inerti con additivo acrilico in ragione di 75 kg/m^3 , 150 l. di acqua, 0,300 kg. di espansivo metallico e doveva avere la necessaria lavorabilità per poter essere spruzzato a pressione sulle alzate e pedate dei gradoni. Eseguita una serie notevole di prove sulla base degli inerti disponibili in Livorno fu scelto un misto granulare integro con aggiunta di ghiaia frantumata, sabbia finissima di lago, 0,2/1,5 mm, sabbia di fiume 0,2/7 mm.

Furono adottate le DIN 1045 relative a miscele pompabili costituite da inerti 0,2/30 mm, per costruire la relativa curva granulometrica. Il controllo della qualità dei calcestruzzi fu effettuato secondo quanto previsto D.M. 26. 03. 1980, verificando inoltre la lavorabilità mediante la valutazione dell'abbassamento al Cono di Abrams che mediamente risultò dell'ordine di 50 mm., cui corrisponde una classe di lavorabilità plastica S/2- secondo la norma C.N.R. sono stati eseguite prove su campioni di calcestruzzi ottenuti realizzando il getto in tempi successivi con diverse modalità esecutive allo scopo di verificare sperimentalmente le procedure esecutive adottate. Si trattò di controllare cioè i livelli di carico assorbibili da provini ottenuti con l'intero ciclo tecnologico adottato per il consolidamento delle strutture c.a. Il confronto fu attivato verificando gli esiti del comportamento dei provini nei quali fu eliminata una fase. Si è verificata la rottura che è avvenuta con modalità comparabili tra provini omogenei e non. In ogni caso non si rilevarono soluzioni di continuità, introdotte dal procedimento tecnologico adottato. Eseguite le prove di carico già citate fu constatato il comportamento elastico del complesso strutturale sottoposto a prova. Le modalità di informazione raccolte in fase di carico e scarico rilevarono la corrispondenza tra le previsioni di progetto e la

conseguente esecuzione in cantiere.

6. LE COSIDERAZIONI DEL 2014

Allo stato attuale nell'ambito della progettazione e direzione della campagna di indagini, finalizzate all'analisi dello stato delle strutture portanti dello Stadio Comunale "ARMANDO PICCHI" di Livorno e revisione della conseguente valutazione della sicurezza redatta dall'Ufficio Ingegneria Strutturale si è proceduto alla valutazione dei risultati degli interventi degli anni '80. Ad un primo esame visivo a seguito dei sopralluoghi eseguiti si è riscontrato che analogamente agli anni 80 le zone disposte lungo l'asse N/S sono quelle in cui prevale l'azione di degrado sui calcestruzzi e gli acciai.

L'aerosol marino provoca il deposito di sali in particolar modo all'intradosso della curva sud, sia sulle gradinate che sulle sottostrutture, pilastri travi.

Per quanto concerne il coronamento interno al campo da gioco i pilastri portanti in corrispondenza del 1° gradone presentano in alcune zone rigonfiamenti, cretti, in corrispondenza delle barre d'armatura. Tali discontinuità evidenziano la ripresa localizzata della corrosione in corrispondenza dei piedi dei pilastri. Negli anni '80 le barre principali d'armatura erano state picchettate, sabbiate, protette con resina epossidica prima della ricopertura del copri ferro di 40 mm. Il processo di ossidazione in assenza di interventi di manutenzione nel tempo trascorso ha favorito il riattivarsi del processo aggressivo



Figura 3 - Interventi con la tecnica del "beton plaque"

Le sottostrutture inclinate di $27,5^\circ$ dei portali zoppi non presentano aggressioni a distanza di tempo. Erano state protette con intonaco a base acrilica, sabbia silicea e cemento pozzolanico che si è rivelato nel tempo efficace a fronte di rasature di spessore medio 3 mm.

L'intervento effettuato in corrispondenza dell'ingresso di maratona è consistito nel rinforzo delle travi portanti i gradoni (beton plaque). (6)

Fu eseguito il rivestimento delle medesime con una struttura in acciaio composta da tre lamiera zincate a caldo, due di parete ($s=8 \text{ mm}$. $H=700 \text{ mm}$.) e piattabanda ($s=14 \text{ mm}$. $L=400 \text{ mm}$.), rese solidari con la struttura in

calcestruzzo mediante bulloni di diametro 30 mm passanti e interposizione di malta adesiva.

La verifica strutturale dei rinforzi fu effettuata ipotizzando uno schema statico di semplice appoggio delle due campate di luce pari a m 8,30.

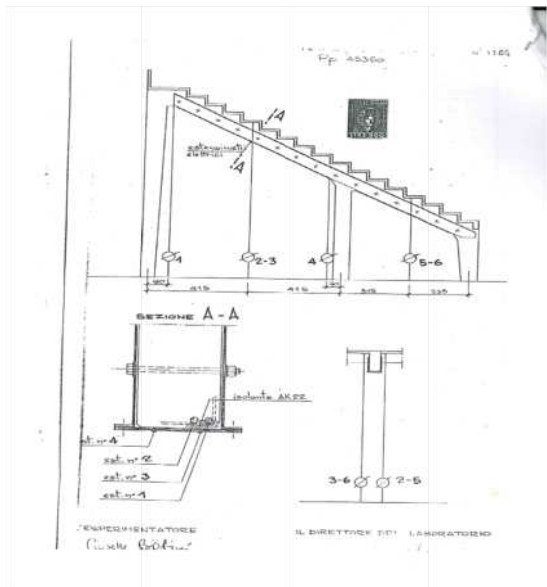


Figura 4 - Progetto dell'intervento di cui alla figura 3

E' da notare che prima della posa in opera del rinforzo scatolare, in corrispondenza della mezzera della trave di luce maggiore, furono scoperti due ferri di armatura e dopo opportuna preparazione furono applicati due estensimetri, uno per ferro. Due estensimetri, in corrispondenza della stessa sezione, furono applicati poi sulla superficie esterna della lamiera di fondo del rinforzo scatolare dopo che questo era stato messo in opera. Il certificato della prova di carico eseguita in sede di Direzione Lavori in data 25.07.1983 dal laboratorio dell'Università di Pisa certificò la completa adesione dello scatolare al corpo della trave in c.a. e la trasmissione della deformazione/tensione tra i tondini di armatura e il fondello in acciaio.

L'estradosso delle gradinate interamente rifatto per quanto concerne la tribuna di "maratona" e le due curve, fu realizzato con betoncino spruzzato in due successive passate nello spessore di 25 mm. Ad oggi risulta integro in ogni sua parte; la protezione successiva impermeabilizzante ottenuta rasando l'estradosso con l'intonaco a base acrilica e sabbia di quarzo con finalità antisdrucchiolo non presenta soluzioni di continuità alcuna, non sono state rilevate discontinuità rigonfiamenti e sconessioni. Le esposizioni dell'estradosso delle gradinate al calpestio, effetto dell'irraggiamento solare e agenti atmosferici, fa sì che il dilavamento continuo non provochi deposito di sali deliquescenti.

Per quanto riguarda la tribuna coperta la realizzazione del solo intonaco protettivo impermeabilizzante/antisdrucchiolo, al fine di proteggere l'area dei servizi sottostanti, ha dato esito positivo. Per quanto concerne le mensole della stessa tribuna furono demoliti i solai di copertura in laterocemento e si realizzò una protezione con intonaco impermeabilizzante delle superfici delle mensole laterali. In particolare la trave di

coronamento di testata delle mensole e la zona a momento negativo già sottoposti a prove di carico in sede di Direzione Lavori e Collaudo armate con ferri diametro 24, risulta ancora oggi integra. Gli anelli di collegamento al primo e all'ultimo gradone, realizzati rispettivamente con trave di calata e parapetto in cemento armato/ muratura, anch'essi soggetti a suo tempo a ricostruzione, di sezione, protezione di armature corrose e ripristini con cemento a base acrilica e betoncino impermeabilizzante a finire risultano anch'essi efficaci e funzionali all'accesso del pubblico.

Gli ammaloramenti riscontrabili visivamente in fase di sopralluogo sono limitate alle sole zone sottovento e mai sottoposte a manutenzione. Il sopralluogo visivo ha consentito in prima fase, di predisporre un programma di prove per estrazione di provini con campionature dei materiali costitutivi. Individuati i punti significativi per la qualificazione è stato redatto il programma volto ad attivare il confronto tra i dati raccolti nel 1980 e gli attuali. (7)

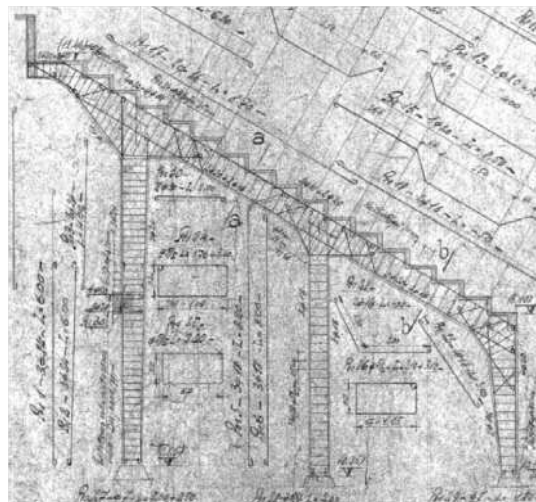


Figura 5 - Le armature della tribuna B del progetto originario

7. CONCLUSIONI

Il confronto tra le conclusioni a pag. 560 degli atti A.I.C.A.P. 1983 nel quale si evidenziavano riflessioni sulle impostazioni di progetto, affidabilità della tecnica esecutiva in ordine dei controlli di Direzione Lavori consente di poter affermare a posteriori l'avvenuto raggiungimento dell'affidabilità presunta nel processo attivato a suo tempo.

La realizzazione in cantiere di calcestruzzo additivato di spessore 50 mm, fu eseguito in due passate con la tecnica dello Spritz-Beton. Le due passate furono eseguite a distanza di quattro/cinque ore, e fu interposto un adesivo acrilico.

Si effettuò la protezione dall'irraggiamento solare, dal vento in presenza di costante bagnatura delle superfici che consentiva l'attivazione di un processo di presa lento a garanzia dell'omogeneità strutturale nello spessore.

Le carotature effettuate all'epoca mostrarono ciò. Uno slamp minore di 50 mm ed il rispetto della curva granulometrica per miscele pompabili per inerti da 02/30 mm, fu ritenuto condizione necessaria a garantire risultati congruenti tra le previsioni progettuali e le fasi di posa.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali rilevabili in sede di prove a posteriori protrattesi nel tempo, hanno avuto esito positivo.

Le condizioni di manutenibilità delle superfici trattate con cadenza continuativa, in tempi non maggiori di 5 anni, si riteneva potessero mantenere la costanza dei valori caratteristici nel tempo.

In sede di progetto e di collaudo in corso d'opera da parte della direzione dei lavori, venne predisposto un programma di controlli su provini estratti sulle gradinate.

Di tale attività prevista, a suo tempo, si dette conto al termine dei collaudi positivamente avvenuti nel 1987.

Furono eseguiti 30 carotaggi, la metà dei quali eseguiti in fase di realizzazione degli interventi.

Successivamente quasi 6 anni dopo i dati raccolti su 15 provini estratti hanno consentito un riesame critico del processo progetto/direzione lavori.

Le relative osservazioni sono riportate agli atti del Convegno A.I.T.E.C. 1987 -8-9 ottobre di Padova. (8)

Ad oggi le verifiche di vulnerabilità sismica di cui ai capitoli 1, 2 e 3 che analizzano, inoltre, lo stato dei materiali dopo oltre 30 anni dall'intervento consentono di esprimere un giudizio positivo sulle tecniche adottate nel 1980.



Figura 6 – Carotaggio della soletta dei gradoni (marzo 2014)



Figura 7 – Prelievo (carota di cui alla figura 6)

In particolare come mostrato nella fig. 7 è stata riscontrata una perfetta adesione tra il calcestruzzo preesistente del gradone e l'integrazione realizzata con betoncino arricchito con resina acrilica.

La prova a compressione del campione di cui alla figura n. 7 e di altri campioni prelevati ha fornito valori di resistenza a compressione superiore ai valori medi riscontrati nelle altre membrature portanti.

L'utilizzo di resine a base di formulati acrilici ha quindi consentito di ottenere risultati equiparabili all'utilizzo di resine epossidiche ed a costo inferiore. (9)

BIBLIOGRAFIA

- (1) AICE – (2014) – Servizio di progettazione e direzione di una campagna di indagini finalizzate all'analisi dello stato delle strutture portanti dello Stadio Comunale "Armando Picchi" di Livorno e revisione della conseguente valutazione della sicurezza redatta dall'Ufficio Ingegneria Strutturale del Comune di Livorno, AICE Consulting S.r.l. (in corso di elaborazione).
- (2) LAUDAZI VINCENZO, CESARE PIERO RINI – (1980), Programma di intervento per la ristrutturazione dello Stadio Comunale di Livorno. Progetto Generale, 1° e 2° lotto di intervento. Delibere Consiliari n. 210-211 del 22.04. 1980 atti. Archivio Comunale. Tipografia Comunale.
- (3) LAUDAZI VINCENZO, DOMENICO PISAPIA, CESARE PIERO RINI - (1980), Progetto di ristrutturazione dello Stadio, Relazione di calcolo. Ufficio Contratti Comune di Livorno, pag 1-14.
- (4) CESARE PIERO RINI - (1981), Il restauro statico e architettonico dello Stadio Comunale, Metodologie e tecniche di consolidamento, Stamperia Comunale, pag. 1-27.
- (5) ILO BIANCHI, ROBERTO UCCELLI - (1935), Lo Stadio di Livorno, Nota tecnica sullo Stadio, Liburni Civitas, Emeroteca Comunale, pag 5-18.
- (6) SERGIO TATTONI – (1980), Contributo al calcolo degli incollaggi acciaio-calcestruzzo, Notiziario A.I.C.A.P. n. 2, 1980.
- (7) C.PREVEDINI, E.VITIELLO - (1979), Indagini teoriche e sperimentali su ancoraggi per c.a. precompresso resistenti a fatica, Convegno F.A.S.T. Milano (1979), Collegio degli Ingegneri di Milano, pag. 1-27
- (8) LAUDAZI VINCENZO, CESARE PIERO RINI - (1987), Osservazioni sulla tecnica dello spritz-beton nella riparazione e nel rinforzo delle strutture, Convegno Aitec, La durabilità delle costruzioni in calcestruzzo, Padova (1987), p. 273-278.
- (9) TAGLIALEGNE - (1979), Ripristini strutturali, mix design, Rapporto Tecnico .Mac Mediterranea additivi cemento, .Treviso, pag 1-29.

PROCEDURE ESECUTIVE IN PRESENZA DI CONVOGLI ECCEZIONALI SU PONTI STRADALI PRIVI DI DOCUMENTI PROGETTUALI

Nunzio Scibilia¹, Emanuele Gerbino²

1 Professore associato di Tecnica delle Costruzioni, Università degli Studi di Palermo

2 Laureando in Ingegneria dei Sistemi Edilizi.

SOMMARIO

La presente nota riguarda le procedure adottate per verificare l'ammissibilità del transito di convogli eccezionali su quattro viadotti esistenti lungo la S.S. 640 Agrigento-Caltanissetta per il trasporto di componenti della Tunnel Boring Machine (TBM) per la realizzazione della nuova *Galleria Caltanissetta*. Si descrivono le ispezioni ed i rilievi effettuati al fine di determinare le caratteristiche geometriche delle opere d'arte, le indagini sui materiali al fine di caratterizzarne la resistenza. Inoltre, facendo riferimento alla normativa in vigore all'epoca di progettazione, si sono disposte prove di carico preliminari tali da indurre sollecitazioni prossime a quelle indotte dal transito dei convogli eccezionali. Sulla base dei risultati delle suddette prove è stato autorizzato da parte dell'ANAS il transito dei convogli, rilevando gli spostamenti dell'impalcato. Il convoglio speciale è costituito da 20 assi, avente un peso complessivo non superiore a 3670 kN.

EXECUTIVE PROCEDURES FOR THE TRANSIT OF EXCEPTIONAL LOADS ON ROAD BRIDGES WITHOUT DESIGN DOCUMENTS

SUMMARY

This paper concerns the procedures used to verify the allowability of the transit of track live loads on four existing bridges along the road S.S. 640 Agrigento-Caltanissetta, in order to move some parts of the Tunnel Boring Machine (TBM), used for the tunnel construction of the *Galleria Caltanissetta*. We describe the inspections and surveys performed, in order to obtain the geometric configurations, the tests on the concrete and on the reinforcing steel. Furthermore, with reference to design code at the time of construction, we scheduled the load tests by using tracks that induced stresses similar to TBM components loads. On the bases of the tests results the owner (ANAS) authorized the transit on the four bridges of convoys consisting of 20 axes, having a total weight not more than 3670 kN.

