



VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI VIADOTTI AUTOSTRADALI IN CALCESTRUZZO ARMATO

M. Zucca, F. Stochino

Università degli Studi di Cagliari
Dipartimento di Ingegneria Civile,
Ambientale e Architettura
Via Marengo 2, 09123 Cagliari,
Italy

Sommario

Durante gli ultimi anni, l'interesse ingegneristico riguardo al tema della durabilità delle opere strutturali realizzate in calcestruzzo armato si è notevolmente accresciuto, come dimostra la letteratura specialistica in questo settore. I risultati di questi studi stanno cominciando a influenzare lo sviluppo dei nuovi codici strutturali. Tra tutte le opere in cemento armato, i viadotti autostradali spiccano per importanza strategica. La maggior parte di questi viadotti è stata realizzata negli anni '60 e '70 dello scorso secolo e, oggigiorno, i fenomeni di degrado dei materiali costituenti l'opera stanno portando ad una riduzione della capacità portante, sia in condizioni di carico di servizio che in presenza di carichi eccezionali come, ad esempio, l'azione sismica. Al fine di valutare l'incidenza dei fenomeni di degrado del calcestruzzo armato sull'incremento della vulnerabilità sismica dei viadotti autostradali, si è provveduto a sviluppare una procedura di verifica che anteponesse alla classica analisi di vulnerabilità sismica, eseguita mediante pushover multimodale, una modellazione del degrado degli elementi del viadotto, in termini di riduzione d'area delle barre d'armatura longitudinali e trasversali, secondo diversi scenari più o meno severi. Ciò ha consentito di valutare l'evoluzione dell'indice di rischio sismico del viadotto, e del conseguente tempo di intervento, al crescere dell'età dell'opera.

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni, l'intensificarsi dell'inquinamento ambientale ha portato ad un aumento dello sviluppo di fenomeni di corrosione nelle strutture in calcestruzzo armato. Tra le diverse forme di degrado interessanti le strutture in calcestruzzo armato, una delle più diffuse riguarda la corrosione delle barre di armatura dovuta a fattori esterni come la presenza di cloruri nel calcestruzzo o la carbonatazione. Come ben noto, la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato gioca un ruolo fondamentale sulla valutazione della sicurezza di questa tipologia di strutture. Questo aspetto risulta essere di estremamente significativo nel caso di strutture aventi importanza strategica come nel caso dei viadotti in calcestruzzo armato presenti nella rete autostradale italiana. Infatti, la maggior parte di queste opere sono state costruite intorno alla fine degli anni 60 e pertanto, al fine di mantenere un adeguato livello di sicurezza, essi devono essere soggetti a continui interventi di manutenzione. Allo stesso tempo, essendo stati progettati in anni in cui le normative dell'epoca non contemplavano la presenza dell'azione sismica così come definita dalla norma vigente, anche la valutazione del loro comportamento in presenza di azioni sismiche è diventato un argomento di notevole interesse sia per i progettisti che per la comunità scientifica.

Nel presente lavoro, viene analizzata la correlazione tra gli effetti della corrosione dovuti al fenomeno della carbonatazione e agenti sulle barre di armatura delle pile di viadotti autostradali realizzati in calcestruzzo armato ed il loro comportamento sismico.

2 GLI EFFETTI DELLA CARBONATAZIONE

La carbonatazione si verifica quando l'anidride carbonica, dall'aria, penetra nel calcestruzzo e reagisce con gli idrossidi, come l'idrossido di calcio, per formare carbonati. Di conseguenza il pH della soluzione presente nei pori di calcestruzzo si riduce da valori iniziali, compresi tra 13 e 14, a valori vicini alla neutralità. Scendendo al di sotto di 11.5 la passività delle armature non è più garantita e le barre cominciano a corrodersi; la pasta cementizia invece (nel caso di cementi Portland) ha un lieve aumento di resistenza.

Durante lo sviluppo del processo di corrosione si possono identificare due fasi principali: (i) la fase di innesco e (ii) la fase di propagazione. Più in dettaglio, il fenomeno della carbonatazione inizia a svilupparsi sulla superficie esterna del calcestruzzo per poi propagarsi verso il volume interno con un andamento parabolico caratterizzato dalla seguente legge di penetrazione:

$$s = k \cdot t^{1/n} \quad (1)$$

dove s è lo spessore dello strato soggetto a carbonatazione, t il tempo e k è il coefficiente di carbonatazione che è indice della velocità di penetrazione della carbonatazione. Per i calcestruzzi ordinari normalmente compatti l'esponente n assume un valore pari a 2. Il parametro k , che come prima detto regola la velocità di penetrazione della carbonatazione, dipende sia da fattori ambientali che dalle proprietà chimico-fisiche del calcestruzzo quali umidità, temperatura, contenuto di anidride carbonica e da fattori intrinseci del calcestruzzo ovvero porosità e

alcalinità. La velocità di penetrazione della carbonatazione varia con l'umidità del calcestruzzo per due motivi. Anzitutto il trasporto dell'anidride carbonica all'interno di questo materiale ha luogo facilmente attraverso i pori riempiti d'aria, cioè in fase gassosa, mentre avviene molto lentamente in quelli riempiti d'acqua (il rapporto tra le velocità di diffusione nelle due condizioni è di circa 10^4). Di conseguenza la velocità di diffusione dell'anidride carbonica diminuisce al crescere dell'umidità relativa fino praticamente ad annullarsi in calcestruzzo saturo. Questo significa che quando il calcestruzzo è bagnato, la penetrazione della CO_2 si arresta. D'altra parte, la reazione di carbonatazione vera e propria si produce soltanto in presenza d'acqua per cui, di fatto, per umidità inferiori al 40% non avviene con velocità apprezzabile. Per questi due opposti motivi, l'intervallo di umidità relativa più pericoloso per la carbonatazione è compreso tra 50 e 80%. Il valore di k , quindi, può cambiare nel tempo (ad esempio perché la struttura è soggetta a bagnamenti e asciugamenti), da una zona all'altra della costruzione (ad esempio, passando da una zona riparata dalla pioggia a una esposta o da una zona in corrispondenza alle riprese di getto a una più lontana, la velocità di penetrazione può risultare notevolmente inferiore), passando dagli strati più esterni a quelli più interni del calcestruzzo (gli strati più esterni risultano più secchi di quelli interni nelle fasi di asciugamento, mentre il contrario succede nella fase di bagnamento) oppure passando da una regione piovosa o ad alta umidità a una secca.

Risulta quindi evidente l'importanza del microclima, cioè delle condizioni di umidità e temperatura che si creano nelle diverse parti della struttura, per effetto anche della geometria dello sviluppo della struttura stessa. Inoltre, è importante evidenziare che al crescere del contenuto di anidride carbonica nell'atmosfera, la velocità di penetrazione del fronte soggetto a carbonatazione aumenta. Anche l'aumento della temperatura, a parità di altre condizioni e in particolare dell'umidità che in genere è il parametro più importante, fa crescere la velocità di penetrazione della carbonatazione.

