

Criteria per il progetto della riparazione di strutture danneggiate in c.a. in relazione agli stati limite raggiunti

Comunicazione del Prof. Ing. Emanuele Filiberto Radogna (*)

1. CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE

La riparazione di strutture in c.a. e c.a.p. non è un evento raro: da una parte il raggiungimento degli stati limite di servizio (fessurazione, eccessiva deformazione) è associato a valori di probabilità di occorrenza relativamente elevati, dall'altra il deterioramento dei materiali per cause ambientali fa parte processi naturali permanentemente in atto, aggravati da fenomeni artificiali di inquinamento delle acque e dell'atmosfera. Anche errori di progetto e difetti di esecuzione possono comportare riparazioni probabilmente proprio per evitare il discredito che potrebbe derivarne, la divulgazione di notizie sulla riparazioni di opere recenti è molto limitata. Una simile riservatezza nuoce alla diffusione utili esperienze ed ostacola la prevenzione di inconvenienti analoghi.

L'esigenza di approfondire in modo razionale lo studio delle riparazioni si è venuta affermando negli ultimi anni sulla base di due stimoli: la revisione critica dei concetti basilari della filosofia della sicurezza, che già informano universalmente i metodi di progetto delle costruzioni nuove, e la disponibilità di materiali non tradizionali (resine alte epossidiche, calcestruzzi a ritiro controllato calcestruzzi impregnati con polimeri, calcestruzzi rinforzati con fibre che consentono nuove tecniche di riparazione. sia dal punto di vista della resistenza che da quello della deformabilità.

Va tenuto inoltre presenti che dal punto di vista economico il problema delle riparazioni ha un peso non trascurabile, soprattutto per certi tipi di costruzioni particolarmente esposte all'usura ed alle intemperie (pavimentazioni stradali, rivestimenti di canali, impalcati da ponte). Nell'analisi costi-benefici le riparazioni incidono sui costi di esercizio, da valutare in relazione alla durata economica dell'opera che, a sua volta, viene influenzata dal costo della manutenzione, crescente, in generale, nel tempo per l'aggravarsi dei fenomeni di degradazione.

I problemi che si pongono al progettista di una riparazione sono, sostanzialmente, seguenti:

- a) accertamento delle caratteristiche meccaniche dei materiali dell'elemento danneggiato;
- b) esame dei fenomeni di danneggiamento accertamento delle cause che hanno portato al raggiungimento di uno o più stati limite;
- c) scelta della tecnologia della riparazione, in rapporto allo stato limite raggiunto, alle cause che lo

hanno determinato, alla morfologia del componente strutturale o della struttura, alle prestazioni complessive ad esso richieste dopo la riparazione;

- d) valutazione del comportamento del componente strutturale riparato mediante appropriati modelli di calcolo, atti a simulare in modo sufficientemente attendibile la risposta dell'organismo resistente generalmente composito, alle azioni future, sia per quanto riguarda la resistenza che la deformazione;
- e) misura della sicurezza della sezione (o componente, o struttura) riparata, per rapporto agli stati limiti e di servizio;
- f) valutazione del costo della riparazione secondo il sistema prescelto confronto con soluzioni alternative, decisione finale sulla soluzione da adottare.

Scopo della presente nota è quello di contribuire alla sistematizzazione della problematica suddetta, con particolare riguardo alla scelta del sistema di riparazione, limitatamente ai componenti portanti delle costruzioni in c.a. o operando nell'ambito delle metodologie della sicurezza di livello I quelle, cioè che si basano sulla impostazione semiprobabilistica e che impiegano coefficienti parziali di minorazione delle resistenze e di maggiorazione delle azioni.