1. INTRODUZIONE

Il 1° Programma per le opere strategiche - (Legge n° 443/2001) prevede l'adeguamento a quattro corsie della S.S. 640 di *Porto Empedocle* per migliorare il collegamento stradale tra Agrigento e Caltanissetta fino allo svincolo con l'autostrada A19 (PA-CT). In particolare, dovendo realizzare sulla suddetta strada statale la *Galleria Caltanissetta*, lunga circa 8 km, si è reso necessario uno studio al fine di autorizzare il trasporto dei componenti della Tunnel Boring Machine TBM attraverso quattro viadotti presenti nel tratto compreso tra l'inizio della strada e il km 58 che dal porto di Porto Empedocle (AG) conduce al campo base del consorzio *Empedocle 2 S.c.p.a.* concessionario dei lavori. L'analisi ha riguardato i seguenti viadotti in cemento armato, normale o precompresso, realizzati negli anni 70 dalla *Cassa per il Mezzogiorno* per agevolare il trasporto marittimo delle merci

giunte a Porto Empedocle. Di tali opere d'arte non è disponibile la documentazione progettuale.

In particolare sono stati analizzati i seguenti viadotti:

- Viadotto Maddalusa (Fig. 1) al km 2+750;
- Viadotto Ipsas I (Fig. 3) al km 4+800;
- Viadotto Ipsas II (Fig. 4) al km 7+800;
- Viadotto Ipsas III (Fig. 5) al km 8+400.

La presente nota riguarda nel dettaglio le analisi effettuate sul viadotto Ipsas I, di cui è stato possibile raccogliere un maggior numero di dati.

2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

I quattro ponti oggetto di studio sono realizzati in cemento armato normale o precompresso. In particolare, le pile e le spalle sono in cemento armato ordinario, mentre gli impalcati dei viadotti Maddalusa, Ipsas I e Ipsas III sono composti da

travi in cemento armato precompresso, semplicemente appoggiate agli estremi, collegate da trasversi di testata e di campata e da una soletta in c.a. Soltanto l'impalcato del ponte Ipsas II è totalmente in cemento armato e presenta per le luci maggiori uno schema statico longitudinale di trave Gerber.

Il rilievo geometrico delle strutture si è svolto parallelamente alle prove di caratterizzazione meccanica dei calcestruzzi costituenti le opere. Dette indagini sono state eseguite dal laboratorio autorizzato *Sidercem S.r.l.* di Caltanissetta, incaricato dal concessionario, che ha effettuato i rilievi utilizzando attrezzature topografiche, laser-scanner e con l'ausilio di bay-bridge.

Sulle pile e sulle spalle sono stati effettuati carotaggi, con misure della profondità della carbonatazione, da cui si sono ricavati i provini per le prove di compressione.

Ad integrazione dei carotaggi sono state eseguite prove sclerometriche, di pull-out ed indagini ultrasoniche.

2.1 Viadotto Maddalusa

Il viadotto Maddalusa presenta 4 campate: 2 centrali, sostenute da pile poste ad interasse di m 21,40 e 2 laterali sostenute da una pila e da una spalla.

L'impalcato di ciascuna campata si compone di 9 travi longitudinali precomprese a cavi aderenti e di 5 trasversi di cui 2 in testata e 3 in campata, disposti in mezzeria e ai quarti della luce.

Le travi longitudinali presentano interasse di m 0,80 ed altezza di m 1,15, sono del tipo a I e hanno luce teorica di m 18,10. Su di esse è realizzata una soletta dello spessore di m 0,20.

Le pile sono costituite da 6 pilastri in c.a. disposti su due file di tre, aventi interasse di m 1,60. Ciascun gruppo di pilastri costituenti la generica pila ha altezza variabile pari a circa m 6. Ogni pilastro ha sezione trasversale di m 0,40x1,00 ed è collegato trasversalmente a metà altezza da travi di sezione m 0,35x0,70.

Alla sommità delle pile è realizzato un ampio pulvino che distanzia gli assi degli appoggi delle travi longitudinali di m 3,30.

Le pile sono interessate da ampi fenomeni di degrado, anche in relazione alla vicinanza col mare, che hanno determinato espulsione del copriferro, messa a nudo delle armature, come evidenziato nella Figura 2.

2.2 Viadotto Ipsas I

Il viadotto Ipsas I presenta 5 campate: 3 centrali, sostenute da pile poste ad interasse di m 25,80 e 2 laterali sostenute da una pila e da una spalla. L'impalcato di ciascuna campata si compone di 10 travi longitudinali precomprese a cavi aderenti e di 5 trasversi di cui 2 in testata e 3 in campata disposti in mezzeria e ai quarti della luce.

Le travi longitudinali presentano interasse di m 1,12 ed altezza di m 1,33, sono del tipo a I e hanno luce teorica di m 22,50. Su di esse è realizzata una soletta dello spessore di m 0,23 (Fig. 6).

Le pile sono costituite da 10 pilastri in c.a. disposti su 2 file di 5, aventi interasse di m 1,80. Ciascun gruppo di pilastri costituenti la generica pila ha altezza variabile pari a circa m 6. Ogni pilastro ha sezione trasversale di m 0,40x1,00 ed è collegato trasversalmente a metà altezza da travi di sezione m 0,35x0,70.



Figura 1 - Viadotto Maddalusa



Figura 2 - Degrado delle pile del viadotto Maddalusa



Figura 3 - Viadotto Ipsas I



Figura 4 - Viadotto Ipsas II

Le pile sono costituite da 4 pilastri in c.a. disposti su unica fila, aventi interasse di m 1,35. Ciascun gruppo di pilastri ha altezza variabile compresa tra m 6 e m 8. Ogni pilastro ha sezione trasversale variabile con base di m 0,40 e altezza compresa tra m 0,60 e m 1,00 ed è collegato trasversalmente a metà altezza da travi di sezione m 0,30x0,60, in testa da travi di altezza m 1,00, oltre ad una trave posta alla base dei pilastri.

2.4 Viadotto Ipsas III

Il viadotto Ipsas III presenta 9 campate: 7 centrali, sostenute da pile poste ad interasse di m 15,60 e 2 laterali sostenute da una pila e da una spalla.

L'impalcato di ciascuna campata si compone di 13 travi longitudinali precompresse a cavi aderenti e di 4 trasversi di cui 2 in testata e 2 in campata.

Le travi longitudinali presentano interasse di m 0,73 ed altezza di m 0,90, sono del tipo a doppio T e hanno luce teorica di m 14,60. Su di esse è realizzata una soletta dello spessore di m 0,20.

Ciascuna pila è costituita da 3 pilastri in c.a. aventi interasse di m 1,80, disposti su un'unica fila. Ciascun gruppo di pilastri costituenti la generica pila ha altezza variabile pari a circa m 6. Ogni pilastro ha sezione trasversale è di m 0,40x1,00 ed è collegato trasversalmente a metà altezza da travi di sezione m 0,35x0,70.

Alla sommità delle pile è realizzato un pulvino che distanzia gli assi degli appoggi delle travi longitudinali di m 1,50.

3. DESCRIZIONE DEI CARICHI

I viadotti oggetto di studio sono stati attraversati tra il mese di Ottobre e il mese di Novembre 2013 da convogli eccezionali che hanno portato al campo base di *Empedocle 2*, concessionario dei lavori, i componenti della TBM arrivati al porto di Porto Empedocle dalla Francia, trasportati dalla nave *Bbc Mont Blanc*. La TBM è del tipo Earth Pressure Balance EPB ovvero l'equilibrio al fronte è garantito dallo stesso materiale scavato che viene mantenuto in pressione dalla macchina. La parte destinata allo scavo è composta da tre parti fondamentali: la testa fresante, lo scudo e l'estrattore di terreno o coclea. Lo scudo, che garantisce la sicurezza in fase di scavo e la messa in opera del rivestimento, ha un diametro di m 15 e la lunghezza complessiva del convoglio che entrerà dentro la collina Sant'Elia è di circa m 115. Le diverse componenti sono state suddivise in carichi leggeri e carichi pesanti, adottando diverse procedure di transito e di sicurezza. In particolare, rientrano nei carichi leggeri le componenti con peso minore o al più uguale a 760 kN, per tutti gli altri casi si è considerato il pezzo come pesante. In totale i pezzi trasportati sono stati 28. La componente di maggiore peso raggiunge i 2670 kN al netto del convoglio utilizzato per il suo trasporto (Fig. 7). Detto convoglio si compone di una motrice anteriore di peso complessivo pari a 150 kN, un rimorchio a 20 assi di peso complessivo pari a 700 kN ed una motrice posteriore dal peso complessivo pari a 150 kN.

Il convoglio così composto ha raggiunto un peso totale di 3670 kN. Il carico, transitato a una velocità inferiore ai 3 km/h, è stato considerato in fase di analisi come statico, trascurando l'incremento dinamico. Infine, gli assi del rimorchio su cui è stato posizionato il pezzo della TBM sono posti ad un interasse di m 1,5 e su di essi si è considerato un carico,

somma del peso proprio e del peso del pezzo speciale trasportato, pari a 168,5 kN.

4. METODOLOGIA D'ANALISI

Le analisi strutturali hanno la finalità di determinare le massime sollecitazioni indotte dal transito del convoglio eccezionale e di confrontarle con quelle indotte dai carichi mobili prescritti nella normativa vigente al momento della costruzione delle opere.

L'analisi è articolata nelle seguenti fasi:

- FASE 1 - determinazione delle massime sollecitazioni taglianti e flettenti indotte dal transito del convoglio eccezionale (TBM);
- FASE 2 - determinazione delle massime sollecitazioni taglianti e flettenti prodotte dai carichi previsti dalla Circolare Min. LL. PP. 14/02/1962 n°384, vigente all'epoca della realizzazione del manufatto;
- FASE 3 - valutazione dei carichi di collaudo tali da indurre sul viadotto sollecitazioni confrontabili a quelle indotte dal transito dal convoglio eccezionale.



Figura 7 - Componente di maggior peso della TBM

La presente nota descrive nel dettaglio le metodologie seguite per l'analisi del Viadotto Ipsas I.

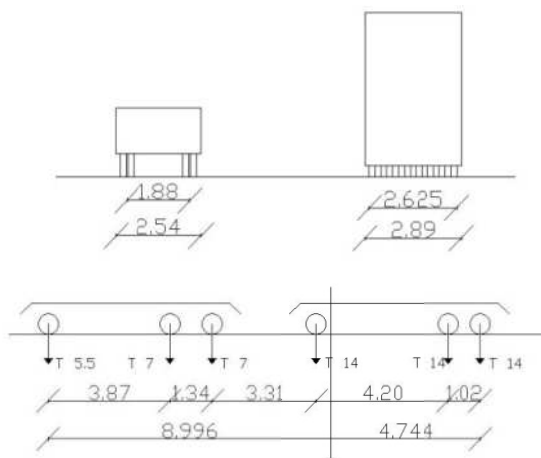


Figura 8 - Schema di carico 4 - Treno indefinito di carichi militari da 61,5 t

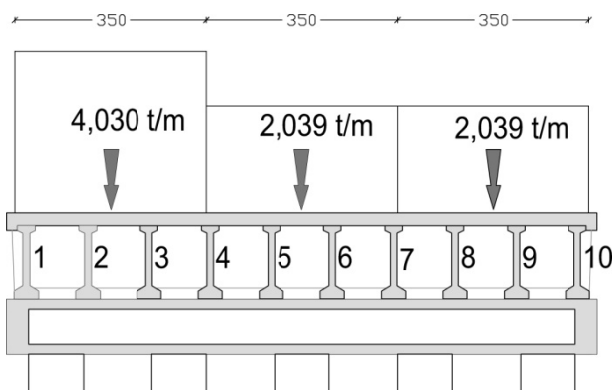


Figura 9 - Carichi uniformemente distribuiti tali da massimizzare il momento flettente

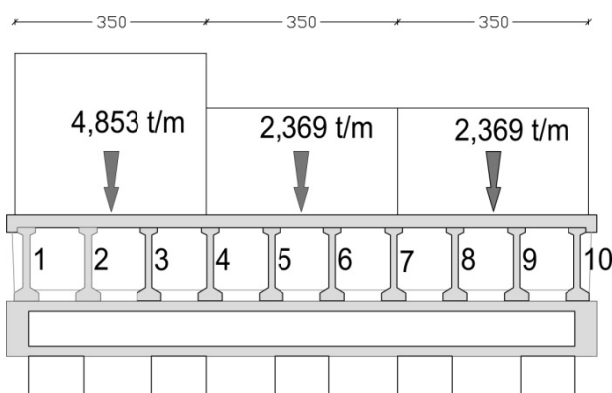


Figura 10 - Carichi uniformemente distribuiti tali da massimizzare il taglio

3.1 Fase 1

Gli impalcati sono stati analizzati agli elementi finiti utilizzando un modello a graticcio. Dal momento che la ripartizione trasversale dei carichi presentava andamento pressochè lineare, in relazione alla notevole rigidezza dei traversi, è risultato plausibile l'utilizzo del metodo di *Courbon*. La valutazione delle sollecitazioni ha riguardato la trave maggiormente sollecitata, ovvero la più distante dall'asse, detta trave di riva, della singola campata avente luce pari a m 22,50. La presenza della soletta collaborante superiore è stata considerata nella determinazione delle caratteristiche elastiche delle travi principali e dei trasversi. La ripartizione dei carichi sulla singola trave è stata effettuata, essendo valide le suddette condizioni relative alla rigidezza degli elementi facenti parte dell'impalcato, riferendosi al coefficiente di ripartizione proposto nella teoria di *Courbon*. Per la determinazione delle massime sollecitazioni taglianti e flettenti indotte dal transito del convoglio eccezionale si sono studiate diverse condizioni di carico.

In particolare, gli impalcati presentano le maggiori sollecitazioni flettenti nella configurazione che prevede il rimorchio in posizione simmetrica rispetto al suo asse trasversale. Le massime sollecitazioni taglianti sono indotte dalla configurazione che prevede il massimo carico in prossimità degli appoggi.

3.2 Fase 2

La *Circolare Min. LL.PP. del 14 Febbraio 1962 n.384 - Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali* identifica due diverse categorie di strade e in relazioni a queste descrive gli schemi di carico da utilizzare per la progettazione dell'impalcato. I viadotti in esame sono di prima categoria.

La circolare prescrive per detta categoria di ponti l'utilizzo del più gravoso schema di carico militare, affiancato da una o più colonne indefinite di autocarri da 12 t.

Tra gli schemi militari il più gravoso risulta essere il treno indefinito di carichi da 61,5 t (schema 4 di Figura 8) avente larghezza di m 3,50.

La colonna indefinita di autocarri da 12 t prevede carichi distribuiti su due assi aventi interasse longitudinale di m 3,00 e trasversale di m 2,00 (carichi sull'asse anteriore 4 t e posteriore 8 t) con ingombro m 3,50.

I carichi sono incrementati del coefficiente dinamico.

La circolare prescrive inoltre tabelle che forniscono, in funzione della lunghezza dell'impalcato, i valori dei carichi uniformemente distribuiti tali da indurre le massime azioni flettenti e taglianti (Figg. 9, 10).

Le sollecitazioni indotte dai carichi di progetto previsti dalla normativa vigente all'epoca di realizzazione dei viadotti in studio sono state confrontate con le sollecitazioni che il convoglio eccezionale per il trasporto della componente di maggior peso (2670 kN al netto del rimorchio e delle motrici), induce sugli stessi viadotti. Non avendo a disposizione i dati relativi alle armature delle travi di impalcato si sono effettuate prove di carico sui viadotti tali da indurre sollecitazioni prossime a quelle provocate dal transito dei componenti della TBM.

3.3 Fase 3

Per le prove di carico effettuate nel Settembre 2013, utili sia per la validazione dei modelli di calcolo utilizzati, sia per la valutazione della reale interazione tra le travi in c.a.p. e la soletta in c.a. gettata in opera, sono stati utilizzati quattro dumper disposti nella campata centrale al fine di massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti sull'impalcato.



Figura 11 - Operazioni di ispezione con l'ausilio di Bay Bridge

L'analisi svolta nelle precedenti fasi ha permesso, attraverso lo studio delle due diverse configurazioni, di determinare il carico che è stato attribuito ai dumper al fine di ottenere sollecitazioni flettenti e taglianti prossime a quelle indotte dal transito del convoglio eccezionale.



Figura 12 – Disposizione dei dumper nelle prove di carico



Figura 13 – Autolivelli digitali per il monitoraggio



Figura 14 - Stazione totale per il monitoraggio degli abbassamenti

In particolare, la disposizione dei carichi per la flessione risultava essere simmetrica rispetto agli assi longitudinale e trasversale dell'impalcato, con gli assi posteriori più caricati più vicini alla mezzeria, con distanza tra loro di circa m 2,90; mentre per il taglio, l'insieme di 4 dumper è stato posizionato in modo che gli assi posteriori di due coppie siano disposti in corrispondenza dell'estremità del pulvino. In particolare, si sono utilizzati quattro dumper aventi ciascuno peso complessivo pari a 450 kN distribuito sui 4 assi e precisamente: 75 kN su ciascuno dei 2 assi anteriori distanti m 1,90 e 150 kN su ciascuno dei 2 assi posteriori distanti m 1,40 tra loro (Figg.12, 15).

