

SEISMIC CAPACITY OF CORRODED RC BUILDINGS

Capacità sismica di edifici in calcestruzzo armato corrosi

A. Bossio¹, G. P. Lignola¹, A. Prota¹, G. Manfredi¹

¹ *Department of Structures for Engineering and Architecture, University “Federico II”, Naples, Italy*

ABSTRACT: Reinforced concrete buildings were built from about a century. Innovative materials and technologies are used to provide them with new and fundamental structural properties. The seismic capacity is one of the most important, both for safety and economic aspects. Nowadays materials and design experience allow building structures able to safely resist to severe earthquakes. However, degradation of structural elements occurs because of corrosion and seismic capacity reduces as corrosion penetration increases. To understand the seismic behavior of corroded reinforced concrete structures, some simulations and several push over analyses were performed according to a parametric program by considering the variability of corrosion attack (one or more sides of elements) and the variability of cross section loss of bars. Global seismic behavior was compared to global seismic behavior of non corroded structures. This represents a crucial step both in the assessment of the seismic vulnerability and to design structural retrofit of corroded buildings. / Le strutture in calcestruzzo armato sono costruite da circa un secolo. Materiali e tecnologie innovative sono utilizzati al fine di conferire loro nuovi e fondamentali proprietà strutturali. La capacità sismica è una delle più importanti, sia da un punto di vista strutturale che economico. Oggigiorno, i materiali e l'esperienza progettuale consentono di costruire strutture in grado di resistere in maniera sicura anche a terremoti di elevata magnitudo. Comunque, il degrado degli elementi strutturali a causa della corrosione, riduce la capacità sismica all'aumentare della penetrazione dell'attacco corrosivo. Al fine di poter comprendere il comportamento sismico di strutture in calcestruzzo armato corrose, sono state eseguite alcune simulazioni e diverse analisi push-over secondo un approccio parametrico, considerando la variabilità dell'attacco corrosivo (uno o più lati dell'elemento strutturale) e la variabilità della sezione persa di barra di armatura. Il comportamento sismico globale è stato comparato a quello di una struttura non degradata. Il presente articolo vuole essere uno step cruciale sia in caso di adeguamento sismico sia nella progettazione di interventi di consolidamento di strutture esistenti.

KEYWORDS: Corrosion; reinforced concrete structures; seismic capacity; global seismic behavior / corrosione; strutture in calcestruzzo armato; capacità sismica; comportamento sismico globale.

1 INTRODUZIONE

La corrosione delle strutture in calcestruzzo armato è, ormai, diventata un problema oltre che economico anche strutturale e di sicurezza. Vista la grande diffusione di edifici in calcestruzzo armato, costruiti durante lo scorso secolo, spesso senza alcun riferimento normativo a durabilità e controllo dei materiali, oggi questi sono, per la maggior parte, in avanzato stato di degrado. Di fatti, secondo recenti statistiche [Department of Trade and Industry, (2015), NACE (2009) and US Dept. Tr. (2001)] gli investimenti nel settore edilizio relativi alle strutture esistenti superano notevolmente quelli rivolti alla costruzione di nuovi edifici. Vista, quindi, la diffusa necessità di interventi manutentivi volti alla conservazione e all'eliminazione dei pericoli di distacchi di elementi non strutturali, sembra d'obbligo trovare metodologie e strategie di diagnostica non distruttiva che possano restituire,

agli addetti ai lavori, indicazioni utili, precise, veloci ed economiche al fine poter progettare interventi durevoli mirati all'eliminazione della problematica e valutare la residua capacità sismica. In condizioni non statiche, il problema della corrosione, e tutto quanto ne consegue, si sposta dalla possibilità di crollo di parti non strutturali a una possibile crisi di elementi strutturali che può condurre a crolli dell'edificio, o parte di esso. In riferimento a strutture di nuova costruzione, la comprensione del processo di corrosione è fondamentale affinché si possano progettare strutture in calcestruzzo armato in grado di soddisfare i requisiti di vita utile e di capacità sismica anche quando l'azione del tempo e degli agenti aggressivi avrà compromesso in parte le caratteristiche dei materiali. In tale ottica, il presente lavoro è volto alla valutazione del comportamento sismico di un edificio semplice (due piani a due campate in una direzione e una campata nell'altra) mediante simulazione push-over. Al fine di valutare la variazione della capacità sismica, sono stati

considerati diversi livelli di corrosione e differenti estensioni del fenomeno.