La capacità di un calcestruzzo di fissare la CO_2 è proporzionale all'alcalinità presente nella sua pasta cementizia e quindi dipende anzitutto dalla quantità di cemento utilizzato. L'alcalinità dipende anche dal tipo di cemento. Nel cemento Portland circa il 64% del peso di cemento è costituito da ossido di calcio e da circa 0.5-1.5% da Na_2O e da K_2O . Nel caso di cementi d'altoforno con il 70% di loppa, il contenuto di CaO scende a circa il 44%. Per cementi con aggiunte pozzolaniche, la quantità di CaO è intermedia tra questi due valori. Come prima evidenziato, la porosità del calcestruzzo ha una notevole influenza sulla velocità di penetrazione della carbonatazione. La diminuzione del rapporto acqua/cemento, determinando una diminuzione della porosità capillare della pasta cementizia idrata, consente di rallentare la penetrazione della carbonatazione. Per ottenere questi vantaggi, tuttavia, il calcestruzzo deve essere stagionato adeguatamente. La Figura 1 mostra la dipendenza tra la velocità di corrosione e i fattori sopra discussi.

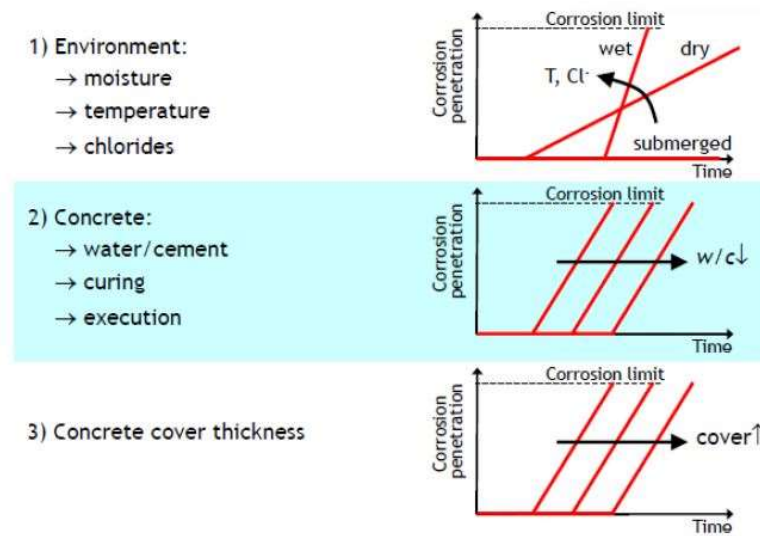


Figura 1: Fattori che influenzano la variazione della velocità di penetrazione della corrosione.

Una volta che il fronte di carbonatazione raggiunge le armature con conseguente depassivazione delle stesse, si giunge ad uno scenario favorevole allo sviluppo dei fenomeni di corrosione dove gli elementi che concorrono al degrado delle armature sono, principalmente, l'acqua e l'ossigeno. Tranne che nei casi di strutture sottomarine, l'ossigeno può sempre raggiungere, in quantità sufficienti, la superficie delle armature. Il principale fattore che determina la velocità di corrosione è la resistività del calcestruzzo, mentre hanno un ruolo secondario le caratteristiche dello stesso quali il tipo di cemento, il rapporto acqua/cemento, la maturazione, ecc. che invece rivestono maggiore importanza durante l'iniziale fase di innesco.

La velocità di corrosione è trascurabile per bassi valori di umidità relativa (inferiori al 50%) e solo in condizioni di saturazione è possibile raggiungere valori massimi di velocità di corrosione prossimi a 100 $\mu\text{m}/\text{anno}$. Valori tipici della velocità di corrosione per le condizioni ambientali naturali, considerando gli effetti di interazione degli agenti atmosferici, variano tra 5 e 50 $\mu\text{m}/\text{anno}$. È possibile osservare che, nelle condizioni di massima velocità di carbonatazione (umidità relativa compresa tra 50 e 80%), la corrosione è caratterizzata da una bassa velocità di penetrazione e viceversa. Si ritiene quindi che la situazione peggiore sia caratterizzata dall'alternanza di condizioni di bassa ed alta umidità, come avviene nel caso del calcestruzzo esposto alla pioggia.

Quando i fenomeni di corrosione delle barre di armatura sono dovuti alla carbonatazione è necessario considerare sia il tempo di innesco (t_i) che quello di propagazione (t_p). Per poter valutare la vita utile residua della struttura (t_{res}) viene considerato il valore della massima riduzione del diametro delle barre di armatura (P_{lim}), valutato in accordo al relativo stato limite della struttura, attraverso la seguente equazione 2:

$$t_{res} = t_i + t_p - t = \left(\frac{c}{k}\right)^2 + \frac{P_{lim}}{i_{corr}} - t \quad (2)$$

dove t è l'età della struttura in anni, k il coefficiente di carbonatazione espresso in $\text{mm}/\text{anni}^{0.5}$, i_{corr} è l'intensità di corrosione in $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ a c è lo spessore del

copriferro in mm.

Come accennato in precedenza, in questo lavoro l'attenzione è focalizzata sulla valutazione del comportamento sismico di viadotti autostradali realizzati in calcestruzzo armato intorno agli anni 60. Considerati i criteri progettuali adottati all'epoca, queste strutture non sono in grado di resistere alle azioni sismiche previste dalla vigente normativa italiana, per questo motivo, la valutazione di t_{res} non risulta essere utile. Infatti, l'approccio proposto considera direttamente l'influenza della riduzione dell'area delle barre di armatura sulla prestazione sismica dei viadotti analizzati, attraverso le seguenti relazioni 3 e 4:

$$d(t) = d_0 - 2P(t) = d_0 - 2i_{corr}k(t - t_i) \quad (3)$$

$$A_s(t) = \pi[d_0 - 2i_{corr}k(t - t_i)]^2/4 \quad (4)$$

In particolare, la prima relazione regola la riduzione del diametro delle barre di armatura in funzione dello spessore corroso $P(t)$ mentre la seconda equazione governa la relativa riduzione d'area. In accordo con quanto riportato in [1], sono stati considerati i seguenti scenari di corrosione: (i) lieve, (ii) moderato e (iii) elevato caratterizzati da valori di i_{corr} , rispettivamente, pari a 0.1, 1 e 5 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. La riduzione del diametro delle barre di armatura viene calcolata considerando la differenza tra il diametro iniziale della barra d_0 e quello effettivo $d(t)$. Tale riduzione, quindi, risulta essere ancora strettamente correlata al tempo di innesco t_i (considerato come una variabile statistica) e all'intensità di corrosione i_{corr} (determinata da risultati sperimentali o da normative di progettazione). Pertanto, partendo da un valore di spessore del copriferro pari a 25 mm, il procedimento è stato ripetuto considerando diverse tipologie di calcestruzzo. Inoltre, sono stati considerati costanti i valori dei seguenti parametri: (i) rapporto acqua/cemento (w/c) = 0.6, (ii) tempo di innesco $t_i = 13.5$ anni, (iii) resistenza a compressione del calcestruzzo $f_{ck} = 28$ MPa, (iv) coefficiente di carbonatazione $k = 0.0116$ e (v) deformazione ultima dell'acciaio $\varepsilon_{u,0} = 9\%$. La valutazione della vulnerabilità sismica dei viadotti analizzati è stata effettuata considerando il viadotto alla data della sua costruzione e dopo 13.5, 25, 50 e 75 anni dopo di essa.