Le prove si sono svolte per step di carico, ciascuno avente durata compresa tra i 10 e i 20 minuti, al fine di permettere la stabilizzazione degli spostamenti. Si è scelto di far scorrere i carichi su campate successive a velocità ridotta, senza

scaricare il viadotto, sfruttando così la lettura degli spostamenti degli impalcati di volta in volta scarichi per la lettura di una eventuale freccia residua.

Durante lo svolgimento delle prove è stata predisposta opportuna strumentazione per rilevare gli spostamenti dell'impalcato. Il monitoraggio è stato eseguito mediante due autolivelli digitali (precisione di 0,01 mm) per la lettura dei punti ubicati sui bordi dell'impalcato (Fig. 13) e un autolivello analogico (precisione di 0,01 mm) per la lettura dei punti disposti sull'asse dell'impalcato. I punti di misura sui bordi sono stati materializzati mediante dime in alluminio sui quali venivano posizionate due stadie mobili in invar con codice a barre; al contrario, per i punti posti sull'asse dell'impalcato si sono impiegate stadie graduate fisse. Il monitoraggio degli spostamenti è stato inoltre eseguito mediante due stazioni totali del tipo Trimble 5600 DR+ (Fig. 14), con precisione pari a 1 mm, posizionate in punti materializzati mediante pilastri realizzati sul rilevato adiacente alle spalle al fine di ridurre al minimo l'incertezza di misura. I punti di monitoraggio sono stati materializzati mediante mire riflettenti installate lungo le travi di bordo in diversi punti del viadotto (Fig.16).

L'esito della prova è stato valutato tenendo conto che durante tutto il corso della stessa non si sono prodotte fessurazioni, deformazioni o dissesti che avrebbero potuto compromettere la sicurezza o la conservazione dell'opera. Tutti gli impalcati hanno esibito un comportamento lineare elastico, con un tempo di ritorno della freccia inferiore ai 5 minuti.

La freccia massima in mezzeria è stata determinata depurando l'abbassamento in campata dell'abbassamento degli appoggi. In particolare, indicati con f_1 ed f_3 gli abbassamenti degli appoggi e con f_2 l'abbassamento in campata, la freccia sperimentale f_{sp} si determina come segue:

I risultati dei monitoraggi effettuati dalla Sidercem S.r.l. sono riassunti nella tabella seguente (Tabella 1).

Tabella 1 - Risultati del monitoraggio degli abbassamenti

	f_1 [mm]	f_3 [mm]	f_2 [mm]	f_{sp} [mm]
Campata 1	-0,20	-0,47	-7,59	-7,93
Campata 2	0,58	0,59	-7,60	-7,02
Campata 3	0,20	0,24	-6,70	-6,49
Campata 4	-0,55	-0,22	-8,79	-9,17
Campata 5	0,62	0,52	-7,81	-7,24

La massima freccia sperimentale, misurata nella mezzeria dell'impalcato durante la fase di collaudo è pari a mm 9,17.

Detto abbassamento, registrato nella campata 4, è stato indotto dalla configurazione che prevede i dumper posizionati simmetricamente rispetto agli assi, longitudinale e trasversale, dell'impalcato con gli assi posteriori prossimi alla mezzeria della campata. I risultati ottenuti dalle prove di carico hanno permesso di conoscere il reale comportamento degli impalcati, ed in particolare di confermare la non collaborazione tra la soletta gettata in opera e le travi in c.a.p.

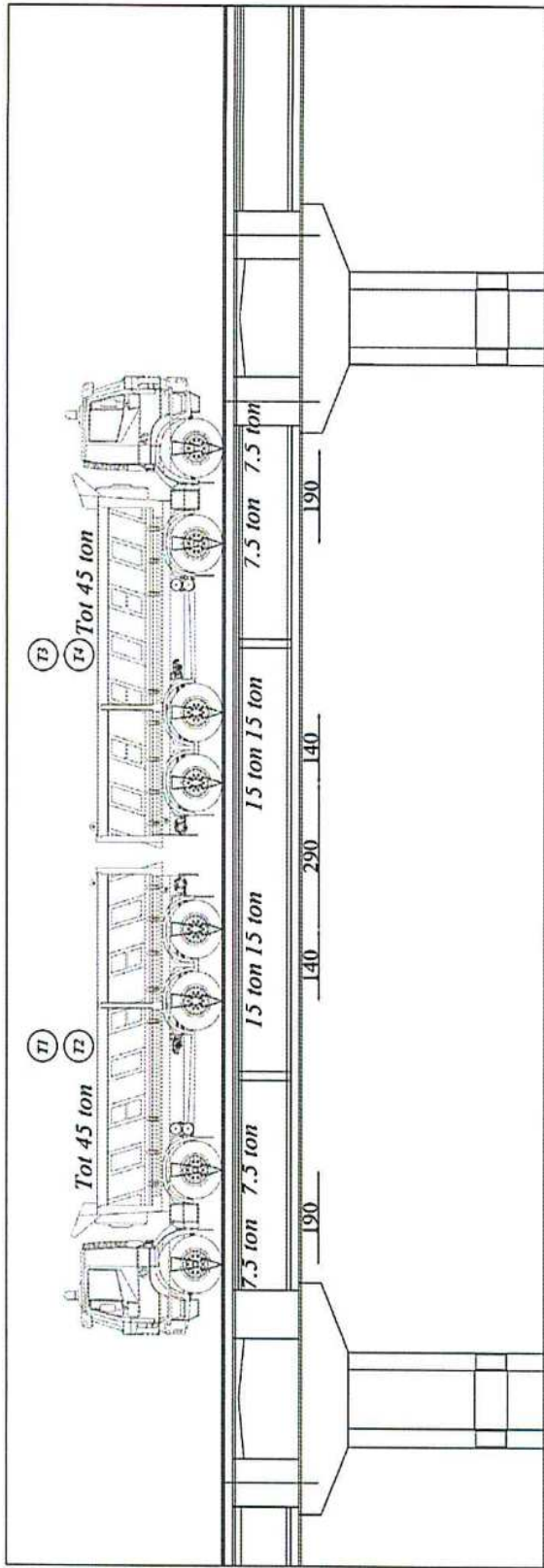


Figura 15 - Posizione dei carichi di collaudo tale da indurre il massimo momento flettente

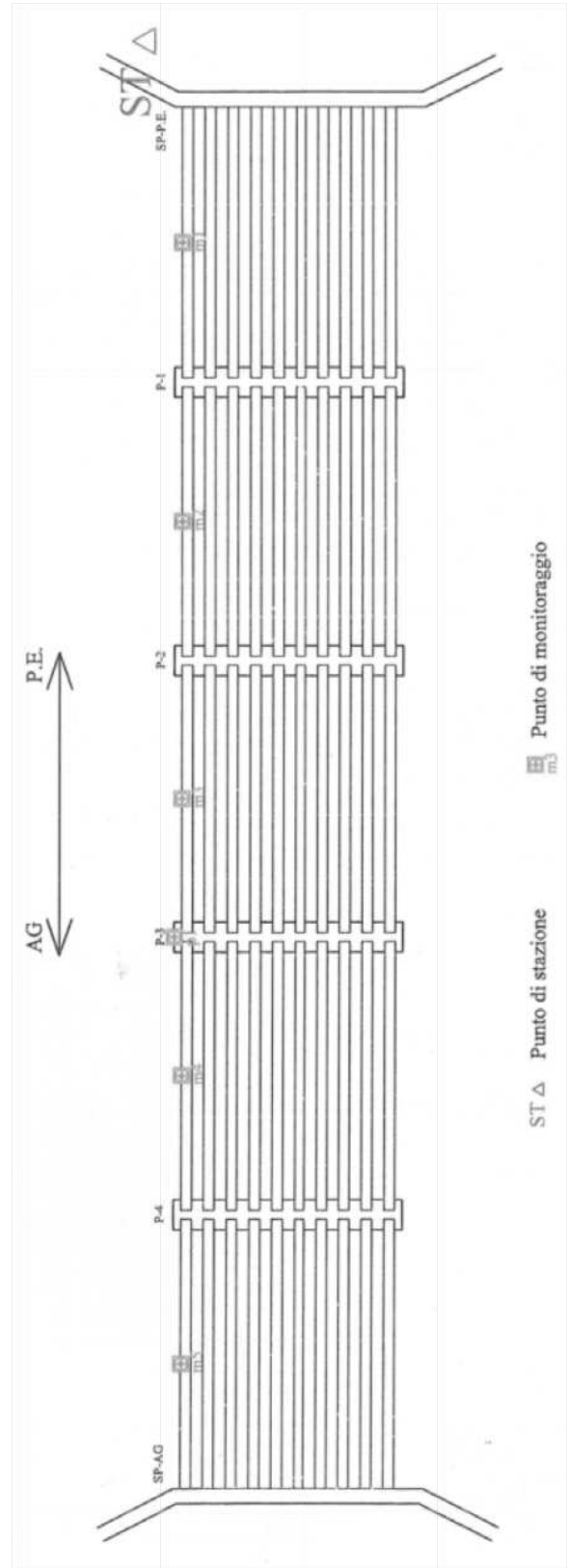


Figura 16 - Punti di monitoraggio viadotto Ipsas I



Figura 17 – Transito di un convoglio eccezionale I

4. RISULTATI DELLE ANALISI

Le analisi condotte hanno permesso di ottenere le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente, nonché il massimo abbassamento misurato nella mezzzeria dell'impalcato.

In particolare, analizzate le due configurazioni dei carichi descritte nei paragrafi precedenti, si sono ottenuti i risultati di seguito riportati (Tabella 2).

Tabella 2 - Risultati delle analisi numeriche

	M_{max} [kNm]	T_{max} [kN]	U_z [mm]
Carichi secondo Circolare 384/1962	913,41	195,08	
Convoglio Eccezionale	753,67	124,50	- 8,26
Carico di collaudo pre-prova di carico	674,13	120,15	-7,19

La differenza tra le sollecitazioni indotte dai carichi di collaudo con cui è stata svolta la prova di carico e quelle indotte dal transito del convoglio eccezionale di maggior peso risulta circa del 10% per quel che riguarda il momento e del 3% per quel che riguarda il taglio. Tuttavia, il transito induce sollecitazioni inferiori a quelle indotte dai carichi di progetto previsti dalla normativa vigente nell'anno di realizzazione del viadotto. La differenza tra le suddette sollecitazioni risulta del 17% per quel che riguarda il massimo momento flettente e del 36% per quel che riguarda il massimo taglio.

La freccia teorica rilevata in fase di collaudo risulta essere inferiore del 20% rispetto alla freccia sperimentale nelle medesime condizioni di carico. Tuttavia, dalle misurazioni effettuate dalla *Sidercem S.r.l.* durante il transito del convoglio eccezionale che ha trasportato il componente di massimo peso risulta un abbassamento di 8 mm ovvero inferiore del 3,00% rispetto allo spostamento atteso a seguito delle analisi svolte.

5. CONCLUSIONI

La presente memoria ha illustrato le procedure per consentire il transito di convogli eccezionali su ponti stradali, per i quali non era disponibile la documentazione di progetto, essendo stati realizzati da altra amministrazione.

Tale situazione può trovare riscontro anche per strutture ubicate nei tessuti urbani, da assoggettare a notevoli carichi indotti dal transito di mezzi non convenzionali quali quello in esame.

Dopo un accurato rilievo geometrico, il prelievo di campioni dei materiali costituenti le opere d'arte per effettuare le indagini di laboratorio e le prove in situ, si sono progettate prove di carico tendenti ad indurre sull'impalcato sollecitazioni prossime a quelle massime di progetto, sulla base della normativa vigente all'epoca della realizzazione dei viadotti. L'esecuzione delle prove di carico, svolte con esito positivo, ha consentito di verificare la capacità portante degli impalcati e di programmare la suddivisione del carico complessivo della TBM in più convogli. Il transito (Fig. 17) dei convogli è avvenuto con velocità di percorrenza minore di 5 km/h, tale da escludere l'insorgere di effetti dinamici. Il transito è avvenuto senza indurre sui viadotti alcun danno.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Barbarito, B. (1984) - Verifica sperimentale delle strutture - collaudo - dissesti - risanamenti, Ed. Utet.
- [2] Leonhardt, F. (1979) - *C.a. & C.a.p.*, I ponti - Volume VI, Edizioni Tecniche.
- [3] Messina, C. (1975) - L'impalcato dei ponti, Ed. Uniedit.
- [4] La Rosa, V. - Scibilia N. (1984), *Verifica della validità di modelli teorici per l'analisi di impalcati continui a due travi sulla base di misure rilevate in prova di carico su viadotto*, L'Industria delle Costruzioni, pp. 66-71.
- [5] Rinaldi, G. (1974) - La costruzione dei ponti, Ed. Eredi V. Veschi.
- [6] Liebenberg, A.C. (1992) - Concrete Bridges - Design and Construction, Longman Scientific & Technical UK Limited.
- [7] Troitsky, M. S. (1994) - Planning and design of bridges, Jhon Wiley & Sons Inc.
- [8] Venturi, M. - Venturi, V. (2001) - Degradi delle opere d'arte stradali, Sidercem S.r.l.
- [9] Venturi, V. (2003) - La Valutazione del Degrado dei Ponti ed i Sistemi di Gestione in Europa, Sidercem S.r.l.
- [10] Circolare Min. LL.PP. 14 Febbraio 1962 n. 384 - Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano l'ing. Massimiliano Campanella responsabile della sezione ANAS di Agrigento e l'ing. Vincenzo Arena del laboratorio autorizzato Sidercem S.r.l. di Caltanissetta.

IL RECUPERO DEI PONTI ESISTENTI ATTRAVERSO LA TRASFORMAZIONE IN PONTI INTEGRALI

Andrea Totaro¹, Enzo Siviero²

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente, Università degli studi di Brescia

² Dipartimento di Progettazione e Pianificazione in ambienti complessi, Università IUAV di Venezia

SOMMARIO

La gestione e la manutenzione dei ponti esistenti costituisce un problema annoso. Gran parte del patrimonio infrastrutturale esistente è rappresentato da ponti e viadotti del tipo a travata, concepiti e realizzati con impalcati in semplice appoggio. Tale configurazione statica, sebbene comporti molte semplificazioni, implica la presenza di discontinuità strutturali che l'esperienza ormai mostra essere zone altamente vulnerabili nei confronti dei fenomeni di degrado. Allo stesso tempo, i dispositivi di giunti e di appoggio rappresentano essi stessi elementi vulnerabili, caratterizzati da vite utili inferiori alla vita utile delle opere all'interno delle quali si collocano, implicando elevati costi di manutenzione. Inoltre i ponti in semplice appoggio stanno sempre più dimostrando un'intrinseca vulnerabilità sismica, e in generale, una scarsa capacità di resistere ad eventi di natura eccezionale.

Per questo di recente in Italia, ma non all'estero, si è iniziato a parlare di Ponti Integrali, strutture continue prive di dispositivi di giunto e di appoggio. Il presente lavoro tratta il tema del recupero dei ponti, e in particolare della vulnerabilità sismica dei ponti esistenti, valutando la sua riduzione su alcuni casi studio attraverso ipotesi di trasformazione di ponti in semplice appoggio in ponti integrali, simulando quindi interventi di solidarizzazione tra impalcato, spalle e pile. I risultati evidenziano l'efficacia dell'intervento proposto.

RETROFITTING OF EXISTING BRIDGES BY THE TRANSFORMATION INTO INTEGRAL ABUTMENT BRIDGES

SUMMARY

Many existing simply supported bridges are affected by durability problems and are characterized by high seismic vulnerability.

This work wants to show how the change of the static scheme from a simply supported structure to a continuum structure, which means a simply supported bridge to an Integral Bridge, may be a clever solution to eliminate some typical durability problems, increasing at the same time the capacity of the bridge in case of seismic events. The main work is constituted by a numerical simulation of retrofitting procedures performed on four bridges as cases studies.

The results of a seismic assessment procedure, developed according to the Italian National Codes, performed on the two structures, the existing simply supported bridge and the same structure transformed to an Integral Bridge, will be shown and discussed. Parametric analysis have been conducted to evaluate the key role of different soil conditions. Different static scheme was also considered to obtain information on the best solution with respect to the actual boundary conditions. The results of the analysis, basically constituted by graphs of safety coefficient guarantee for different solutions, clearly show the possibility to improve the seismic capacity of the bridge after the conversion into Integral Bridge, and sometimes a real adjustment can be obtained even in presence of very high seismic actions.

1. INTRODUZIONE

Le problematiche di durabilità dei viadotti esistenti in semplice appoggio derivano spesso, come ormai noto, dalle infiltrazioni delle acque meteoriche attraverso i giunti, e che portano al degrado avanzato delle teste delle travi e dei pulvini a loro sostegno.

