



# I QUADERNI TECNICI

per la salvaguardia  
delle infrastrutture

Volume II



## PREFAZIONE

Gli interventi di manutenzione mirano alla conservazione e, quando necessario, al ripristino delle caratteristiche strutturali e funzionali delle infrastrutture stradali, delle opere d'arte che in esse ricadono o di singoli elementi strutturali costituenti queste ultime.

Gli interventi che - di volta in volta - si vanno ad eseguire richiedono un'organizzazione necessaria a garantire il raggiungimento della vita utile dell'opera infrastrutturale nel suo complesso e non soltanto della parte che si sottopone a manutenzione.

Ciò premesso, Anas con le sue strutture tecniche e operative, ha avvertito la necessità di definire, in termini oggettivi, le modalità progettuali dei più frequenti interventi di manutenzione che si realizzano sulla rete stradale in gestione.

A tal fine, sono stati predisposti - anche in collaborazione con l'Università degli studi di Roma "Tor Vergata", Dipartimento di Ingegneria Civile e Ingegneria Informatica, nella persona del Prof. Ing. Alberto Meda, che con l'occasione ringrazio per il suo contributo - appositi quaderni tecnici, di ausilio alla redazione di progetti di conservazione e/o ripristino strutturale.

Il presente volume raccoglie il secondo gruppo di quaderni tecnici redatti che hanno affrontato i seguenti temi: *Interventi di rifacimento dei cordoli con calcestruzzo fibrorinforzato*, *Interventi di ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati*, *Interventi locali sugli appoggi*, *Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza dei giunti*. Il primo quaderno fornisce le indicazioni necessarie per eseguire il rifacimento parziale o totale dei cordoli quando per questi si voglia utilizzare calcestruzzo fibrorinforzato, ad esempio per ridurre i tempi dell'intervento. Il secondo quaderno descrive le modalità di ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati, tale tema è particolarmente rilevante per le nostre strutture al fine di garantire la loro maggiore durabilità. Nella trattazione sono stati distinti gli elementi in cemento armato ordinario e quelli in cemento armato precompresso. Infine, gli ultimi due quaderni descrivono le modalità di

intervento relative agli appoggi ed ai giunti; si tratta - come è noto - di interventi molto frequenti che vengono ampiamente illustrati.

Per la realizzazione dei quaderni si ringrazia la struttura tecnica di Anas, i Compartimenti territoriali, i Capi Compartimento Anas e, in particolare, l'Ing. Paolo Mannella e l'Ing. Massimo Simonini che ne hanno coordinato la stesura e la pubblicazione.

Si auspica che il presente manuale possa risultare utile ai tecnici impegnati nella progettazione, esecuzione e collaudo dei lavori cui esso si riferisce, tenendo presente che nella sua redazione si è cercato di fornire indicazioni il più possibile operative.

Il frutto di questo lavoro potrà divenire una buona abitudine per Anas e, per questo motivo, sono ben accetti i contributi da parte di tutti per l'aggiornamento e per nuovi temi da affrontare in futuro, nei prossimi volumi.

Il Direttore  
Ing. Ugo Dibennardo



# *QUADERNO TECNICO N.5*

INTERVENTI DI RIFACIMENTO DEI CORDOLI  
CON CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO

# Indice Quaderno Tecnico n.5

1. Introduzione .....	19
2. Normativa di Riferimento .....	20
3. Analisi dei carichi .....	21
3.1. Combinazione delle azioni.....	29
4. Materiali.....	30
5. Schema statico di calcolo.....	33
6. Meccanismi resistenti .....	34
6.1. Verifiche del cordolo .....	36
6.2. Verifiche a taglio scorrimento in corrispondenza dell'interfaccia cordolo-soletta .....	36
6.3. Verifiche relative all'utilizzo degli ancoraggi chimici.....	38
6.3.1. Modalità di rottura a Trazione.....	39
6.3.2. Modalità di rottura a Taglio.....	41
6.3.3. Rottura combinata Taglio-Trazione.....	43
6.4. Definizione delle lunghezze di aderenza per ancoraggi tradizionali...	44
6.5. Verifiche del collegamento tra la barriera ed il cordolo.....	45
7. Verifiche ulteriori: sbalzo dell'impalcato .....	46
8. Validazione delle analisi numeriche mediante i risultati di prove sperimentali.....	51
8.1. Descrizione delle prove sperimentali eseguite .....	51
8.2. Descrizione del modello numerico realizzato.....	54
8.2.1. Geometria e condizione di carico .....	54
8.2.2. Materiali .....	56
8.2.2.1. Calcestruzzo della soletta esistente .....	56
8.2.2.2. Calcestruzzo fibrorinforzato del cordolo .....	56

8.2.2.3.	Interfaccia 1.....	60
8.2.2.4.	Interfaccia 2.....	61
8.2.2.5.	Barre di armatura 1 – Barre B450C .....	62
8.2.2.6.	Barre di armatura esistenti – Barre AQ50.....	63
8.2.3.	Risultati della modellazione.....	63
9.	Indagine numerica su cordoli in calcestruzzo fibrorinforzato .....	64
9.1.	Geometrie più comuni (oggetto della modellazione) .....	64
9.2.	Modello di calcolo .....	67
9.3.	Risultati delle indagini numeriche.....	68
9.4.	Soluzione con barre di rinforzo aggiuntive.....	73
10.	Controlli sui materiali.....	77



# *QUADERNO TECNICO N.6*

INTERVENTI DI RIPRISTINO CORTICALE DEI  
CALCESTRUZZI AMMALORATI

## Indice Quaderno Tecnico n.6

1.	Premessa.....	79
2.	I principali fenomeni che innescano la corrosione.....	81
2.1.	Il fenomeno della carbonatazione .....	82
2.2.	L'attacco cloridrico .....	92
3.	Morfologie di corrosione.....	96
4.	Velocità di corrosione.....	98
5.	Diagnosi e monitoraggio.....	102
5.1.	Indagini visive .....	102
5.2.	Rilievi di parametri geometrici .....	103
5.3.	Misure elettrochimiche .....	104
5.3.1.	Misura del potenziale e mappatura del potenziale .....	104
5.3.2.	Polarizzazione lineare .....	105
5.3.3.	Misure di resistività.....	105
5.4.	Metodi chimici.....	106
5.4.1.	Profondità di carbonatazione .....	106
5.4.2.	Profilo di cloruri .....	106
6.	Valutazioni delle condizioni di una struttura corrosa.....	106
7.	Trattamento degli elementi soggetti a degrado.....	110
7.1.	Asportazione del calcestruzzo degradato .....	111
7.2.	Pulizia delle armature.....	114
7.3.	Trattamento delle armature .....	114
7.4.	Posizionamento di armature aggiuntive .....	114
7.5.	Posizionamento di rete elettrosaldata di contrasto.....	115
7.6.	Pulizia della superficie di supporto .....	115
7.7.	Applicazione dei materiali da ripristino .....	116
8.	Conclusioni.....	117

# *QUADERNO TECNICO N.7*

## INTERVENTI LOCALI SUGLI APPOGGI

## Indice Quaderno Tecnico n.7

1. Premessa.....	129
2. Dispositivi di Appoggio Esistenti .....	130
3. Richiamo delle norme di progettazione di ponti in c.a.....	132
2.1. Decreto Ministeriale 2 Agosto 1980.....	132
2.2. Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 4 Maggio 1990 .....	133
4. Stato dell'arte Normativo.....	133
4.1. CNR-UNI 10018-72 .....	134
4.2. CNR 10018/85.....	137
4.3. CNR 10018/87.....	141
4.4. CNR 10018/98.....	142
5. Principali problematiche dei Dispositivi di Appoggio in Acciaio .....	145
5.1. Scivolamento dell'appoggio .....	146
5.2. Corrosione.....	147
6. Principali problematiche dei Dispositivi di Appoggio Elastomerici .....	148
6.1. Apparecchi di appoggio elastomerici semplici.....	149
6.1.1. Indurimento della gomma ed effetto della temperatura .....	150
6.1.2. Scivolamento dell'appoggio .....	152
6.1.3. Viscosità a Compressione.....	153
6.1.4. Carichi a fatica.....	153
6.2. Apparecchi di appoggio elastomerici armati .....	154
6.3.1. Delaminazione .....	155
7. Principali problematiche dei Dispositivi di Appoggio di più Recente Concezione .....	155
8. Criteri di scelta dei nuovi dispositivi di appoggio in sostituzione di quelli esistenti.....	155
8.1. Tipologie dei nuovi dispositivi di appoggio in sostituzione di quelli esistenti.....	156

8.2.	Problematiche relative ai nuovi appoggi .....	159
8.3.	Quadro normativo attuale.....	160
8.3.1.	Criteri di Progetto dei Nuovi Dispositivi di Appoggio.....	161
8.3.2.	Criteri di scelta dei dispositivi elastomerici da sostituire a quelli esistenti (nei limiti di applicabilità di intervento locale).....	165
8.3.3.	Criteri di scelta dei dispositivi in acciaio da sostituire a quelli esistenti (nei limiti di applicabilità di intervento locale).....	171
8.3.4.	Criteri di scelta dei dispositivi a disco elastomerico confinato (nei limiti di applicabilità di intervento locale) .....	172
9.	Sequenza operativa di sostituzione.....	172
9.1.	Sollevamento degli impalcati.....	173
9.2.	Verifiche del Transitorio.....	176
9.2.1.	Analisi dei carichi e combinazione di carico .....	177
9.2.2.	Sollevamento dell'intera campata .....	177
9.2.3.	Sollevamento su singola testata.....	178
9.2.4.	Martinetto spingente in testata delle travi.....	178
9.2.5.	Martinetto spingente sui traversi esistenti .....	178
9.2.6.	Martinetto spingente su elemento di contrasto appositamente costruito.....	182
10.	Problematiche relative all'installazione.....	182
11.	Problematiche relative alla manutenzione .....	184
11.1.	Ispezione periodica .....	185
11.2.	Ispezione principale.....	185
11.3.	Rapporto di ispezione .....	186
11.4.	Casi particolari inerenti gli appoggi scorrevoli.....	186
12.	Appendice A. Scheda di manutenzione e controllo dei dispositivi di appoggio installati.....	188



# *QUADERNO TECNICO N.8*

## INTERVENTI DI RIPRISTINO DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA DEI GIUNTI

## Indice del Quaderno Tecnico n.8

1. Introduzione .....	190
2. Normativa di riferimento .....	192
3. Caratteristiche dei dispositivi di giunto .....	194
4. Tipologie di giunto .....	195
4.1. Giunto di sottopavimentazione .....	195
4.2. Giunto a tampone viscoelastico .....	197
4.3. Giunto in gomma armata.....	198
4.3.1. Giunti di piccola escursione .....	199
4.3.2. Giunti di media escursione.....	200
4.3.3. Giunti di grande escursione .....	201
4.4. Giunto a pettine .....	202
5. Principali problematiche dei dispositivi di giunto.....	204
6. Organizzazione delle indagini per il rilevamento dello stato di danno .....	209
7. Operazioni di manutenzione del dispositivo di giunto .....	212
7.1. Giunti di sottopavimentazione .....	213
7.2. Giunto a tampone viscoelastico .....	214
7.3. Giunti in gomma armata di piccola e media escursione.....	216
7.3.1. Intervento di sostituzione di un singolo modulo del giunto.....	216
7.4. Intervento di sostituzione totale del giunto.....	217
 Bibliografia.....	 220





# *QUADERNO TECNICO N.5*

INTERVENTI DI RIFACIMENTO DEI CORDOLI  
CON CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO

## 1. Introduzione

Gli elementi di margine sui viadotti sono individuati dalle barriere stradali, installate su appositi cordoli bordo-ponte.



**Figura 1 - Individuazione del cordolo bordo-ponte**

In caso di interventi di manutenzione straordinaria, quali:

- installazione di nuove barriere di sicurezza, antirumore ovvero integrate;
- ampliamenti della carreggiata;
- sostituzione delle barriere esistenti;

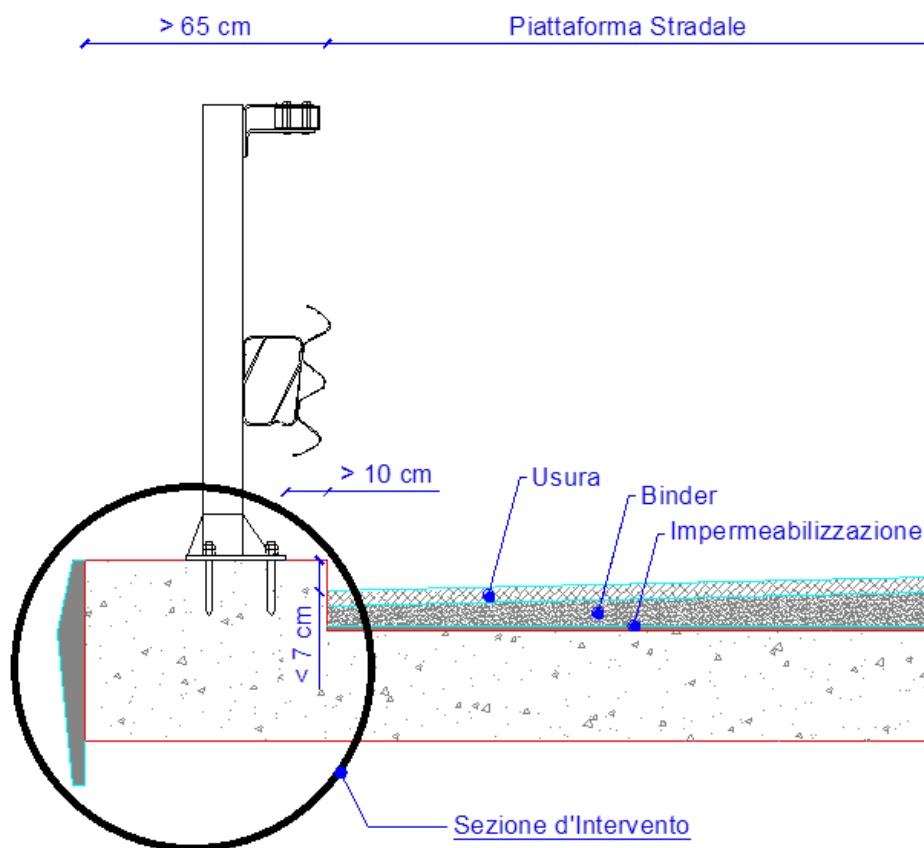
è frequentemente necessario l'intervento di rifacimento parziale o totale del cordolo. Le azioni di calcolo, previste dall'attuale quadro normativo, hanno intensità tale da non permettere, spesso, l'adeguamento delle strutture esistenti al nuovo stato di sollecitazione di progetto.

Nei casi in cui il rifacimento o l'adeguamento di un cordolo bordo-ponte debba essere eseguito in regime di emergenza o si voglia limitare al massimo l'arco temporale di intervento sulla piattaforma stradale la scelta di realizzare un cordolo in calcestruzzo fibrorinforzato può risultare ottimale.