3 L'ANALISI PUSHOVER

L'analisi pushover è una procedura che permette la determinazione del comportamento non-lineare di una struttura sottoposta ad un'azione incrementale di spinta orizzontale, quale il sisma. In generale, in ogni analisi pushover è possibile ritrovare tre concetti chiave [2]: (i) la curva di capacità, (ii) lo spettro della domanda e (iii) il punto di funzionamento. La curva di capacità rappresenta la possibilità della struttura di resistere alle azioni orizzontali e viene determinata sottoponendo la struttura stessa a un profilo di carichi incrementali fino al raggiungimento di una prefissata condizione limite. Tale curva viene rappresentata in un diagramma tra taglio alla base e spostamento di un punto rappresentativo che sintetizza il comportamento globale della struttura. Il profilo di spinta spesso viene assunto proporzionale a una deformata modale:

$$s_n^* = \mathbf{M}\Phi_n \quad (5)$$

dove \mathbf{M} è la matrice di massa del sistema, Φ_n è l'autovettore associato al modo n -esimo, s_n^* è il vettore di carico applicato alla struttura durante l'analisi. La curva

di capacità può essere riportata in un piano spostamento (S_d) - accelerazione (S_e) tramite le seguenti equazioni:

$$S_e = \frac{V_{bn}}{M_n^*}, \quad S_d = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \Phi_{rn}} \quad (6)$$

dove: V_{bn} è il taglio alla base associato al modo n-esimo, u_m è il valore dello spostamento di un punto di monitoraggio, M_n^* è la massa modale effettiva dell'n-esimo modo, Γ_n è il fattore di partecipazione modale e Φ_m è la componente dell'n-esimo autovettore modale associata al punto di monitoraggio. La curva della domanda rappresenta il sisma considerato tramite lo spettro ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum), ricavabile dallo spettro di risposta elastico orizzontale in accelerazione mediante la:

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} \cdot S_e \cdot T^2 \quad (7)$$

Il punto di funzionamento della struttura è definito come la condizione nella quale il sistema si trova ad “operare” in riferimento allo specifico input sismico e viene ottenuto come punto di intersezione delle curve di capacità e della domanda nel piano ADRS (Figura 2).

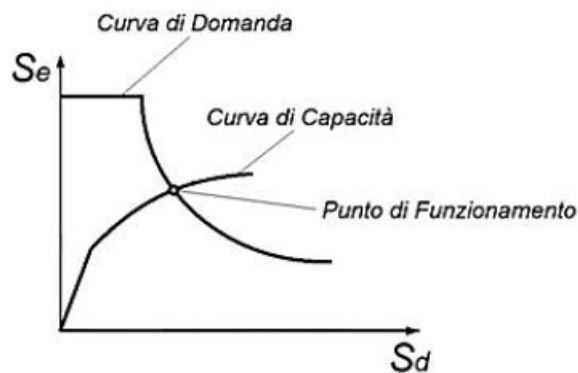


Figura 2: Calcolo del punto di funzionamento.

Il punto di funzionamento della struttura è definito come la condizione nella quale il sistema si trova ad “operare” in riferimento allo specifico input sismico e viene ottenuto come punto di intersezione delle curve di capacità e della domanda nel piano ADRS (Figura 2). Per la valutazione del punto di funzionamento è possibile adottare differenti tecniche che sono state sviluppate nel corso degli anni (si veda a tal proposito [3]). Tramite una bilinearizzazione della curva di capacità è possibile calcolare un coefficiente riduttore della domanda (in termini di fattore di struttura o di smorzamento equivalente) necessario per tenere in conto le dissipazioni di energia che si verificano in campo non lineare. L'intersezione tra lo spettro della domanda ridotto e la curva di capacità individua il punto di funzionamento associato allo specifico input sismico. Il metodo adottato in questo caso è il CSM (Capacity Spectrum Method) che rappresenta ad oggi la tecnica proposta dalle più avanzate normative in termini di valutazione della vulnerabilità sismica [2,4,5]. La procedura può essere riassunta come segue: (i) definizione dell'input sismico in termini di spettro ADRS, (ii) scelta di un punto a_{pi} , d_{pi} di primo tentativo sulla curva di capacità, (iii) bilinearizzazione della curva di capacità con

tratto iniziale a pendenza K_1 e tratto incrudente a pendenza definita dal principio di uguale energia delle aree A_1 e A_2 e dal passaggio per il punto di tentativo a_{pi} , d_{pi} e calcolo dei punti a_y e d_y , nonché della pendenza del tratto incrudente (Figura 3), (iv) a partire da questi dati è possibile effettuare la riduzione dello spettro della domanda calcolando lo smorzamento effettivo che tiene conto sia del contributo isteretico sia del contributo viscoso (pari al 5% per strutture in c.a.), (v) intersezione tra le due curve, con individuazione del punto di funzionamento (tramite procedura iterativa, si veda la Figura 4).

Come si può facilmente intuire, nel caso di sistemi strutturali complessi (come, ad esempio, i viadotti autostradali) la scelta del profilo di carico non è univoca e può condizionare in modo rilevante i risultati dell'analisi. Pertanto, nel corso degli anni, sono state presentate varie forme e metodologie di analisi di pushover che tengono in conto il comportamento dinamico della struttura, valutandone la risposta sismica non-lineare tramite combinazione di più modi [6].

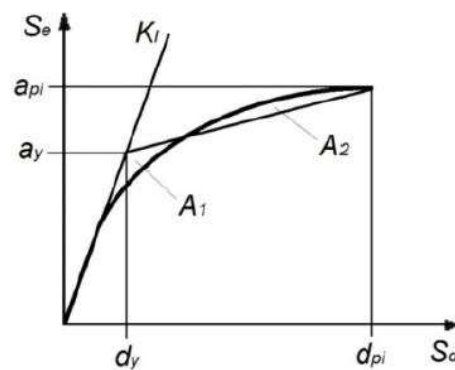


Figura 3: Bilinearizzazione della curva di capacità.

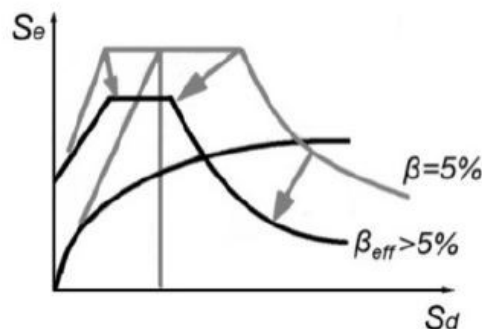


Figura 4: Riduzione dello spettro di domanda.

Operativamente si calcolano N curve di capacità (una per ogni modo significativo considerato) e per ognuna di queste curve si determina il relativo punto di funzionamento associato alla domanda sismica di riferimento. Ottenuto il punto di funzionamento, per ciascun modo si estraggono i valori delle sollecitazioni (spostamenti e azioni interne) degli elementi strutturali e si combinano utilizzando le classiche formule di combinazione modale (CQC o SRSS).