Negli ultimi anni sta maturando la consapevolezza che il miglior giunto sia il non giunto, pertanto l'interesse verso soluzioni ad impalcato continuo è considerevolmente aumentato. I Ponti Integrali, essendo ponti caratterizzati dall'assenza di giunti ed appoggi risolvono tali problematiche, infatti il loro utilizzo risulta sempre più frequente, perlomeno oltreoceano, ma ancora troppo poco in Europa.

2. IL METODO DI INTERVENTO CONSIDERATO

Questo lavoro mostra i risultati di simulazioni numeriche di trasformazione di ponti in semplice appoggio (SSBs da Simply Supported Bridges) a Ponti Integrali (IABs da Integral Abutment Bridges).

Al fine di mostrare chiaramente il tipo di intervento proposto, si riportano in seguito alcuni dettagli schematici che rendono chiara la metodologia cui ci si riferisce, già utilizzata in interventi di questo tipo.

La prima operazione consiste nell'eliminazione dei giunti e degli appoggi e la successiva demolizione di parte della soletta superiore e dei diaframmi di testa delle travi (Fig.1).

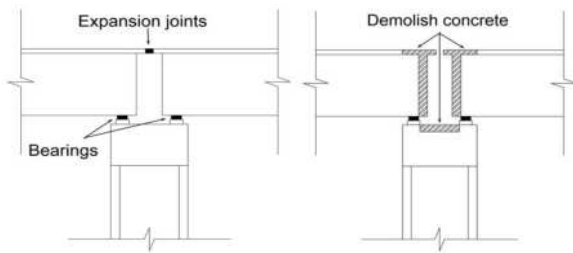


Fig. 1 Fasi di preparazione all'intervento di solidarizzazione su un nodo impalcato-pila.

In seguito è possibile posizionare le nuove armature necessarie al ripristino della continuità del nodo, non solo tra le travi ma anche con la pila, come nel caso mostrato nel nodo totalmente continuo riportato nella parte superiore dell'immagine che segue (Fig. 2), oppure connettendo a solo taglio l'impalcato continuo con la pila mediante elementi in acciaio, come mostrato nella parte bassa dell'immagine.

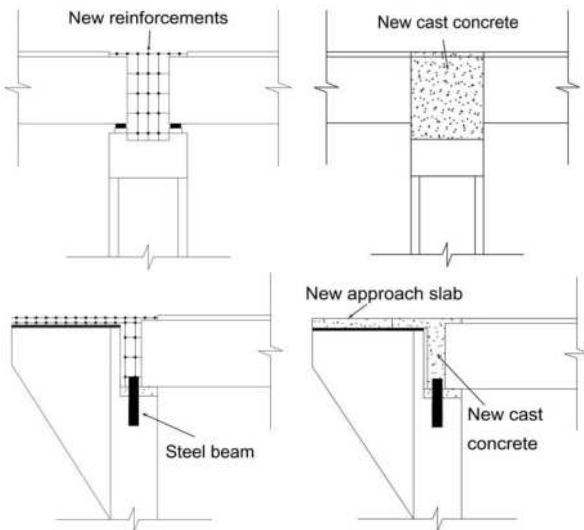


Fig. 2 Fasi di costruzione di un nodo resistente a momento tra impalcato e pila (immagini superiori) e di un nodo di continuità di impalcato che trasferisce solo tagli alla pila (immagini inferiori).

3. CRITERI DI MODELLAZIONE ED ANALISI

Come mostrato nel paragrafo successivo, sono stati considerati nelle analisi modelli FEM tridimensionali che includono sia la sovrastruttura che le fondazioni (su pali).

Molti altri approcci di modellazione vengono utilizzati per lo studio degli IABs, come i modelli bidimensionali spesso focalizzati all'analisi del fondamentale comportamento termico, ma la modellazione tridimensionale è richiesta per l'analisi del comportamento spaziale sismico.

Il modello cui ci si è riferiti nel presente lavoro è quello proposto da Faraji et al.[1], che consiste nell'utilizzo di elementi beam per l'impalcato, le pile e i pali, e elementi shell per le spalle e le basi delle pile. L'interazione terreno-struttura, fattore chiave per l'analisi, è implementata attraverso l'utilizzo di apposite molle a comportamento non lineare (Fig. 3).

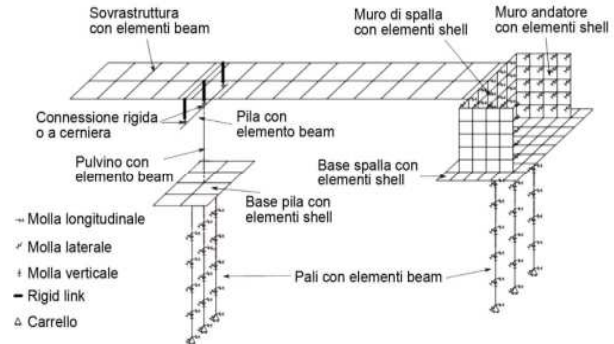


Fig. 3 Schema modellazione FEM adottata

Un altro fattore importante per l'analisi è la corretta simulazione dell'intervento di trasformazione dello schema statico. I carichi dei pesi propri e dei sovraccarichi permanenti devono agire sullo schema statico iniziale (SSB), mentre i carichi variabili devono agire sullo schema statico post intervento (IAB). Questi aspetti sono stati implementati grazie all'utilizzo della routine Stage Construction Analysis presente all'interno del software utilizzato, Sap 2000.

La modellazione quindi ha previsto l'implementazione iniziale di tutti gli elementi costituenti il ponte, compresi gli elementi di nuova connessione tra le campate e le pile, i quali però nella prima fase di analisi sono resi inattivi attraverso apposite releases function. A seguito quindi dell'analisi delle azioni permanenti, nella seconda fase di analisi le releases function cambiano in modo tale da rendere le nuove connessioni attive e fare agire i carichi variabili sul nuovo schema statico costituito. L'utilizzo di questa routine però implica la successione di analisi statiche non lineari.

Come ampiamente noto, il fattore chiave per la comprensione del comportamento degli IABs è la corretta comprensione ed implementazione dell'interazione terreno struttura, specialmente per quanto attiene il comportamento dovuto alle variazioni termiche. L'utilizzo di molle non lineari pertanto prevede l'ausilio di più famiglie di molle, ognuna associata ad un determinato comportamento.

Sulle spalle, modellate con elementi shell, sono state utilizzate molle superficiali, assegnando alle stesse leggi costitutive che legano lo spostamento Δ al carico laterale P , secondo le formulazioni proposte da Clough & Duncan [2] adottate nel «Manual for the Design of Bridge Foundations» anche noto come NCHRP method. In base a tale approccio il coefficiente di spinta laterale K varia linearmente tra il valore minimo relativo alla spinta attiva K_a e il valore massimo relativo alla spinta passiva K_p , passando per il coefficiente di spinta a riposo K_0 , come mostra la figura che segue (Fig. 4).

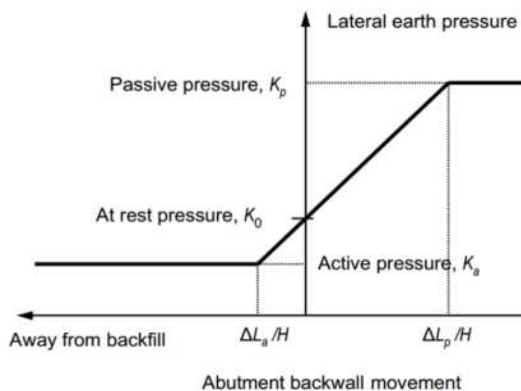


Fig. 4 Tipica curva P-D secondo il metodo NCHRP

La rigidità equivalente utilizzata nell'analisi dinamica lineare è quella secante tra i punti $\Delta = 0$ e $\Delta = 0,001H$, dove H è l'altezza della spalla, come suggerito da Diceli & Erhan [3].

Per quanto attiene l'interazione palo-terreno, molti sono i metodi presenti in letteratura. Tra questi, uno dei più utilizzati per lo studio degli IABs è quello proposto dall'American Petroleum Institute, cosiddetto API Method, adottato anche nel presente lavoro [4]. In base ad esso vanno definite tre differenti famiglie di curve, la prima che definisce la relazione tra lo spostamento orizzontale y e la pressione laterale p , (curve p-y), la seconda che definisce la relazione tra lo spostamento verticale z e l'attrito superficiale sul palo t (curve t-z) ed infine la curva che definisce la relazione tra abbassamento in punta al palo z e relativo carico in testa Q (curva Q-z).

Sia per quanto attiene le famiglie di curve del comportamento spalla terreno che per quelle relative al comportamento palo terreno è importante sottolineare che esse variano tutte con la profondità, si differenziano per terreni coerenti e incoerenti, e tengono implicitamente conto dell'applicazione ciclica del carico, tipica del problema legato alle variazioni termiche (notoriamente le stagionali e non le giornaliere influenzano il comportamento degli IAB).

L'immagini che seguono (Fig. 5-6-7-8) riportano alcuni esempi delle leggi assegnate alle molle implementate nelle analisi.

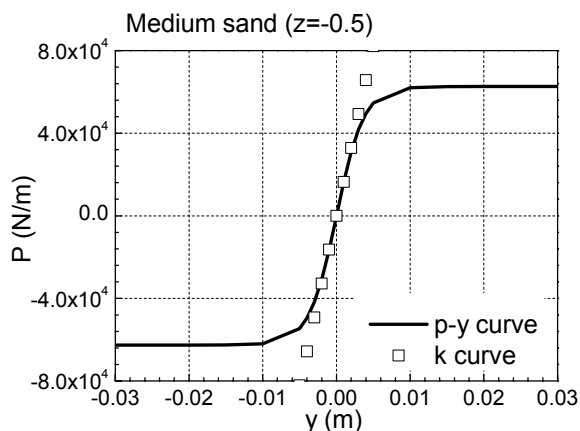


Figura 5 – Esempio di curva p-y per sabbie medie

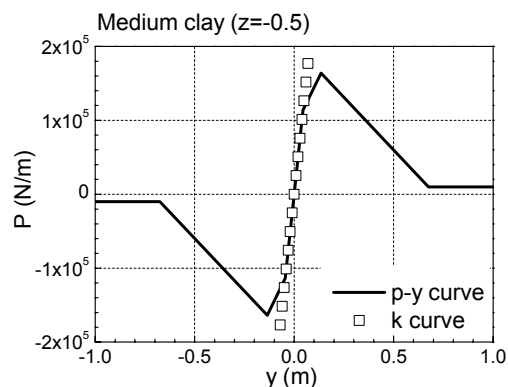


Figura 6 – Esempio di curva p-y per argille medie

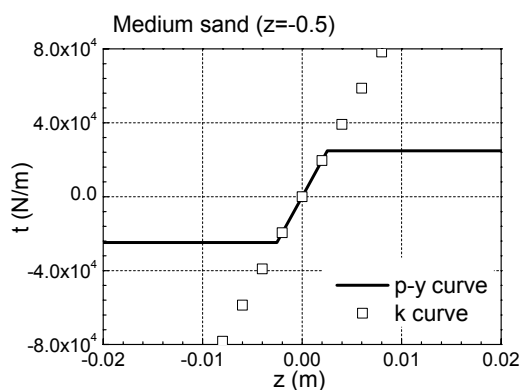


Figura 7 – Esempio di curva t-z per sabbie medie

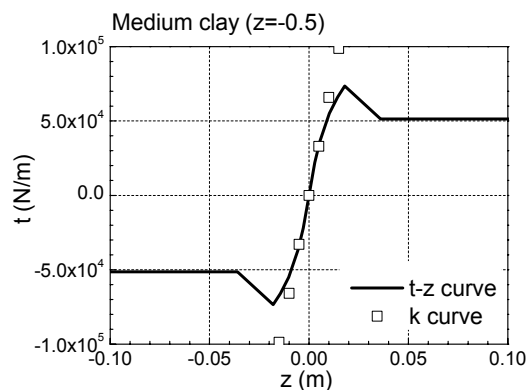


Figura 8 - Esempio di curva t-z per argille medie


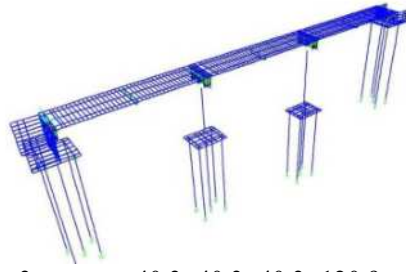

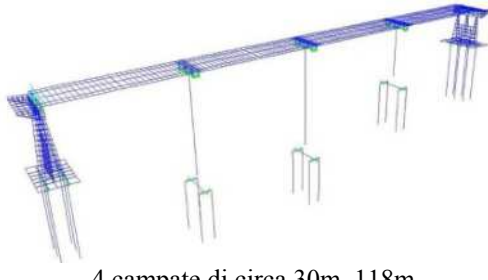

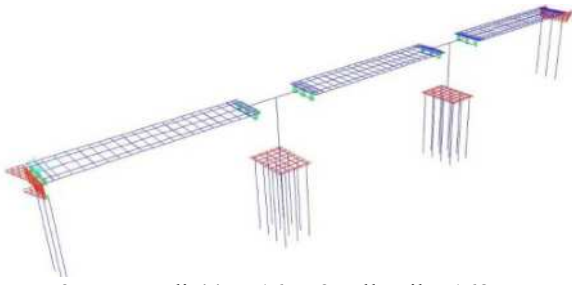

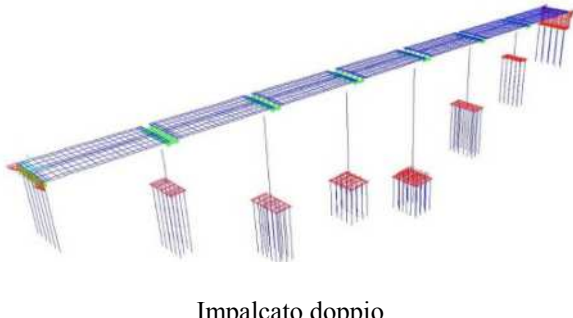
4. CASI STUDIO

Con i criteri di modellazione ed analisi appena presentati, sono stati analizzati 4 viadotti, che per differenti configurazioni geometriche dei nodi possono essere ritenuti rappresentativi di gran parte del patrimonio di viadotti esistenti in semplice appoggio in calcestruzzo armato.

Su tutti è stato simulato quindi il processo di trasformazione dello schema statico da SSB a vari tipi di IAB di seguito esposti.

La tabella nella pagina seguente mostra le 4 opere analizzate attraverso una foto e un'immagine del modello FEM corredata dai principali dati dimensionali.

Tabella 1 – Foto dei quattro viadotti analizzati e immagini dei relativi modelli FEM elaborati

FOTO DEL PONTE	IMMAGINE MODELLO FEM
	 <p data-bbox="970 640 1358 667">3 campate: $40.3+40.3+40.3=120.9\text{m}$</p>
	 <p data-bbox="999 949 1326 976">4 campate di circa 30m. 118m</p>
	 <p data-bbox="935 1279 1394 1305">3 campate di 44m+16m*2 sulle pile=168m</p>
	 <p data-bbox="1066 1637 1262 1664">Impalcato doppio</p> <p data-bbox="927 1666 1401 1693">7 campate da 44m+4m*6 sulle pile = 333m</p>

5. ANALISI PARAMETRICHE EFFETTUATE

Con l'obiettivo ambizioso di generalizzazione dei risultati sono state effettuate analisi di tipo parametrico volte ad individuare alcuni andamenti tipici. Pertanto sono state considerate 7 differenti tipologie di terreno, e 3 schemi statici post intervento oltre allo schema statico dello stato di fatto.

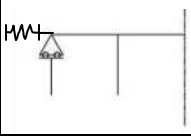
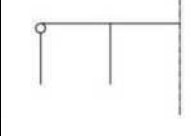
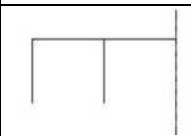
Per la caratterizzazione dei terreni si è fatto riferimento a dati presenti nella letteratura.

Per quanto attiene i possibili schemi statici post intervento è importante specificare che si può decidere di realizzare nodi in grado di trasferire solo forze tra sovrastruttura e sottostrutture, oppure forze e momenti flettenti, come anche anticipato nel primo paragrafo. La tabella riportata in seguito mostra gli schemi statici considerati e ne specifica la nomenclatura adottata. Si noti innanzitutto lo schema statico SIAB (Semi Integral Abutment Bridge), unico caso in cui si

prevede la permanenza di appoggi, di tipo scorrevole in direzione longitudinale, solo sulle spalle. In tale schema si prevede la realizzazione di un diaframma di testa all'impalcato (end screen wall), che collegato alla eventuale soletta di transizione, elimina il giunto all'estradosso impalcato, spostandolo alla sede degli appoggi, dove esso non rappresenta un potenziale problema.