Pertanto dopo alcune questioni preliminari di terminologia e dopo un breve richiamo sui punti salienti del metodo degli stati limite, si discute il problema della scelta del sistema di riparazione come un processo articolato in quattro fasi:

- analisi della risposta del componente da riparare all'atto del raggiungimento dello stato limite che lo ha danneggiato (crisi del calcestruzzo, dell'acciaio dell'aderenza);
- analisi delle cause che hanno condotto il componente allo stato limite (azioni eccessive o non previste, cedimenti di fondazione, perdita di durevolezza, errori di progetto o di costruzione);
- individuazione di un primo gruppo di requisiti del sistema di riparazione conseguenti allo stato limite raggiunto ed alle cause che lo hanno determinato (trasmissione di sforzi tangenziali e superfici di ripresa, andamento isostatiche e superfici di ripresa, moduli elastici e coefficienti di creep dei materiali aggiunti);

- individuazione di un ulteriore gruppo di requisiti del sistema di riparazione, dipendenti dalla morfologia della struttura (sezione trasversale aperta o chiusa., dimensioni assolute, vincoli) e dalle condizioni ambientali (sotto acqua, in sotterraneo, a grande altezza rispetto al piano di campagna, con o senza possibilità di messa fuori servizio durante la riparazione, ecc.).

2. QUESTIONI PRELIMINARI

La riparazione di costruzioni in c.a. ed in c.a.p. non pone ai nostri giorni — almeno nella generalità dei casi — quei problemi delicati di conservazione e di rivelazione propri del restauro di opere murarie aventi interesse storico e monumentale. Ciò deriva essenzialmente dal fatto che le costruzioni in c.a. e c.a.p sono di origine molto recente: basta pensare che viene citato come primo edificio interamente in c.a. ad uso abitazioni una costruzione realizzata in Inghilterra da William Boutland Wilkinson nel 1865 e che uno dei primi ponti in c.a.p è stato costruito nel 1941-42 in Germania su fiume Neisse, presso Lowen, vicino alla confluenza con l'Oder. A parte l'attuale minore interesse per le costruzioni in c.a. e c.a.p. dal punto di vista storico, interesse che peraltro andrà aumentando col trascorrere del tempo, va anche tenuta presente la grande differenza con le strutture murarie per quanto riguarda l'attitudine a subire interventi locali di modifica. Mentre la muratura, con la tecnica del « cucì e scucì », consente agevolmente alterazioni anche rilevanti rispetto alla situazione iniziale, il c.a. ed il c.a.p rendono molto problematico qualsiasi intervento analogo, al punto che le difficoltà di operare modifiche sulle strutture esistenti e di procedere a demolizioni sono considerate come tipici inconvenienti del c.a. e dei c.a.p rispetto alle costruzioni in acciaio ed alle murature.

Ciò premesso l'impiego dei termini riparazione, rafforzamento, consolidamento, restauro statico riferiti al c.a. ed al c.a.p non dovrebbe dar luogo a confusioni con i problemi del vero e proprio restauro dei monumenti. Tuttavia, dato il carattere metodologico delle presenti considerazioni, si preferisce utilizzare i termini riparazione e rafforzamento per le costruzioni non aventi carattere storico e monumentale, riservando i termini consolidamenti e restauro per quelle monumentali, in conformità al loro impiego nella “ Carta di Venezia “, approvata dal Secondo Congresso Internazionale degli Architetti e Tecnici dei Monumenti (25-31 maggio 1964).

Nell'ambito della presente nota si adottano le seguenti definizioni:

Riparazione: intervento su una struttura danneggiata, con la finalità di ripristinare, in tutto o in parte, le caratteristiche di prestazione preesistenti al danneggiamento. Nelle opere in calcestruzzo la delimitazione fra lavori di manutenzione e di riparazione non sempre netta trattandosi di differenze più quantitative che qualitative.

Rafforzamento: intervento su una struttura, non necessariamente danneggiata allo scopo di aumentarne la capacità portante rispetto alla situazione preesistente. Il rafforzamento di una struttura non danneggiata si presenta di regola in occasione di cambiamenti di destinazione, che comportano un aumento dei sovraccarichi fissi e mobili. Nel caso di una struttura di c.a. danneggiata, all'aumento della capacità portante conseguente al rafforzamento non fa riscontro, di solito, un adeguato aumento della rigidità. Va peraltro segnalato che certi interventi di rafforzamento possono ridurre la duttilità di sezioni e di componenti, ciò che è in generale dannoso non solo in zona sismica ma anche per la sicurezza allo stato limite ultimo di qualsiasi struttura iperstatica.