2 GEOMETRIA DELL'EDIFICIO E IPOTESI DI BASE

L'edificio oggetto di verifica è a pianta rettangolare e si sviluppa in elevazione per due piani. L'altezza di interpiano è di 3,20 m, per un'altezza complessiva di 6,40 m. L'edificio si presenta dimensioni in pianta di (10,00x5,00) m². La struttura portante, in calcestruzzo armato, è caratterizzata da due telai a due campate di lunghezza 5,00 m disposti lungo la direzione x, e da tre telai in direzione y, costituiti da una campata di lunghezza 5,00 m. I solai laterocementizi sono orditi in direzione y. Le travi e i pilastri sono uguali sia per dimensioni sia per quantità di armature longitudinali e staffe e hanno sezione quadrata, di dimensione (30x30) cm². Geometria e armatura sono relative a campioni di laboratorio dei quali sono note le caratteristiche sia allo stato non degradato sia allo stato degradato. I risultati sperimentali ottenuti, ricavati sui campioni, sono stati utilizzati al fine di controllarne e simularne il comportamento. Gli elementi trave saranno di seguito individuati con la lettera T seguita da un codice numerico di tre cifre, il primo numero è identificativo del livello di piano di appartenenza (1 o 2), mentre gli ultimi due identificano i pilastri sui quali poggia. Gli elementi pilastro sono indicati con la lettera P seguita da un codice formato da due numeri, di cui il primo è identificativo del livello di piano di appartenenza (1 o 2), e l'altro è il suo numero identificativo (Figura 1).

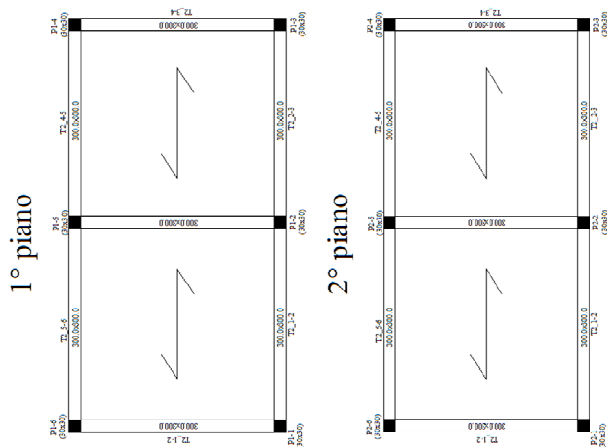


Figure 1. Plans of first and second floors with beams and columns identification label. / Piante del primo e del secondo piano con l'identificazione di travi e pilastri.

Le travi e i pilastri sono armati longitudinalmente con otto barre $\Phi 14$ e staffe $\Phi 10$ con passo 20 cm. Il calcestruzzo ha resistenza cilindrica media, $f_{cm}=22,7$ MPa, modulo elastico, $E_c=31$ GPa, coefficiente di Poisson, $\nu=0,2$ e peso per unità di volume pari a

25 kN/m³, mentre il valore medio della tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{ym}=407$ MPa.

L'interazione terreno-struttura è stata modellata assegnando dei vincoli-incastro alla base dei pilastri al primo livello. Gli impalcati sono stati considerati infinitamente rigidi con altezza della soletta >4 cm (§7.2.6 – D.M. 14/01/2008). L'eccentricità accidentale è stata trascurata e il "Nodo Master" è stato posto nel baricentro geometrico di ogni impalcato, assunto coincidente con il baricentro delle masse. A ogni impalcato sono state assegnate due masse traslazionali e una rotazionale. L'azione sismica, in accordo alle norme vigenti [Ministero delle Infrastrutture D. M. 14/01/2008 – NTC2008], è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Esse sono valutate in relazione al periodo di riferimento, V_R , che si ricava moltiplicando la vita nominale, V_N , per un coefficiente d'uso, C_U , funzione della classe d'uso [§2.4.3 NTC2008]. Nel caso in esame, si assume una $V_N=50$ anni e $C_U=1$, per cui $V_R=50$ anni. Noto il periodo di riferimento, le azioni sismiche di progetto, si definiscono mediante un grafico che riporta lo spettro di accelerazione, $S_a(T)$ in ordinate e lo spettro elastico in termini di accelerazione e di probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento, P_{VR} , in ascisse. Il periodo di ritorno dell'azione sismica, T_R , è, per il caso in esame, 50 anni per lo stato limite di danno e 475 anni per lo stato limite ultimo. È possibile calcolare le forme spettrali a partire dai valori dei parametri: accelerazione orizzontale massima al sito, a_g , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, F_0 e dal periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, T_c^* .

L'azione sismica di riferimento è definita dai parametri a_g , F_0 , T_c^* individuati in funzione del reticolo geografico di riferimento e del periodo di ritorno dell'azione sismica, T_R , definiti in termini di latitudine e longitudine. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle equazioni (3.2.4) del §3.2.3.2.1 NTC2008. Gli spettri elastici dello Stato Limite di Danno (SLD) e dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), sono stati valutati con riferimento a uno smorzamento convenzionale del 5%. La tabella 1 riporta le masse sismiche, M , e i pesi sismici, w , ricavati a valle dell'analisi dei carichi. Inoltre, sono riportati i valori del peso totale, W , e l'area dell'impalcato, A_{imp} .