Il diaframma di testa si fa capo dell'interazione terreno struttura senza trasferire però forze (o momenti) alla spalla a suo sostegno. Nel panorama mondiale degli IABs, questo schema risulta tra i più adottati nel caso del recupero dei ponti esistenti. Gli schemi FIAB e FIAB2 (da Full Integral Abutment Bridge), eliminando tutti gli appoggi, coinvolgono anche le spalle nel trasferimento delle forze al terreno, il primo trasferendo momenti alla spalla, il secondo no.

Tabella 2 – Schemi statici considerati nelle analisi

Tipo di connessione Sovrastuttura /Sottostruttura		Connessione impalcato-pile	
		Connessione rigida	
Connessione impalcato-spalla	Appoggi scorrevoli	SIAB	
	Cerniere fisse	FIAB 2	
	Connessione rigida	FIAB	

Pertanto, allo scopo di indagare le prestazioni sismiche dei ponti esistenti a seguito dell'intervento di trasformazione negli schemi IAB mostrati, sono state effettuate analisi sismiche considerando le tre componenti dell'azione sismica, X longitudinale, Y trasversale e Z verticale, secondo i metodi previsti dalle attuali norme NTC 2008.

La tabella che segue mostra il quadro dei parametri utilizzati nelle analisi parametriche, da cui si evince che sono state considerate ben 112 differenti combinazioni o modelli, con oneri computazionali importanti e grandi quantità di dati da gestire.

Tabella 3 – Parametri considerati nelle analisi

N°	Parametro	Descrizione			
1	Azioni sismiche	SismaX	SismaY	SismaZ	
2	Condizioni di terreno	Argilla Soffice, Media e Compatta	Sabbia Sciolta, Media e Addensata	Suolo Rigido	
3	Schemi Statici	SSB	SIAB	FIAB	FIAB2

5.1. Metodo di analisi adottato

Un primo passo fondamentale per la comprensione del comportamento dinamico delle strutture prima e dopo l'intervento di solidarizzazione simulato, è sicuramente rappresentato dall'analisi modale, effettuata su tutti i modelli e che ha permesso di estrapolare i periodi propri e le masse eccitate negli stessi. Data però la forte diversità dei modi del

SSB rispetto a quelle degli IABs, non è stato possibile estrapolare confronti significativi in quanto le masse eccitate risultano molto differenti. Nei SSB ogni campata risulta dinamicamente indipendente in direzione longitudinale, pertanto ognuna ha la sua frequenza di oscillazione con massa eccitata fondamentalmente pari alla massa della campata stessa più quella della pila a cui è connessa. In senso trasversale invece sono le pile ad essere indipendenti l'una dall'altra. Negli schemi IAB invece l'impalcato reso continuo viene eccitato con tutta la sua massa in alcuni modi, decisamente più importanti nei confronti della risposta globale.

A seguito delle analisi modali sono state effettuate analisi con spettro di risposta adottando gli spettri di norma allo SLC senza l'applicazione di un fattore di struttura (che al massimo potrebbe risultare pari a 1,5), e considerando la collocazione geografica reale (provincia di Potenza), tra le zone a maggior rischio sismico in scala nazionale. Le azioni considerate sono dunque molto gravose.

Non sono state adottate analisi di tipo non lineare in quanto le Push Over classiche non sono applicabili a ponti a più gradi di libertà e irregolari come risultano tutti i viadotti a seguito dell'intervento. Un'alternativa sarebbe l'analisi push over multi modale, oppure la dinamica non lineare, entrambe però troppo onerose con riguardo alle analisi parametriche ipotizzate.

6. PRINCIPALI RISULTATI DELLE ANALISI

Il metodo di intervento proposto conferisce iperstaticità, e anche più robustezza, ma implica al contempo un irrigidimento globale, che potrebbe aumentare le azioni sismiche sulle strutture.

Le immagini che seguono mostrano qualitativamente cosa implica il cambio di schema statico.

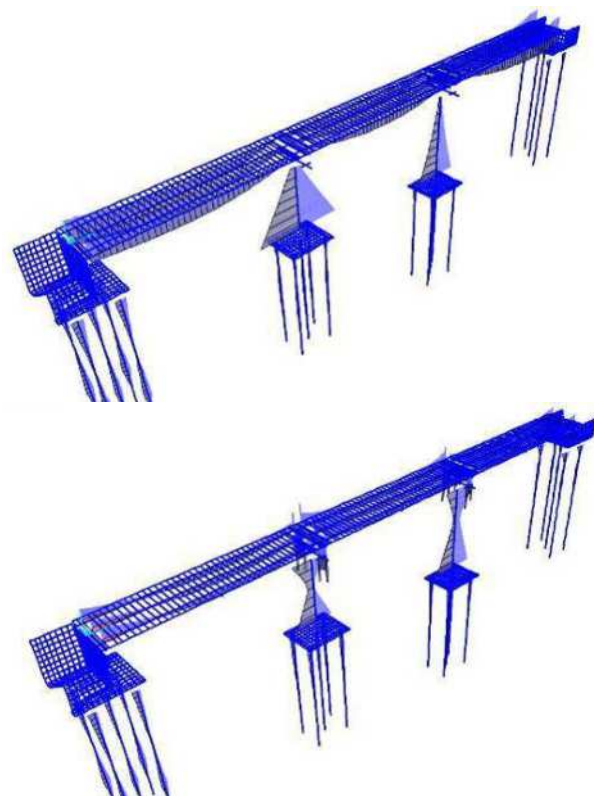


Figura 9 – Involuppo momenti flettenti longitudinali sismici (nella stessa scala) sul viadotto Serrone sullo schema statico iniziale (SSB in alto) e sullo schema statico finale (FIAB in basso)

Dall'involuppo delle combinazioni sismiche mostrato (Fig. 9) si vince come in direzione longitudinale la trasformazione implichi fondamentale una redistribuzione delle azioni flettenti nelle pile, interessando maggiormente anche la parte alta delle stesse, che generalmente offre larghe riserve di resistenza. La nascita invece di momenti flettenti negativi sull'impalcato può e deve essere gestita attraverso opportune armature nella nuova soletta in fase di intervento.

In direzione trasversale invece le pile continuano a lavorare fondamentale a sbalzo, ma le azioni alla base delle stesse negli schemi statici IAB post intervento risultano generalmente inferiori a quelle pre intervento. Questo ovviamente avviene a scapito delle spalle, che in entrambe le

direzioni dell'azione sismica sono chiamate ad assorbire forze ben più importanti rispetto a quelle relative allo stato di fatto.

Al fine di quantificare i benefici ottenibili attraverso gli interventi di solidarizzazione proposti sono state effettuate verifiche di resistenza in regime di pressoflessione deviata su alcune sezioni critiche (base e testa pile, base spalle), e i relativi coefficienti di sicurezza risultanti sono stati riportati nei grafici che seguono ponte per ponte, facendo riferimento alle sole condizioni di terreno estreme rappresentate dall'argilla soffice e dalla sabbia addensata. Il coefficiente di sicurezza è espresso quale rapporto tra Domanda e Capacità pertanto se inferiore a 1 indica sicurezza, se superiore a 1 potenziale pericolo.

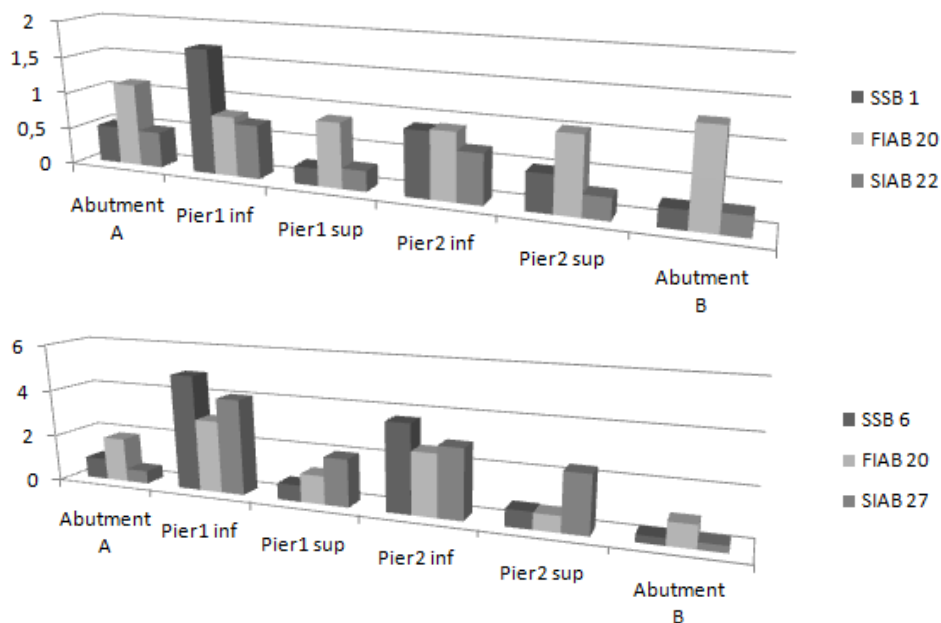


Fig. 10 Grafico Coefficienti di Sicurezza sul viadotto SERRONE. Confronto tra schemi statici su argilla soffice (alto) e sabbia addensata (basso).

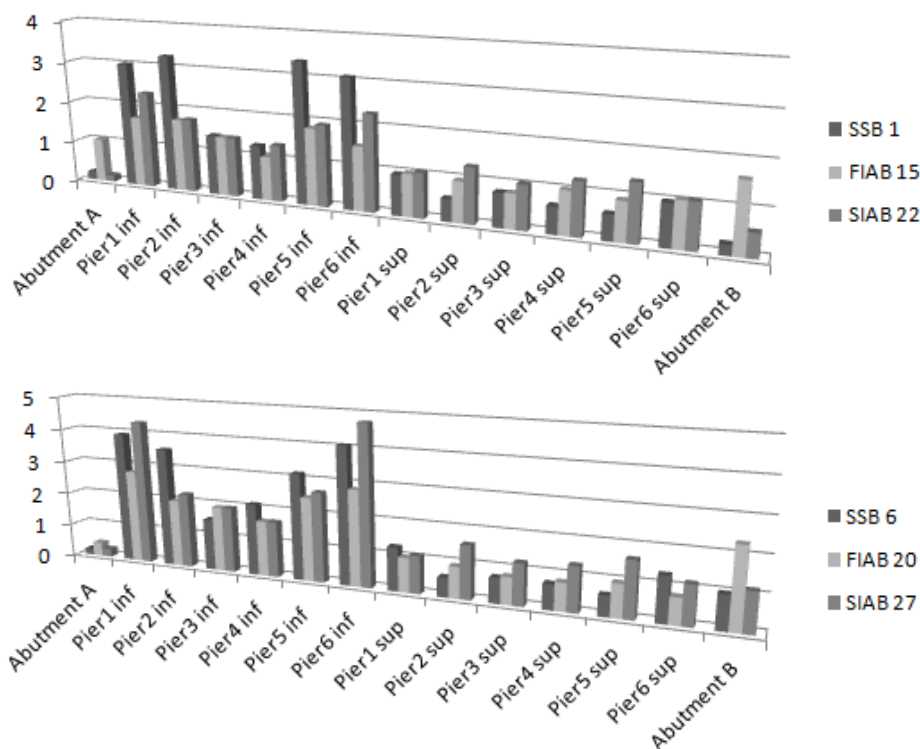


Fig. 11 Grafico Coefficienti di Sicurezza sul viadotto PROLLA. Confronto tra schemi statici su argilla soffice (alto) e sabbia addensata (basso).

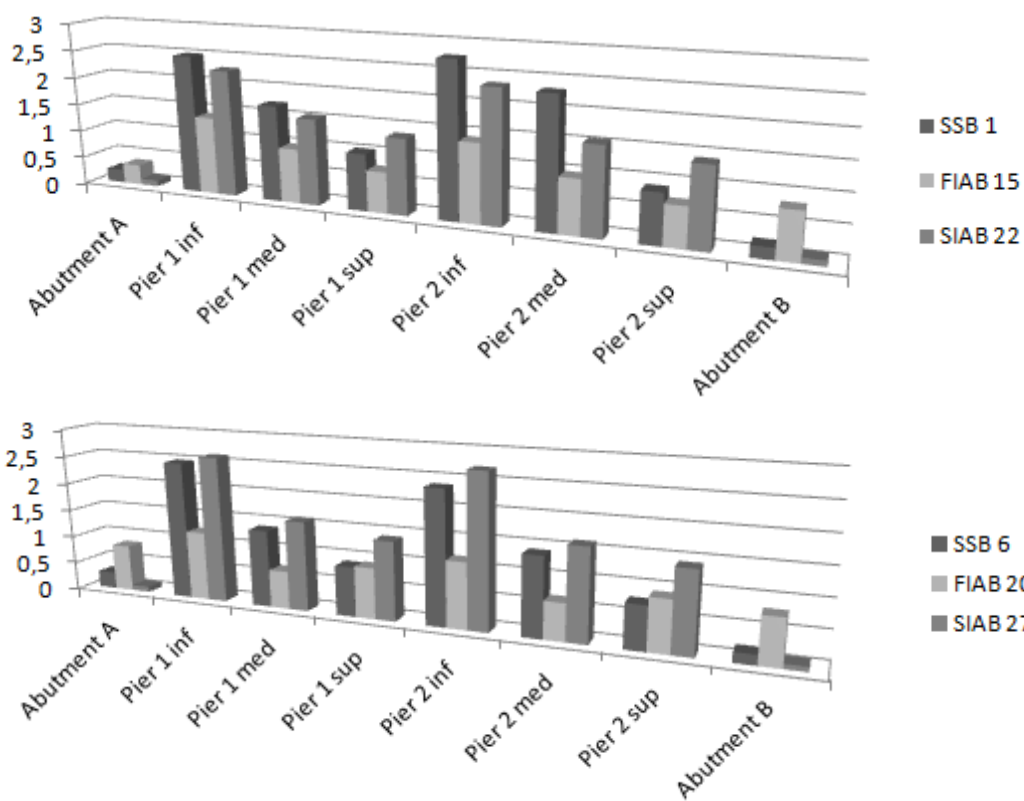


Fig. 12 Grafico Coefficienti di Sicurezza sul viadotto LE CARRE. Confronto tra schemi statici su argilla soffice (alto) e sabbia addensata (basso).

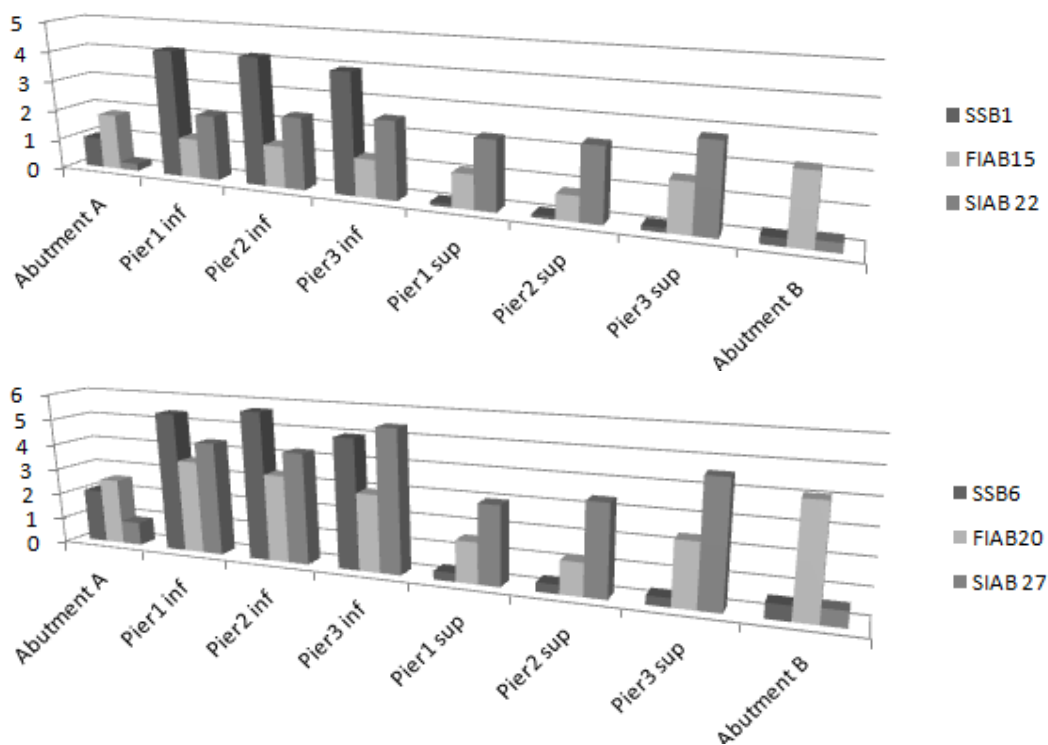


Fig. 13 Grafico Coefficienti di Sicurezza sul viadotto VARCO. Confronto tra schemi statici su argilla soffice (alto) e sabbia addensata (basso).