3. CARATTERI SALIENTI DELLA METODOLOGIA DELLA SICUREZZA AL LIVELLO I

Secondo una proposta formulata nel 1973 da Ferry Borges e Castanheta ed accolti largamente nella letteratura specialistica, i metodi per la misura della sicurezza basati sulla impostazione probabilistica vengono classificati in tre categorie chiamate « livelli ». I livelli variano fra loro tenuto conto del tipo di approssimazione adottato e del modo con il quale si misura la sicurezza; le differenze fra i vari livelli sono dunque essenzialmente operative e non concettuali.

Per chiarezza di esposizione conviene partire dal livello III il più complesso, per passare ai livelli II e I, via via più semplici.

Livello III. In questo livello l'analisi della sicurezza è basata sulla impostazione probabilistica completa, secondo la quale tutte le variabili aleatorie in gioco sono considerate attraverso le rispettive funzioni di distribuzione. L'analisi del comportamento della struttura permette di individuare nello spazio delle variabili aleatorie un dominio di sicurezza delimitato dalla superficie di rottura dove il termine « rottura » è usato in senso generalizzato, per indicare in qualsiasi stato limite. La misura della sicurezza è espressa dalla probabilità che il vettore delle variabili aleatorie sia contenuto nel dominio di sicurezza.

Livello II. Mentre nel livello III la superficie di rottura è considerata nella sua totalità, nel livello II si opera una discretizzazione della superficie stessa, considerandone un numero limitato di punti e, in certi casi, uno solo.

La misura della sicurezza è espressa dall'« indice di sicurezza » che ha il significato geometrico di minima distanza fra la superficie di rottura discretizzata e l'origine degli assi cartesiani che

definiscono lo spazio delle variabili normalizzate.

Livello I. A differenza dei livelli precedenti, le variabili aleatorie sono considerate non tramite le rispettive funzioni di distribuzione ma più semplicemente, mediante loro « valori caratteristici » cioè frattili associati alla probabilità del 5 o per le resistenze e del 95 o per le azioni. In questo nodo la trattazione analitica utilizza i noti algoritmi della tradizionale formulazione deterministica. I valori caratteristici delle resistenze e delle azioni (o degli effetti delle azioni) sono quindi trasformati nei rispettivi « valori di calcolo » dividendo i primi per i coefficienti parziali χ_n e moltiplicando i secondi per i coefficienti parziali γ_f . La verifica consiste nell'accertare che il valore di calcolo delle azioni (o degli effetti delle azioni) non superi il valore di calcolo, dimensionalmente omogeneo, delle resistenze. Si dimostra che è sempre possibile, per una data struttura, calibrare i valori dei coefficienti parziali in modo da ottenere in corrispondenza della uguaglianza fra suddetti valori di calcolo, la stessa probabilità di rottura, determinata con i metodi dei livelli III e II. Ciò non è più possibile se si mantengono invariati gli stessi coefficienti parziali per qualsiasi tipo di struttura: in questo caso si hanno deviazioni inevitabili rispetto al valore standard accettato a priori per la probabilità di crisi (in genere da 10^{-5} a 10^{-7}). La grande semplicità operativa che si ottiene utilizzando valori costanti dei coefficienti parziali e la modesta entità delle deviazioni che ne conseguono hanno indotto ad accettare tali deviazioni, impegnando gli estensori delle norme a scegliere i coefficienti parziali in modo da rendere per quanto possibile minimo il divario rispetto alla probabilità di collasso standard. Il metodo degli stati limite, nella formulazione delle Raccomandazioni CEB-FIP e delle Istruzioni CNR 1976, soddisfa ai requisiti che caratterizzano il livello I. La sua denominazione non mette in evidenza questa fondamentale prerogativa, ma sottolinea piuttosto la esigenza di considerare il comportamento della struttura in rapporto a differenti capacità di prestazione considerate attraverso il corrispondente « stato limite ». Lo stato limite è definito come lo stato, raggiunto il quale, la struttura, o uno dei suoi elementi costitutivi (componenti) non può più assolvere la sua funzione o non soddisfa più le condizioni per cui è stata concepita.