Table 1. Seismic weight and seismic mass / Pesì e masse sismiche

		1° PIANO		
	W [kN]	A_{imp} [m ²]	w [kN/m ²]	M [t]
Solaio	280,00	346,50	0,81	28,54
Tamponatura	89,90	346,50	0,26	9,16
Pilastri	43,20	346,50	0,12	4,40

Travi	78,75	346,50	0,23	8,03
Totale	491,85	346,50	1,42	50,14
2° PIANO				
	W [kN]	A _{imp} [m ²]	w [kN/m ²]	M [t]
Solaio	280,00	346,50	0,81	28,54
Tamponatura	89,90	346,50	0,26	9,16
Pilastri	43,20	346,50	0,12	4,40
Travi	78,75	346,50	0,23	8,03
Totale	491,85	346,50	1,42	50,14

3 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E IPOTESI DEL MODELLO

Sono state eseguite differenti modellazioni push-over mediante l'ausilio di un codice commerciale. Partendo dalla modellazione della struttura integra sono state poi modellate diverse configurazioni corrose, considerando tre livelli di corrosione. Un primo livello che prevede una corrosione tale da fessurare il copriferro, un secondo livello per un consumo radiale delle barre, $x=1$ mm e un terzo livello per un consumo radiale delle barre, $x=3,5$ mm.

Il modello di cerniera plastica è basato su quello proposto dalle NTC2008, per il quale le inerzie sono considerate non fessurate. Il valore del momento ultimo, M_u , alla fine del tratto di softening, è generalmente considerato come quel valore per il quale si ha una riduzione del 20% del momento massimo, M_{MAX} , e in corrispondenza del quale è chiaramente possibile definire anche la curvatura ultima, ϕ_u . Il legame momento-curvatura è caratterizzato dalla presenza del tratto di softening (Belliazzi et al. 2015), associato al fatto che i legami costitutivi di calcestruzzo, confinato e non, sono caratterizzati anch'essi da un comportamento di questo tipo. La figura 2 riporta il legame momento-rotazione che caratterizza la formazione della cerniera plastica, dove gli intervalli di definizione della fase elastica senza fessurazione, della fase elastica con fessurazione, della fase inelastica post-snervamento e della fase inelastica post-picco sono, rispettivamente, $[(0,0); (\phi_{cr}, M_{cr})]$, $[(\phi_{cr}, M_{cr}); (\phi_y, M_y)]$, $[(\phi_y, M_y); (\phi_{MAX}, M_{MAX})]$ e $[(\phi_{MAX}, M_{MAX}); (\phi_u, M_u)]$.

Le formulazioni di regressione necessarie a calcolare i valori delle rotazioni di snervamento massima e ultima, che associate ai rispettivi momenti consentono di descrivere il legame momento-curvatura della cerniera plastica sono quelle fornite dalle NTC2008. Il legame momento-rotazione è di tipo semplificato che non tiene conto dell'attingimento di un momento massimo e del successivo tratto di softening; inoltre, per il calcolo delle rotazioni di fessurazione, θ_{cr} , e di snervamento, θ_y , sono state utilizzate le equazioni (1) e (2).

$$\theta_{cr} = \frac{\phi_{cr} \cdot L_v}{3} \quad (1)$$

$$\theta_y = \frac{\phi_y \cdot L_v}{3} + 0.0013 \cdot \left(1 - 1.5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2)$$

A ogni cerniera è stato associato un involuppo momento-rotazione di corda. La figura 3 riporta la schematizzazione del legame non lineare utilizzato nelle simulazioni.

Ipotizzando che tra due cerniere, gli elementi siano rigidi con plasticità concentrata, il legame non lineare è stato definito con riferimento alla rotazione di corda e non alla curvatura e tenuto conto del modello di calcolo del software, a ogni valore di rotazione calcolato è necessario sottrarre il valore della rotazione elastica, dovuto alla deformazione flessionale. Pertanto, a ogni elemento pilastro sono state associate quattro cerniere, due alla base e due alla testa, mentre a ogni trave ne sono state associate due, una per ogni estremo. La rotazione di snervamento è stata calcolata in accordo a Panagiotakos e Fardis (2001).

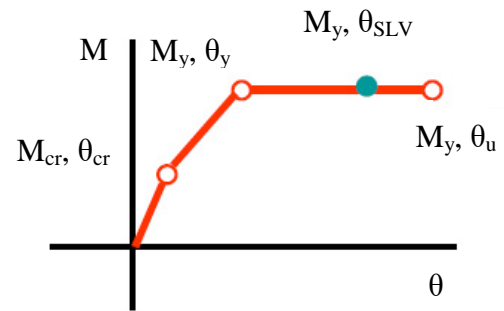


Figure 2. Elastic spectrum of acceleration. / Definizione delle cerniere plastiche.