I grafici mostrati, che riportano il confronto degli schemi statici su un fissato tipo di terreno, evidenziano chiaramente come il passaggio dallo schema in semplice appoggio SSB allo schema totalmente integrale FIAB, implichi generalmente un'importante riduzione della vulnerabilità totale della struttura (identificata dal più grande coefficiente di sicurezza riscontrato su tutti gli elementi). Ovviamente la redistribuzione delle azioni che ne deriva sposta il problema sulle spalle, che risultano molto più sollecitate e che pertanto spesso necessitano di specifici interventi di rinforzo.

Per il viadotto Serrone, dal grafico di confronto degli schemi statici (Fig. 10) emerge che nel caso di terreno deformabile (argilla soffice), pur aumentando i coefficienti di sicurezza riscontrati in sommità delle pile, il FIAB risulta essere sempre verificato a meno delle spalle dove si raggiunge un picco massimo del coefficiente di sicurezza pari a 1,25 circa, mentre il SSB non verifica una pila con un coefficiente di circa 1,7. Lo stesso andamento si ritrova nel caso di terreno rigido (sabbia addensata) dove però i coefficienti di sicurezza risultano molto maggiori. In definitiva comunque si può affermare che il cambio di schema statico indipendentemente dal tipo di terreno porti ad un miglioramento sismico del ponte. Infatti il massimo coefficiente di sicurezza in SSB è sempre superiore a quello in FIAB. Inoltre in base alle considerazioni fatte sullo spettro utilizzato (con il coefficiente di sicurezza che in base alla normativa potrebbe essere abbattuto di 1,5, valore massimo di q), si può anche affermare che, in caso di terreno soffice, tale trasformazione possa comportare un completo adeguamento sismico del ponte, e non solo un miglioramento.

Il viadotto Prolla manifesta comportamenti simili (Fig. 11), infatti a seguito del cambio di schema statico in FIAB si evidenziano problemi sulle spalle, sebbene meno evidenti rispetto al caso precedente. In definitiva comunque si può affermare che il cambio di schema statico in FIAB, indipendentemente dal tipo di terreno, porta ad un netto miglioramento sismico. Infatti il massimo coefficiente di sicurezza in SSB è superiore a quello in FIAB di circa il 50%.

Per il viadotto Le Carre, dal grafico di confronto degli schemi statici (Fig. 12) si evince chiaramente come il passaggio da SSB a FIAB, pur avendo considerato azioni superiori alle richieste, comporti quasi un adeguamento della struttura in entrambi i casi di terreno, senza rilevare problemi sui sistemi di spalle.

Infine, anche per il viadotto Varco (Fig. 13), si può affermare che il cambio di schema statico in FIAB, indipendentemente dal tipo di terreno, porta ad un miglioramento sismico. Infatti il massimo coefficiente di sicurezza del SSB è sempre superiore a quello del FIAB di circa il 35% sulla sabbia, e tale differenza sale al 50% sull'argilla.

La trasformazione in SIAB, che invece non aggrava le spalle in direzione longitudinale, pur risultando spesso conveniente nei confronti delle azioni termiche, sembra offrire minori vantaggi rispetto alle azioni sismiche qui considerate, risultando in alcuni casi (viadotti Prolla e Le Carre su sabbia addensata) addirittura peggiorativa.

Molti altri tipi di grafici sono stati elaborati, mostrando ad esempio sul singolo modello tutti i coefficienti di sicurezza per singola azione sismica, e identificando dunque una sorta di distribuzione della vulnerabilità nella struttura. Altri grafici inoltre vedono sul singolo schema statico il confronto dei terreni, evidenziando come spesso la condizione di sabbie addensate risulti molto più critica rispetto alla condizione di argille soffici.

7. CONCLUSIONI

Questo lavoro mostra come i concetti dei ponti integrali possano rappresentare una soluzione intelligente anche nel settore del recupero dei ponti, sia dal punto di vista sismico, che ovviamente dal punto di vista della gestione della manutenzione dei ponti esistenti.

E' stato mostrato come la trasformazione da SSB a FIAB può ridurre sensibilmente la vulnerabilità delle opere.

Attualmente lo sviluppo dei ponti integrali in Italia risulta ancora molto limitato, rispetto sia al resto d'Europa ma soprattutto rispetto all'America settentrionale, che ne fa ormai largo utilizzo nel nuovo costruito, e sempre più anche nel recupero dell'esistente.

L'assenza totale di qualsiasi riferimento normativo o in generale di documenti tecnici di riferimento, rappresenta una forte limitazione. Pertanto si spera questo lavoro possa offrire un contributo concreto in un'ottica di una maggiore diffusione della conoscenza riguardo questa filosofia progettuale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] FARAJI, S., TING, J.M., CROVO, D.S. and ERNST, H. (2001) - Nonlinear analysis of integral bridges: finite-element model. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127, 5, 454-461.
- [2] CLOUGH, G.W. and DUNCAN, J.M., (1991) - Earth pressures. In *Foundation engineering handbook, 2nd edition*. Fang, H. Y. New York, NY, Van Nostrand Reinhold.
- [3] DICLELI, M. and ERHAN, S., (2008) - Effect of soil and substructure properties on live-load distribution in integral abutment bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 13, 5, 527-539.
- [4] AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, (2000) Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design. In *API Recommended Practice 21st edition*, Northwest Washington, D.C. 20005-4070

GIUNTI PLASTICI ECOSOSTENIBILI PER TAMPONATURE SISMORESISTENTI

Marco Vailati¹, Antonio Caluisi², Giorgio Monti¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Sapienza Università di Roma - Facoltà di Architettura Valle Giulia, via Gramsci 53, 00197 Roma.

² Probe! S.r.l., via G.B. de Rossi 13, 00161 Roma - www.probeitalia.com

SOMMARIO

I terremoti occorsi nei territori a sismicità medio-elevata hanno evidenziato, senza eccezioni, che la prevenzione del rischio indotto dal collasso degli elementi non strutturali è cruciale per la salvaguardia delle vite umane. Studi su questo argomento hanno mostrato che le pareti di tamponatura esterna o di ripartizione interna realizzate con mattoni di laterizio o blocchi lapidei e giunti di malta, quando sottoposte ad azioni nel piano, forniscono un contributo in termini di rigidità e resistenza affatto trascurabile, diventando a tutti gli effetti parte integrante del sistema strutturale preposto a portare le azioni orizzontali. Le pareti subiscono anche azioni fuori dal piano che possono indurre il ribaltamento, con conseguente elevato rischio per la salvaguardia delle vite umane. Per garantire un adeguato livello di sicurezza, le normative più avanzate obbligano ad eseguire le verifiche anche degli elementi non strutturali. Nel presente lavoro si affronta la questione da un punto di vista tecnologico, proponendo un sistema costruttivo innovativo per le pareti di tamponatura, in cui i tradizionali blocchi di laterizio sono collegati fra di loro, piuttosto che da strati di malta, mediante giunti in plastica derivata dal riciclo di materiali di scarto. Il sistema costruttivo è stato ampiamente sperimentato in laboratorio su elementi semplici e assemblaggi, per azioni sia nel piano sia fuori di esso. Tali studi sperimentali e teorici hanno confermato che il sistema proposto possiede caratteristiche di rigidità, resistenza e duttilità tali da renderlo un'efficace soluzione ai problemi sopra evidenziati.

ENVIRONMENTALLY-FRIENDLY JOINTS FOR SEISMIC RESISTANT INFILL PANELS

SUMMARY

Earthquakes in medium-high seismic risk areas have highlighted that prevention against collapse of non-structural elements is crucial for human life safety. Many studies on this topic have shown that external or internal infill panels, made of either natural or artificial bricks and mortar joints, when subjected to in-plane forces, give a contribution in terms of stiffness and strength that is not negligible, thus becoming part of the resisting structural system. Panels are also subjected to overturning, induced by the forces orthogonal to their plane; this collapse mode can represent a high risk to human life safety. Therefore, buildings can ensure an adequate safety level only if non-structural elements are accounted for in the seismic verifications; this implies to design the infill walls against in-plane and out-of-plane collapse. In this paper the issue is coped with from a technological standpoint, by proposing an innovative construction system for infill panels, where the traditional blocks are linked between them, rather than with mortar layers, with joints made from recycled plastic. They are endowed with hollow teeth to permit their insertion into the blocks holes. The innovative system was largely tested on both simple elements and assemblages, for in-plane and out-of-plane forces. Such experimental tests and theoretical studies have demonstrated that the proposed system has stiffness, strength and deformation capability that make it an effective solution to the above issues.

1. INTRODUZIONE

Gli eventi sismici che ciclicamente interessano il nostro territorio hanno nel tempo sensibilizzato la comunità scientifica sulle problematiche riguardanti la vulnerabilità degli elementi non strutturali. La letteratura sull'argomento si è così venuta ad intensificare e i molti contributi offerti hanno permesso di diffondere in ambito professionale la necessità di controllare gli effetti del sisma anche sugli elementi non strutturali. Tali studi hanno infatti evidenziato che le pareti di tamponatura sottoposte ad azioni nel piano forniscono un

contributo non trascurabile in termini di rigidità e resistenza [1], [2], diventando a tutti gli effetti un elemento resistente, in parallelo al sistema strutturale principale, che collabora a portare le azioni orizzontali. Anche per azioni dirette ortogonalmente al piano, le tamponature manifestano nella gran parte dei casi un'elevata vulnerabilità [3]. Qualora l'interazione tra pannello di muratura e telaio di cls armato non fosse trascurabile, il suo contributo va tenuto esplicitamente in conto nella modellazione del comportamento del sistema resistente alle azioni orizzontali.

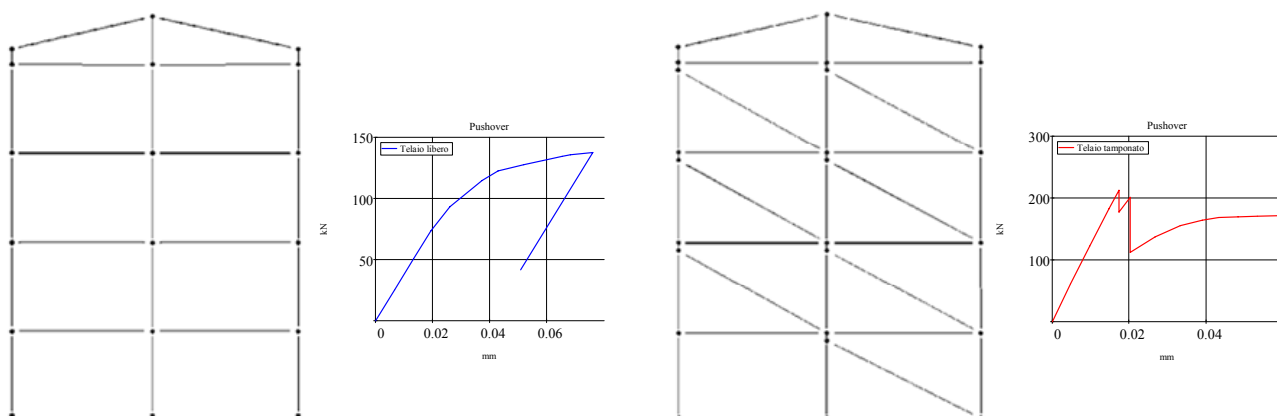


Figura 1 – Modello piano di telaio. A sx senza le tamponature, a dx con bielle equivalenti per la simulazione dell'interazione tra pannelli murari e telai

In caso contrario si potrebbero manifestare meccanismi di collasso parziali dell'intelaiatura di cls armato o addirittura meccanismi di piano soffice che interessano porzioni più estese del fabbricato. Le simulazioni numeriche condotte su semplici modelli non lineari a plasticità concentrata, riportate nelle due immagini di Figura 1, mostrano l'evidente differenza nel comportamento strutturale di un telaio con e senza tamponature [4].

Per il modello a bielle equivalenti risulta infatti:

- un incremento della rigidità elastica;
- un decremento piuttosto pronunciato di rigidità e resistenza (dente di sega) prima del raggiungimento dello spostamento ultimo.

Come ben visibile nella curva di capacità del telaio tamponato di Figura 1, può anche verificarsi il collasso fragile del pilastro, ancora in fase elastica, a causa dell'incremento di taglio prodotto dalla componente orizzontale della forza di compressione che si sviluppa nella biella all'interno della muratura; questo evento pregiudica notevolmente le capacità deformative della struttura e può innescare collassi parziali pericolosi per la salvaguardia di vite umane.

Le simulazioni dell'interazione telaio/tamponature e lo studio del fenomeno sugli edifici danneggiati dal sisma, dimostrano che le pareti soffrono di un difetto comune a molte tipologie: l'elevata rigidità. Nel caso di terremoti di forte intensità, quelli cioè legati a periodi di ritorno più lunghi, la domanda in spostamento risulta troppo elevata per le capacità deformative delle comuni tamponature ed il più delle volte questo deficit si manifesta nel piano della tamponatura, con le caratteristiche lesioni "ad X", o fuori di esso con l'espulsione parziale o totale della muratura.

Perché non tentare allora di risolvere il problema seguendo un approccio diametralmente opposto? Non già rigidità, bensì flessibilità!

Questa lettura non convenzionale del problema ha consentito di sviluppare un innovativo sistema costruttivo per la realizzazione di pareti di tamponatura esterne e di partizione interne, in grado di conferire alle pareti grandi capacità deformative e assenza di interazione con il telaio che le "ospita".

2. FLESSIBILITÀ E RESILIENZA

È utile osservare come nel corso della storia, l'uomo abbia spesso attinto al suo passato scientifico per riproporre in chiave moderna soluzioni efficaci a problemi correnti.

Colpisce in proposito la lettura di un saggio, pubblicato nella rivista *An American Architecture* [5], del grande architetto americano F.L. Wright: "We solved the problem of the menace of the quake by concluding that rigidity couldn't be the answer, and that flexibility and resiliency must be the answer...Why fight the quake? Why not sympathize with it and outwit it?"

Come non accorgersi che la lettura del problema è la medesima? Solo la tecnologia per poterlo risolvere si è evoluta.

Questa breve riflessione, vecchia di 80 anni ma attualissima, contiene uno dei principi fondanti dei moderni corsi di ingegneria sismica, che suggerisce come rispondere efficacemente alla vulnerabilità delle tamponature soggette agli effetti devastanti del terremoto.

L'idea chiave della tecnologia proposta risiede nel sistema di connessione tra i blocchi di laterizio, costituito da giunti in plastica riciclata termoformata, montati a secco.

Poiché il terremoto agisce sulla struttura imponendo degli spostamenti, mentre i blocchi di laterizio sono sostanzialmente indeformabili, si è guardato al sistema parete come un insieme di blocchi separati da "carrelli" che potessero realizzare piani di scorrimento preferenziali dove concentrare le deformazioni.

In questo modo la meccanica del sistema resistente viene modificata; la parete si comporta infatti come un sistema in serie costituito da blocchi rigidi, i laterizi, e da molle elastiche a bassa rigidità, i giunti di plastica.

Questi giunti orizzontali, disposti all'interfaccia tra i blocchi in sostituzione di quelli tradizionali in malta, diventano così luogo di concentrazione delle deformazioni, mantenendo in perfetto stato di operatività i blocchi di laterizio, che in questo modo si trovano a scorrere nei due versi.

Adottando il moderno linguaggio della progettazione strutturale, si potrebbe affermare che l'approccio perseguito nella soluzione del problema è di tipo capacitivo, ossia si è evitato il collasso degli elementi fragili, i laterizi, aumentando la duttilità degli elementi deformabili, i giunti.

3. CARATTERISTICHE DEI GIUNTI PLASTICI

I giunti sono realizzati con materiale plastico di riciclo, cui sono aggiunte altre componenti che conferiscono alla parete importanti proprietà, oltre a quelle necessarie al rispetto dei requisiti previsti dalle norme sismiche. La produzione avviene secondo un processo industriale controllato che garantisce la stabilità delle proprietà fisico-meccaniche di ogni singolo pezzo.

Il giunto è costituito da un piano orizzontale di dimensioni 300x258 dello spessore di circa 2 mm, su cui sono estrusi, nelle due direzioni opposte, dei denti cavi opportunamente termoformati per consentirne l'inserimento nei fori dei blocchi di laterizio. In figura 2 si riporta una rappresentazione grafica del giunto e delle due fila di tavelle, queste ultime rappresentate con tratto discontinuo.