4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'esistenza della struttura permette di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali tramite campionamenti e apposite prove di laboratorio. D'altro canto, nell'ambito della stessa struttura, i fattori che influenzano la variabilità di tali caratteristiche sono molteplici. Pertanto, dal punto di vista legislativo, la normativa italiana [7,8] prevede l'utilizzo di opportuni fattori, detti fattori di confidenza (FC), strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini sperimentali, che vanno a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali, definendone i valori da adottare nella verifica. In particolare, per quanto riguarda l'acciaio di armatura, in mancanza di sufficienti indagini di laboratorio, la caratterizzazione meccanica può essere ricondotta a valori deducibili dalla letteratura tecnico-scientifica [9]. La scelta dei legami costitutivi che definiscono il comportamento dei materiali è un passaggio fondamentale della fase di modellazione che si ripercuote direttamente sui risultati dell'analisi non lineare. In particolare, i legami costitutivi devono tener conto, seppur in modo semplificato, dei complessi fenomeni tenso-deformativi che si verificano all'interno degli elementi strutturali. Il comportamento del calcestruzzo risente in modo significativo della disposizione dell'armatura trasversale. Il materiale una volta sollecitato tenta di espandersi lateralmente, ma viene ostacolato dalla presenza delle staffe: all'interno dell'armatura si crea uno stato di sforzo triassiale che provoca un aumento della resistenza a compressione. In particolare, si adotta il modello proposto da Kent e Park [10] riferito al comportamento del materiale a compressione, trascurando invece la resistenza a trazione del calcestruzzo. Questo legame permette di tenere conto dell'effetto benefico del confinamento dell'armatura trasversale sulla resistenza a compressione tramite il parametro K . Inoltre, il coefficiente Z consente di definire il deterioramento del materiale in fase di softening (Figura 5a). Per l'acciaio d'armatura, invece, si è utilizzato il legame costitutivo Park Strain Hardening (Figura 5b) [11].

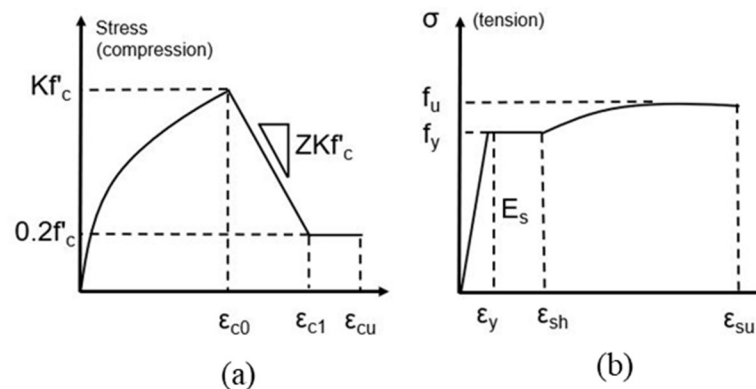


Figura 5: Legami costitutivi (a) Kent e Park e (b) Park Strain Hardening.

Per quanto riguarda l'implementazione dei modelli ad elementi finiti può risultare efficace utilizzare elementi tipo beam in modo da ridurre, in maniera significativa, l'onere computazionale. Per simulare correttamente il comportamento dinamico della struttura è necessario tener conto della riduzione di rigidità dovuta alla fessurazione, in particolar modo delle pile, applicando dei coefficienti di riduzione della rigidità elastica della sezione lorda di calcestruzzo ricavabili dai

digrammi momento-curvatura ($M-\chi$) delle sezioni, così come indicato all'interno dell'Eurocodice 8-2 al punto 2.3.6.1 [12]. Le masse sismiche da considerare in fase di calcolo sono quelle a ponte scarico somma delle masse strutturali G_1 e non strutturali G_2 [7].

Un passaggio fondamentale nell'implementazione di un'analisi pushover consiste nella definizione delle fonti di non-linearità. Il comportamento degli elementi strutturali è caratterizzato da due tipologie di meccanismi resistenti: da un lato i meccanismi duttili, caratterizzati da curve forza-spostamento in cui è possibile riscontrare una fase elastica seguita da un esteso ramo incrudente; dall'altro lato i meccanismi fragili, rappresentati da un legame lineare fino al raggiungimento della forza massima, oltre il quale si assiste a una rapida caduta di resistenza.

Nel caso di pile da ponte in calcestruzzo armato, il meccanismo duttile è strettamente correlato alle capacità rotazionali delle cerniere plastiche che si formano in concomitanza di azioni trasversali di forte intensità. Dall'altro lato, il meccanismo fragile è governato dalla resistenza a taglio dell'elemento. Dal punto di vista fisico, questi meccanismi possono coesistere nel medesimo istante in diversi punti della struttura e, in generale, interagiscono l'uno con l'altro influenzando il comportamento globale del sistema. Volendo adottare un modello il più possibile accurato, risulterebbe necessario inserire entrambe le fonti di non linearità. Tuttavia, in un'ottica di verifica, risulta più significativo conoscere le capacità resistenti della struttura indagandone la risposta secondo differenti modalità di crisi. Questo permette di definire una serie di indici utilizzabili come strumento di supporto per la progettazione di eventuali interventi di adeguamento sismico.

Per considerare il meccanismo di collasso duttile, la non linearità è introdotta definendo opportune cerniere plastiche, concentrate in corrispondenza delle sezioni dove si ipotizza la formazione del meccanismo stesso, in grado di sopportare deformazioni ampie, senza subire consistenti perdite di resistenza (Figura 6).

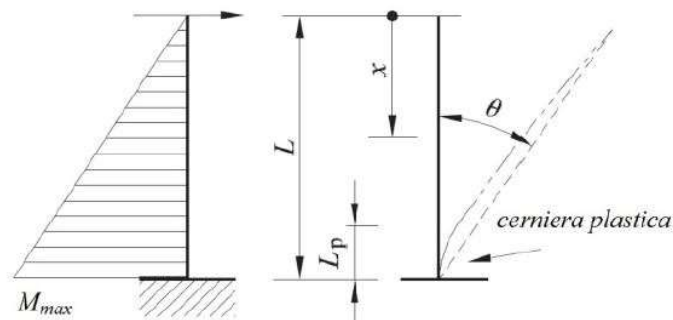


Figura 6: Modellazione della cerniera plastica.

La necessità di definire un legame idealizzato della cerniera plastica suggerisce di estrapolare dalla curva $M-\chi$ alcune coppie di valori che riassumono in maniera sintetica le caratteristiche prestazionali della sezione. Il punto di snervamento iniziale consente di definire la rigidezza fessurata dell'elemento e il livello di carico oltre il quale si assiste a un comportamento plastico-incrudente. Il punto associato al raggiungimento della curvatura ultima permette invece di definire le capacità duttili della membratura espresse in termini di duttilità in curvatura μ_θ , definita come il rapporto tra la curvatura ultima e a snervamento:

$$\mu_{\vartheta} = \frac{\chi_u}{\chi_y} \quad (8)$$

A partire dalle informazioni ricavate dalla curva $M-\chi$ è necessario riportarsi a un diagramma momento-rotazione. Tale passaggio necessita la definizione di una lunghezza di cerniera plastica L_{pl} sulla quale integrare le curvature sezionali. Ipotizzando un andamento costante dei momenti flettenti all'interno della zona di cerniera plastica, la rotazione a snervamento e la rotazione ultima sono definite dall'espressione:

$$\vartheta_y = L_{pl} \cdot \chi_y \quad \vartheta_u = L_{pl} \cdot \chi_u \quad (9)$$