3.1 Definizione dei livelli di corrosione

Al fine di valutare il livello di corrosione, in termini di consumo di barra in direzione radiale, x , è stata considerata la relazione tra apertura di fessura nel copriferro e volume di ossido prodotto ricavata da Bossio et al. (2013). Ipotizzando, dunque, un valore di apertura della fessura per il quale il copriferro perde le sue capacità resistenti è stato possibile valutare il consumo di barra, x , e, di conseguenza, la perdita di sezione resistente. In generale sono stati definiti tre livelli di corrosione. Un primo livello che prevede un consumo radiale di barra tale da indurre la fessurazione del copriferro. Un secondo livello che prevede il completo spalling del copriferro e un terzo livello che prevede un consumo di barra pari a metà del diametro. Ai fini di una valutazione temporale del consumo di barra si è ipotizzato che la struttura in esame fosse edificata in classe di esposizione ambientale XC4 [UNI EN 206:2006] e un coefficiente di diffusione dell'anidride carbonica $k=6$ mm/anno^{0,5}, ovvero calcestruzzo dotato di buone caratteristiche di compattezza e resistenza.

Ipotizzando, pertanto, una velocità di propagazione media pari a 70 $\mu\text{m}/\text{anno}$, occorrono 26 anni affinché si verifichi il primo livello di corrosione ipotizzato (staffe con perdita di 1 cm radiale e barre poco corrose). Per il secondo livello si ipotizza un consumo radiale di barra longitudinale di 1 cm (40 anni circa) e staffe con diametro residuo di 6 mm, mentre il terzo livello (-50% del diametro delle barre longitudinali) è presumibilmente raggiungibile in circa 75 anni con staffe di diametro pari a 1 mm. In tabella 2 sono riportati i valori del diametro delle barre, Φ_{barre} , e delle staffe, Φ_{staffe} , considerati, sia per la struttura integra, sia per i tre livelli di corrosione e lo stato del copriferro, c_c .

Table 2. Bars and stirrups diameters related to corrosion level / Diametro delle barre e delle staffe in relazione al livello di corrosione

	Φ_{barre} [mm]	Φ_{staffe} [mm]	X_{barre} [μm]	X_{staffe} [μm]	$\Phi_{\text{b corr}}$ [mm]	$\Phi_{\text{s corr}}$ [mm]	c_c [-]
1°	14	10	100	1072	13.7	8	fess.
2°	14	10	1000	1972	12.0	6	espul.
3°	14	10	3500	4472	7.0	1	espul.

4 CONFIGURAZIONI DI CORROSIONE

Sono state considerate tre differenti configurazioni della corrosione: (i) la struttura è corrosa solo lungo una facciata, (ii) sono corrosi tutti gli elementi di tutte le facciate e (iii) sono corrosi tutti gli elementi strutturali. Le figure 3 mostrano l'edificio oggetto delle simulazioni e le configurazioni di corrosione considerate. Per ognuna delle configurazioni considerate, sono state eseguite le modellazioni push-over per i tre livelli di corrosione riportati nel paragrafo 3.1. In riferimento alla prima configurazione (struttura corrosa solo su una facciata – figure 3a), le sezioni dei pilastri interessati dalla corrosione non sono più simmetriche, in particolare le cerniere plastiche che afferiscono a tali pilastri presentano comportamento non simmetrico, considerando quelli che sono gli assi locali degli elementi cui si fa riferimento. In riferimento alla seconda configurazione (struttura corrosa su tutte le facciate – figure 3b), i pilastri P1, P3, P4 e P6, posizionati negli angoli dell'edificio, si presentano corrosi su due lati. In riferimento alla terza configurazione (struttura completamente corrosa – figure 3c), le sezioni degli elementi strutturali costituenti la struttura risultano nuovamente simmetriche lungo le due direzioni principali e quindi è di nuovo simmetrico il comportamento delle cerniere plastiche afferenti a tali sezioni. Le simulazioni push-over sono state eseguite sia in direzione X (positiva e negativa), sia in direzione Y (positiva e negativa).

Le figure 4 mostrano la geometria dei pilastri e delle travi nelle configurazioni di corrosione

considerate. Al primo livello (figura 4a) barre e staffe risultano essere corrose da un solo lato e il copriferro è fessurato, ma continua ad essere considerato efficace nella sezione; al secondo livello (figura 4b) i pilastri d'angolo sono corrosi su due lati, i pilastri in posizione centrale rispetto al telaio sono corrosi da un solo lato, così come le travi, ma il livello di corrosione ha provocato lo spalling del copriferro; al terzo livello (figura 4c) travi e pilastri risultano corrosi da tutti e quattro i lati e il copriferro ha subito lo spalling per tutto il perimetro.

I livelli di corrosione considerati, implicano, quindi, una differente quantità di sezione dei ferri e delle staffe e una differente sezione di calcestruzzo da considerare; in particolare, al secondo livello, a causa dello spalling del copriferro, è necessario computare anche l'eccentricità del carico verticale sui pilastri. Inoltre, anche la geometria del calcestruzzo risulta differente.

Al I livello la sezione del calcestruzzo resta (30x30) cm^2 , al II livello è (27x30) cm^2 per i pilastri centrali e (27x27) cm^2 per i pilastri d'angolo, e al III livello (24x24) cm^2 .