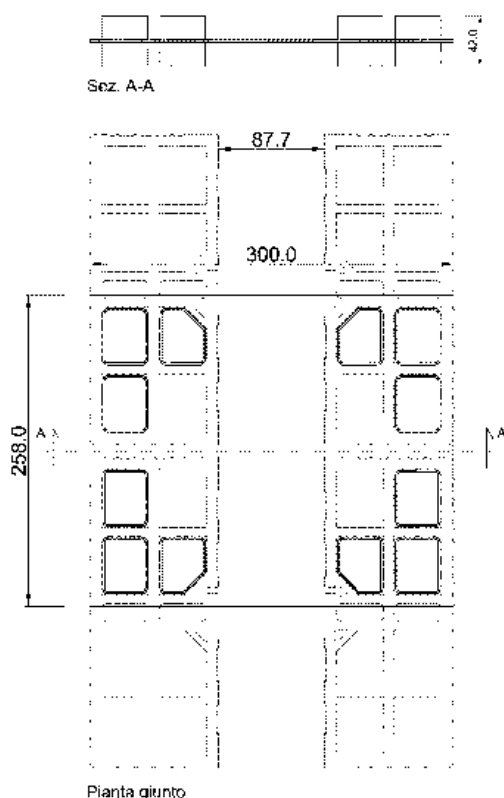


Figura 2 – Geometria del giunto in plastica riciclata

Come accennato, i requisiti prestazionali sono a carattere multidisciplinare. Pertanto le dimensioni in pianta del giunto sono il risultato di studi rispondenti anche ad esigenze diverse da quelle strettamente antisismiche; il doppio allineamento di blocchi, come ancor meglio evidenziato in Figura 3, consente di conferire alla parete le necessarie proprietà termiche, tra l'altro modulabili sfruttando la possibilità di inserire elementi isolanti nella camera d'aria interposta tra i blocchi.

La figura citata offre una visione tridimensionale del sistema costruttivo, evidenziando le componenti di base, giunti e blocchi.

L'ingranamento tra blocchi e giunti e lo sfalsamento in direzione orizzontale di quest'ultimo, posto simmetricamente in corrispondenza del giunto verticale tra tavelle, permette anche di procedere in sicurezza al montaggio della parete nelle fasi transitorie; la rigidità così conferita al sistema non è comunque tale da compromettere il comportamento dinamico del telaio in cui è inserita la tamponatura. Essa infatti non interagisce con l'ossatura in cls armato e pertanto le sue proprietà dinamiche non vengono alterate durante lo scuotimento causato dal moto sismico.

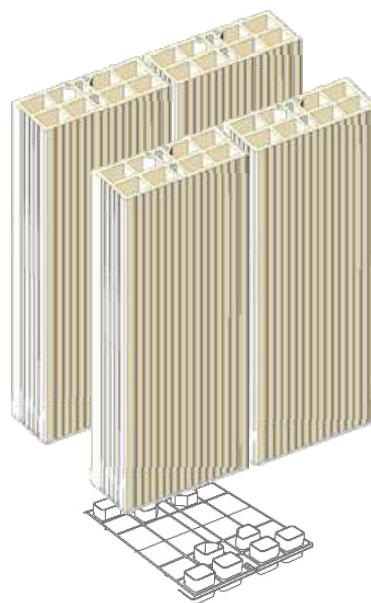


Figura 3 – Un tratto di parete realizzata con giunti plastici. Si noti la disposizione simmetrica in corrispondenza del giunto verticale

4. EFFICIENZA DELLA TECNOLOGIA

Oltre ad essere progettato per fornire alla parete la necessaria capacità nei confronti delle azioni orizzontali, il giunto possiede ulteriori interessanti proprietà, delle quali gran parte sono il risultato di un opportuno mix design di materiali:

- È autoestinguente: evita pertanto problemi connessi alla propagazione di un eventuale incendio;
- Il montaggio a secco dei giunti plastici riduce in maniera considerevole i tempi necessari alla realizzazione delle tamponature, eliminando non solo quelli strettamente necessari alla mescola dell'impasto e alla realizzazione dei piani di posa dei blocchi, ma anche quelli indispensabili alla presa della malta;
- Il processo di montaggio è anche reversibile; la parete, ad esempio, può essere riposizionata in un altro punto del fabbricato per mutate esigenze distributive, limitando le demolizioni ai soli strati di intonaco. Il resto delle componenti sono tutte perfettamente riutilizzabili;
- Poiché realizzati con materiale plastico di scarto, al termine del proprio ciclo vitale, il giunto può essere utilizzato nuovamente per la produzione di nuovi manufatti, diventando di fatto un prodotto ad emissione di CO₂ prossima a zero. Infatti l'inquinamento lungo l'intera filiera "from cradle to grave", misurato dal più diffuso indicatore di sostenibilità ambientale, la carbon footprint [6], risente positivamente sia del processo di produzione con materiale riciclato, sia del suo riutilizzo a fine vita nel ciclo del rinnovabile. A queste categorie d'impatto certamente più incisive, si aggiungono altre minori: peso ridotto e minor incidenza del trasporto, eliminazione dell'acqua nel processo di produzione e realizzazione della parete;
- Integrabilità degli impianti mediante la canalizzazione verticale offerta dalle cavità dei laterizi, disposti con asse longitudinale ortogonale ai solai;
- Miglioramento delle prestazioni estive della parete nei luoghi in cui l'irradianza $I > 290 \text{ W/m}^2$ [7]. In questo caso si può infatti ricorrere a griglie di aerazione alle estremità della parete, che producono una ventilazione naturale all'interno della tamponatura. Tale accorgimento consente di riportare i valori di sfasamento e attenuazione a quelli ottimali per garantire il benessere termogrometrico degli ambienti [8].

5. PROVE SPERIMENTALI

Sono suddivise per tipologia e finalità in tre set: il primo consiste in prove di trazione su campioni di PP per la caratterizzazione meccanica del materiale; il secondo è diviso in due sottogruppi di prove di taglio sui giunti disposti in serie per lo studio del legame Forza-Spostamento locale; il terzo da prove di taglio e ribaltamento su macro pareti in scala 1:1, per lo studio del comportamento globale.

5.1 Set 1: prove sul materiale

Le prove di trazione sono state effettuate su campioni di materiale estratti dai giunti finiti. Le dimensioni dei provini, in mm, sono riportate nell'immagine seguente.

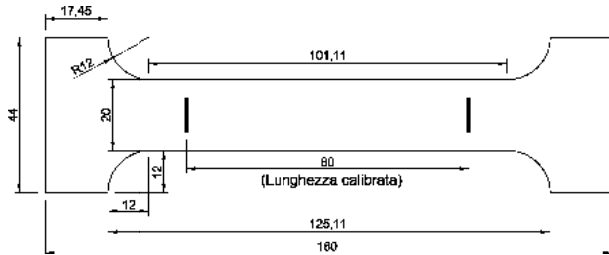


Figura 4 – Geometria dei provini utilizzati nelle prove di trazione

La macchina di prova utilizzata è la medesima con cui nel laboratorio si eseguono le prove di trazione su barre metalliche da carpenteria.

5.2 Set 2: prove sui giunti di plastica

Si compone di due sottogruppi, il primo costituito da due prove su una tripletta di blocchi di laterizio, il secondo su triplette in cui i laterizi sono sostituiti con piatti di alluminio di spessore opportuno.

Il secondo subset di prove si è reso necessario dopo le evidenze sperimentali emerse nel primo; queste hanno infatti evidenziato la rottura differita del laterizio nei punti di contatto con la dentatura dei giunti e pertanto la legge Forza-Spostamento del giunto è risultata alterata dal cedimento delle pareti delle tavole.

L'interesse per la valutazione della risposta del giunto, indipendentemente dalle caratteristiche del laterizio, ha comportato l'adozione di elementi le cui caratteristiche non incidessero sul comportamento globale del sistema in serie. Da qui l'operazione di sostituzione dei blocchi con piatti di alluminio lavorati al tornio in modo da riprodurre i fori del laterizio e consentire l'ingranamento dei giunti al pari dei laterizi.

Il sistema di prova del subset 1 è composto da una tripletta di tavole con interposti i giunti di plastica e da un attuatore applicato nella coppia centrale di blocchi.

Profili metallici piatti, infine, simulano la componente di compressione nel piano ortogonale, esercitata nella realtà dai blocchi disposti in sequenza uno su l'altro; la coppia di serraggio applicata alle 4 viti è controllata con chiave dinamometrica e tale da conferire un livello di compressione corrispondente alla posizione del primo filare.

I vincoli esterni sono applicati alle due coppie di tavole laterali in modo tale da impedire la traslazione nella direzione verticale; tale spostamento è pertanto reso possibile solo nella parte centrale in cui è applicato anche un trasduttore in spostamento. Un secondo trasduttore misura la deformabilità della carpenteria metallica su sono montati i laterizi (Fig. 5).

Nel subset 2 la macchina di prova è configurata nello stesso modo, ma i blocchi di laterizio sono sostituiti con 4 piatti di alluminio dello spessore 25 mm (Fig. 6).

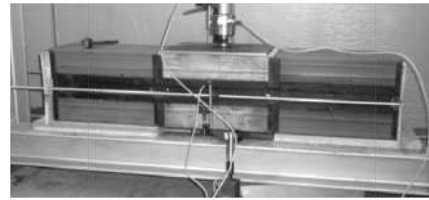


Figura 5 – Macchina di prova utilizzata nel subset 1



Figura 6 – Macchina di prova utilizzata nel subset 2

5.3 Set 3: prove su macro pareti scala 1:1

L'ultima parte della sperimentazione ha riguardato campioni di tamponatura sottoposti a prove di taglio e ribaltamento. Il primo è costituito da una tamponatura in scala 1:1, realizzata all'interno di un telaio in acciaio articolato con cerniere ai quattro angoli, provvisto di una diagonale che consente di riprodurre lo spostamento relativo subito dalla muratura in condizioni sismiche. La prova è resa ancor più realistica dall'inserimento di una finestra completa di alloggiamento per l'avvolgibile (Fig. 7).



Figura 7 – Campione di tamponatura confinata per la prova di taglio

A differenza delle altre prove, non sono previsti sistemi di misura digitali per la registrazione delle grandezze di controllo del comportamento del sistema telaio+tamponatura. Le valutazioni riguardo gli esiti della prova sono fatte sulla base di macrorilievi visivi e strumentali riguardanti le condizioni dei blocchi, lo scorrimento dei giunti, il drift di piano, poiché, in questa prima fase di test della tecnologia, non si ritiene importante eseguire in continuo la misura delle grandezze rilevanti. L'esito del test si ritiene positivo quando, assegnato un drift corrispondente ad uno spostamento allo SLV o SLC, la tamponatura presenti limitati segni di danneggiamento che non ne pregiudicano la stabilità. All'atto pratico, ciò si traduce in assenza di rotture dei blocchi, fuori piano della parete, rotture dei giunti di plastica (quindi scorrimenti concentrati in uno o più allineamenti orizzontali e verticali). Una seconda prova di compressione diagonale (Fig. 8) ed una di ribaltamento (Fig. 9) completano i test in programma.

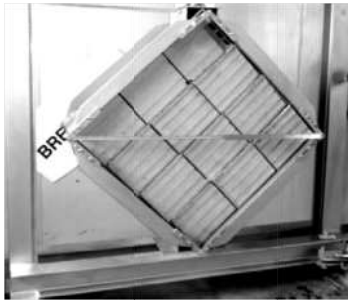


Figura 8 – Prova di compressione diagonale



Figura 9 – Prova di ribaltamento della parete finita

6 MATERIALI

Il materiale principale utilizzato nella fabbricazione del giunto è ricavato da materiale plastico di riciclo. Durante la fusione del materiale granulare è aggiunto un secondo componente che ne migliora le proprietà elastiche e post-elastiche.

Tabella 1 – Proprietà fisico-meccaniche del materiale adottato

Proprietà	Unità di misura	Valori indicativi
Peso specifico	kN/m ³	9
Modulo elastico E	MPa	1400
Tensione di snervamento	MPa	28
All. a snervamento	%	6
Allungamento a rottura	%	>50

Di particolare interesse potrà risultare un confronto tra le proprietà del materiale principale e quelle risultate dalla miscela con il componente secondario. Si rimanda per i dettagli alla lettura dei risultati ottenuti nelle prove di trazione contenute al par. 7.1.

7 RISULTATI DELLE PROVE

I risultati dei test sono esposti secondo l'ordine adottato nell'introduzione del programma di prove. Ogni set contiene grafici e tabelle esplicative, accompagnati da commenti che ne evidenzino peculiarità e analogie con gli altri set di prove.

7.1 Set 1

Le prove a trazione uniaxiale sono state condotte su 4 provini (Fig. 4). L'esito dei test è riportato nelle tabelle seguenti.

Tabella 2 – Rilievo geometrico dei provini e carico di rottura (F_U)

Proprietà	Lunghezza iniziale (mm)	Lunghezza finale (mm)	Carico di rottura (N)
Provino 1	35	54	720
Provino 2	35	54	720
Provino 3	35	52	710
Provino 4	35	55	700

Tabella 3 – Grandezze meccaniche rilevate nelle prove di trazione

	Def. a snervamento ϵ_v (%)	Def. a rottura ϵ_u (%)	Tensione di snervamento F_y (MPa)	E (MPa)
Provino 1	4,6	54	18,0	391,3
Provino 2	4,6	54	18,0	391,3
Provino 3	4,5	52	17,7	394,5
Provino 4	4,6	55	17,5	380,4

Le prove evidenziano un comportamento di tipo elasto-plastico, del tutto simile a quello ideale cui viene ricondotto il comportamento dell'acciaio da carpenteria metallica: elastico nel tratto iniziale, fino al raggiungimento di una soglia di resistenza oltre la quale si osserva un comportamento sostanzialmente plastico, con grande duttilità.

Confrontando i dati di tabella 3 con quelli della scheda tecnica di tabella 1 al par. 6, si può notare un netto calo della rigidità ed una riduzione piuttosto pronunciata della soglia di snervamento. Le soglie di deformazione rimangono invece piuttosto simili a quelle del materiale primario, anche se ϵ_v si attesta su valori più bassi. È ragionevole pensare che le differenze emerse sono riconducibili alla miscela del componente principale con uno secondario, omesso per ragioni di brevetto, per migliorarne le prestazioni non solo in ambito sismico.

7.2 Set 2, subset 1 e 2

Nel subset 1 sono previste due prove, una a rottura su una tripletta di blocchi per la determinazione della capacità ultima in spostamento, ed una ciclica su una seconda tripletta, organizzata in quattro step, ognuno composto di tre cicli con spostamento target funzione di quello ultimo stimato nella prova a rottura. Si definiscono, pertanto, i seguenti limiti:

- per lo step 1, $d_1 = 0,25 \cdot d_u$;
- per lo step 2, $d_2 = 0,50 \cdot d_u$;
- per lo step 3, $d_3 = 0,75 \cdot d_u$;
- per lo step 4, $d_4 = 1,00 \cdot d_u$.

Nel seguito sono riportati i legami sperimentali F/d per le due prove, corredati di una tabella di sintesi delle grandezze meccaniche principali, consistenti in: deformazione al limite elastico (d_y), deformazione ultima (d_u), deformazione residua allo scarico (d_{res}), forza di snervamento (F_y), forza ultima (F_u), rigidità elastica (K_e). I parametri d_y e K_e sono valutati nel tratto successivo quello di assestamento, contrassegnato da una coppia di simboli riportati nelle figure e tabelle.

Nei risultati delle prove cicliche alcune delle grandezze potranno essere omesse in virtù della scarsa o assente evidenza sperimentale.

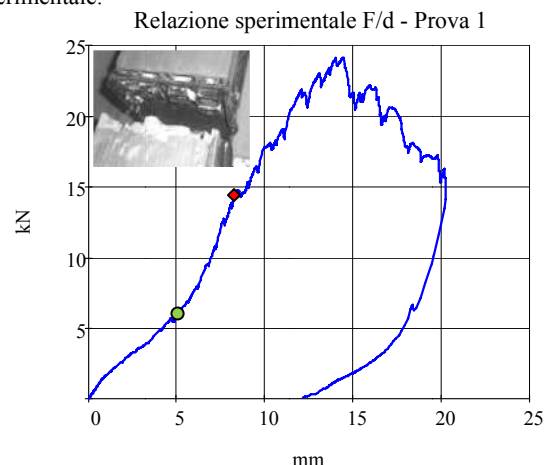


Figura 10 – Comportamento a rottura del primo campione di prova. In alto a sx un particolare del danneggiamento dei blocchi

Tabella 4 – Grandezze meccaniche principali afferenti la prova a rottura sul primo campione (Fig. 10)

	d_y (mm) \blacklozenge	d_u (mm)	d_{res} (mm)	F_y (kN)	F_u (kN)	K_e (kN/mm) \blacklozenge
Prova 1	8,50	20,0	10,5	15,0	23,0	3,2

La prova a rottura riportata in Figura 10 mostra una fase di assestamento iniziale caratterizzata da una bassa rigidezza, dovuta al parziale coinvolgimento dei denti del giunto, seguita da una fase di ingranamento a rigidezza crescente, in cui il carico si ripartisce gradualmente su tutti i dentelli, per essere infine seguita da una fase plastica con softening, nella quale sono raggiunti spostamenti considerevoli, fino alla rottura del provino. Dal punto contrassegnato dal rombo rosso, si può notare un decremento di forza e rigidezza dovuto al progressivo collasso delle pareti delle tavelle (Fig. 10).