L'uso del calcestruzzo addizionato con fibre in acciaio disperse, in luogo delle barre di armatura in acciaio, consente di risparmiare i tempi necessari al

montaggio della gabbia prima del getto del calcestruzzo e riduce enormemente il tempo di fissaggio della barriera sopra il cordolo. Quest'ultimo risparmio è legato a due aspetti fondamentali: la mancanza delle barre di armatura permette agli operatori di forare più facilmente e velocemente il cordolo per inserire i tirafondi dei montanti delle barriere ed il rapido indurimento di questo tipo di miscele permette di lavorare sull'elemento già dopo un paio di giorni dal getto di realizzazione del cordolo.

Nel presente quaderno tecnico si illustrano le procedure da considerare nel progetto dei nuovi cordoli bordo-ponte. Ai sensi del **Decreto Ministeriale 14.1.2008 §8.4.3** e della **Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 §C8.4.3**, l'intervento si configura come locale, quindi la sezione di analisi è limitata al solo cordolo, prescindendo dagli altri elementi cui esso è connesso, così come individuato nella figura seguente.



**Figura 2 - Individuazione della sezione d'intervento locale**

## **2. Normativa di Riferimento**

Gli aspetti progettuali e di controllo sul materiale, da seguire nel caso in cui si scelga di procedere alla sostituzione o al rinforzo dei cordoli esistenti sui

viadotti con calcestruzzo fibrorinforzato, sono analizzati con specifico riferimento alla seguente normativa tecnica:

- Decreto Ministeriale 14.1.2008
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture
  - UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
  - UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
  - UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
  - UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- ETAG 001: 1997. Linee guida per il B.T.E di ancoranti metallici da utilizzare nel calcestruzzo - Così come recepite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- fib Model Code for Concrete Structures 2010 (MC2010)
- ACI Manual of Concrete Practice 2010 Part 3
- CNR DT204/2006 – Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato
- UNI EN 14651 – Metodo di prova per calcestruzzo con fibre metalliche – Misurazione della resistenza a trazione per flessione [limite di proporzionalità (LOP), resistenza residua].

### **3. Analisi dei carichi**

Ai sensi del § 5.1.3.10 “Urto di veicolo in svio” delle NTC *“I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367)”*.

Pertanto i carichi per cui deve essere calcolato/verificato il cordolo sono:

- Peso proprio dell'elemento ( $g_1$ )
- Carichi permanenti ( $g_2$ )

- Pavimentazione ( $g_{2pav}$ )
- Parapetto ( $g_{2par}$ )
- Guardrail ( $g_{2g}$ )

Sempre il § 5.1.3.10 recita “*Per altri elementi (i cordoli, n.d.a.) si può fare riferimento al §3.6.3.3.2*”, ovvero “*In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell’elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m*”.

Occorre pertanto verificare la resistenza del cordolo cui sono collegate le barriere di sicurezza nei confronti delle azioni da urto veicolare. Tali azioni, si ricorda, sono azioni eccezionali, quindi (come vedremo di seguito) caratterizzate da coefficienti di sicurezza dei materiali (cfr. §4.1.4) e da coefficienti di amplificazione dei carichi (cfr. §2.5.3) unitari.

Stando a quanto recita il §3.6.3.3.2, è possibile valutare l'azione da urto:

- Considerando un'azione di 100 kN applicata ad una altezza dal piano di marcia  $h$ , (definita come la minore tra 1,0 m e l'altezza della barriera depurata di 100 mm);

Oppure

- considerando il momento plastico che il montante della barriera metallica di sicurezza può fornire. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 1991-2 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

In particolare, occorre considerare un carico orizzontale  $Q_{urto}$  pari a 100 kN “*in assenza di specifiche prescrizioni*”, ovvero quando non si conoscono in fase di progetto del cordolo le caratteristiche geometriche della barriera che dovrà essere installata. In alternativa, a discrezione del progettista è possibile utilizzare come azione di progetto il momento di plasticizzazione del montante (cfr UNI EN 1991-2). Sfruttando tale approccio, più realistico, le sollecitazioni di progetto potrebbero risultare inferiori a quanto definito nel §3.6.3.3.2 delle NTC. È tuttavia necessario sottolineare che tale metodologia è applicabile

**esclusivamente** quando in fase di progetto si conosce già il dispositivo di ritenuta da installare e le sue caratteristiche geometriche e meccaniche. In particolare, il progettista deve determinare le prestazioni attese dalla barriera di sicurezza e ottenere dal produttore prescelto le caratteristiche geometriche e funzionali degli elementi costituenti la barriera, comprensivi del sistema di fissaggio sul supporto in calcestruzzo, in conformità a quanto adottato in sede di prova di crash: tali dati sono infatti necessari per dimensionare ed armare il cordolo.

A titolo esemplificativo si riportano i momenti di plasticizzazione e gli stessi amplificati attraverso un coefficiente pari a 1.5, secondo quanto prescritto dall'Eurocodice 2, per i montanti attualmente disponibili nel mercato.

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	$M_{ampl}$
Barriera stradale H2 b.Ponte	Sezione scatolare	120x80 Sp. 5	S275JR	275	76,25	20,97	31,45
H2-W4-A	Sezione a C	B= 120mm H=80mm C=30mm s=5.9 mm	S235JR/ S355JR	355	83	29,47	44,20
Barriera PAB CE 2 per manufatto W4	Sezione a U	120x80 Sp. 6	S275JR	275	72,22	19,86	29,79
Barriera PAB CE 2 per manufatto W5	Sezione a U	120x80 Sp. 6	S275JR	275	72,22	19,86	29,79
Barriera 3 onde per manufatto W4	Sezione scatolare	120x80 Sp. 4	S275JR	275	62,21	17,11	25,66
Barriera 3 onde per manufatto W4 con pannello	Sezione scatolare	120x80 Sp. 4	S275JR	275	62,21	17,11	25,66
Barriera 3 onde per manufatto W5	Sezione scatolare	120x80 Sp. 4	S275JR	275	62,21	17,11	25,66
Barriera tripla onda bordo ponte H2	Sezione a C	B= 160mm H=120mm C=40mm s=4.5 mm	S275JR	275	128,07	35,22	52,83
Classe H2 bordo ponte	Sezione a C	B= 120mm H=80mm C=30mm s=5 mm	S235JR	235	71,75	16,86	25,29
CLASSE H2 PER BORDO PONTE	Sezione a C	B= 120mm H=80mm C=30mm s=4.8 mm	SR235JR	235	69,17	16,25	24,38

Barriera H2 bordo ponte (tipo2 ASI 1)	HEA	HEA 100	S275JR	275	83,01	22,83	34,24
Barriera di sicurezza bordo ponte H2	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29
T40 BP	HEA	HEA100	acciaio S235JR rivestito in legno	235	83,01	19,51	29,26
Barriera di sicurezza a tubi classe H2 bordo ponte	Sezione a C	B= 100mm H=70mm C=25mm s=5 mm	S355JO	355	50,38	17,88	26,83

**Tabella 1 – Montanti barriere di contenimento H2**

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	$M_{ampl}$
Barriera 3 onde per manufatto W5	Sezione scatolare	120x80 Sp. 5	S275JR	275	76,25	20,97	31,45
Barriera 3 onde per manufatto W7	Sezione scatolare	120x80 Sp. 4	S275JR	275	62,21	17,11	25,66
Barriera H3 - Bordo ponte	Sezione a C	B= 160mm H=120mm C=40mm s=4.5 mm	S275	275	128,07	35,22	52,83
Barriera bordo ponte classe H3	Sezione a C	B= 140mm H=100mm C=30mm s=6 mm	S235JR	235	119,95	28,19	42,28
Barriera H3 bordo ponte	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29
Barriera H3 bordo ponte	HEA	HEA140	S275JR	275	173,5	47,71	71,57
Barriera di sicurezza bordo ponte H3	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29

**Tabella 2 - Montanti barriere di contenimento H3**



Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	$M_{ampl}$
Barriera stradale H4b b.Ponte	Sezione a C	B= 160mm H=80mm C=40mm s=6 mm	S275JR	275	130,03	35,76	53,64
Barriera di sicurezza bordo ponte H4	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29
L4b-W4-A	Sezione a C	B= 120mm H=80mm C=30mm s=5.9 mm	S235JR/ S355JR	355	83	29,47	44,20
H4b-A-W6	HEA120	HEA120	S235JR/ S275JR	275	119,5	32,86	49,29

**Tabella 3 - Montanti barriere di contenimento H4b**

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	$M_{ampl}$
Barriera 3 onde per manufatto W4	Sezione scatolare	120x80 Sp. 5	S275JR	275	76,25	20,97	31,45
Barriera 3 onde per manufatto W5	Sezione scatolare	120x80 Sp. 5	S275JR	275	76,25	20,97	31,45
Barriera H4 - Bordo ponte	Sezione a C	B= 160mm H=120mm C=40mm s=5.5 mm	S275	275	154,22	42,41	63,62
CLASSE H4 BORDO PONTE	Sezione a C	B= 140mm H=100mm C=30mm s=6 mm	S235JR	235	119,95	28,19	42,28
CLASSE H4 TIPO PER BORDO PONTE	Sezione a C	B= 160mm H=120mm C=40mm s=4.5 mm	S235JR	235	128,07	30,10	45,14
Barriera H4 bordo ponte	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29
Barriera H4b bordo ponte	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29

**Tabella 4 - Montanti barriere di contenimento H4**

Qualora il progettista non disponga di tutte le informazioni necessarie per operare secondo l'approccio di Eurocodice (momento di plasticizzazione), ai fini del calcolo delle sollecitazioni è necessario valutare il sistema di azioni equivalente alle forze di collisione accidentali sugli elementi di sicurezza, in funzione delle specifiche condizioni di progettazione. La "condizione di progettazione" deve essere valutata mediante osservazione delle condizioni locali, per le progettazioni relative a tratti stradali da adeguare ovvero per nuove opere poste in continuità di tratti già in esercizio. In particolare si individuano due differenti condizioni di progettazione:

- condizione ordinaria
- condizione non ordinaria

La condizione di progettazione "ordinaria" è raggiunta se sono verificati i seguenti aspetti:

- **connessioni tra barriere e strutture:** si ipotizza l'installazione di barriere metalliche vincolate alla struttura per mezzo di connessioni pseudo-duttile, ossia in particolare mediante l'utilizzo di 3 o 4 tirafondi in acciaio per ciascuna piastra alla base dei montanti della barriera, ancorati chimicamente al calcestruzzo e meccanicamente alla piastra con bulloni serrati (alla coppia di serraggio stabilita dal manuale di installazione della barriera);

- **traffico stradale:** l'aliquota relativa ai veicoli pesanti è contenuta entro il 30% del flusso totale di traffico; le velocità praticate sono coerenti con la velocità di progetto della strada, per quanto riguarda i veicoli leggeri, e con i limiti legali di velocità per i veicoli pesanti;

- **configurazione geometrica della strada:** si fa riferimento a tratti stradali in rettilineo ed in orizzontale ovvero caratterizzati da andamento planimetrico e altimetrico della strada poco differente da tali condizioni.

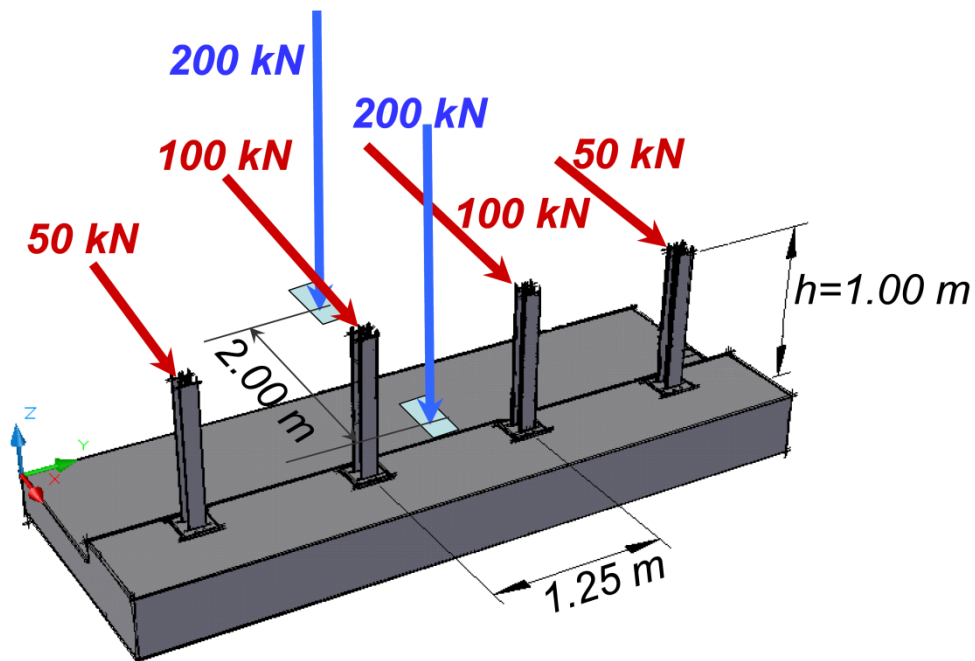
In generale, il sistema di azioni equivalente alle forze di collisione riferite a condizioni ordinarie va valutato in funzione delle condizioni locali d'installazione (ivi considerando connessioni barriera-impalcato, traffico e geometria stradale) e dei risultati sperimentali da crash test - specifici per la tipologia di barriere prevista in progetto - nonché delle conseguenti valutazioni teoriche.

Schemi comunemente utilizzati nella progettazione dei cordoli utilizzano la seguente definizione del **sistema di forze equivalenti** alle azioni causate da collisioni sugli elementi di sicurezza in condizioni di progettazione ordinarie:

– **forze trasversali:** si assumono quattro forze orizzontali in corrispondenza dei montanti della barriera, il cui interasse è stabilito in 1.25 m; le due forze applicate ai paletti di estremità della zona considerata sono pari a 50kN e le altre due, applicate ai montanti interni, sono pari a 100kN. Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1.00 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno dell'impalcato;

– **carichi verticali:** oltre al peso proprio della struttura, si considera lo Schema di Carico 2 previsto nelle NTC, costituito da due impronte di carico di dimensioni 0.35 x 0.60 m su ciascuna delle quali è applicata una forza di 200 kN; le impronte sono collocate longitudinalmente in mezzeria della zona di impalcato interessata dall'applicazione del suindicato carico orizzontale e trasversalmente una è posta all'estremità della piattaforma stradale mentre l'altra è distante 2.00 m da essa;

Lo schema di carico equivalente sopra descritto può rappresentarsi come mostrato nella figura seguente.