Per il calcolo di L_{pl} si utilizza la formula proposta dall'Eurocodice 8 [12] che tiene conto di tre contributi: la "luce di taglio" L_V , ovvero la distanza tra il punto a momento massimo e il punto a momento nullo (pari all'altezza della pila nel caso di impalcati isostatici in semplice appoggio), la dimensione caratteristica della sezione (attraverso la sua altezza h) e i parametri meccanici dei materiali, secondo la seguente espressione analitica:

$$L_{pl} = 0.1L_V + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (10)$$

dove: d_{bl} è il diametro dell'armatura longitudinale a trazione, f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio e f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Indicazioni utili per la definizione delle curve di capacità forza-spostamento generalizzate sono fornite all'interno della FEMA-356 (§2.4.4.3) [4], documento sviluppato dalla Federal Emergency Management Agency (FEMA) e dall'American Society of Civil Engineers (ASCE). Con riferimento alla seguente Figura 7a, il legame è definito da un tratto iniziale (AB) lineare, seguito da un ramo incurvato fino al punto C che rappresenta in ordinata la forza (o coppia) massima del generico componente strutturale e in ascissa la deformazione oltre la quale si registra un rapido decremento della resistenza (CD). Infine, la resistenza residua è descritta da un ramo a forza costante assunta convenzionalmente pari al 20% della forza massima (CE). Oltre il punto E, la componente strutturale non fornisce più alcuna resistenza.

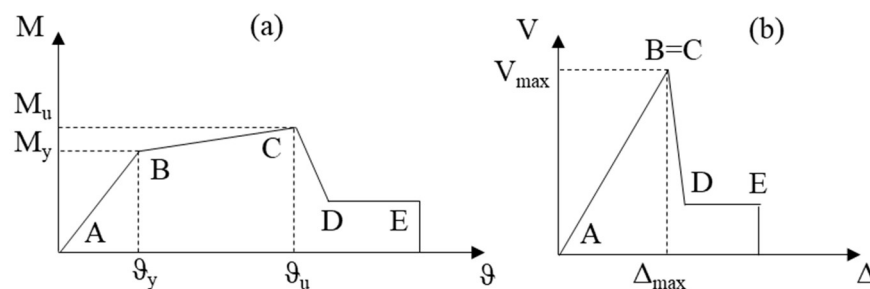


Figura 7: Curva idealizzata (a) elementi duttili e (b) elementi fragili.

Il criterio di accettabilità, in termini di deformazione, che individua il raggiungimento della condizione di stato limite considerato (in questo caso, SLV), viene assunto pari ai $\frac{3}{4}$ della rotazione θ_u , corrispondente al punto C.

La definizione delle caratteristiche non lineari, nel caso di meccanismo di

collasso fragile, deve tenere in conto alcune peculiarità riferite al comportamento a taglio delle membrature in calcestruzzo armato esistenti. Queste strutture sono state infatti generalmente progettate per sopportare modesti carichi laterali; pertanto, non sono in grado di resistere in maniera adeguata neanche ad azioni sismiche di modesta intensità. Nel corso degli anni, la sperimentazione si è concentrata sulla valutazione della resistenza ultima a taglio degli elementi in calcestruzzo armato al fine di formulare espressioni di immediato utilizzo nella pratica progettuale. I recenti codici normativi, in accordo con questi studi, consentono di valutare la resistenza a taglio a partire da una serie di parametri caratteristici. A tal proposito si è scelto di adottare l'approccio contenuto nell'Eurocodice 8-3 (§A.3.3.1) [13], che definisce la resistenza a taglio ciclica V_R nella regione di formazione della cerniera plastica, come somma di tre fattori che dipendono rispettivamente dall'azione assiale agente, dalla resistenza del calcestruzzo e dal contributo fornito dall'armatura trasversale.

Calcolata la resistenza massima a taglio della pila V_R è necessario definire un legame costitutivo idealizzato da assegnare alle componenti non lineari della struttura. Si ipotizza (come nel caso del meccanismo duttile) che le deformazioni si concentrino nella regione di cerniera plastica. Inoltre, si considera un comportamento elastico lineare fino al raggiungimento della forza limite, definendo la curva idealizzata elasto-fragile riportata in Figura 7b, in accordo alle indicazioni della FEMA-356 [4].

Definito il modello strutturale in tutte le sue componenti, è possibile procedere alla valutazione della vulnerabilità dell'opera. Tale valutazione è gestita da un software automatico, appositamente implementato, che, a partire dai risultati dell'analisi FEM mediante software commerciale, permette di calcolare in modo automatizzato i parametri rappresentativi della verifica sismica. La procedura si articola nelle seguenti fasi: (i) definizione della domanda in termini di spettro ADRS, (ii) calcolo dei punti di funzionamento associati ad ogni deformata modale significativa ed estrazione dei corrispondenti valori sollecitanti, (iii) combinazioni modali (CQC o SRSS) e verifica degli elementi strutturali. Tale procedura deve essere ripetuta iterativamente amplificando in modo graduale lo spettro di domanda, fino al raggiungimento della condizione limite che corrisponde allo scenario oltre il quale non è più soddisfatta la verifica in almeno uno degli elementi strutturali. In particolare, la domanda sismica associata alla situazione limite è caratterizzata da un valore di accelerazione al suolo a_g e da un periodo di ritorno T_R che indicano la severità e la ricorsività nel tempo del sisma. In accordo con le indicazioni fornite dalle schede di livello 2 della Protezione Civile è infine possibile calcolare gli indici di rischio associati al viadotto: (i) indicatore di rischio in accelerazione (IR_{a_g}) definito dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA e (ii) indicatore di rischio in periodo di ritorno (IR_{T_R}) ottenuto dal rapporto fra i relativi tempi di ritorno. Valori prossimi o superiori a 1 caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori più bassi caratterizzano casi ad elevato rischio.

5 CASI STUDIO

L'approccio descritto nei precedenti paragrafi è stato applicato a un viadotto della rete autostradale italiana in modo tale da valutare l'evoluzione con l'età dell'opera dei meccanismi di collasso che possono verificarsi quando l'opera è soggetta ad azione sismica. In particolare, la struttura analizzata è stata realizzata intorno agli anni 60 in una zona del Nord Italia caratterizzata dai seguenti parametri sismici: categoria di suolo tipo C e a_g pari a 0.152 g. In Figura 8 è riportato il modello ad elementi finiti dell'opera oggetto di analisi.

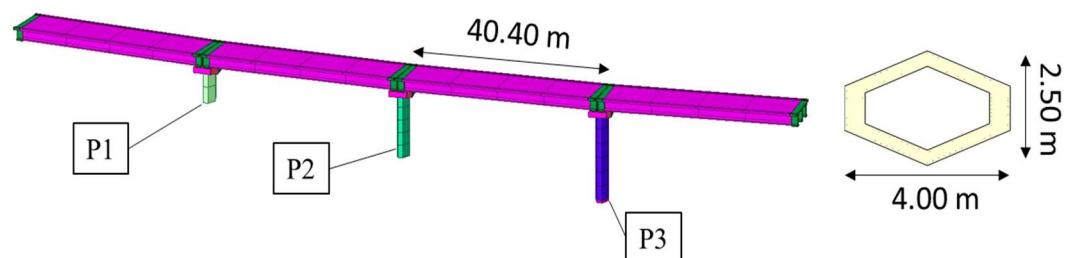


Figura 8: Modello ad elementi finiti dell'opera analizzata.