In generale gli stati limite si dividono in due categorie:

- a) stati limite ultimi, corrispondenti al valore estremo della capacità portante, associati a probabilità di crisi dell'ordine di $10^{-5} - 10^{-7}$.
- b) stati limite di servizio, legati alle esigenze di impiego normale e di durata, associati alla probabilità di essere raggiunti, dell'ordine di $10^{-2} - 10^{-3}$.

La differenza fra valori delle probabilità ammesse le due categorie di stati limite si giustifica facilmente tenendo conto della diversa gravità delle conseguenze derivanti dal raggiungimento dei rispettivi stati limite.

Va peraltro osservato che i valori delle probabilità ritenuti ammissibili per gli stati limite ultimi presuppongono che sia in fase di costruzione che durante l'esercizio si operi secondo i normali criteri di perizia, di diligenza, di prudenza. In altri termini atti compiuti con imperizia; negligenza, imprudenza ovvero eventi imprevedibili forza maggiore possono condurre alla crisi di strutture che siano state concepite correttamente per far fronte ad eventi di carattere normale.

Quando una struttura raggiunge uno degli stati ultimi non sempre è possibile o conveniente ripararla, tuttavia dal punto di vista della tecnica delle riparazioni è ugualmente interessante esaminare quali possibilità esistono in queste circostanze estreme.

A tal fine conviene predisporre un elenco dettagliato di stati limite, sia ultimi che di servizio mettendo in evidenza per ciascuno di essi i fenomeni fisici più significativi per lo studio della riparazione.

4. STATI LIMITE E FENOMENI FISICI ASSOCIATI

Il raggiungimento di un generico stato limite rappresenta la specifica risposta del componente strutturale a una domanda superiore alle proprie capacità di prestazione. L'esame dei fenomeni di danneggiamento corrispondenti fornisce quindi informazioni utili per la individuazione di tale particolare domanda, cioè della causa dell'evento critico.

Prima di passare all'esame dei vari stati limite e dei fenomeni mediante i quali essi si manifestano, è bene sottolineare che la lista degli stati limite, siano essi ultimi oppure di servizio, è una lista « aperta » nel senso che, in relazione ad una data struttura, è in generale possibile identificare ulteriori fenomeni pericolosi o semplicemente indesiderabili, rispetto a quelli di una precedente elencazione.

Il bollettino CEB n. 117 considera cinque stati limite ultimi (equilibrio statico di una parte o dell'insieme della struttura, assimilata ad un corpo rigido, trasformazione della struttura in un meccanismo, stati limite ultimi di resistenza o di deformazioni eccessive di sezioni critiche, instabilità, fatica) e tre stati limite di utilizzazione (fessurazione, deformazioni, vibrazioni). Per alcuni degli stati limite suddetti sono previste ulteriori suddivisioni. In particolare nel caso degli stati limite ultimi di resistenza vengono distinti quelli dovuti a sollecitazioni normali (flessione e sforzo normale) da quelli dovuti a sollecitazioni tangenziali (aderenza, ancoraggi, sforzo di taglio, torsione, punzonamento).

Nell'ambito degli stati limite ultimi dovuti a sollecitazioni normali ed a quelli dovuti a sollecitazioni tangenziali si hanno poi ulteriori suddivisioni in base alla lista dei fenomeni di crisi, i quali dipendono essenzialmente dalla morfologia del componente strutturale dalle percentuali di armatura

longitudinale e trasversale.

Sempre con riferimento alla stesura del bollettino 117, dei problemi concernenti durevolezza non vengono classificati esplicitamente come stati limite indipendenti, ma considerati indirettamente nella verifica allo stato limite di fessurazione. Ciò premesso, si passa alla elencazione dei singoli casi.

4.1 Stati limite ultimi

4.1.1 Equilibrio statico di una parte o dell'insieme della struttura, considerata come corpo rigido: l'esempio classico è quello delle verifiche al ribaltamento e allo scorrimento d'un muro di sostegno.

4.1.2 Trasformazione di una struttura in un meccanismo: escluso il caso banale di strutture isostatiche, per le quali la rottura di una sezione coincide con la labializzazione del sistema e la crisi, lo stato limite riguarda le strutture iperstatiche monodimensionali, le strutture a grandi pannelli, le piastre.