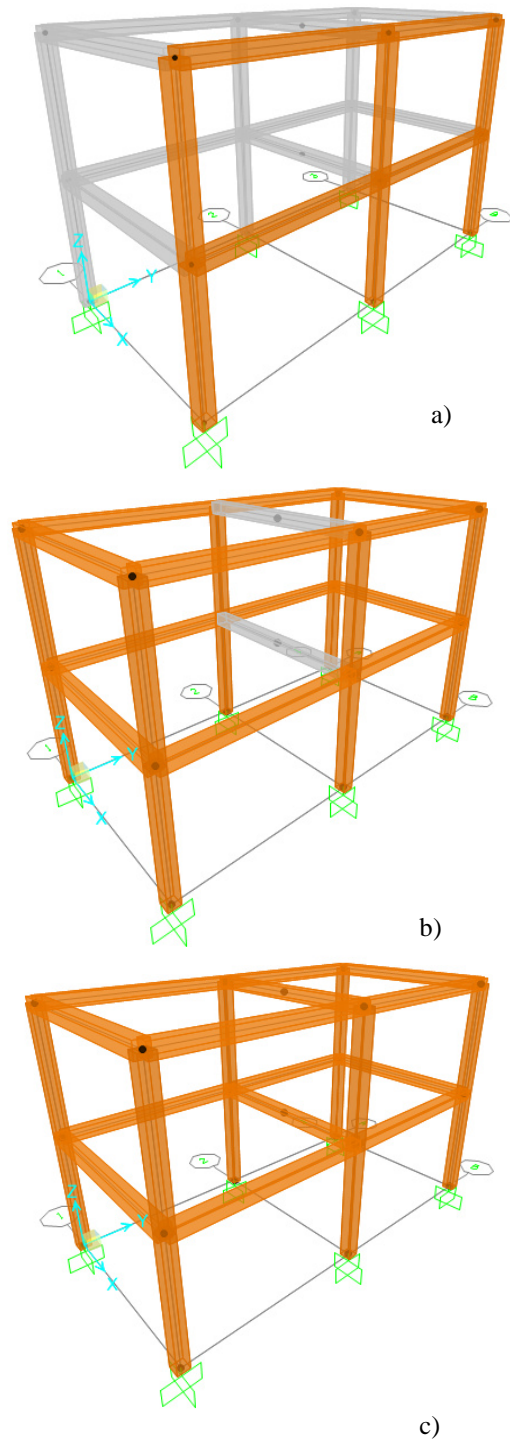


Figure 3. Corrosion configurations: a) 1st configuration, b) 2nd configuration and c) 3rd configuration. / Configurazioni della corrosione: a) I configurazione, b) II configurazione e c) III configurazione.

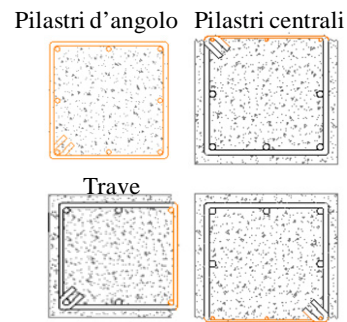
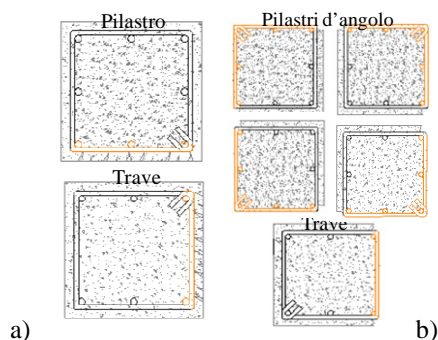


Figure 4. Beams and column corroded geometry: a) 1st level, b) 2nd level and c) 3rd level. / Geometria corrosa di travi e pilastri: a) I livello, b) II livello e c) III livello.

5 ANALISI PUSH-OVER

L'analisi di pushover è un metodo di simulazione proposto dalla normativa sismica per l'analisi statica non lineare di una struttura. È utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche di sistemi dissipativi (comportamento elasto-plastico). Con questo metodo di analisi le azioni sismiche sono modellate come forze statiche che rappresentano la forzante. Il metodo consiste nell'applicare alcune distribuzioni di forze crescenti sulla struttura, in modo da studiare la sua risposta in termini elasto-plastici fino al collasso locale o globale. Tale risposta pertanto, deve essere ottenuta mediante un'analisi non lineare tenendo conto sia degli effetti di non linearità del materiale (formazioni di cerniere plastiche, svergolamenti di elementi compressi, snervamento di elementi in trazione) sia degli effetti di secondo ordine (quindi non linearità di tipo geometrico) qualora esse assumano un valore non trascurabile. La forzante può anche essere costituita da un profilo di spostamenti prestabilito. In questo caso gli spostamenti sono applicati in modo incrementale e monotono, fino a che un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato. Si tratta di un approccio molto innovativo poiché consente analisi di tipo prestazionale delle costruzioni. Costruendo la curva push-over di una struttura è possibile individuare il valore del taglio alla base corrispondente ai diversi stati limite e soprattutto come, quando e quanto si danneggerà la struttura in esame.