Il viadotto considerato è formato da due vie di corsia affiancate ed indipendenti, una per ogni senso di marcia, costituite da una successione di 4 campate semplicemente appoggiate di 40.40 m di luce, secondo un tracciato planimetrico e altimetrico quasi rettilineo. La larghezza complessiva della sede stradale è pari a 10.50 m e ogni campata è realizzata mediante un graticcio formato da 3 travi prefabbricate longitudinali e 5 traversi trasversali. La soletta di impalcato è costituita da un getto in calcestruzzo di spessore pari a 20 cm. Ogni campata del viadotto insiste su 2x3 dispositivi di appoggio elastomerico posizionati alle estremità di ogni singola trave principale. Le caratteristiche fondamentali del viadotto sono riportate in Tabella 1 mentre la Tabella 2 mostra le caratteristiche fondamentali delle pile.

Tipologia	Campate	Lunghezza totale del viadotto	Appoggi per pila	Tipologia di appoggi	Pile	Sezione delle pile	Spessore	Resistenza del calcestruzzo o f_{ck}	Resistenza dell'acciaio f_{yk}
[-]	[n°]	[m]	[n°]	[-]	[n°]	[-]	[m]	[MPa]	[MPa]
Campate in semplice appoggio	4	200	6	Neoprene armato	3	Esagonale cava	0.35	28	440

Tabella 1 : Caratteristiche principale del viadotto oggetto di analisi

	Dimensioni della sezione	Altezza della pila	Armatura longitudinale	Staffe
	[m]	[m]	[-]	[-]
Pila 1	4.0 x 2.5	5.06	148Ø14	Ø10/20
Pila 2	4.0 x 2.5	10.84	148Ø14	Ø10/20
Pila 3	4.0 x 2.5	15.51	148Ø14	Ø10/20

Tabella 2 : Caratteristiche delle pile

I primi tre periodi fondamentali che caratterizzano il comportamento dinamico del viadotto sono i seguenti: $T_1 = 2.69$ s, $T_2 = 1.91$ s e $T_3 = 1.79$ s. La successiva Tabella 3 riporta in sintesi i risultati degli effetti della corrosione agenti sulle barre di armatura del viadotto in funzione dell'età dell'opera per i tre differenti scenari di corrosione considerati.

<i>t</i>	Scenario lieve				Scenario moderato				Scenario elevato			
	$i_{corr} = 0.1$ [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]				$i_{corr} = 1$ [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]				$i_{corr} = 5$ [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]			
	d_0	d	ΔA_s	ε_u	d_0	d	ΔA_s	ε_u	d_0	d	ΔA_s	ε_u
[anni]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[%]	[%]
13.5	10.00	10.00	0.00	9.00	10.00	10.00	0.00	9.00	10.00	10.00	0.00	9.00
	14.00	14.00	0.00	9.00	14.00	14.00	0.00	9.00	14.00	14.00	0.00	9.00
25	10.00	9.97	0.27	8.95	10.00	9.73	2.67	8.53	10.00	8.67	13.34	6.66
	14.00	13.97	0.19	8.97	14.00	13.73	1.91	8.67	14.00	12.67	9.53	7.33
50	10.00	9.93	0.73	8.90	10.00	9.27	7.31	7.97	10.00	6.35	36.54	2.59
	14.00	13.93	0.52	8.93	14.00	13.27	5.22	8.26	14.00	10.35	26.10	4.42
75	10.00	9.86	1.43	8.75	10.00	8.57	14.27	6.50	10.00	2.87	71.34	0.53
	14.00	13.86	1.02	8.82	14.00	12.57	10.19	7.21	14.00	6.87	50.96	0.72

Tabella 3 : Effetti della corrosione

Come prima accennato, gli effetti della corrosione hanno iniziato a svilupparsi dopo 13.5 anni dalla realizzazione dell'opera e di conseguenza, prima di tale momento, non sono presenti effetti in termini di riduzione d'area delle barre di armatura. Considerando 25 anni dopo la costruzione del viadotto, la riduzione d'area delle armature è significativa solo nel caso dello scenario di corrosione elevato ($i_{corr} = 5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) dove raggiunge anche valori superiori al 10% per le barre aventi diametro pari a 10 mm, mentre quelle caratterizzate da un diametro pari 14 mm, presentano una riduzione d'area del 9.53%. Dopo 50 anni dalla costruzione della struttura, la riduzione dell'area delle barre d'armatura diventa significativa anche per lo scenario di corrosione moderato, caratterizzato da un'intensità di corrosione pari a $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Dopo 75 anni dalla realizzazione del viadotto, gli effetti dovuti alla corrosione aumentano in maniera significativa mostrando valori di riduzione d'area maggiori del 50%. Particolare attenzione deve essere posta alle staffe, generalmente caratterizzate da un diametro ridotto (10 mm), dove il fenomeno della carbonatazione porta ad una riduzione dell'area superiore al 70%. Inoltre, lo scenario di corrosione lieve ($i_{corr} = 0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) porta a valori molto bassi di riduzione d'area delle armature che non supera il 2% anche dopo 75 anni dalla costruzione della struttura.

In Figura 9 viene riportato l'andamento del diagramma M- χ della sezione di base della pila 1 per tutti i diversi scenari di corrosione analizzati. In accordo con quanto sopra esposto, il momento resistente che caratterizza la sezione diminuisce in maniera significativa sia in funzione dell'età dell'opera che dello scenario di corrosione considerato. Questo fatto risulta più evidente in presenza dello scenario elevato, mentre per lo scenario di corrosione lieve la diminuzione del momento resistente è molto contenuta. È possibile notare che dopo 25 anni dalla costruzione del viadotto, i diagrammi momento-curvatura valutati considerando gli scenari di corrosione lieve e moderato sono praticamente coincidenti, data la bassa differenza

in termini di riduzione d'area delle barre di armatura. I diagrammi momento-curvatura valutati a 0 e 13.5 anni non sono riportati in Figura 9 poiché praticamente coincidenti con quelli ottenuti per lo scenario di corrosione lieve.

Come risultato del processo di corrosione, la rigidità delle pile diminuisce progressivamente. Di conseguenza si ottiene un leggero incremento dei periodi naturali della struttura, soprattutto in riferimento ai primi modi di vibrazione.

Infine, sono state ottenute le curve di capacità per ciascun modo significativo in accordo con la procedura descritta all'interno del paragrafo 3. Le Figura 10 e 11 mostrano le curve di capacità ottenute considerando come un profilo di carico proporzionale alla prima forma modale valutate per tutti i tre scenari di corrosione considerati, e per entrambi i meccanismi di rottura (duttile e fragile).