**Figura 3 – Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione "ordinarie" (è omessa la rappresentazione dei carichi permanenti)**

Le condizioni della progettazione vengono qualificate come "non ordinarie" quando ricorrano una o più tra le seguenti condizioni:

- **connessioni tra barriere e strutture:** le barriere sono inghisate nella struttura, ovvero sono vincolate ad essa da un elevato numero di connettori (più di 4 per ciascuna piastra alla base dei montanti), o da dispositivi più complessi quali, in particolare, sistemi a contrasto piastra-contropiastra tra intradosso ed estradosso della struttura trattenuti da elementi passanti attraverso il cordolo;

- **traffico stradale:** l'aliquota relativa ai veicoli pesanti è maggiore del 30% del flusso totale di traffico e/o le velocità praticate sono più elevate delle velocità di riferimento (velocità di progetto per i veicoli leggeri e limiti legali di velocità per i veicoli pesanti);

- **configurazione geometrica della strada:** l'andamento plano-altimetrico della strada può favorire lo svio dei veicoli secondo traiettorie caratterizzate da valori elevati ( $> 20^\circ$ ) degli angoli di incidenza sulla barriera ovvero da elevate energie d'impatto; in particolare ciò può accadere quando la barriera sia posta a protezione di un margine stradale curvo, con concavità rivolta verso la carreggiata, e verso il quale si rivolgano i veicoli provenienti da un tratto stradale in discesa con pendenza superiore al 3%.

In questo caso le previsioni di progetto devono essere riferite a condizioni di urto o sollecitazione più severe rispetto a quanto sopra esplicitato. In particolare, qualora le caratteristiche locali della strada siano particolarmente critiche e/o le connessioni tra barriera metallica e struttura siano molto rigide, si dovrà adottare un sistema equivalente caratterizzato tutto da forze di entità pari a 100 kN; tale sistema è rappresentato in forma grafica nella figura seguente.

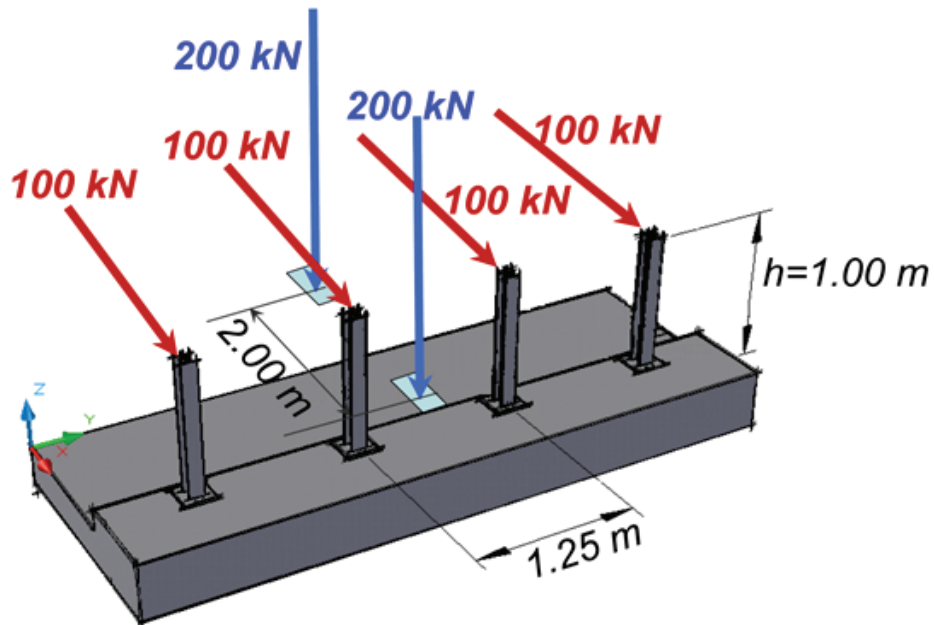


Figura 4 - Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione "non ordinarie" (è omessa la rappresentazione dei carichi permanenti)

### 3.1. Combinazione delle azioni

A seguito della definizione della geometria e delle armature occorre verificare l'elemento nei confronti della combinazione eccezionale, che come visto prevede l'introduzione dell'azione da urto. Ai sensi di quanto definito al punto 2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008, la combinazione eccezionale dei carichi assume la forma:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

- $G_1$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;
- $G_2$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- $P$  è il valore caratteristico delle azioni di precompressione (se presenti);
- $A_d$  è il valore delle azioni eccezionali;
- $Q_{ki}$  è il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;
- $\psi_{2i}$  è il coefficiente di combinazione che tiene conto di azioni variabili concomitanti ( $\psi_{2i} = 0.0$  per azione neve a quota  $\leq 1000$  m s.l.m.;  $\psi_{2i} = 0.2$  per azione neve a quota  $> 1000$  m s.l.m.;  $\psi_{2i} = 0.0$  per variazioni termiche).

*Dato che l'azione da urto - in particolare se valutata con riferimento al §3.6.3.3.2 - risulta caratterizzante nel progetto dei cordoli, allora è possibile procedere direttamente con il calcolo nei confronti della combinazione eccezionale. In ogni caso, le verifiche nei confronti della combinazione fondamentale non possono essere omesse.*

A rigore, il progetto del cordolo deve essere effettuato nei confronti degli stati limite ultimi (combinazione fondamentale).

La combinazione fondamentale, così come definita al punto 2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008, prevede:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

dove:

- $G_1$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;
- $G_2$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- $P$  è il valore caratteristico delle azioni di precompressione (se presenti);
- $Q_{k1}$  è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;
- $Q_{ki}$  è il valore caratteristico delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente con quella dominante (se presenti);
- $\gamma_{G1}$  è il coefficiente parziale relativo alle azioni permanenti strutturali ( $\gamma_{G1} = 1.3$ );
- $\gamma_{G2}$  è il coefficiente parziale relativo alle azioni permanenti non strutturali ( $\gamma_{G2} = 1.5$ );
- $\gamma_P$  è il coefficiente parziale relativo alle azioni di precompressione (se presenti);
- $\gamma_{Qi}$  è il coefficiente parziale relativo alle azioni variabili ( $\gamma_{Qi} = 1.5$ );
- $\psi_{0i}$  è il coefficiente di combinazione che tiene conto di azioni variabili concomitanti ( $\psi_{0i} = 0.5$  per azione neve a quota  $\leq 1000$  m s.l.m.;  $\psi_{0i} = 0.7$  per azione neve a quota  $> 1000$  m s.l.m.;  $\psi_{0i} = 0.6$  per variazioni termiche).

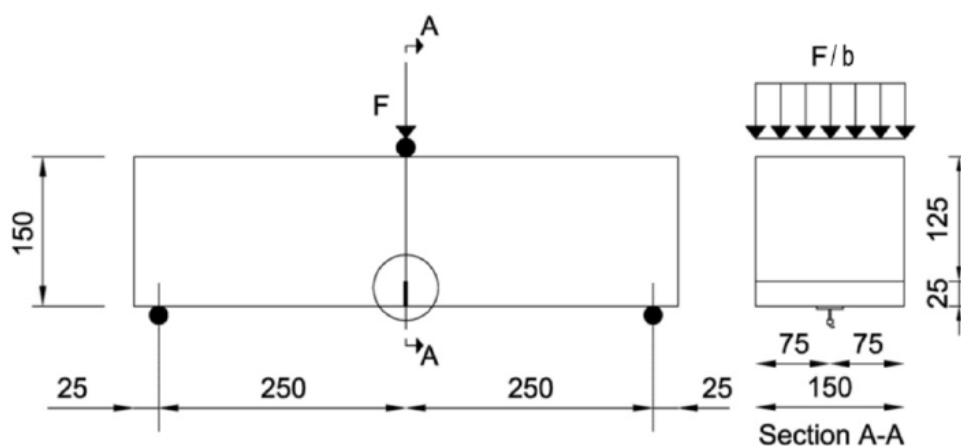
#### **4. Materiali**

Il calcestruzzo fibrorinforzato ad elevate prestazioni, UHPFRCC (Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite), è un materiale

composito caratterizzato da una matrice cementizia nella quale sono disperse le fibre. Le fibre possono essere in acciaio, polimero, carbonio, vetro o altri materiali naturali. Possono inoltre essere utilizzati mix tra diverse fibre per tipologia o dimensioni (chiamati HFRC – Hybrid fiber reinforced concrete).

Gli UHPFRCC per applicazione strutturale devono essere caratterizzati, oltre che per la resistenza a compressione, anche per la resistenza a flessotrazione post fessurativa garantita dalla presenza delle fibre. Le fibre possono essere utilizzate anche per migliorare il comportamento agli Stati Limite di Servizio dell'elemento strutturale e possono ridurre la distanza e la larghezza delle fessure, migliorando la durabilità della struttura.

La caratterizzazione di questi materiali a flessotrazione viene eseguita in accordo alla UNI EN 14651 (three point bending test), su provino avente le caratteristiche geometriche riportate nella figura seguente.



**Figura 5 - Schema di prova secondo UNI EN 14651**

La deformazione è definita in termini di CMOD (Crack mouth opening displacement).

Le resistenze a trazione residue  $f_{R,j}$  sono determinate dalla relazione F- CMOD.

I parametri sono così determinati:

- $F_L$  è il valore del carico massimo nell'intervallo CMOD 0-0.05 mm;
- $f_{ct,L}^f$  è il limite di proporzionalità (LOP – limit of proportionality), definito come:

$$f_{ct,L}^f = \frac{3F_L l}{2bh_{sp}^2}$$

in cui:

$l$  è la distanza tra gli appoggi, pari a 500 mm;

$b$  è la larghezza del campione, pari a 150 mm;

$h_{sp}$  è la distanza tra la sommità dell'intaglio e il lato superiore del provino, pari a 125 mm;

–  $f_{R,j}$  è la resistenza a flessotrazione residua corrispondente ai valori  $CMOD = CMOD_j$ , con  $j=1,2,3,4$ , definita come:

$$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2}$$

in cui:

$F_j$  è il carico corrispondente con  $CMOD=CMOD_j$  ( $j=1, 2, 3, 4$ )

$CMOD_1 = 0.5 \text{ mm}$

$CMOD_2 = 1.5 \text{ mm}$

$CMOD_3 = 2.5 \text{ mm}$

$CMOD_4 = 3.5 \text{ mm}$

La caratterizzazione dei calcestruzzi fibrorinforzati può essere effettuata anche attraverso altre tipologie di test, purché siano individuati i parametri di correlazione con i test eseguiti secondo la UNI EN 14651.

La classificazione del calcestruzzo fibrorinforzato, secondo MODEL CODE, prevede l'individuazione di due parametri in successione:

- un numero individua il valore di  $f_{R1k}$ , che può essere pari a :

1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0 [MPa]

- una lettera (**a**, **b**, **c**, **d**, **e**) identifica l'indice di resistenza residua:

“a” se  $0.5 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 0.7$

“b” se  $0.7 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 0.9$

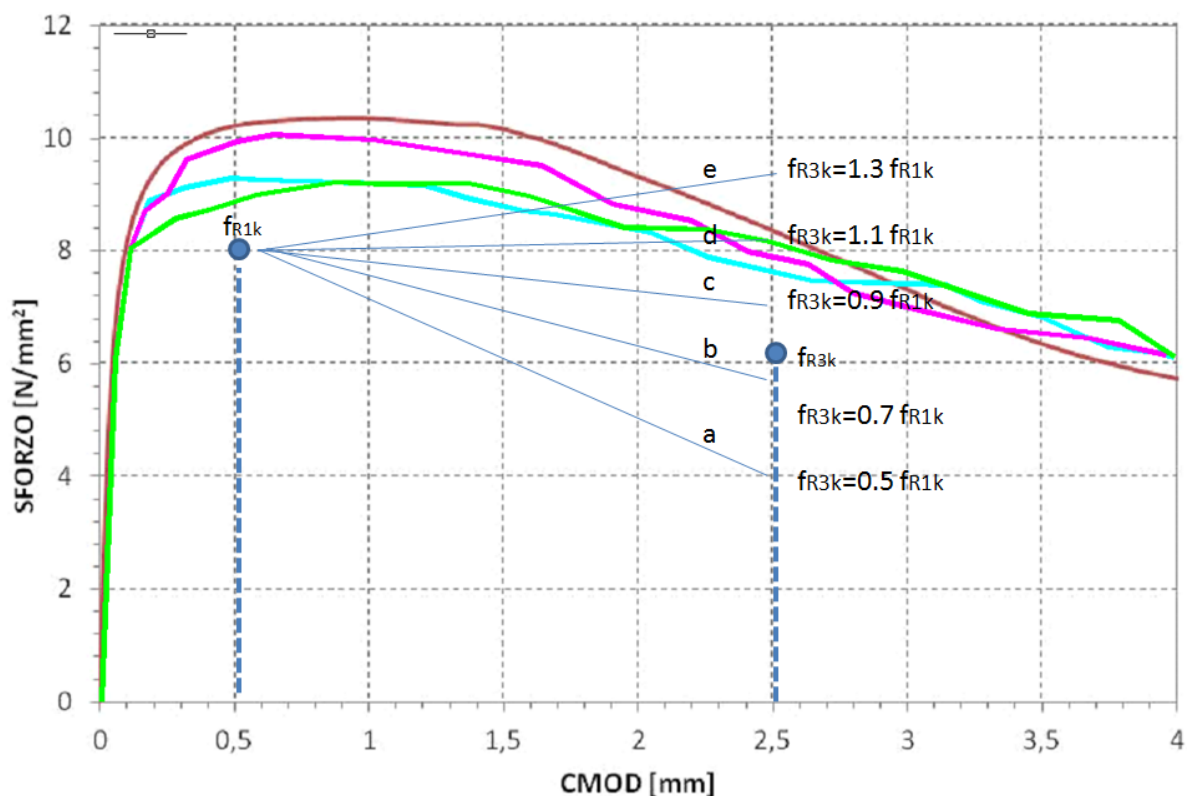
“c” se  $0.9 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 1.1$

“d” se  $1.1 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 1.3$

“e” se  $1.3 \leq f_{R3k}/f_{R1k}$

Graficamente la caratterizzazione descritta sopra può essere così rappresentata come nella figura sotto riportata.





**Figura 6 – Classificazione dei calcestruzzi fibrorinforzati secondo MODEL CODE 2010 sul diagramma sforzo-CMOD**

Il progettista deve identificare la classe e l'indice di resistenza residua del materiali utilizzato per l'intervento.