4.1.3 Superamento della resistenza di sezioni critiche

4.1.3.1 Sotto sollecitazioni normali (N, M)

4.1.3.1.1 Fessurazione del calcestruzzo teso, seguita, sotto carico crescente, dallo snervamento delle armature tese, che segna il raggiungimento della massima capacità portante, cioè dello stato limite. Nel caso di sezioni inflesse, dopo lo snervamento dell'acciaio, a causa dei forti allungamenti armature, il calcestruzzo si schiaccia, ma la causa primaria del collasso resta sempre lo snervamento dell'acciaio

Questo tipo di rottura si ha per percentuali di armatura inferiori a quella critica, cioè per i casi normali di travi inflesse. (Ted.: Biegezugbruch).

4.1.3.1.2 Rottura improvvisa della sezione per strappo dell'armatura tesa all'atto della fessurazione del calcestruzzo teso. Avviene soltanto nel caso di percentuali molto basse di armatura. Prima della fessurazione, tutta la trazione è equilibrata dal calcestruzzo, teso ma non ancor fessurato.

Dopo la fessurazione, la trazione dovrebbe essere equilibrata dall'armatura che però, essendo insufficiente, si snerva subito provocando la crisi della sezione. (Ted.: Schlagartiger Biegezugbruch). In altri termini, il momento resistente della sezione nel II stadio (fessurata) è minore di quello della sezione nel I stadio (non fessurata).

4.1.3.1.3 Rottura per schiacciamento del calcestruzzo; la sezione è parzializzata (II stadio), ma

l'acciaio teso è ancora in campo elastico. Si verifica quando la percentuale di armatura è uguale o superiore a quella critica. Il margine di avvertimento dovuto alla fessurazione è molto modesto. (Ted.: Biegedruckbruch). E' la rottura tipica dei pilastri.

4.1.3.1.4 Rottura per schiacciamento del calcestruzzo; la sezione non fessurata (I stadio). E' il caso dei pilastri con piccola eccentricità. Non c'è preavviso dovuto alle fessure; la rottura a carattere fragile. (Ted.: Schlagartiger Biegedruckbruch).

4.1.3.2. Sotto sollecitazioni tangenziali

4.1.3.2.1 Aderenza, ancoraggi

Può verificarsi in tutti i tipi di armatura longitudinali, inclinati, trasversali. Lo scorrimento dell'armatura rispetto al calcestruzzo determina la crisi della collaborazione dei due materiali cioè la crisi del sistema resistente in parallelo che è il cemento armato. Le regole date dalla normativa sulle disposizioni costruttive degli ancoraggi e delle sovrapposizioni garantiscono dal pericolo che si verifichi questo stato limite.

4.1.3.2.2 Prevalente sollecitazione tagliante (M, T)

4.1.3.2.2.2. Rottura di tipo duttile per snervamento dell'armatura trasversale dopo la fessurazione obliqua (II stadi). In questo caso il traliccio di Morsch può formarsi. Come conseguenza dello snervamento dell'armatura trasversale, il calcestruzzo del corrente superiore compresso può schiacciarsi, come nel caso della flessione (v. 4.1.3.1.1). (Ted. Schubzugbruch in Balken mit normaler Stegdicke; Ingl:Web reinforcement failure).

4.1.3.2.2.3. Rottura caratteristica di sezioni a doppio T con anima molto stretta (caso del c.a.p.); inizia con lesioni oblique verso gli appoggi che sono contenute solo nell'anima ma, senza interessare, almeno all'inizio, la suola inferiore. Se l'armatura trasversale è debole, la lesione prosegue dall'anima verso il basso attraverso la suola inferiore e la trave cede. (Ted.: Schubzugbruch in Balken mit duennen Stegen).

4.1.3.2.2.4. Quando la sezione ha le stesse caratteristiche del caso precedente ma l'armatura trasversale è forte, dopo l'apparizione delle lesioni oblique nell'anima l'armatura trasversale resta in campo elastico.