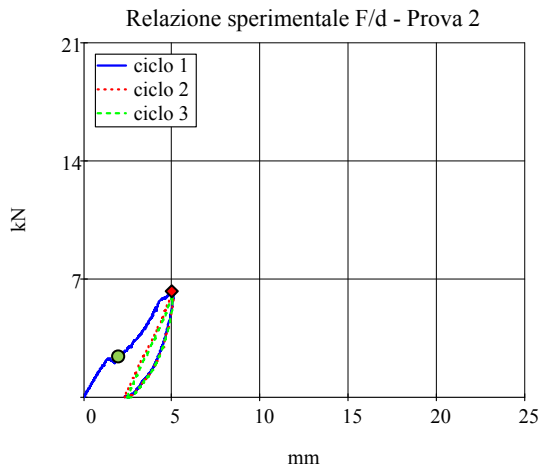


Figura 11 – Comportamento ciclico del secondo campione per uno spostamento target pari al 25% d_u

Tabella 5 – Grandezze meccaniche principali afferenti le prove cicliche della fase 1 (campione 2, Fig. 11)

	d_y (mm)	d_u (mm)	d_{res} (mm)	F_y (kN)	F_u (kN)	K_e (kN/mm) \blacklozenge
Ciclo 1	-	-	2,3	-	-	1,75
Ciclo 2	-	-	2,5	-	-	2,34
Ciclo 3	-	-	2,5	-	-	2,40

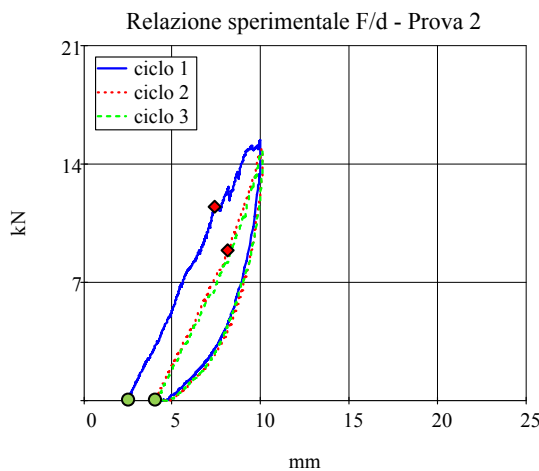


Figura 12 – Comportamento ciclico del secondo campione per uno spostamento target pari al 50% d_u

Tabella 6 – Grandezze meccaniche principali afferenti le prove cicliche della fase 2 (campione 2, Fig. 12)

	d_y (mm) \blacklozenge	d_u (mm)	d_{res} (mm)	F_y (kN)	F_u (kN)	K_e (kN/mm) \blacklozenge
Ciclo 1	7,5	-	4,0	11,5	-	2,21
Ciclo 2	-	-	4,3	-	-	2,24
Ciclo 3	-	-	4,4	-	-	2,75

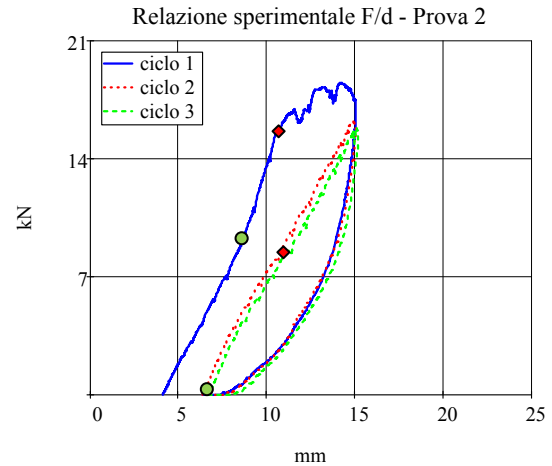


Figura 13 – Comportamento ciclico del secondo campione per uno spostamento target pari al 75% d_u

Tabella 7 – Grandezze meccaniche principali afferenti le prove cicliche della fase 1 (campione 2, Fig. 13)

	d_y (mm) \blacklozenge	d_u (mm)	d_{res} (mm)	F_y (kN)	F_u (kN)	K_e (kN/mm) \blacklozenge
Ciclo 1	10,4	-	6,3	15,4	-	2,98
Ciclo 2	-	-	6,7	-	-	1,92
Ciclo 3	-	-	7,5	-	-	1,90

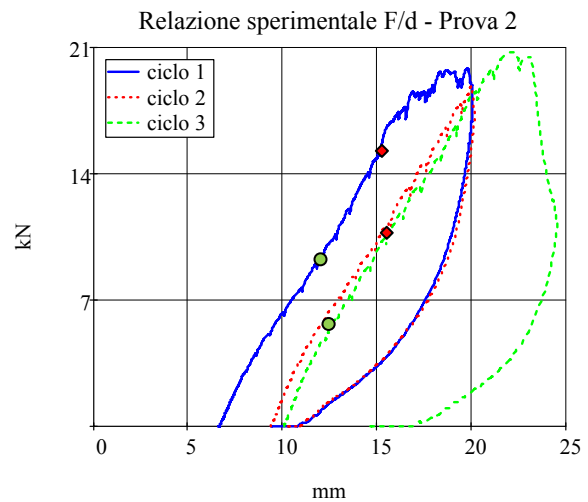


Figura 14 – Comportamento ciclico del secondo campione per uno spostamento target pari al 100% d_u

Tabella 8 – Grandezze meccaniche principali afferenti le prove cicliche della fase 1 (campione 2, Fig. 14)

	d_y (mm) \blacklozenge	d_u (mm)	d_{res} (mm)	F_y (kN)	F_u (kN)	K_e (kN/mm) \blacklozenge
Ciclo 1	15,6	20,0	9,4	16,7	19,8	1,90
Ciclo 2	-	20,0	10,1	-	18,5	1,70
Ciclo 3	-	22,0	14,4	-	20,6	1,70

In tabella 9 si riporta una sintesi dei valori di forza e rigidezza calcolati nelle quattro fasi, per ognuno dei tre cicli.

Tabella 9 – Sintesi dei carichi orizzontali e delle rigidezze calcolati nelle prove del set2, subset 1

d_t (%)	Ciclo	d_t (mm)	F_t (kN)	K_e (kN/mm)
25	1°	5	6,5	1,75
	2°		6,5	2,34
	3°		6,5	2,40
50	1°	10	15,0	2,21
	2°		15,0	2,24
	3°		15,0	2,75
75	1°	15	18,0	2,98
	2°		16,0	1,92
	3°		16,0	1,90
100	1°	20	19,8	1,90
	2°		18,5	1,70
	3°		20,6	1,70

Come esposto nel programma di prove, al subset 1 ne è seguito un secondo con l'obiettivo di escludere dai risultati sperimentali ottenuti nelle prove su triplette esposte in precedenza, l'influenza del danneggiamento e successivo collasso incrementale delle tavole (Fig. 10). Si espongono a tal fine, nel seguito del paragrafo, le risultanze sperimentali condotte sul subset 2. Le tre prove rappresentate in Figura 15 mostrano un comportamento molto simile a quanto già riscontrato nelle prove con laterizi; infatti anche in questo caso sono perfettamente riconoscibili le tre fasi che caratterizzano l'andamento della curva sperimentale. L'unica differenza è nel ramo di softening, a partire dal punto contrassegnato con il rombo rosso, in cui il decremento di rigidezza è continuo. Non si osservano infatti i tratti discontinui della curva di Figura 10, riconducibili al cedimento in più punti delle pareti dei laterizi.

Significative riflessioni possono poi essere tratte anche dall'analisi dei risultati ottenuti nelle prove cicliche (Figg. 11-14). Si osservi in proposito l'andamento del primo ciclo di carico per tutte e quattro le fasi. È immediato constatare che indipendentemente dal spostamento target, il sistema in serie giunto-tavola ha necessità di un assestamento delle posizioni relative denti-fori, prima di fornire la massima capacità resistente. Inoltre, più è esteso il tratto in cui avvengono i cedimenti dei blocchi, quanto più i cicli successivi riducono la propria escursione plastica. Constatato, quindi, che una parte dello scorrimento relativo tra i blocchi risulta necessario per il completo ingranamento dei denti e che uno snervamento apprezzabile si manifesta per uno spostamento target pari ad almeno il 50% di quello ultimo, si può concludere che lo stato limite di esercizio (SLE) per il giunto sia pari a 10 mm, mentre lo stato limite ultimo (SLU) sia pari a 20 mm.

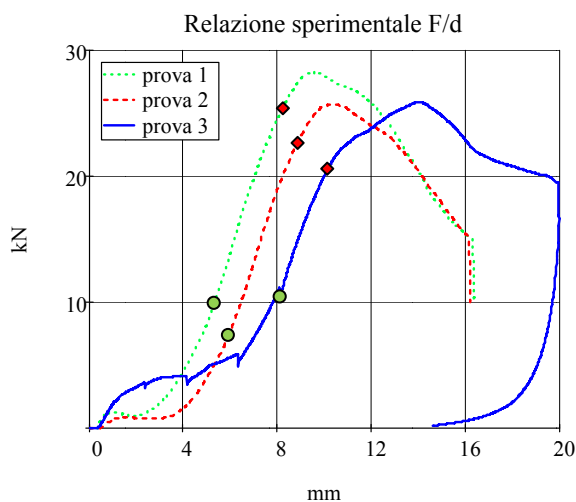


Figura 15 – Legame Forza/Spostamento per le prove del subset 2

Tabella 10 – Grandezze meccaniche principali afferenti le prove a rottura dei tre provini di Fig. 15

	d_y ♦ (mm)	d_u (mm)	d_{res} (mm)	F_y (kN)	F_u (kN)	K_e ● ♦ (kN/mm)
Prova 1	8,2	16,4	-	25,3	28,2	5,2
Prova 2	9,0	16,2	-	23,4	25,7	5,2
Prova 3	10,5	20,0	14,4	21,6	25,9	4,6

7.3 Set 3

Il programma di prove si è concluso con i test su campioni in scala reale. Per le prove di taglio su pannello, il drift imposto alla tamponatura è stato di 10 cm, pari a circa il 3% dell'altezza di interpiano. Praticamente assenti i rilievi sulla tamponatura a deformazione ultimata necessari per constatare il danno, poiché su nessun elemento, giunti di plastica o tavole di laterizio, sono stati rilevati danneggiamenti, neanche minimi (Fig. 16).



Figura 16 – A sx, scorrimento dei giunti tra i blocchi. A dx, rotazione dei blocchi alla base della tamponatura

Osservando la deformata dei blocchi (Fig. 16) si può ragionevolmente supporre che lo spostamento imposto alla parete si manifesti non solo nello scorrimento dei giunti orizzontali, ma anche in corrispondenza di quelli verticali, questi ultimi legati alla rotazione dei blocchi posti alla base.



Figura 18 – Prova di compressione diagonale

La prova di compressione diagonale è stata invece condotta fino alla rottura dei blocchi, evidenziando coerenza nell'entità degli spostamenti dei giunti con quelli ottenuti nelle prove su tripletta (Figg. 10, 15).

Nelle prove di ribaltamento, infine, effettuate per valutare il comportamento nei confronti delle azioni fuori dal piano, la parete è stata ruotata di 90°, ponendola in orizzontale, come mostrato in Figura 19. In tal modo si simula l'effetto di un'accelerazione indotta dal terremoto sul pannello di tamponatura pari ad 1g, per la quale possono essere considerate sostanzialmente soddisfatte le verifiche su tutto il territorio nazionale. Al termine della prova, il pannello non presenta alcun segno visibile di danno e rimane perfettamente funzionale, confermando di essere dotato di adeguata capacità, sia nei confronti delle azioni nel piano sia rispetto a quelle agenti fuori dal piano.



Figura 19 – Prova di ribaltamento

8 INDICAZIONI PROGETTUALI PER LA VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ NEL PIANO

L'attuale normativa non prevede la verifica nel piano della tamponatura per azioni allo SLV o SLC, ma solo per quelle allo SLD [9], [10]. Il livello di sicurezza di un fabbricato non può tuttavia essere espressione della capacità dei soli elementi strutturali, come a dire che la vulnerabilità sia concentrata esclusivamente in essi. Si rifletta in proposito sull'incidenza del numero di vittime provocate dal collasso di tamponature rispetto a quello totale.

La sicurezza strutturale deve invece essere stimata misurando tutte le fonti di vulnerabilità presenti in un fabbricato, intendendo con esse quegli elementi che possono rappresentare un rischio per la vita umana.

Alla luce dell'importanza che la prevenzione del collasso di questa componente non strutturale ricopre nella sicurezza degli edifici, sia esistenti che nuovi, è auspicabile che in una futura revisione della norma, le verifiche delle tamponature possano comprendere anche quelle per azioni allo SLU.

Pertanto oltre a proporre una sintesi delle verifiche allo SLD, si riportano nel seguito le indicazioni progettuali necessarie ad eseguire le verifiche anche per lo SLU.

8.1 Verifiche agli SLD e SLU

Perché la verifica allo stato limite di danno (SLD) sia soddisfatta, va rispettata la limitazione imposta al § 7.3.7.2 della NTC-08, relativa a tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano, per effetto della loro deformabilità intrinseca:

In cui: δ drift interpiano del telaio in cui è contenuta la tamponatura; h altezza interpiano del telaio in cui è contenuta la tamponatura.

Per definire una limitazione relativa allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), anche se non richiesta dalla NTC-08, ma auspicabile se si vuole conferire al fabbricato nel suo complesso un adeguato livello di sicurezza, si ipotizza un fattore di comportamento $q = 4$, che equivale a imporre che:

Con un'altezza interpiano di 3 m ed ipotizzando, come osservato nelle prove sperimentali, che lo scorrimento si distribuisca uniformemente sull'altezza della tamponatura sui 5 letti di giunti (Fig. 7), si ha che le limitazioni equivalgono, rispettivamente a 3 mm e 12 mm. Entrambi i valori sono largamente inferiori ai limiti di capacità determinati sperimentalmente e proposti come soglie limite al par. 7.2.

9 CONCLUSIONI

Si è presentata una soluzione tecnologica innovativa per la realizzazione di pareti di tamponatura sismoresistenti tramite giunti in plastica riciclata termoformati. L'ampio programma di prove evidenzia le potenzialità della tecnologia applicata al contenimento del danno di pareti di tamponatura, sia per azioni nel piano sia per quelle dirette fuori dal piano.

Il comportamento sotto carico di giunti e pannelli a scala reale, ha confermato le ipotesi iniziali sulla notevole capacità in scorrimento delle tamponature con giunti in plastica, che sono state portate a livelli di deformazione molto più elevati di quelli generalmente sperimentati nel corso di eventi sismici.

Le deformate assunte dai blocchi nelle prove di carico nel piano della parete effettuate nel set 3 sembrano evidenziare un meccanismo resistente accoppiato di scorrimento tra giunti sia orizzontale sia verticale. Ciò potrebbe comportare un minor scorrimento del giunto orizzontale ma introdurre una componente ortogonale allo stesso, non contemplata in questo programma di prove. Programmi di ricerca futuri approfondiranno, tra gli altri, anche aspetti legati a stati di sollecitazione biassiali e alla definizione di indicazioni progettuali per la valutazione della capacità fuori dal piano.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Brokken, S. Bertero, V. V. (1981) – Studies on effects of infills in seismic resistant RC construction. *Report UCB/EERC*, 81-12 University of California, Berkeley
- [2] Fardis, M. N. Panagiotakos, T. B. (1998) – Seismic response and design of masonry infilled reinforced concrete buildings. *Structural Engineering World Congress*, San Francisco
- [3] Abrams, D. P. Angel, R. Uzarski, J. (1996) – Out of plane Strength of Unreinforced Masonry Infill Panels. *Earthquake Spectra*, 12 (4): 825-844
- [4] Vailati, M. (2004) – Contenuti dell'ordinanza n.3274 in materia di costruzioni antisismiche, risvolti applicativi e confronti con altre normative. *Tesi di master di II livello, Università degli Studi di Roma III*, 80.
- [5] Kaufmann, E. (1955) – An American Architecture. *Horizon press*, E. Kaufmann, 268, New York.
- [6] ISO/TS 14067 (2013) - Greenhouse gases. Carbon footprint of products. Requirements and guidelines for quantification and communication.
- [7] DLgs 311 (2006). Disposizioni correttive ed integrative al decreto legislativo 19 agosto 2005, n. 192, recante attuazione della direttiva 2002/91/CE, relativa al rendimento energetico nell'edilizia. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 1 febbraio 2007*
- [8] UNI EN ISO 13786 (2008) - Thermal performance of building components. Dynamic thermal characteristics. Calculation method.
- [9] DM 14 Gennaio 2008 – Nuove norme tecniche per le costruzioni. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 4 febbraio 2008*
- [10] Circolare n. 617 C.S.LL.PP. (2009) – Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. *Supplemento ordinario n. 27 alla Gazzetta Ufficiale 26 febbraio 2009*