L'armatura convenzionale può essere sostituita, anche solo parzialmente, dal rinforzo fibroso agli Stati Limite Ultimi se le seguenti relazioni sono soddisfatte:

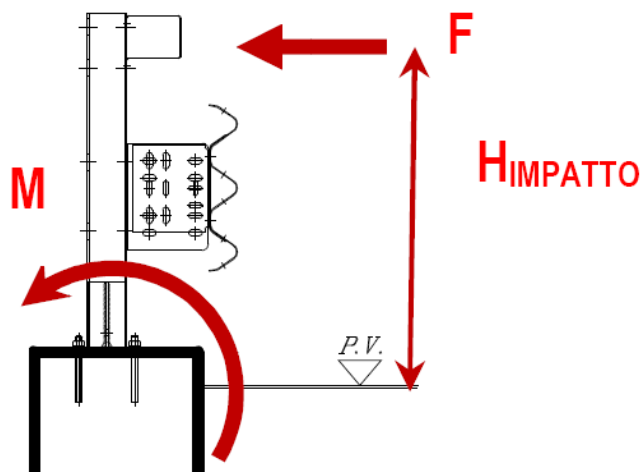
$$f_{R1k}/f_{Lk} > 0.4$$

$$f_{R3k}/f_{R1k} > 0.5$$

*Il materiale adottato nelle modellazioni descritte nel presente Quaderno Tecnico è classificabile, secondo le indicazioni riportate sopra, come **C70 8 b**.*

## 5. Schema statico di calcolo

Come premesso, le sollecitazioni gravanti sul cordolo sono legate principalmente agli effetti dell'urto del veicolo in svio, quindi con la combinazione di carico legata alla seguente schematizzazione statica equivalente.



**Figura 7 - Azioni da considerare per la verifica dei cordoli**

Il cordolo dovrà essere progettato/verificato per:

- sollecitazioni di taglio scorrimento per effetto dell'azione da urto (connessione del cordolo alla soletta);
- ribaltamento del cordolo per effetto del momento indotto dall'urto (connessione del cordolo alla soletta);
- verifiche locali relative agli ancoraggi cordolo-barriera (combinazione eccezionale).

## **6. Meccanismi resistenti**

Nel seguente paragrafo si riportano i vari meccanismi resistenti che possono insorgere all'interno del cordolo per effetto delle combinazioni eccezionale e fondamentale.

Come già anticipato, il progetto del sistema di connessione tra cordolo e soletta dovrà essere effettuato nei confronti dei cinematismi di ribaltamento e scorrimento, che possono essere innescati rispettivamente dal momento e dal taglio provocati dall'urto del veicolo in svio. Tali cinematismi saranno inibiti dall'introduzione di appositi elementi di ancoraggio.

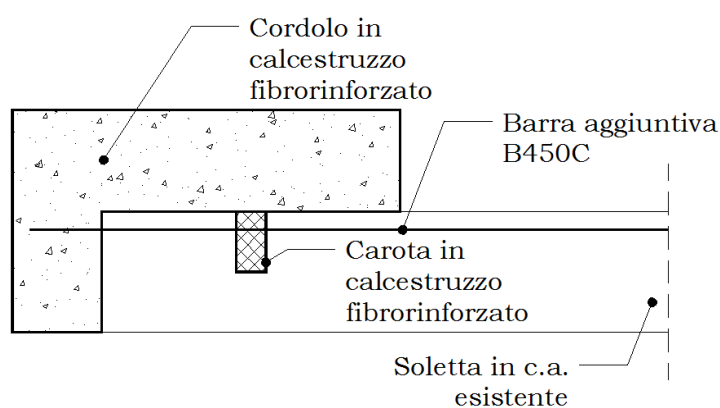
Le verifiche da effettuare dipenderanno strettamente dalla tipologia di connessione tra il cordolo in calcestruzzo fibrorinforzato e la soletta in c.a. esistente adottata.

A titolo esemplificativo si riportano nelle figure 7 e 8 due possibili schemi di collegamento.

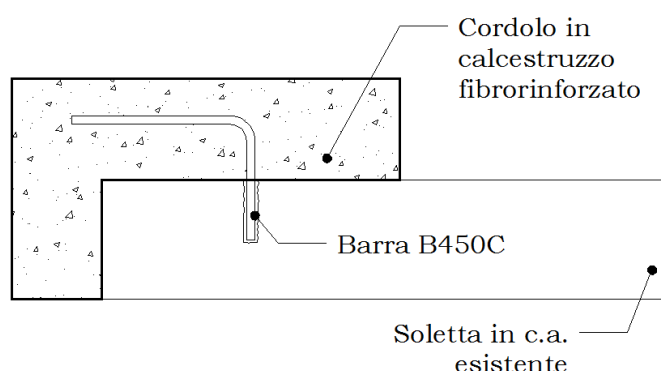
Il primo schema (Figura 8), prevede l'esecuzione di carote all'interno della soletta esistente, realizzate in calcestruzzo fibrorinforzato, disposte con passo  $p$  lungo la direzione longitudinale del cordolo e la disposizione di armature aggiuntive orizzontali in acciaio B450C.

Il secondo schema (Figura 9), prevede la disposizione di connessioni del tipo "ad L rovescio", inghisate nella soletta mediante ancorante chimico ed annegate nel calcestruzzo all'interno del cordolo, lavorando quindi per aderenza.

Nel caso in cui il posizionamento della barra aggiuntiva orizzontale, di cui allo schema di Figura 8, non risulti di facile applicazione, si consiglia l'utilizzo della seconda tipologia di collegamento mostrata.



**Figura 8 - Esempio di collegamento con carota in calcestruzzo fibrorinforzato e barra aggiuntiva B450C**



**Figura 9 - Esempio di collegamento con barra verticale B450C**

Nota la tipologia di connessione, dovranno essere eseguite tutte le verifiche di cui ai paragrafi successivi. Come premesso, la combinazione di carico più gravosa per i cordoli bordo-ponte è sicuramente quella relativa alle azioni

eccezionali. Pertanto è opportuno procedere al calcolo del cordolo e delle connessioni in funzione di questa combinazione anziché di quella fondamentale, per la quale andrà comunque prodotta una verifica.

### **6.1. Verifiche del cordolo**

Note le caratteristiche geometriche del cordolo in calcestruzzo fibrorinforzato e lo schema di collegamento cordolo-soletta esistente, il comportamento globale del sistema viene studiato attraverso l'esecuzione di analisi statiche non lineari di tipo pushover, con software agli elementi finiti, considerando un modello bidimensionale o tridimensionale.

Tale tipologia di modellazione permette di determinare il valore del carico massimo sopportabile dal sistema (valore massimo della forza orizzontale che può essere applicata al sistema) ed il quadro fessurativo all'avanzare del processo di carico, fino alla condizione di rottura.

Nel seguito sono mostrati i risultati di una estesa indagine numerica effettuata su cordoli di più comune geometria e schema di connessione con la soletta esistente, realizzati con un calcestruzzo fibrorinforzato di cui al par. 4.

Per ciascuna geometria considerata viene quindi fornito il valore del massimo carico sopportabile dal sistema, da confrontarsi con l'azione sollecitante definita al par. 3.

### **6.2. Verifiche a taglio scorrimento in corrispondenza dell'interfaccia cordolo-soletta**

In presenza di calcestruzzi gettati in tempi diversi (ripresa di getto, sovrapposizioni a strutture esistenti), l'azione tagliente può farsi assorbire anche all'attrito che si sviluppa tra le interfacce. In tal caso, la tensione tangenziale all'interfaccia deve soddisfare la seguente espressione:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

in cui  $V_{Edi}$  è il valore di progetto della tensione tangenziale all'interfaccia, definito come:

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i)$$

dove:

- $\beta$  è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata;
- $V_{Ed}$  è la forza di taglio trasversale;
- $z$  è il braccio della coppia interna della sezione composita;
- $b_i$  è la larghezza dell'interfaccia.

e  $V_{Rdi}$  è la resistenza di progetto a taglio all'interfaccia cordolo-soletta, che può essere calcolata adottando l'approccio indicato nell'Eurocodice 2 al punto 6.2.5:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

dove:

- $c$  e  $\mu$  sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia. In assenza d'informazioni più dettagliate, le superfici possono essere classificate come:
  - o molto liscia: superficie gettata su cassero di acciaio, plastica o legno preparato allo scopo  
 $c = 0,25$  e  $\mu = 0,5$
  - o liscia: superficie risultante da cassero scorrevole o estrusa oppure una superficie libera lasciata senza ulteriori lavorazioni dopo la vibrazione del getto  
 $c = 0,35$  e  $\mu = 0,6$
  - o scabra: una superficie con scabrezza di almeno 3 mm e passo di circa 40 mm, ottenuta con graffiatura, esposizione degli aggregati o altri metodi che danno comportamento equivalente  
 $c = 0,45$  e  $\mu = 0,7$ ;
- $\sigma_n$  è la tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che  $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$  e negativa se di trazione. Se  $\sigma_n$  è di trazione si raccomanda di assumere  $c = 0$ ;
- $\rho = A_s / A_i$ , in cui:

- $A_s$  è l'area di armatura che attraversa l'interfaccia, compresa l'ordinaria armatura a taglio (se presente), adeguatamente ancorata ad entrambi i lati dell'interfaccia
- $A_i$  è l'area della sezione considerata;
- $\alpha$  è l'inclinazione della superficie di getto sull'esistente e deve essere compresa tra 45° e 90°;
- $\nu$  è un coefficiente di riduzione della resistenza, pari a

$$\nu = 0.6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

### 6.3. Verifiche relative all'utilizzo degli ancoraggi chimici

Nel caso si ricorra a sistemi di connessione con ancoraggi tra cordolo e strutture esistenti, questi si effettuano tipicamente mediante inghisaggio delle armature con ancorante chimico, di resistenza a trazione pari a quella che si sviluppa nel sistema per effetto delle sollecitazioni eccezionali da urto.

La verifica degli ancoraggi chimici deve essere eseguita nei confronti delle sollecitazioni di Taglio e di Trazione, considerate singolarmente e in combinazione. La valutazione della resistenza di progetto, nei confronti delle singole sollecitazioni, deve tener conto di tutti i possibili meccanismi di rottura, come indicato nella tabella seguente.

Sollecitazione	Meccanismo di rottura		Resistenza singola sollecitazione	Resistenza azione combinata
Trazione	Acciaio	Trazione	Minima resistenza di progetto a trazione	Minima resistenza di progetto
	Calcestruzzo	Cono cls		
		Estrazione		
Taglio	Acciaio	Splitting	Minima resistenza di progetto a taglio	
		Taglio puro		
	Calcestruzzo	Rottura bordo		

## Pry-out

Le azioni di progetto  $S_d$  non devono superare il valore resistente di progetto  $R_d$ , da valutarsi assumendo i coefficienti parziali di sicurezza unitari per la presenza di azioni eccezionali.

Il valore di progetto del carico agente è definito come:

$$S_d = S_k \cdot \gamma_F$$

in cui  $S_k$  è il valore caratteristico della sollecitazione agente e  $\gamma_F$  è il coefficiente di sicurezza parziale per i carichi.

Il valore di progetto della resistenza è definito come:

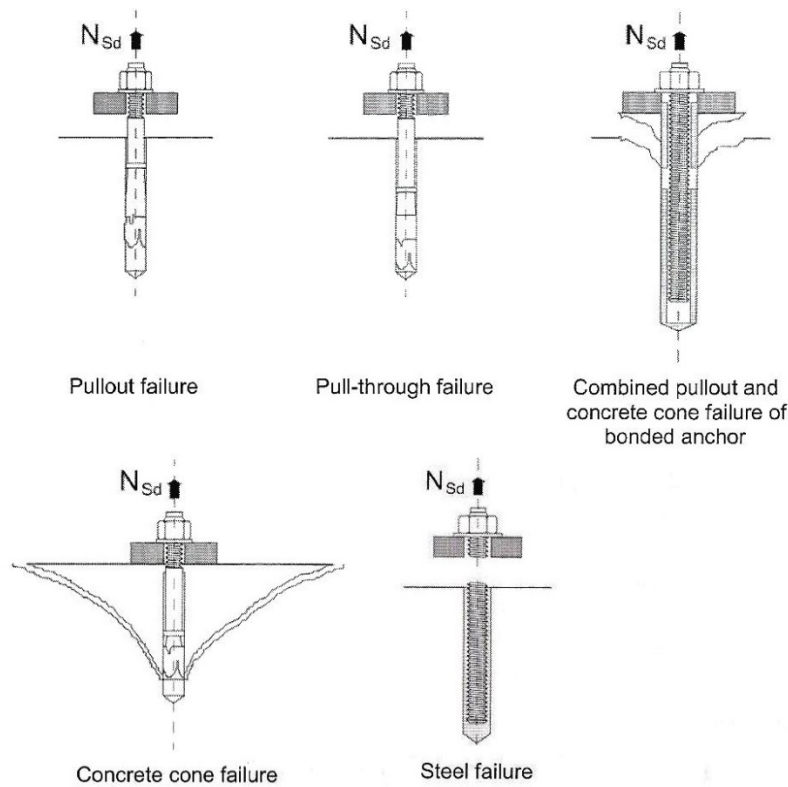
$$R_d = R_k / \gamma_M$$

in cui  $R_k$  è il valore caratteristico della resistenza e  $\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza parziale per la resistenza.

### **6.3.1. Modalità di rottura a Trazione**

Per effetto delle sollecitazioni di trazione possono verificarsi quattro differenti meccanismi di rottura:

- Rottura del connettore (rottura lato acciaio). Si verifica in presenza di un elevato stato tensionale associato ad sottodimensionamento del diametro del connettore una considerevole resistenza della matrice di calcestruzzo.
- Rottura conica del calcestruzzo. Si verifica in presenza di un elevato stato tensionale associato ad un adeguata dimensionamento del connettore ed una congrua resistenza della matrice di calcestruzzo.
- Rottura per sfilamento o estrazione (rottura lato calcestruzzo). Si verifica a seguito di errori nella posa in opera del connettore ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità
- Rottura per splitting (rottura lato calcestruzzo). Si verifica quando lo spessore della matrice cementizia risulta insufficiente ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità.



**Figura 10 – Meccanismi di rottura a trazione (fib bulletin 58)**

La sicurezza nei confronti dei meccanismi di collasso testé sinteticamente descritti si persegue confrontando le azioni di progetto con le resistenze di seguito definite.

Meccanismo di rottura		Resistenza caratteristica	Resistenza di progetto	$N_{Rd} = \min(N_{Rd,s}, N_{Rd,c}, N_{Rd,p}, N_{Rd,sp})$
Acc	Trazione	$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk}$	$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
	Cono cls	$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N}$	$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$	
Cls	Estrazione	Ricavata dal documento ETA dell'ancorante	$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
	Splitting	$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,sp}$	$N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$	



Si rimanda all'Annesso C delle ETAG 001 per la definizione dei termini riportati nella sovrastante schematizzazione, da definirsi in funzione della specifica configurazione progettuale.