4.1.3.2.2.5. Nel caso di sezione a T composta da una nervatura prefabbricata e da una soletta o gettata in opera o anch'essa prefabbricata, può verificarsi il distacco delle due parti per insufficienza del sistema di collegamento. Esso può essere costituito da risalti predisposti all'estradosso della nervatura prefabbricata perché vi si immorsi il getto in opera della soletta, ovvero da staffe emergenti dalla nervatura. Se la soletta è anch'essa prefabbricata, le staffe corrispondono ad alloggiamenti predisposti nella soletta da sigillare con un getto in opera. A causa del distacco della soletta la sezione resistente si riduce a quella della nervatura, che può cedere per flessione o per prevalente azione del taglio.

4.1.3.2.3. Torsione pura

4.1.3.2.3.1. Rottura per snervamento dell'armatura tesa. Si verifica dopo la fessurazione (II stadio) e corrisponde al comportamento previsto dal calcolo

4.1.3.2.3.2. Rottura per strappo dell'armatura. Ha carattere fragile ed avviene al momento della fessurazione obliqua (passaggio dal I al II stadio), perché il momento interno della sezione nel I stadio è maggiore del momento interno della sezione nel II stadio. (Ted.: TorsionsZugbruch).

4.1.3.2.3.3. Rottura per schiacciamento delle eliche compresse. E' attribuita al fatto che le tensioni effettive nelle eliche compresse sono maggiori di quelle previste dalla teoria del traliccio spaziale, a causa di forti eccentricità dello sforzo normale nelle eliche stesse. Non esiste peraltro una estesa sperimentazione in proposito. (Ted.: TorsionsDruckbruch).

4.1.3.2.3.4 Rottura per trazione del calcestruzzo in corrispondenza degli spigoli. Si manifesta nel caso di sezione rettangolare e di staffe rade. In questo caso le bielle che formano le eliche compresse e che spingono verso l'esterno (spinte a vuoto) possono essere espulse all'infuori con rottura degli spigoli. (Ted.: Ausbrechen von Kanten).

4.1.3.2.4. Punzonamento

Lo stato limite ultimo è caratterizzato dalla formazione di un tronco di cono la cui direttrice è costituita dal contorno dell'area caricata sulla piastra e le cui generatrici sono inclinate sul piano della piastra di un angolo generalmente compreso fra 30° e 35°. Secondo le ricerche di S. Kinnunen e H. Nylander la crisi avviene per rottura del calcestruzzo compresso nella zona del colletto conico

intorno all'appoggio.

4.1.4. *Stato limite ultimo per pilastri snelli*

A causa delle imperfezioni inevitabili è sempre presente una eccentricità iniziale che conferisce al fenomeno il carattere di instabilità progressiva.

La crisi può avvenire in due modi per rottura dei materiali o per instabilità della configurazione in campo anelastico.

4.1.4.1. Schiacciamento del calcestruzzo (cfr, 4.1.3.1.3.). Si verifica per snellezze medie.

4.1.4.2. Instabilità della configurazione. Si verifica per snellezze elevate. L'asta continua ad inflettersi fino alla completa rottura.

Entrambi i fenomeni sono incrementati dallo scorrimento viscoso che il calcestruzzo subisce per il solo effetto dei carichi permanenti.

4.1.5. *Rotture per fatica*

In genere si verificano nelle armature tese dopo la formazione delle fessure, a causa dell'incremento di variazione della tensione che si ha passando dal I al II stadio. Poiché tale incremento è maggiore nelle travi in c.a.p. rispetto a quelle in c.a., il pericolo di rottura per fatica è maggiore nelle travi in c.a.p. fessurate. La rottura per fatica dell'armatura ha le caratteristiche tipiche della rottura di schianto.

Anche il calcestruzzo presenta una sua resistenza a fatica, che risulta circa il 60 % di quella statica.