Il risultato di un'analisi di push-over è la definizione della curva di capacità della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (D_t) che rappresenta la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna. L'andamento della curva di capacità dipende dalla rigidità k (o flessibilità k^{-1}) del sistema che a loro volta dipendono essenzialmente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari rispettivamente

dello spostamento e della forza applicata al sistema. La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti. Pertanto, la curva di capacità definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica e, quindi, descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente; in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura. Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento di un sistema a n gradi di libertà (MDOF) è così ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema a singolo grado di libertà (SDOF) che può ragionevolmente definirsi equivalente poiché la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF. Per procedere alla trasformazione delle curve di Push-Over (MDOF) in curve di Capacità (SDOF) è necessario eseguire una riduzione omotetica per mezzo del coefficiente di partecipazione modale che nel caso in esame è stato calcolato in maniera semplificata, considerando il primo modo di vibrazione in direzione X e il primo in direzione Y, dato che i modi successivi risultavano essere trascurabili in termini di partecipazione.

Le curve di capacità così ottenute sono state bi-linearizzate, simulando un comportamento elasto-plastico del sistema SDOF, al fine di determinare la rigidezza e, dunque, il periodo dello stesso. Nel caso in esame non avendo la struttura comportamento incrudente le curve di push-over saranno dotate di un asintoto orizzontale, in questo modo non vi è la necessità di adottare particolari criteri per le bi-linearizzazioni delle curve di push-over. In accordo alle NTC2008, il criterio di bi-linearizzazione è caratterizzato dall'imposizione del valore della rigidezza. Si richiede che il tratto elastico intercetti la curva di capacità in corrispondenza del valore $0,60 \cdot F_{bu}$, dove F_{bu} rappresenta il valore massimo attinto dalla forza che sollecita il sistema SDOF.

È evidente dalla definizione stessa di tale bi-linearizzazione che sia sottinteso un comportamento del sistema caratterizzato dal raggiungimento di un valore di picco della forza seguito da un ramo di softening. La bi-linearizzazione della curva di capacità, è stata eseguita come proposto nelle NTC2008. Le curve di capacità, sia in direzione X, sia in direzione Y, dell'edificio integro e delle varie configurazioni corrose sono poi state riportate in uno spazio ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) e confrontate.

6 RISPOSTA GLOBALE DELLA STRUTTURA

Per la struttura integra, le analisi push-over, sia in direzione X, sia in direzione Y, riportate nello spazio ADRS non mostrano particolari criticità.

Considerando il primo e il secondo livello di corrosione, la struttura presenta sempre un comportamento globale con crisi duttile per attingimento dello SLV alla base dei pilastri del telaio centrale tranne che nella III configurazione (tutti gli elementi corrosi). Le travi T1-4-5 e T2-4-5, infatti, vanno in crisi a taglio secondo il modello di Biskinis et. al. [2004], (anche se risultano verificate secondo il modello delle NTC2008) per soli carichi gravitazionali.

Considerando il secondo livello di corrosione (con spalling del copriferro), si nota che il comportamento globale della struttura è qualitativamente uguale a quello del primo livello ma, per il modello alla Biskinis et al., la crisi a taglio intercorre per le travi 3-4, 4-5 e 5-6 (sia al primo sia al secondo piano della struttura), e anche per il modello di verifica delle NTC2008 si registra una mancata verifica delle condizioni a taglio delle travi 4-5 del primo e del secondo piano.

Considerando il terzo livello di corrosione la crisi di tipo fragile interviene quando la struttura viene sollecitata con una forza proporzionale al modo di vibrazione in direzione X^+ per la seconda configurazione. Per la terza configurazione di corrosione, invece, alcun elemento risulta essere soddisfatto a taglio secondo il modello alla Biskinis et al., mentre per le NTC2008, la crisi a taglio interviene sulle travi di primo e di secondo piano (T1 e T2) 3-4, 4-5 e 5-6.

La figura 5 mostra il punto di attingimento della crisi a taglio secondo il modello di verifica alla Biskinis et al. (2004), che nel caso mostrato si verifica per le travi di primo e secondo piano 3-4 e 5-6 quando la forza applicata è in direzione X^+ .

La figura 6, mostra, in uno spazio ADRS, la curva di ADRS domanda, le bi-lineari per l'edificio integro e corroso (secondo livello, terza configurazione) e le relative ADRS capace nel caso in cui le forze sismiche sono considerate spingenti in direzione X^+ .

La figura 7 mostra le curve momento/rotazione delle cerniere plastiche, sia per le sezioni integre, sia in relazione ai livelli di corrosione considerati.

Si nota che, al primo livello, la corrosione ha un'incidenza trascurabile sul comportamento della struttura, mentre al secondo e al terzo livello di corrosione si denota una notevole perdita di resistenza, ma, comunque, una buona duttilità che può condurre a un comportamento sismico accettabile in alcuni casi.