In definitiva, la resistenza di progetto nei confronti di una sollecitazione di trazione si ricava valutando il valore minimo tra:

- resistenza ad estrazione  $N_{Rd,p}$
- resistenza dell'acciaio  $N_{Rd,s}$
- resistenza del calcestruzzo  $N_{Rd,c}$
- resistenza a splitting  $N_{Rd,sp}$

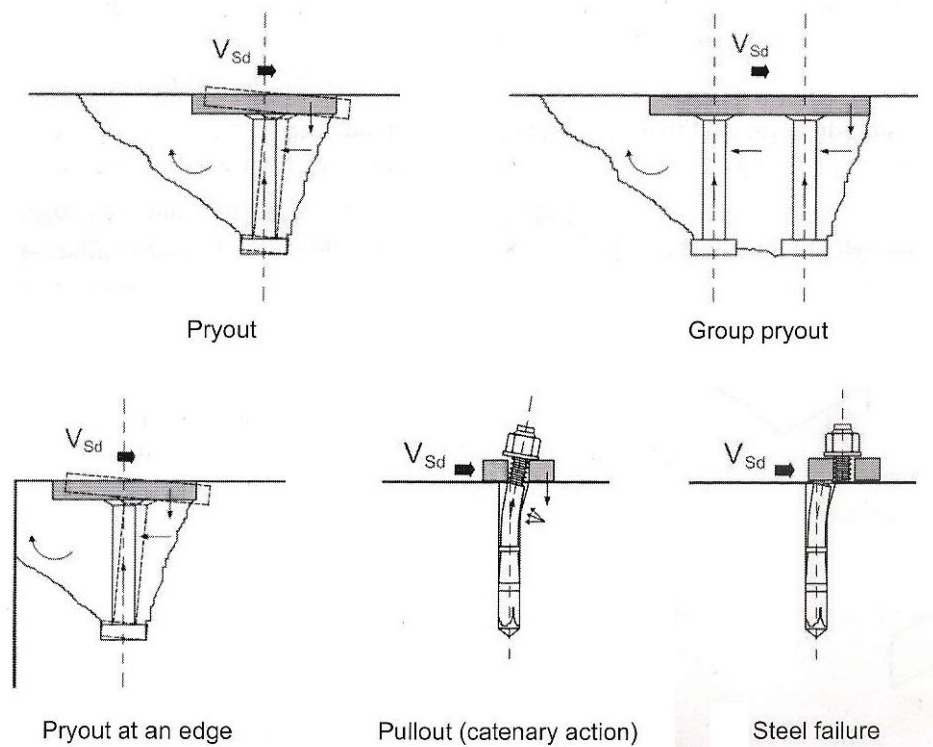
La verifica nei confronti della sollecitazione di trazione si considera soddisfatta quando  $\beta_N \leq 1$ , essendo:

$$\beta_N = \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$$

### **6.3.2. Modalità di rottura a Taglio**

Per effetto delle sollecitazioni di taglio possono verificarsi quattro differenti meccanismi di rottura:

- Rottura a taglio puro (rottura lato acciaio). Si verifica per sottodimensionamento del connettore.
- Rottura a taglio e flessione (rottura lato acciaio). Si verifica in presenza di azioni eccentriche per sottodimensionamento del connettore.
- Rottura del bordo (rottura lato calcestruzzo). Si verifica quando la distanza del connettore dal bordo del manufatto in cui è inserito è insufficiente, ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità.
- Rottura per pry-out (rottura lato calcestruzzo). Si verifica quando il connettore scelto è inadeguato (elevata rigidità rispetto alla matrice) ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità.



**Figura 11 – Meccanismi di rottura a taglio (fib bulletin 58)**

La sicurezza nei confronti dei sopradescritti meccanismi di collasso si persegue confrontando le azioni di progetto con le resistenze definite nella tabella di seguito riportata. Anche in questo caso si rimanda all'Annesso C delle ETAG 001 per la definizione dei termini riportati nella sovrastante schematizzazione, da definirsi in funzione della specifica configurazione progettuale.

La resistenza di progetto a Taglio è definita come il valor minimo tra:

- resistenza dell'acciaio  $V_{Rd,s}$
- resistenza del bordo calcestruzzo  $V_{Rd,c}$

La verifica nei confronti della sollecitazione tagliante si considera soddisfatta quando  $\beta_v \leq 1$ , essendo:

$$\beta_N = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$$

Meccanismo di rottura	Resistenza caratteristica	Resistenza di progetto	
Acc	Taglio puro	$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$	$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$
	Flessione	$V_{Rk,sm} = \frac{\alpha_m \cdot M_{Rk,s}}{l}$	$V_{Rd,sm} = \frac{V_{Rk,sm}}{\gamma_{Msm}}$
Cls	Rottura bordo	$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{ucr,V}$	$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
	Pry-out	$V_{Rk,cp} = 2 \cdot N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N}$	$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}}$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd,s}, V_{Rd,sm}, V_{Rd,c}, V_{Rd,cp})$$

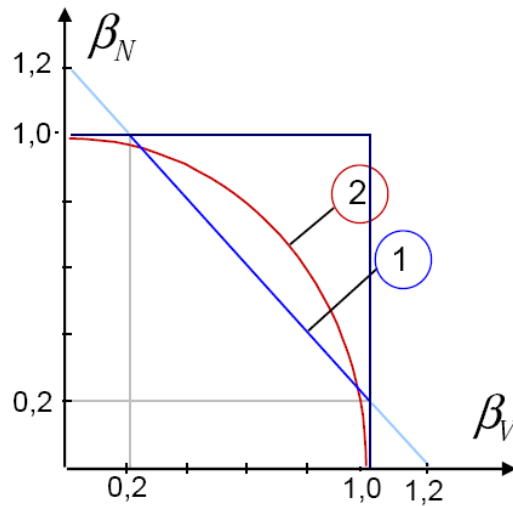
### 6.3.3. Rottura combinata Taglio-Trazione

La resistenza di progetto nei confronti della rottura combinata Taglio-Trazione può essere definita nel rispetto di due distinti criteri di rottura:

- $\beta_N + \beta_V \leq 1.2$
- $(\beta_N)^\alpha + (\beta_V)^\alpha \leq 1.0$  con  $\alpha=2.0$  se la resistenza minima è lato acciaio,  $\alpha=1.5$  altrimenti.

Nel piano  $\beta_N$   $\beta_V$  i due criteri rappresentano un andamento rispettivamente lineare e circolare dei punti limite.

Il confronto evidenzia che per  $\beta_N \leq 0.2$  (ovvero  $\beta_V \leq 0.2$ ) i due criteri appaiono equivalenti: tale condizione si verifica in presenza di uno stato tensionale modesto. Nel caso, caratteristico per i cordoli, in cui  $\beta_N > 0.2$  (ovvero  $\beta_V > 0.2$ ) il criterio con andamento lineare si dimostra estremamente conservativo, a differenza di quello ad andamento circolare che invece caratterizza un andamento dello stato di sollecitazione nel manufatto maggiormente realistico.



**Figura 12 – Criteri di rottura degli ancoranti chimici per l'inghisaggio delle barre di armatura del cordolo rinforzato nelle strutture esistenti.**

#### **6.4. Definizione delle lunghezze di aderenza per ancoraggi tradizionali.**

Qualora si provveda a realizzare ancoraggi di tipo tradizionale, il collegamento tra il cordolo e struttura esistente avviene mediante opportuni ferri di ripresa, la cui lunghezza va dimensionata in funzione di uno sforzo di trazione pari a  $F_{H,urto}$  secondo le formulazioni di EC2 sulle lunghezze di ancoraggio (§8.4.4).

Nello specifico, gli ancoraggi devono essere dimensionati in modo tale da consentire il trasferimento della forza dell'armatura al calcestruzzo e da assicurare che la formazione di fessure nella zona di ancoraggio non riduca l'efficienza dell'ancoraggio stesso. Pertanto la lunghezza di ancoraggio di progetto deve risultare:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

in cui:

- $l_{b,rqd} = (\sigma / 4) (\alpha_{sd} / f_{bd})$
- $\alpha_{sd}$  la tensione di progetto in corrispondenza del punto da cui si misura l'ancoraggio.
- $f_{bd} = 2,25 \alpha_1 \alpha_2 f_{ctd}$
- $\alpha_1 = 0,7$
- $\alpha_2 = 1,0$  per  $\sigma \leq 32$  mm, ovvero  $\alpha_2 = (132 - \sigma) / 100$   $\sigma > 32$  mm.
- $l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\sigma; 100$  mm};
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  e  $\alpha_5$  i coefficienti dati nel seguente prospetto:

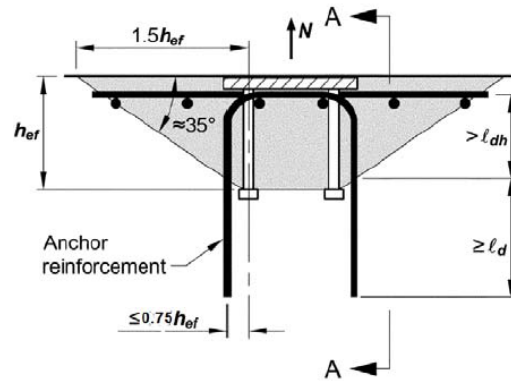
Fattore d'influenza	Tipo di ancoraggio	Barra di armatura	
		In trazione	In compressione
Forma delle barre	Diritto	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Diverso da diritto [vedere figura 8.1 (b), (c) e (d)]	$\alpha_1 = 0,7$ se $c_d > 3\phi$ altrimenti $\alpha_1 = 1,0$ (vedere figura 8.3 per i valori di $c_d$ )	$\alpha_1 = 1,0$
Ricoprimento di calcestruzzo	Diritto	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Diversa da diritto [vedere figura 8.1 (b), (c) e (d)]	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (vedere figura 8.3 per i valori di $c_d$ )	$\alpha_2 = 1,0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale non saldata a quella principale	Tutti i tipi	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale saldata*)	Tutti i tipi, posizioni e dimensioni come specificato in figura 8.1 (e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinamento realizzato mediante pressione trasversale	Tutti i tipi	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

dove:  
 $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$ ;  
 $\Sigma A_{st}$  area della sezione retta dell'armatura trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto  $l_{bd}$ ;  
 $\Sigma A_{st,min}$  area della sezione retta dell'armatura trasversale minima; = 0,25  $A_s$  travi e 0 per piastre;  
 $A_s$  area di una singola barra ancorata di diametro massimo;  
 $K$  valori riportati in figura 8.4;  
 $p$  pressione trasversale [MPa] allo stato limite ultimo lungo  $l_{bd}$ .  
\*) Vedere anche il punto 8.6: Per appoggi diretti  $l_{bd}$  può essere assunto minore di  $l_{b,min}$  a condizione che sia presente almeno un filo trasversale saldato all'interno della zona di appoggio. Si raccomanda che questo sia distante almeno 15 mm dalla faccia dell'appoggio.

**Figura 13 – Tabella per la valutazione dei parametri di aderenza (Uni EN 1992-2)**

## 6.5. Verifiche del collegamento tra la barriera ed il cordolo

Il collegamento tra la barriera metallica ed il cordolo è predefinito e testato in sede di crash test. Il progettista, pertanto, non può modificare il sistema di collegamento, ma ha l'obbligo di verificare la sua portanza nei confronti delle azioni eccezionali di norma. Le verifiche vanno effettuate ai sensi delle ETAG 001: 1997, così come indicato al § 4.5. Qualora non venissero soddisfatte (tipicamente non risulta verificata la rottura del cono del calcestruzzo), sarà necessario inserire un'armatura integrativa configurata secondo lo schema seguente.

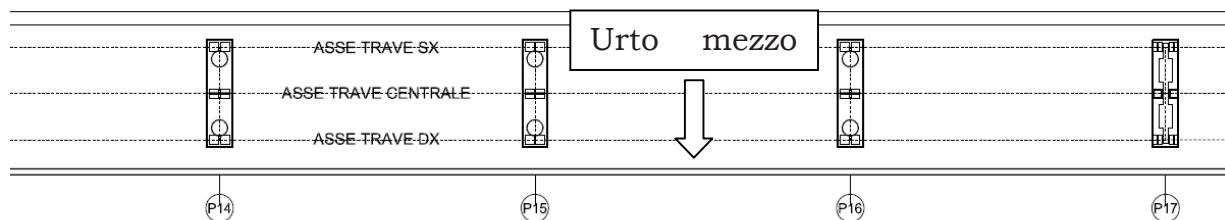


**Figura 14 – Armatura integrativa per impedire la rottura del cono**

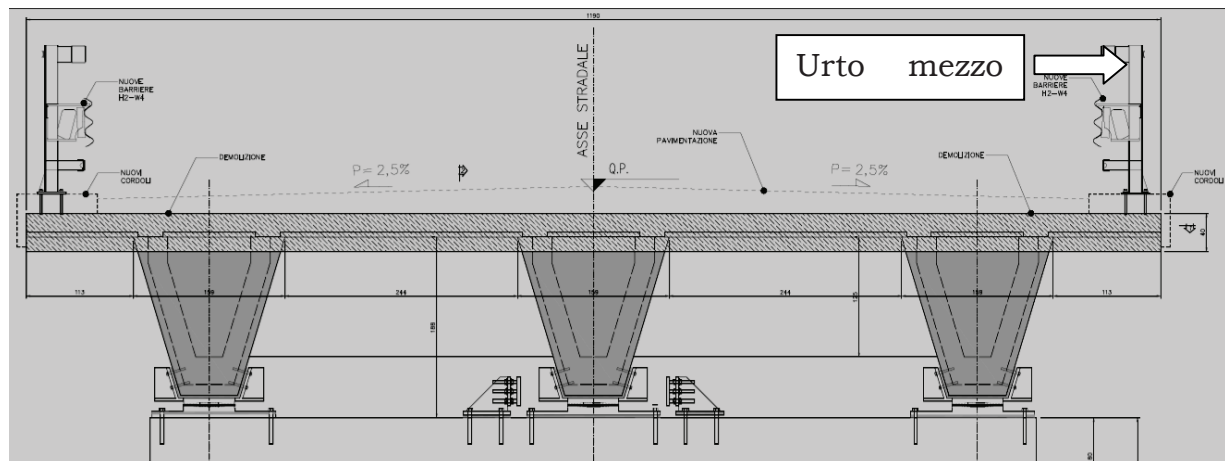
Il diametro delle nuove barre integrative non dovrà essere superiore a  $\varnothing 16$  e la lunghezza minima di ancoraggio dovrà essere non inferiore a  $10\varnothing$ .

## 7. Verifiche ulteriori: sbalzo dell'impalcato

Rispetto al carico eccezionale dovuto all'urto di un mezzo pesante, così come definito da normativa, si procederà ad un'analisi del comportamento della soletta attigua al cordolo. L'analisi dovrà essere effettuata fino all'asse della trave più esterna dell'impalcato, dal lato dell'urto (Figura 15 e Figura 16).