4.2 Stati limite di utilizzazione

4.2.1 *Fessurazione*

4.2.1.1. decompressione: interessa nel caso di armature sensibili alla corrosione. Passando da un ambiente molto aggressivo ad uno poco aggressivo la verifica alla decompressione va associata a combinazioni di azione da frequenti a quasi permanenti;

4.2.1.2 formazione delle lesioni: interessa nei casi eccezionali, in cui una sola occorrenza delle

combinazioni rare è determinante;

4.2.1.3. apertura delle lesioni: le precisazioni che vengono date dalle Raccomandazioni CEB riguardano le sollecitazioni normali (N, M) e le fessure sensibilmente normali alle armature longitudinali, non le lesioni oblique dovute al taglio e alla torsione ed eventuali altri i tipi di lesioni. I valori numerici delle ampiezze ammissibili, da 0,1 a 0,3 millimetri, vanno intesi come una maniera convenzionale di prendere delle precauzioni rispetto alle conseguenze dannose che potrebbero derivare da una situazione eccessiva.

4.2.2. *Deformazione*: passando dal I al II stadio le deformazioni aumentano considerevolmente, a causa della riduzione del momento d'inerzia; questa riduzione è relativamente maggiore nel caso della torsione rispetto a quello della flessione.

4.2.2. *Vibrazione*: è considerato uno stato limite piuttosto infrequente, che può acquisire interesse in casi particolari, quando il vento od il funzionamento di macchine inducono o vibrazioni tali da interferire negativamente con le condizioni di utilizzazione.

4.3. Considerazioni particolari sugli effetti della degradazione e della corrosione intesi come stati limite

In alcuni documenti del CEB e nelle Istruzioni sperimentali CNR 1976 la degradazione e la corrosione sono incluse fra gli stati limite ultimi e di utilizzazione, mentre nella proposta per la terza edizione delle Raccomandazioni CEB/FIP (Bollettino 117) la durevolezza delle armature è garantita attraverso il controllo della fessurazione.

Entrambe le posizioni sono valide e sono in realtà complementari: la prima ricorda al progettista strutturale l'esistenza di fenomeni pericolosi che non sono prodotti da forze o da deformazioni impresse e che sfuggono, come tali, agli algoritmi classici della Meccanica applicata alle costruzioni; la seconda fornisce un metodo di prevenzione sia pure limitatamente ad uno solo dei fenomeni di deterioramento espresso con grandezze familiari ai Tecnici del c.a. e c.a.p.

A parte considerazioni estetiche e funzionali, il danneggiamento locale determinato da fenomeni fisici e chimici (anch'essi da definire come « azioni » in senso generalizzato) influisce

in senso negativo sulle caratteristiche di resistenza delle sezioni, alterando i materiali riducendo spessori, provocando discontinuità. Nel confronto fra gli effetti delle forze e delle deformazioni impresse (domanda) e la resistenza delle sezioni (capacità), tipico di ogni verifica agli stati limite avviene dunque che le azioni fisiche e chimiche risultano pericolose quando riducono la capacità, mentre le azioni meccaniche sono pericolose quando aumentano la domanda. Dal punto di vista del raggiungimento di un certo stato limite le due tendenze (diminuzione della capacità, incremento della domanda) operano in modo simmetrico e si può anche pensare ad un criterio di equivalenze fra effetti dei carichi ed effetti di agenti chimico-fisici, quando siano tali da produrre lo stesso aumento della probabilità di raggiungere lo stato limite considerato.

D'altra parte la gradualità con la quale questi fenomeni si evolvono nel tempo e la periodicità delle ispezioni alle opere esposte alle azioni ambientali fanno sì che il carattere

del danneggiamento sia più di stato limite di utilizzazione che non di stato limite ultimo. Tali caratteristiche consentono l'approccio sistematico verso le riparazioni dirette, volte al ripristino della situazione iniziale sotto la duplice ipotesi che detta situazione sia sicura per rapporto agli stati limite dovuti alle forze ed alle deformazioni impresse e che non vi siano interferenze fra gli effetti delle azioni chimico fisiche e gli effetti delle azioni dirette e indirette.

5. LE AZIONI CHE PROVOCANO IL RAGGIUNGIMENTO DEGLI STATI LIMITE

Durante fase di progetto di una costruzione nuova, gli stati limite che vengono verificati sono di regola associati unicamente ad effetti di forze esterne direttamente applicate o di deformazioni impresse. Lo studio approfondito dei particolari costruttivi, l'impiego di materiali selezionati, la esecuzione coscienziosa ed intelligente da parte di maestranze qualificate, i controlli sistematici in corso d'opera e quelli di collaudo, la sorveglianza attenta in fase di utilizzazione, la manutenzione accurata e tempestiva costituiscono nel loro complesso, un sistema di operazioni logicamente concatenate, che limitano il campo delle azioni pericolose alle forze ed agli stati di coazione.