7 CONCLUSIONI

Carbonation and chloride ions attack are the main causes of degradation of reinforced concrete structures. Corrosion of reinforcement in concrete represents the main reason of loss of mechanical and structural capacity of RC structures, because it leads to a reduction of cross section of bars, to a reduction of bond, to concrete cover cracking. As a result, corrosion leads to a reduction structures' safety and reliability. So, corrosion is a real problem needing a special attention from the practitioners of civil engineering.

By performing push-over analyses, the present work analyzes a simple RC building, in order to outline the reduction of seismic capacity due to degradation, sometimes leading to a switch of failure mode to a less desirable one (brittle).

Three different corrosion configurations and three different levels of corrosion penetration were analyzed. At the first level of corrosion, the concrete cover presents a wide range of cracks, at the second level, the concrete cover is spalled out and the cross section of reinforcement is 30% less than in uncorroded structure, at the third level the concrete cover is spalled out, while the reductions of cross section of reinforcements and stirrups are 50% and 90%, respectively.

The most critical result was obtained by considering the third configuration at the third level of corrosion. In this case, all structural elements present a severe degradation of structural elements all along the perimeter of the structure. In fact, in this case, cross section of stirrups is 90% less than in uncorroded case, leading to a brittle collapse of the structure.

The second configuration, at the third level of corrosion, is an interesting case, too. In fact, performing the push-over it can be noticed that a limited ductility failure of perimeteric beams occurs early. By considering the different configurations and the corrosion levels, push-over analyses were performed. Results, in terms of capacity curves, were plotted in a ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) space, so to graphically recognize and determinate the performance point of the structure, as suggested by international codes.

La corrosione delle armature rappresenta la principale forma di degrado nelle strutture realizzate in calcestruzzo armato, causata principalmente da fenomeni di carbonatazione e da attacco da ioni cloruro. Tale fenomeno, causa principale della progressiva perdita delle caratteristiche meccaniche e strutturali di manufatti in calcestruzzo armato, comporta la riduzione della sezione resistente delle armature e la formazione di prodotti di corrosione che portano alla riduzione dell'aderenza con il calcestruzzo, alla comparsa di fessure nel copriferro con conseguente distacco ed evidente effetto sulla

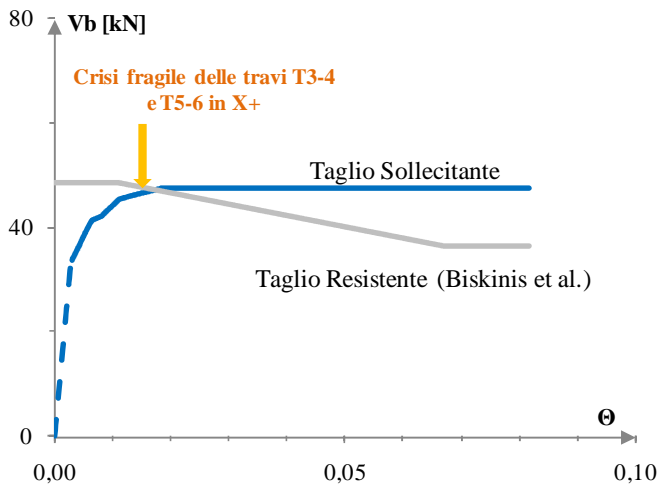


Figure 5. Shear failure according to Biskinis et al. (2004) / Crisi a taglio secondo il modello di Biskinis et al. (2004)

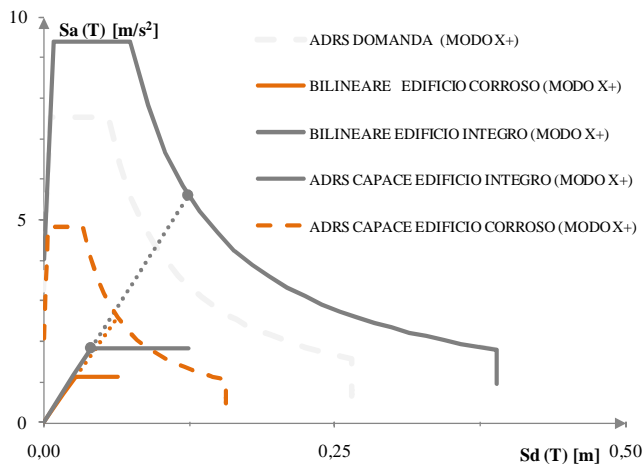


Figure 6. ADRS representation of Push-over curves for corroded structure and not/ Bilineare (X^+) dell'edificio integro e corroso riportate nello spazio ADRS (SLV).