**Figura 15 – Sezione longitudinale**



**Figura 16 – Sezione trasversale**

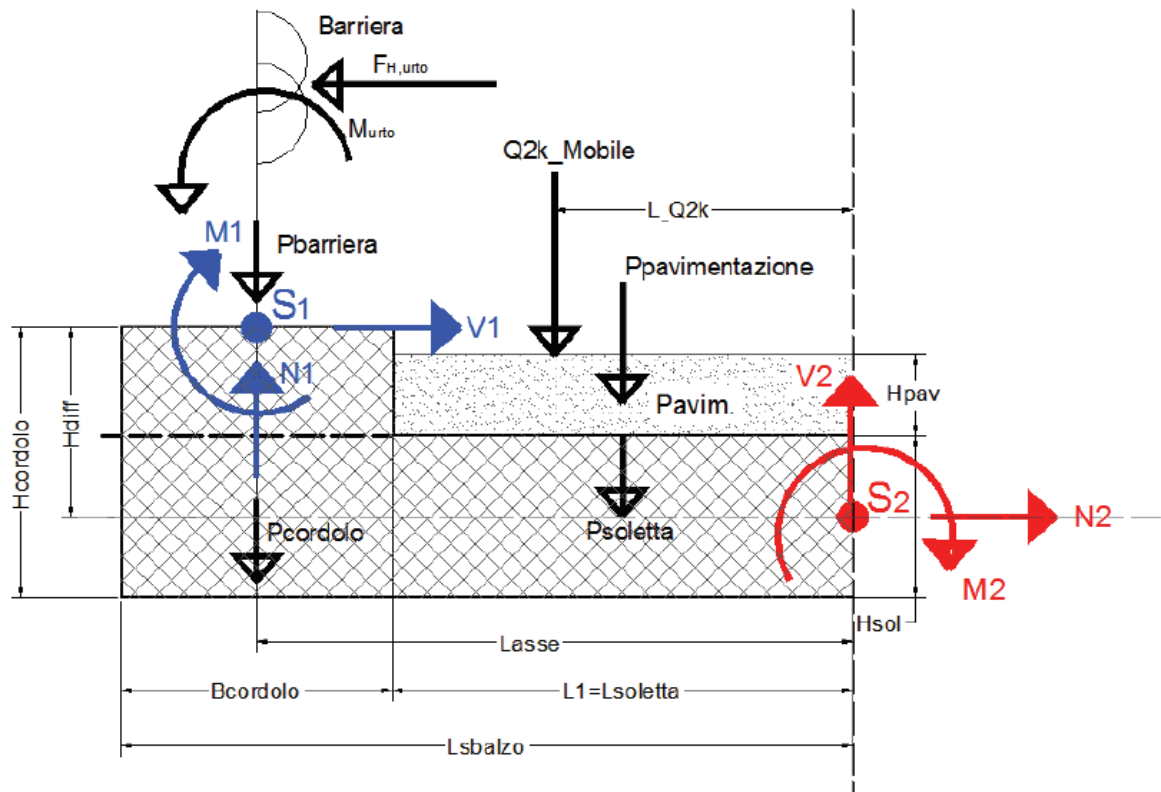
Ai sensi del **Decreto Ministeriale 14.1.2008 §8.4.3** e della **Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 §C8.4.3**, l'intervento si configura come locale. In ogni caso è tuttavia opportuno accompagnare la redazione del progetto con la verifica dell'impalcato, con particolare riferimento all'urto del veicolo in svio

Lo schema di calcolo da considerare è quello di mensola soggetta ad azioni distribuite (correlate ai pesi propri) e ad azioni concentrate (carico mobile, urto), come mostrato in Figura 17. La diffusione delle azioni derivanti dall'urto può essere considerata - in maniera semplificata - ipotizzando linee di distribuzione degli sforzi secondo un angolo di  $45^\circ$  sia nel piano orizzontale, sia in quello verticale, in modo da riportare le sollecitazioni a livello delle fibre baricentriche della struttura da verificare.

Lo schema di calcolo presenta due sezioni di verifica, ubicate nei seguenti punti:

- Sezione di attacco dell'ancoraggio e del cordolo alla soletta ( $S_1$ ), che prevede verifiche a taglio e trazione lato acciaio e lato calcestruzzo.
- Sezione di incastro della mensola ( $S_2$ ), da verificare principalmente a tensoflessione.

La sezione  $S_1$  deve essere sempre verificata, mentre per la sezione  $S_2$  è opportuno analizzarne lo stato tensionale che si sviluppa per effetto della condizione di carico eccezionale.

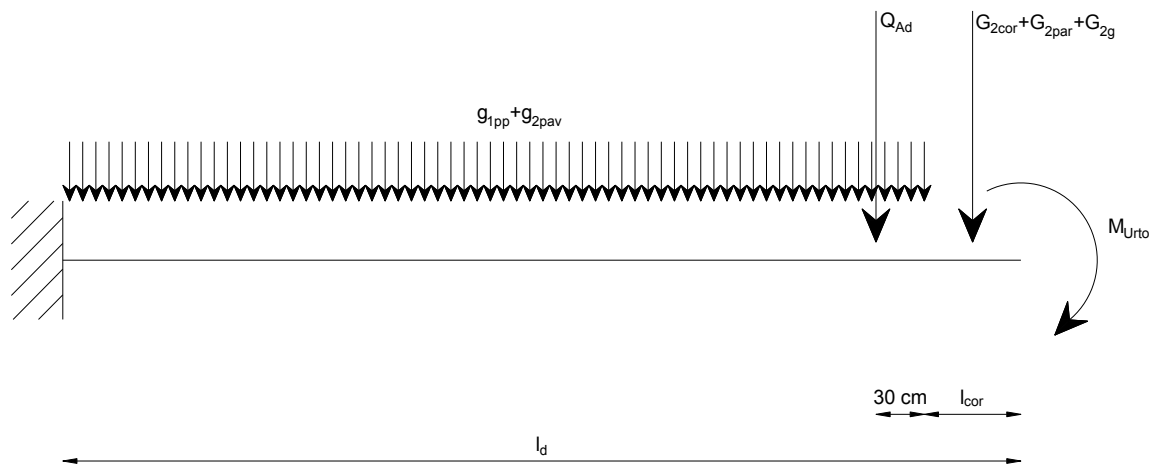


**Figura 17 – Schema di carico globale**

Tale valutazione viene tradizionalmente eseguita ipotizzando un comportamento tipo mensola, esemplificato di seguito. In alternativa, trattandosi di condizioni di carico eccezionali, è possibile effettuare analisi capaci di valutare le risorse ultime della struttura, ad esempio considerando un comportamento membranale in regime di grandi spostamenti.

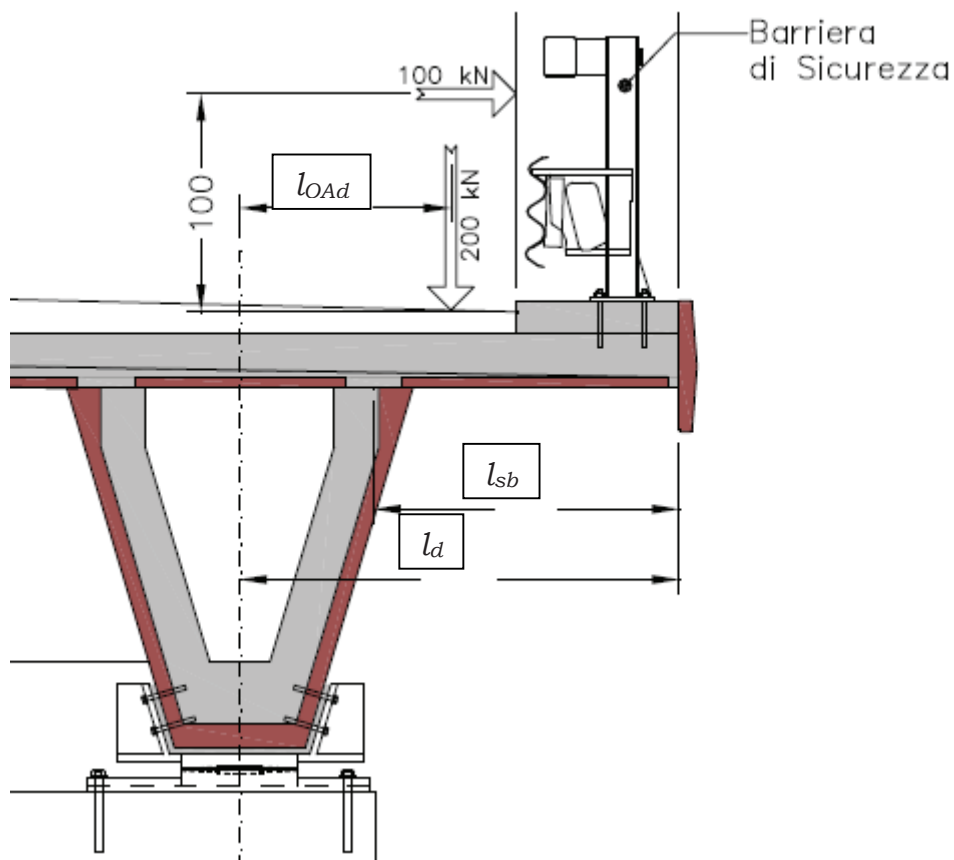
La soletta sarà sollecitata da carichi distribuiti (peso proprio  $g_{1pp}$  e pavimentazione  $g_{2pav}$ ), carichi concentrati all'estremità ( $g_{2cor}$ ,  $g_{2par}$ ,  $g_{2g}$ ), il carico da urto  $Q_{urto}$  -in genere applicato ad 1.00 m dal piano di marcia- ed il carico verticale concomitante  $Q_{Ad}$  -applicato a 30 cm dal bordo del cordolo-, come mostrato nella figura seguente.





**Figura 18 – Schema dei carichi da considerare per l'analisi della soletta.**

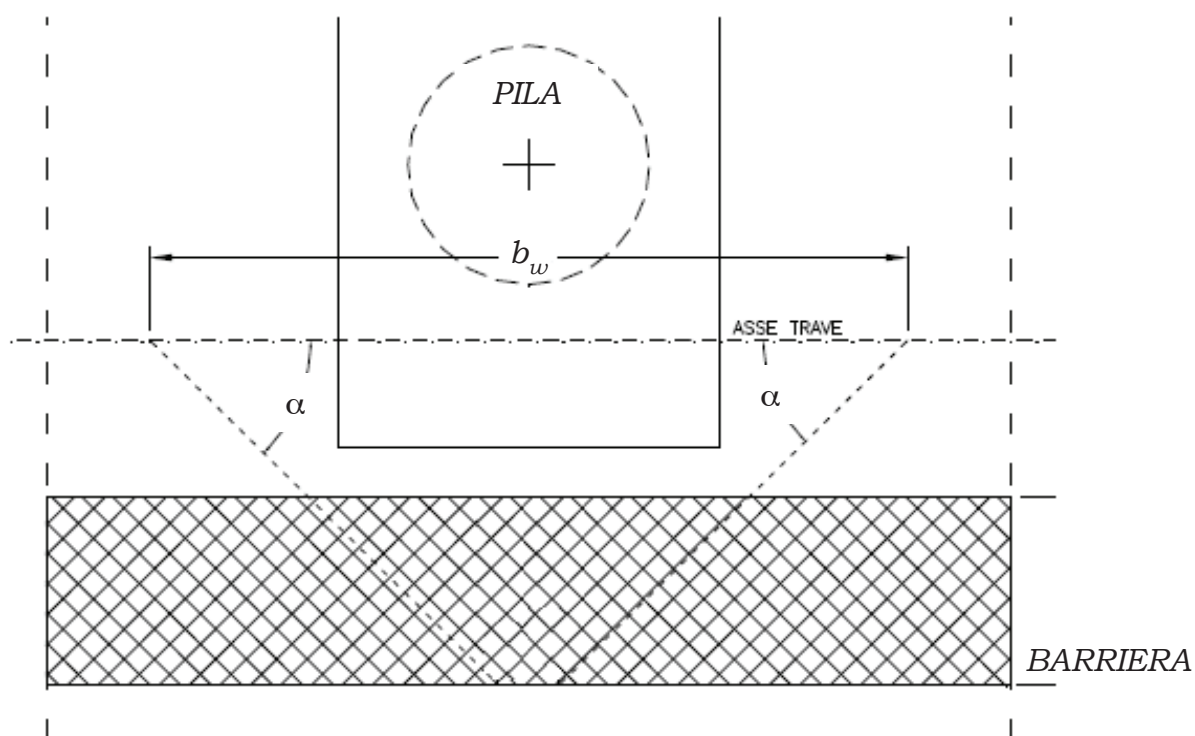
Lo schema statico di riferimento per la verifica dello sbalzo di impalcato è quello di mensola incastrata in asse trave dell'impalcato avente una luce  $l_d$ . Tale ipotesi risulta cautelativa in caso di travi con sezione a V, caratterizzati da una luce dello sbalzo  $l_{sb}$  inferiore.



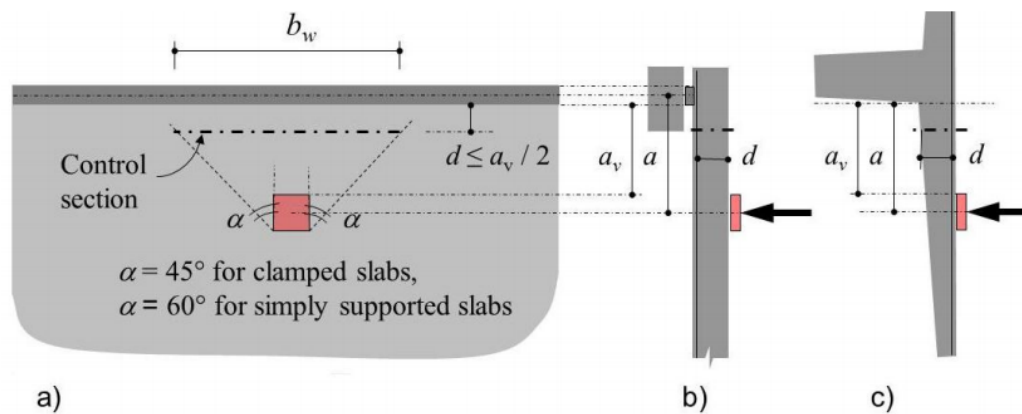
**Figura 19 – Sezione da analizzare - Trave a "V"**

Le sollecitazioni compressive (momento e taglio) vanno ripartite lungo l'asse della trave ipotizzando un adeguato angolo di diffusione  $\alpha$  a partire dal punto di applicazione del carico. In funzione delle caratteristiche geometriche dell'impalcato oggetto di analisi, si ricava la lunghezza  $b_w$  di riferimento (Figura 20). Tale approccio considera la redistribuzione degli sforzi interni nelle solette cui sono applicati carichi concentrati, garantendo in generale una sovreresistenza nei confronti delle sollecitazioni. Il modello diffusivo proposto è quello indicato dal Model Code 2010 (Figura 21).

Si fa notare che l'angolo di diffusione  $\alpha$  dipende dalle condizioni di vincolo e dalla tipologia di calcestruzzo utilizzato per la realizzazione del cordolo.