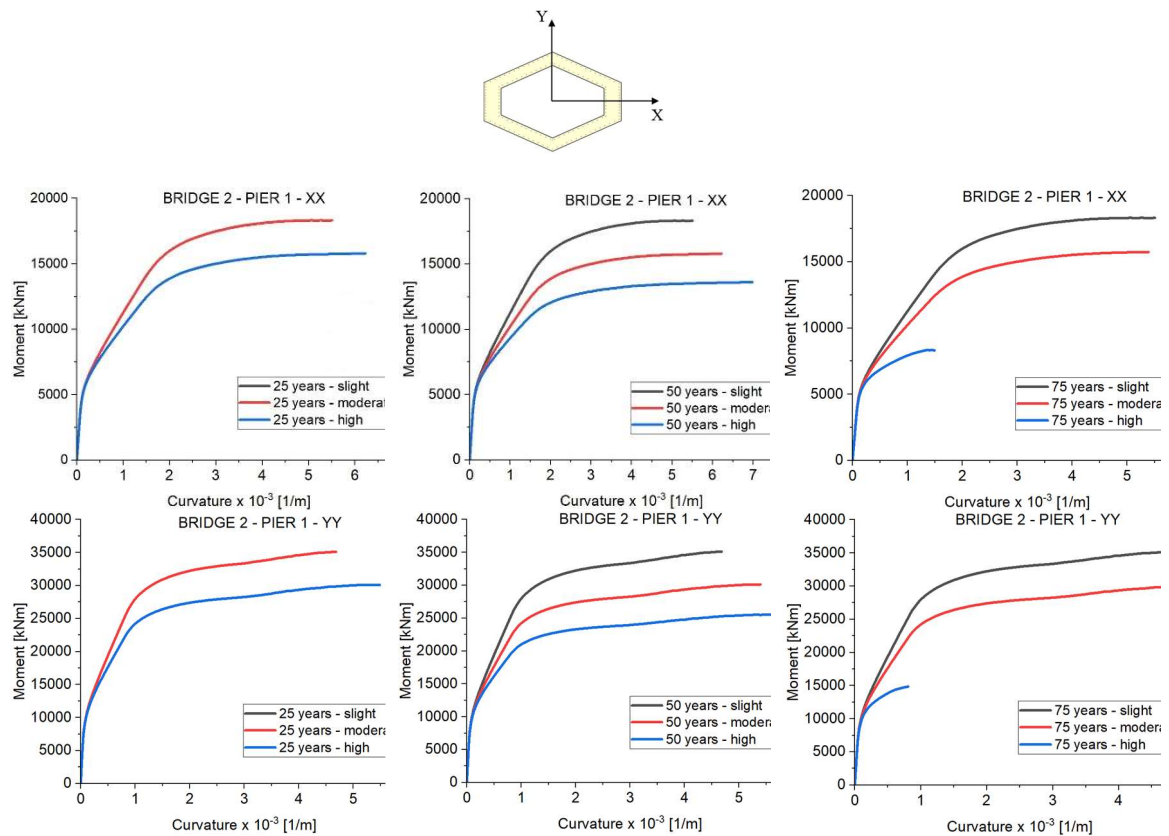


Figura 9: Andamento del momento-curvatura della sezione di base della pila 1.

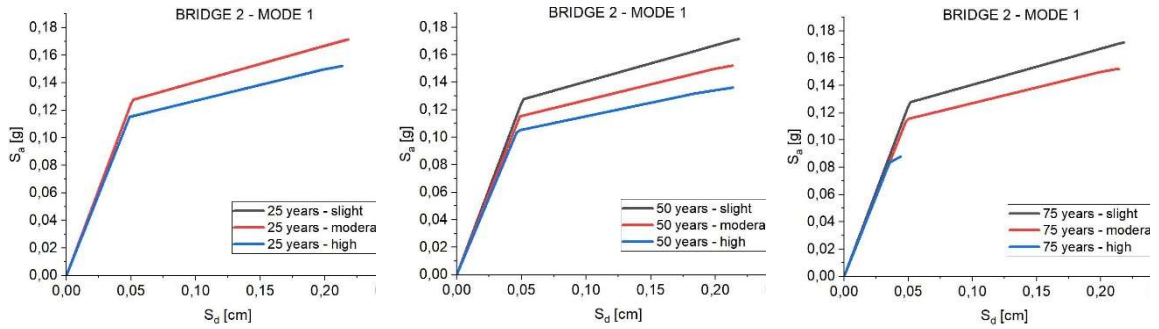


Figura 10: Curve di capacità ottenute per il meccanismo di collasso duttile considerando un profilo di spinta proporzionale al primo modo di vibrare.

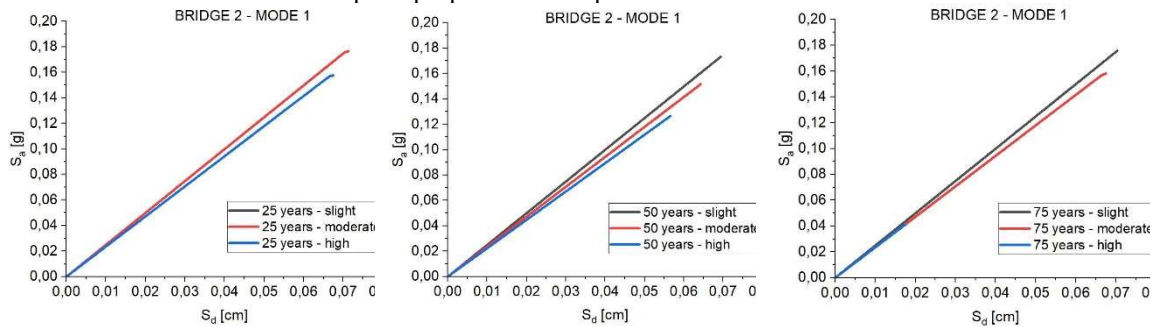


Figura 11: Curve di capacità ottenute per il meccanismo di collasso fragile considerando un profilo di spinta proporzionale al primo modo di vibrare.

È possibile notare che, dopo 25 anni dalla costruzione del viadotto, le curve di capacità ottenute per gli scenari di corrosione lieve e moderato sono praticamente coincidenti perché, secondo le considerazioni sopra esposte, i diagrammi momento-curvatura delle sezioni di base delle pile, e di conseguenza le proprietà delle cerniere plastiche, non cambiano.

Per completare la valutazione delle prestazioni sismiche del viadotto analizzato, sono state eseguite delle analisi pushover multi-modali seguendo il processo iterativo prima descritto fino al raggiungimento dello stato limite richiesto. In Tabella 4 sono riportati i risultati ottenuti espressi in termini di indici di rischio.