Nella realtà si deve prendere atto che anche altri fenomeni concorrono al raggiungimento degli stati limite, le azioni fisiche e chimiche, di cui si è già fatto cenno nel punto 4.3 e gli errori sia di progetto che di esecuzione.

Per lo studio delle riparazioni è naturalmente necessario avere preliminarmente individuato le cause dei danneggiamenti, che, in generale, sono più di una e che spesso interagiscono fra loro, esaltando l'effetto avverso.

La ricerca delle cause è agevolata dalla loro elencazione, che funge opera da pro-memoria e che può essere utilizzata in un procedimento di eliminazione successiva.

La seguente elencazione che ha carattere prevalentemente esemplificativo, si basa sui documenti CEB c sugli Atti del Convegno Inter - Associazioni di Liegi.

5.1 Azioni meccaniche

5.1.1 Azioni dirette (forze)

Ai fini del raggiungimento di uno stato limite interessano i valori più elevati delle forze che in una distribuzione statistica normale sono associati a basse probabilità di comparizione. Se però la distribuzione è dissimmetrica col massimo spostato verso i valore maggiori della variabile aleatoria, ovvero se in una distribuzione simmetrica la dispersione è elevata o, infine, se l'evento avverso, per la sua intrinseca rarità, non è stato preso in considerazione dalla normativa sui carichi, allora è possibile che uno stato limite venga raggiunto per effetto di azioni dirette, specialmente di quelle associate a fenomeni tipicamente aleatori.

5.1.1.1 Carichi fissi: peso proprio del componente portante, pesi propri dei componenti portati. E' bene controllare sul posto lo spessore dei massetti di sottofondo delle pendenze, nonché la natura del materiale impiegato, perché a volte determinano pesi sensibilmente maggiori rispetto a quelli considerati normali e riportati sui manuali. In questi casi la semplice rimozione dello strato inutilmente pesante e la sua sostituzione con materiali a basso peso specifico o con intercapedini permette di recuperare per i sovraccarichi di servizio una quota parte della capacità portante.

5.1.1.2. Carichi variabili (nel tempo, nello spazio, verticali, orizzontali, statici, dinamici)

5.1.1.2.1. di utilizzazione (sovraccarichi accidentali per edifici civili e industriali, per ponti stradali e ferroviari, ecc.)

5.1.1.2.2. climatici:

5.1.1.2.2.1. vento

5.1.1.2.2.2. neve

5.1.1.2.3. azioni sismiche

5.1.1.2.4. spinta di fluidi

5.1.1.2.5. spinta di materiali incoerenti insilati

5.1.1.2.6. spinta delle terre

Tenuto conto del carattere essenzialmente aleatorio della maggior parte dei carichi di questa categoria può risultare molto problematica la determinazione della intensità del carico variabile che ha prodotto un certo danneggiamento. E' il caso degli impalcati dei ponti stradali, nei quali le salette

risultano spesso fessurate in conseguenza del transito di veicoli caricati oltre i valori nominali ovvero per la concomitanza di azioni impulsive dovute ad irregolarità della pavimentazione o dei giunti ed alle alte velocità di percorrenza.

5.1.2. *Azioni indirette* (deformazioni impresse)

5.1.2.1. naturali

5.1.2.1.1. variazioni termiche

5.1.2.1.2. ritiro del calcestruzzo

5.1.2.1.3. spostamenti di vincoli (cedimenti differenziali delle fondazioni)

5.1.2.2. artificiali: pre-sollecitazione

5.1.3. *Azioni aventi carattere eccezionale*

Si tratta di fenomeni con probabilità di occorrenza molto bassa, che possono determinare conseguenze molto dannose per la loro forte intensità.

5.1.3.1. Fenomeni naturali

5.1.3.1.1. Alluvioni