**Figura 20 – Schema di diffusione degli sforzi**



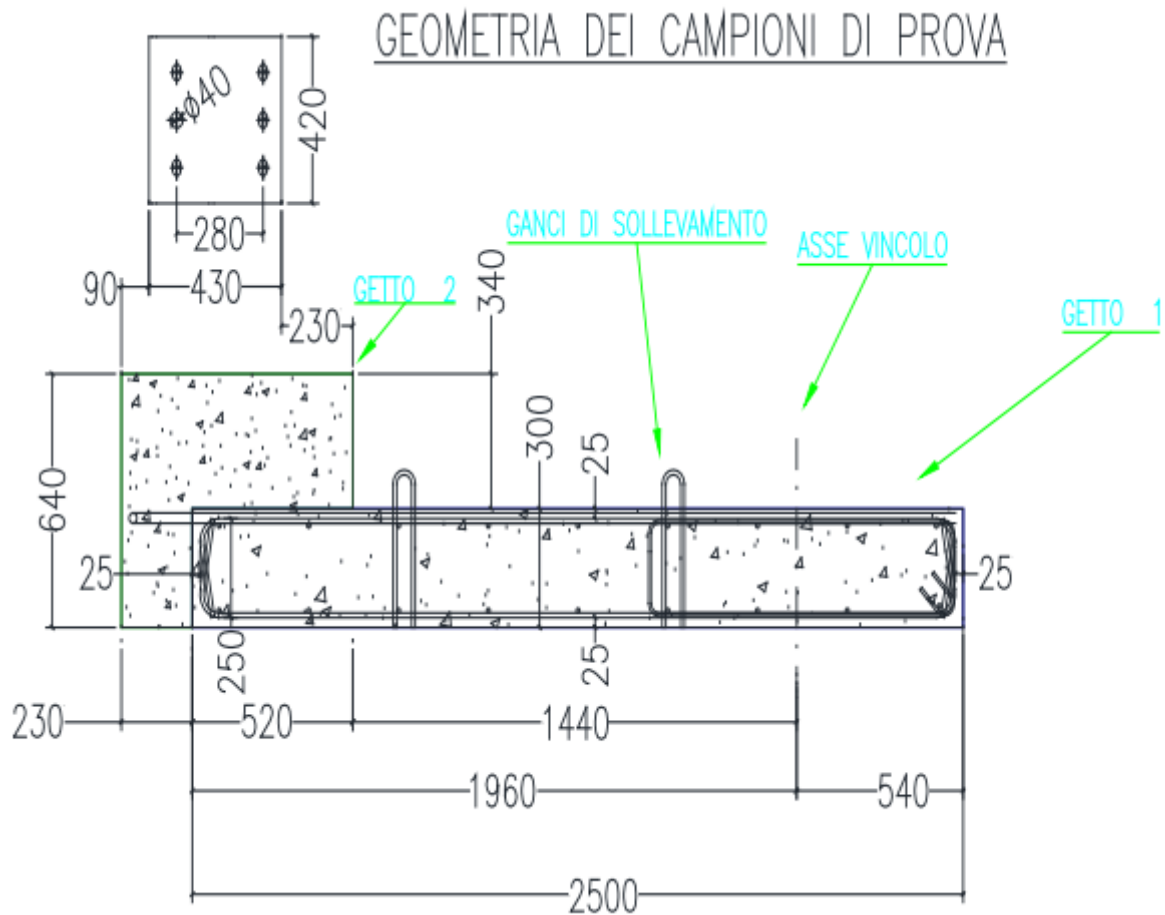
**Figura 21 – Schema di diffusione degli sforzi da adottare secondo la schematizzazione Model Code 2010. a) Posizione e larghezza della sezione di controllo ( $b_w$ ) per la determinazione della resistenza a taglio delle piastre; b) schema in semplice appoggio; c) schema di incastro**

## **8. Validazione delle analisi numeriche mediante i risultati di prove sperimentali**

### **8.1. Descrizione delle prove sperimentali eseguite**

Come premesso le verifiche del cordolo in calcestruzzo fibrorinforzato sono eseguite mediante modellazione numerica con software agli elementi finiti.

Al fine di effettuare una validazione del modello di calcolo adottato, si è proceduto al confronto dei risultati con quelli ottenuti attraverso una campagna di indagini sperimentali, effettuate presso il Laboratorio Strutture e Prove Materiali del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ingegneria Informatica della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli studi di Roma "Tor Vergata", su una serie di sei cordoli caratterizzati da una geometria comune, riportata in Figura 22.



**Figura 22 - Geometria del campione di prova**

Nella Figura 23 è mostrato il banco di prova utilizzato per l'esecuzione delle sperimentazioni. Il campione viene vincolato all'estremità, in modo da realizzare un incastro, mediante un sistema di travi. La forza orizzontale applicata sul montante è fornita da un martinetto idraulico della capacità di 4000 kN. Il punto di carico è posto ad un'altezza di 960 mm dalla superficie di estradosso del cordolo.



**Figura 23 - Banco di prova**

Nella tabella seguente sono riportati i valori del carico di rottura dei sei cordoli testati ed il valore medio del carico di rottura, pari a 71.5 kN.

CORDOLO	CARICO MASSIMO [kN]
I	75
II	68
III	78
IV	65
V	68
VI	75
VALORE MEDIO	71.5

**Figura 24 - Valori del carico di rottura**

Il quadro fessurativo tipo dei cordoli nella condizione di carico massimo è riportato in Figura 25.

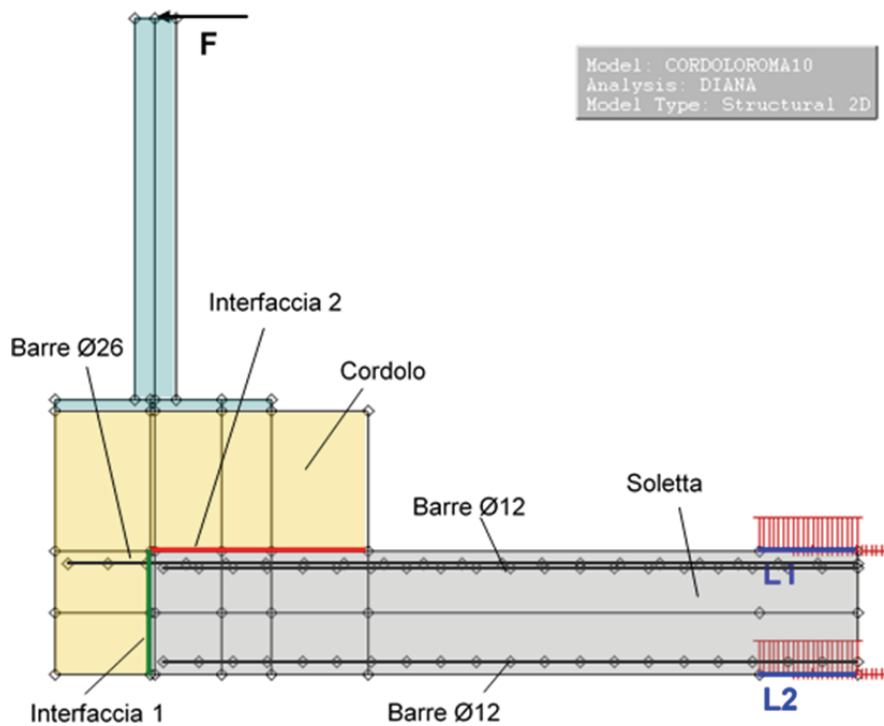


**Figura 25 - Quadro fessurativo tipo sulle due superfici del cordolo**

## **8.2. Descrizione del modello numerico realizzato**

### **8.2.1. Geometria e condizione di carico**

In Figura 26 è mostrata la geometria del modello numerico realizzato, nel quale per simmetria è stata considerata solo metà dell'elemento reale: cordolo e soletta presentano quindi uno spessore di 625 mm, pari alla metà dello spessore dell'elemento reale testato, di 1250 mm.



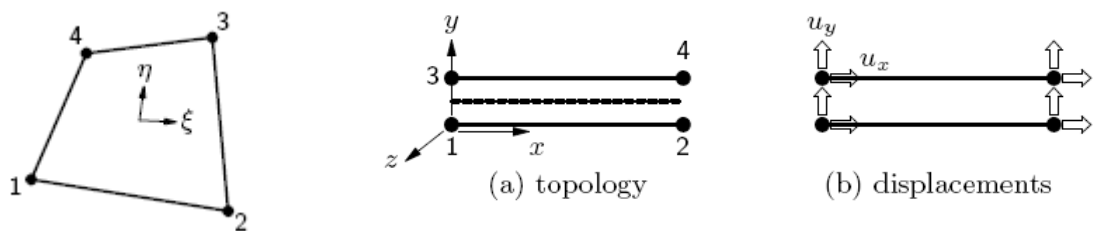
**Figura 26 - Geometria del modello numerico**

Tra la soletta e il cordolo in calcestruzzo fibrorinforzato sono stati inseriti degli elementi di interfaccia, che modellano l'aderenza tra i due materiali. Al fine di ottenere una corretta configurazione di carico, sono stati inseriti nel modello anche la piastra di acciaio e la colonna HE180B simulante il montante della barriera. La piastra di acciaio, bullonata mediante tirafondi, viene considerata unita solidalmente al cordolo in HPFRC.

La soletta in calcestruzzo, il cordolo in HPFRC, la piastra ed il montante in acciaio sono stati discretizzati usando elementi Q8MEM, elementi di tipo "plane stress" quadrilateri a quattro nodi.

Le interfacce tra soletta e cordolo sono state modellate con elementi di interfaccia L8IF.

Tutti gli elementi presentano una discretizzazione effettuata con una mesh di tipo quadrata, con dimensioni 10x10 mm.



**Figura 27 - Elementi Q8MEM a sinistra e elementi di interfaccia L8IF a destra**

Nelle analisi non è stata modellata la carota di collegamento tra la soletta ed il cordolo, ma il suo contributo è stato considerato nella valutazione dei parametri che definiscono le caratteristiche dell'interfaccia orizzontale tra soletta e cordolo fibrorinforzato.

Lo schema di vincolo consiste nell'impedire gli spostamenti lungo entrambe le direzioni X e Y a tutti i nodi delle linee L1 e L2, come mostrato in Figura 26.

L'analisi è stata condotta per fasi in controllo di spostamento: nella prima fase viene applicato alla struttura il peso proprio, suddiviso in 10 step; successivamente viene applicato uno spostamento orizzontale nella sezione di sommità del montante, ad un'altezza pari a 9600 mm dalla superficie di estradosso del cordolo (Figura 26). Tale spostamento orizzontale viene quindi incrementato ad ogni step successivo di 0.1 mm, fino al raggiungimento della condizione di rottura. Il massimo valore della reazione del vincolo orizzontale rappresenta in definitiva il carico massimo sopportabile dal cordolo.

## 8.2.2. Materiali

### 8.2.2.1. Calcestruzzo della soletta esistente

Il calcestruzzo della soletta è stato modellato con un legame costitutivo di tipo “*Total strain rotating crack model*”. Il comportamento a trazione è stato modellato come Linear softening mentre il comportamento a compressione è stato modellato utilizzando la curva di Thorenfeldt.

I parametri utilizzati sono i seguenti:

LINEAR ELASTICITY	
Young’s modulus	30800
Poisson’s ratio	0.15
STATIC NONLINEARITY	
Tensile strength	2.4
Mode-I ultimate tensile strain	0.000311
Compressive strength	30.7

**Tabella 5 – Parametri del calcestruzzo della soletta esistente**

### 8.2.2.2. Calcestruzzo fibrorinforzato del cordolo

Come premesso al par. 4, il cordolo è realizzato con un calcestruzzo fibrorinforzato classificato, secondo il Model Code 2010, come **C70 8b**.

Nella modellazione eseguita si è utilizzato un “*Total strain rotating crack model*”. Il comportamento a trazione è stato modellato mediante una curva multi-lineare mentre per il comportamento a compressione è stato utilizzato un modello elastico-plastico.



I parametri utilizzati sono i seguenti:

LINEAR ELASTICITY	
Young's modulus	42639
Poisson's ratio	0.15
STATIC NONLINEARITY	
Multi-linear tension curve	0 0 3.319 0.00007785 3.688 0.00015 3.6 0.05 1.2 0.25
Compressive strength	78

**Tabella 6 - Parametri del calcestruzzo fibrorinforzato del cordolo**

La resistenza media a compressione è calcolata secondo l'equazione 5.1-1 del MC2010:

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f = 70 + 8 = 78 \text{MPa}$$

Il modulo elastico è calcolato secondo l'equazione 5.1-20 del MC2010:

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{\frac{1}{3}} = 21500 \cdot 1 \cdot \left( \frac{70 + 8}{10} \right)^{\frac{1}{3}} = 42639 \text{MPa}$$

Il legame costitutivo a trazione è stato calcolato in accordo al Model Code 2010 ed in particolare la resistenza a trazione del calcestruzzo è calcolata in accordo alla equazione 5.1-3b:

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln(1 + 0.1 \cdot (f_{ck} + \Delta f)) = 2.12 \cdot \ln(1 + 0.1 \cdot (70 + 8)) = 4.610 \text{MPa}$$

valida nel caso di classi di calcestruzzo maggiori di C50

Il Model code 2010 permette di utilizzare una resistenza a trazione compresa tra un minimo di  $0.7 \cdot f_{ctm}$  e  $1.3 \cdot f_{ctm}$ .