	Scenario di corrosione	Meccanismo di collasso duttile					
		25 anni		50 anni		75 anni	
		X	Y	X	Y	X	Y
IR_{ag}	Lieve	2.091	2.169	2.091	2.169	2.091	2.169
	Moderato	2.091 (0.00%)	2.169 (0.00%)	2.001 (-4.30%)	1.975 (-8.94%)	2.001 (-4.30%)	1.975 (-8.94%)
	Elevato	2.001 (-4.30%)	1.975 (-8.94%)	1.953 (-6.60%)	1.849 (-14.75%)	1.423 (-31.94%)	1.561 (-28.03%)
IR_{TR}	Lieve	2.645	2.776	2.645	2.776	2.645	2.776
	Moderato	2.645 (0.00%)	2.776 (0.00%)	2.515 (-5.03%)	2.453 (-11.64%)	2.515 (-5.03%)	2.453 (-11.64%)
	Elevato	2.512 (-5.03%)	2.453 (-11.64%)	2.435 (-7.93%)	2.249 (-18.98%)	1.863 (-29.53%)	1.798 (-35.23%)
		Meccanismo di collasso fragile					
IR_{ag}	Lieve	1.048	0.874	1.048	0.874	1.048	0.874
	Moderato	1.048 (0.00%)	0.874 (0.00%)	0.827 (-21.09%)	0.794 (-9.15%)	0.807 (-22.99%)	0.735 (-15.90%)

	Elevato	0.807 (-22.99%)	0.735 (-15.90%)	0.729 (-30.44%)	0.666 (-23.80%)	0.497 (-52.57%)	0.231 (-73.57%)
<i>IR_{TR}</i>	Lieve	1.063	0.854	1.063	0.854	1.063	0.854
	Moderato	1.063 (0.00%)	0.854 (0.00%)	0.800 (-24.74%)	0.742 (-13.11%)	0.797 (-25.02%)	0.682 (-20.14%)
	Elevato	0.797 (-25.02%)	0.682 (-20.14%)	0.701 (-34.05%)	0.643 (-24.71%)	0.489 (-54.00%)	0.219 (-74.36%)

Tabella 4 : Valori degli indici di rischio

È possibile notare che la riduzione dei valori degli indici di rischio è più evidente per il meccanismo di collasso fragile. Infatti, considerando dopo 75 anni dalla costruzione del viadotto, la diminuzione dell'indice di rischio legato al meccanismo di rottura fragile raggiunge valori pari a circa il 70%. Lo scenario corrosione lieve non influenza l'evoluzione nel tempo dei valori degli indici di rischio calcolati per i due meccanismi di collasso a causa della riduzione contenuta delle aree delle barre di armatura sia longitudinali che trasversali.

6 CONCLUSIONI

In questo lavoro viene analizzata l'evoluzione nel tempo della prestazione sismica di un viadotto esistente in calcestruzzo armato soggetto a fenomeni di corrosione dovuti alla carbonatazione. In particolare, sono stati considerati tre differenti scenari di corrosione: lieve, moderato ed elevato.

La vulnerabilità sismica dell'opera è stata valutata utilizzando una procedura semplificata basata sull'implementazione di modelli agli elementi finiti dove tutti i principali elementi strutturali sono modellati utilizzando esclusivamente elementi beam e rappresentando il comportamento non lineare della struttura attraverso cerniere plastiche concentrate alla base delle pile. Le fondazioni delle pile sono state rappresentate attraverso vincoli di incastro perfetto localizzati nei nodi alla base dalle stesse, non considerando, in questa maniera, i possibili effetti di interazione terreno-struttura. Anche gli effetti della corrosione sono stati considerati attraverso una semplice relazione analitica che descrive la riduzione delle aree delle barre di armatura in funzione del tempo e del livello di corrosione considerato. Al fine di ottenere il valore di accelerazione che porta al collasso il primo elemento strutturale monitorato ed il relativo tempo di ritorno utili al calcolo degli indici di rischio definiti come riportato all'interno delle schede di livello 2 della Protezione Civile, sono state eseguite una serie di analisi di tipo pushover multi-modale considerando sia un meccanismo di collasso delle pile di tipo duttile che di tipo fragile.

Nello svolgimento delle analisi è stato considerato che gli effetti dovuti ai fenomeni di corrosione iniziano a svilupparsi dopo 13.5 anni dalla realizzazione dell'opera. Di conseguenza, sono stati analizzati i seguenti intervalli temporali: 25, 50 e 75 anni dopo la costruzione del viadotto. Analizzando i risultati ottenuti, è possibile notare che la riduzione degli indici di rischio è più evidente per il meccanismo di collasso fragile che, in certi casi, presenta valori inferiori all'unità. Ciò è dovuto ai dettagli costruttivi legati principalmente alle staffe che caratterizzano i viadotti in calcestruzzo armato presenti nella rete autostradale italiana costruiti intorno agli anni '60.

Inoltre, è importante evidenziare che:

- lo scenario di corrosione lieve non porta a variazioni significative in termini di indici di rischio per tutti i suddetti intervalli temporali a causa del basso valore di riduzione dell'area trasversale delle armature;
- dopo 25 anni dalla costruzione del viadotto, lo scenario di corrosione moderato non modifica la prestazione sismica della struttura. Al contrario, considerando lo scenario di corrosione elevato si hanno significative riduzioni dei valori degli indici di rischio, soprattutto considerando il meccanismo di collasso fragile che raggiunge valori anche pari al 20% portando i valori degli indici anche al di sotto dell'unità;
- dopo 50 anni dalla costruzione dell'opera, la riduzione dei valori degli indici di rischio è significativa anche in caso di livello di corrosione moderato. Inoltre, il livello di corrosione elevato porta sempre a importanti riduzioni degli indici di rischio considerando il meccanismo di rottura fragile;
- dopo 75 anni, sia lo scenario di corrosione moderato che quello di corrosione elevato mostrano significative riduzioni dei valori degli indici di rischio anche per il meccanismo di collasso duttile.

I risultati ottenuti mostrano l'importanza di una corretta programmazione inerente riguardante la manutenzione di questo tipo di strutture che deve essere effettuata attraverso l'esecuzione di interventi mirati accompagnati da valutazioni periodiche, utili ad individuare gli elementi strutturali più critici, che sono caratterizzati dai valori di indice di rischio più bassi e che di conseguenza, compromettono la loro prestazione sismica.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BRITISH EUROPEAN ROAD AND BRIDGE CONSTRUCTION PROJECT BE 95-1347. Duracrete – probabilistic performance-based durability design of concrete structures.
- [2] ATC-40:1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied technology council, 8.1-8.66, Redwood City, CA.
- [3] M. Causevic, S. Mitrovic – Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions – Bulletin of Earthquake Engineering, Springer, 2011, pagg. 467-489.
- [4] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA) (2000) - Pre standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 356, 3.1-3.28, Washington, DC.
- [5] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA) (2005) - Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA-440, 6.1-6.10, Washington, DC.

- [6] A.K. Chopra, R.K. Goel – A modal pushover procedure to estimate seismic demands of buildings – Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Wiley, 2002, pagg. 561-582.
- [7] DM 17-01-2018 (NTC 18), “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018”.
- [8] Circolare n.7 del 21 gennaio 2019, “Istruzioni per l’Applicazione dell’Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”.
- [9] G.M. Verderame, A. Stella, E. Cosenza – Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni '60 – X Convegno Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Potenza e Matera 9-13 Settembre 2001.
- [10] D.C. Kent, R. Park – Flexural members with confined concrete – Journal of the Structural Division, ASCE, 1971, pagg. 1969-1990.
- [11] K. Park, T. Paulay – Reinforced Concrete Structures – John Wiley and Sons, 1975.
- [12] EN 1998-2:2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges. CEN (European Committee for Standardization), Management Centre. Brussels.
- [13] EN 1998-3:2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. CEN (European Committee for Standardization), Management Centre. Brussels.