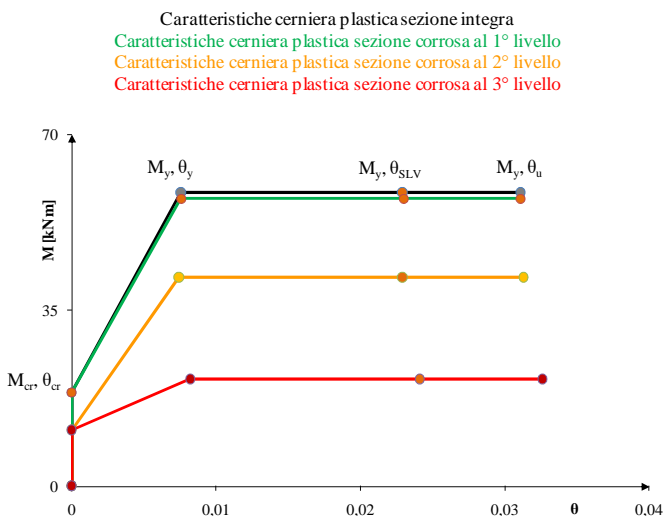


Figure 7. Plastic hinges related to corrosion level / Caratteristiche delle cerniere plastiche in relazione ai livelli di corrosione.

sicurezza e affidabilità delle strutture stesse. La corrosione rappresenta, pertanto, un problema reale e deve essere affrontata con particolare attenzione dall'ingegneria civile.

Il presente lavoro, partendo da un semplice edificio intelaiato in calcestruzzo armato, vuole evidenziare come il progredire del degrado, causato dalla corrosione, possa ridurre la capacità sismica in maniera significativa e in alcuni casi provocare crisi fragili negli elementi strutturali maggiormente sollecitati. Sono state analizzate tre differenti configurazioni di corrosione e tre livelli di corrosione per ogni configurazione. Un primo livello, in cui il copriferro della parte corrosa presenta una fessurazione diffusa; un secondo livello, in cui avvenuta la perdita completa del copriferro strutturale, le armature subiscono una perdita di oltre il 30% dell'area resistente; infine un terzo livello, analogo al secondo, ma con un consumo di armatura ancora maggiore, oltre il 50% di perdita per le barre e oltre il 90% di perdita per le staffe.

La situazione più critica è la terza configurazione corrosa del terzo livello, in cui la struttura è completamente corrosa e ogni suo elemento strutturale presenta considerevoli livelli di degrado su tutte e quattro le facce della propria sezione. In tal caso, avendo la corrosione ridotto l'area resistente delle armature trasversali di oltre il 90%, favorisce l'insorgere di crisi fragile nelle travi maggiormente sollecitate causando il repentino collasso strutturale.

Altro caso che ha destato molto interesse è stato quello in cui la struttura presenta tutti gli elementi perimetrali corrosi sulla sola faccia esterna. In questo caso si è notato che durante l'analisi push-over la struttura non riesce a manifestare tutta la sua duttilità, poiché sopraggiungo crisi limitatamente duttili delle travi esterne. Una volta definiti i diversi livelli di corrosione è stata modellata la struttura nelle configurazioni corrose considerate. Sono state svolte diverse analisi push-over su tali configurazioni, che hanno fornito le curve di capacità della struttura, bilinearizzando tali curve e riportandole in uno spazio ADRS, Acceleration-Displacement Response Spectrum è possibile cogliere graficamente l'origine della domanda e la determinazione del punto di funzionamento. La contemporanea rappresentazione di spettro e curva di capacità nel piano ADRS consente, infatti, una definizione intuitiva del "punto di funzionamento" della struttura, in linea peraltro con le procedure adottate nelle Normative Internazionali.

REFERENCES

Belliazi S., Lignola G.P., Prota A., 2015 Sezioni inflesse in cls armato modellazione analitica non lineare. *STRUCTURAL Vol.195, Paper 10:1-29. DOI: 10.12917/Stru195.10*

- Biskinis, D. E., Roupakias G. K., Fardis M. N., 2004, Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacement, *ACI Structural Journal*, 2004, 101(6), pp.773-783.
- Bossio A., Montuori M., Bellucci F., Lignola G.P., Prota A., Cosenza E., Manfredi G., 2013 Indirect measure of corrosion level based on crack opening, *Journal Of Heritage Conservation. vol.34, p. 36-40. ISSN 0860-2395*.
- Department of Trade and Industry, 2015, Effective Cost Analysis for Repairing of Corrosion Damaged Reinforced Concrete Structures, <http://projects.bre.co.uk/rebarcorrosioncost> (September 3).
- Ministero delle Infrastrutture – D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.
- NACE Standard SP0390-2009 (formerly RP0390), 2009 Maintenance and Rehabilitation Considerations for Corrosion Control of Atmospherically Exposed Existing Steel-Reinforced Concrete Structures (Houston, TX: NACE International).
- Panagiotakos T.B., Fardis M.N., 2001. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal. 98:135-148*.
- UNI EN 206-1, "Calcestruzzo - Specificazione, Prestazione, Produzione e Conformità", 2006.
- US Department of Transportation, 2001 – Federal Highway Administration Report FHWA-RD-01-156.