Nella modellazione effettuata è stato utilizzato un valore di resistenza a trazione pari a  $0.8 \cdot f_{ctm}$ .

$$f_{ctm} = 0.8 \cdot f_{ctm} = 3.688 \text{ MPa}$$

I primi due punti del legame costitutivo a trazione sono quindi calcolati come segue, (paragrafo 5.1.8 del MC2010):

Punto 1

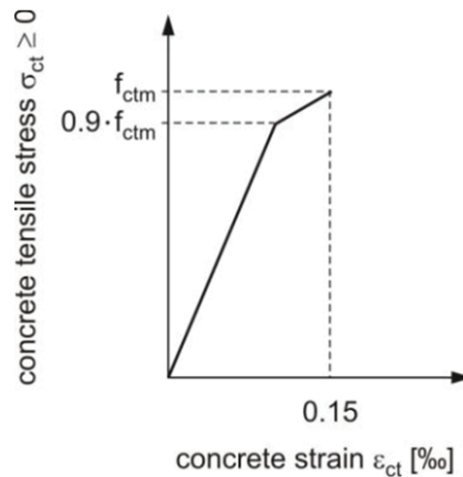
$$\sigma = 0.9 \cdot f_{ctm} = 0.9 \cdot 3.688 = 3.319 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_{ci}} = \frac{3.319}{42639} = 0.00007785$$

Punto 2

$$\sigma = f_{ctm} = 3.688 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 0.00015$$

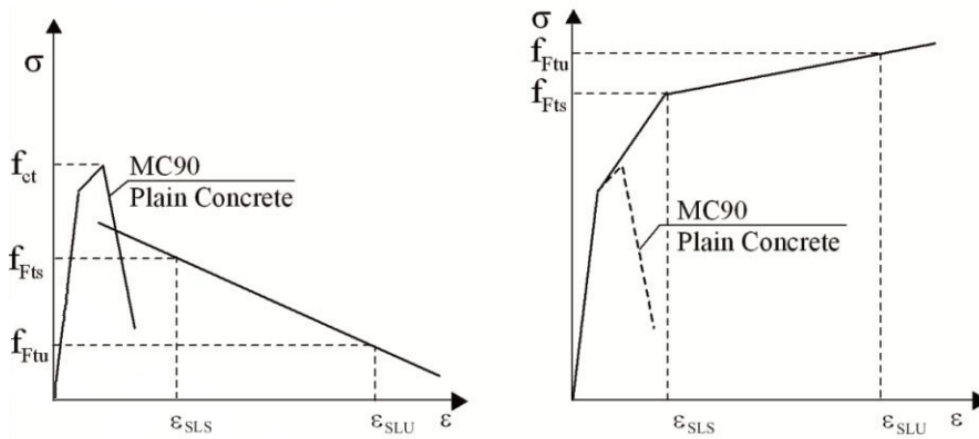


**Figura 28 – Tratto iniziale del legame costitutivo a trazione**

Gli ultimi due punti del legame costitutivo a trazione sono calcolati secondo le indicazioni del paragrafo 5.6.4 del MC2010:

$$f_{R1} = 8MPa$$

$$f_{R3} = 0.7 \cdot f_{R1} = 5.6MPa$$



**Figura 29 - Legame costitutivo a trazione**

Punto 3:

$$\sigma = f_{Fts} = 0.45 \cdot f_{R1} = 0.45 \cdot 8 = 3.6MPa$$

$$\epsilon = \epsilon_{SLS} = \frac{CMOD_1}{l_{cs}} = \frac{0.5}{10} = 0.05$$

in cui:

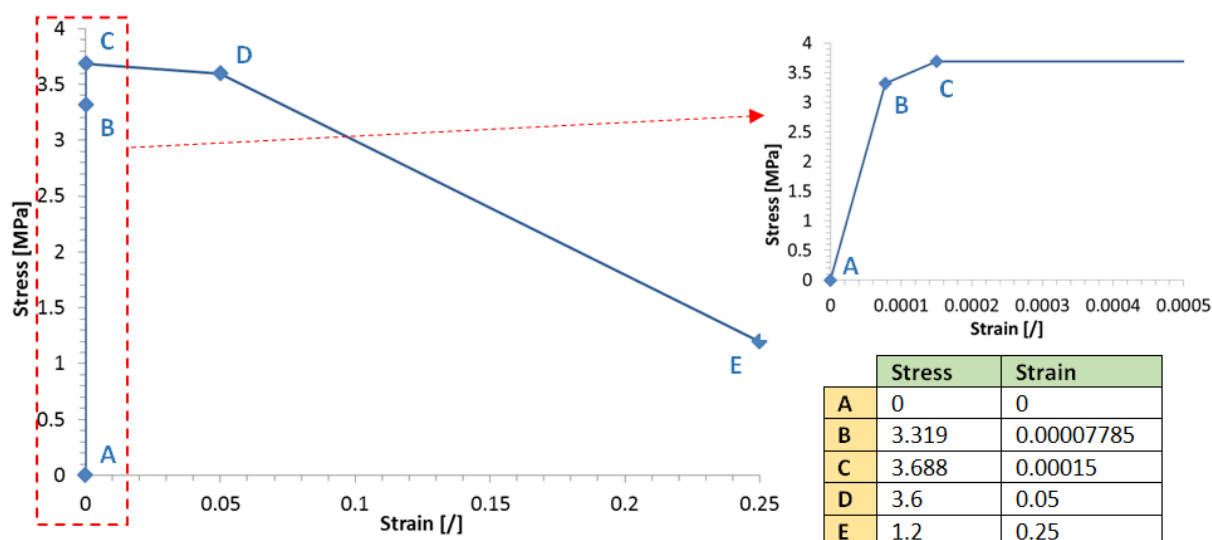
$l_{cs}$  è la dimensione caratteristica degli elementi della mesh, pari a 10 mm

Punto 4:

$$\sigma = f_{Ftu} = 0.5 \cdot f_{R3} - 0.2 \cdot f_{R1} = 0.5 \cdot 5.6 - 0.2 \cdot 8 = 1.2MPa$$

$$\epsilon = \epsilon_{SLU} = \frac{CMOD_3}{l_{cs}} = \frac{2.5}{10} = 0.25$$

Il legame costitutivo ottenuto è mostrato in Figura 30.



**Figura 30 – Legame costitutivo sforzo – deformazione del calcestruzzo fibrorinforzato C70 8b utilizzato per le analisi numeriche. Nel riquadro a destra è mostrata la prima parte della curva fino ad una deformazione di 0.0005**

Il modello è stato validato mediante confronto con i risultati di prove sperimentali effettuate secondo UNI EN 14651:2005 e di analisi numeriche che riproducono questo tipo di test.

### 8.2.2.3. Interfaccia 1

L'interfaccia 1 è l'interfaccia posta verticalmente tra il cordolo e la testata della soletta (Figura 26). Per la sua modellazione è stato impiegato un comportamento di tipo *Coulomb Friction*.

I parametri utilizzati sono i seguenti:

LINEAR ELASTICITY	
Linear normal stiffness	1000
Linear tangential stiffness	500
STATIC NONLINEARITY	
Cohesion	2
Tangent of friction angle	0.7
Tangent of dilatancy angle	1e-05

**Tabella 7 – Parametri interfaccia 1**

#### 8.2.2.4. Interfaccia 2

L'interfaccia 2 è l'interfaccia orizzontale tra il cordolo e la soletta (Figura 26). Per la sua modellazione è stato utilizzato un comportamento di tipo “*Combined Cracking-Shearing-Crushing*”. I parametri utilizzati sono i seguenti:

LINEAR ELASTICITY	
Linear normal stiffness	1000
Linear tangential stiffness	500
STATIC NONLINEARITY	
Tensile strength	0.2
Fracture energy	0.02
Cohesion	1.34
Tangent of friction angle	0.7
Tangent of dilatancy angle	0.1
Residual friction coefficient	0.7
Confining normal stress psi=0	-1.3
Exponential degradation coefficient	5
Cap crit. compress. Strength	200
Shear traction control factor	9
Compressive fracture energy	5
Equiv. plastic relative displ	0.01
Fracture energy factor b	5

**Tabella 8 – Parametri interfaccia 2**

Il valore di coesione dell'interfaccia è stato calcolato sulla base delle indicazioni dell'Eurocodice 2 (paragrafo 6.2.5), sommando il contributo dovuto all'aderenza tra il calcestruzzo della soletta ed il calcestruzzo fibrorinforzato del cordolo al contributo dovuto alla presenza delle carote, come:

Contributo dell'aderenza calcestruzzo soletta–calcestruzzo fibrorinforzato

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) = 0.45 \cdot 2.4 = 1.08 \text{ N/mm}^2$$

in cui:

$c = 0.45$ , per superficie scabra;

$$f_{ctd} = 2.4N/mm^2;$$

$\sigma_n = 0$ , poiché non ci sono azioni di compressione o trazione sull' interfaccia;

$\rho = 0$ , poiché non ci sono barre di armatura che attraversano l'interfaccia.

### Contributo della carota

$$\text{Area carota} = 11689 \text{ mm}^2$$

$$\text{Passo delle carote} = 330 \text{ mm}$$

$$\text{Area di influenza della carota} = 500 \text{ mm} \times 330 \text{ mm} = 165000 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{\text{Area carota}}{\text{Area di influenza}} = \frac{11689}{165000} = 0.071$$

$$v_{Rdi} = \rho \cdot f_{ctm} = 0.071 \cdot 3.688 = 0.26N/mm^2$$

in cui:

$$f_{ctm} = 3.688N/mm^2$$

La resistenza a taglio complessiva dell'interfaccia orizzontale risulta quindi essere pari a:

$$v_{tot} = 1.08 + 0.26 = 1.34N/mm^2$$

### **8.2.2.5. Barre di armatura 1 – Barre B450C**

Le barre di armatura aggiuntiva in acciaio B450C sono state modellate come “*embedded reinforcement*”, utilizzando un legame costitutivo elasto-plastico di Von Mises.

I parametri utilizzati sono i seguenti:

LINEAR ELASTICITY	
Young's modulus	200000
Poisson's ratio	0.15
STATIC NONLINEARITY	
Yield stress	450

**Tabella 9 – Parametri barre aggiuntive in acciaio B450C**

### **8.2.2.6. Barre di armatura esistenti – Barre AQ50**

Le barre di armatura esistenti in acciaio AQ50 sono state modellate come “*embedded reinforcement*”, utilizzando un legame costitutivo elasto-plastico di Von Mises.

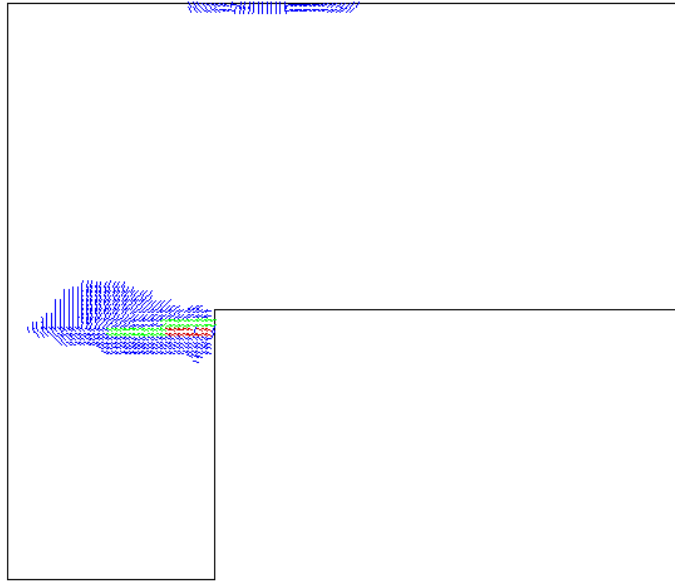
I parametri utilizzati sono i seguenti:

LINEAR ELASTICITY	
Young's modulus	200000
Poisson's ratio	0.15
STATIC NONLINEARITY	
Yield stress	225

**Tabella 10 – Parametri barre esistenti in acciaio AQ50**

### **8.2.3. Risultati della modellazione**

Il carico di rottura del cordolo ottenuto numericamente risulta essere pari a 74.9 kN. Il quadro fessurativo corrispondente è mostrato in Figura 31.



**Figura 31 - Quadro fessurativo del cordolo in corrispondenza del carico massimo pari a 74.9 kN**

Il massimo carico sopportabile ed il quadro fessurativo denotano che la modellazione di calcolo usata ben rappresenta il comportamento reale della struttura.

## **9. Indagine numerica su cordoli in calcestruzzo fibrorinforzato**

### **9.1. Geometrie più comuni (oggetto della modellazione)**

Come già premesso, l'intervento di rifacimento parziale o totale dei cordoli bordo-ponte si rende necessario per interventi di manutenzione straordinaria, quali, ad esempio, l'installazione di nuove barriere metalliche. In tal caso, le azioni di calcolo previste dall'attuale quadro normativo, hanno intensità tale da non permettere, in generale l'adeguamento delle strutture esistenti al nuovo stato di sollecitazione di progetto.

Al fine di fornire utili indicazioni pratiche è stata eseguita una estesa indagine numerica, su cordoli di differente geometria e schema di connessione con la soletta esistente, realizzati con un calcestruzzo fibrorinforzato di cui al par. 4.

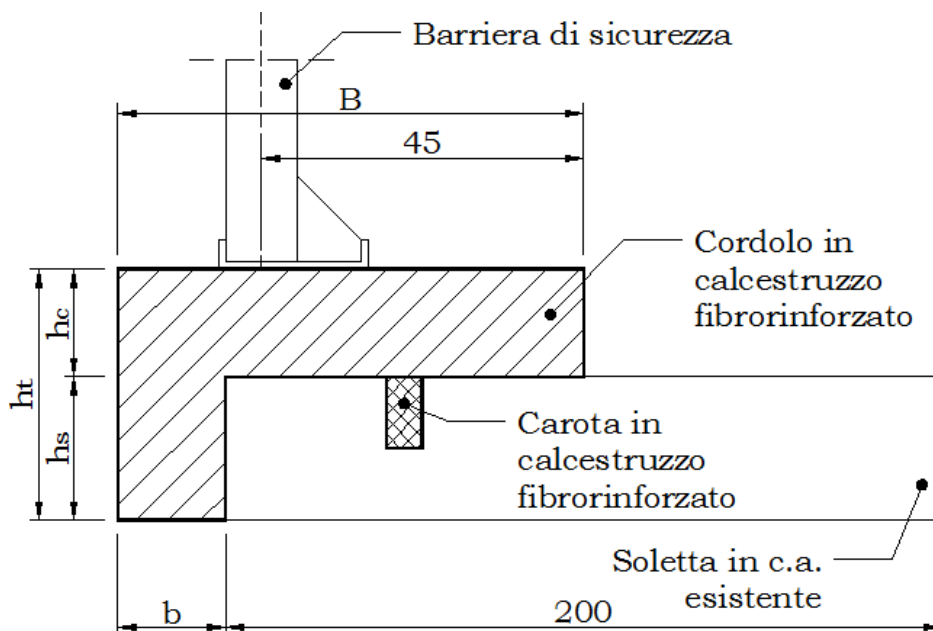


Per ciascuna geometria considerata viene quindi fornito il valore del massimo carico supportabile dal sistema, da confrontarsi con l'azione sollecitante definita al par. 3.

In seguito si riporta una tabella riepilogativa in cui sono indicate le diverse geometrie considerate, individuate come le più frequenti negli interventi di rifacimento di cordoli.

Oggetto della modellazione è stata la tipologia di Figura 8, con carota in calcestruzzo fibrorinforzato ed armatura aggiuntiva orizzontale in acciaio B450C.

La geometria dei cordoli oggetto della modellazione, con l'indicazione delle diverse grandezze geometriche, è riportata in Figura 32.



**Figura 32 – Geometria dei cordoli oggetto della modellazione**

La tabella seguente riassume le grandezze geometriche dei diversi cordoli considerati, suddivisibili in quattro tipologie principali caratterizzate dallo stesso valore della larghezza, in particolare:

- Tipologia A:  $B = 60$  cm;
- Tipologia B:  $B = 65$  cm;
- Tipologia C:  $B = 70$  cm;
- Tipologia D:  $B = 75$  cm.

Tipologia	B [cm]	b [cm]	hc [cm]	hs [cm]	ht [cm]
A1	60	10	15	20	35
A2	60	10	15	25	40
A3	60	10	15	27	42
A4	60	10	20	20	40
A5	60	10	20	25	45
A6	60	10	20	27	47
B1	65	15	15	20	35
B2	65	15	15	25	40
B3	65	15	15	27	42
B4	65	15	20	20	40
B5	65	15	20	25	45
B6	65	15	20	27	47
C1	70	20	15	20	35
C2	70	20	15	25	40
C3	70	20	15	27	42
C4	70	20	20	20	40
C5	70	20	20	25	45
C6	70	20	20	27	47
D1	75	25	15	20	35
D2	75	25	15	25	40
D3	75	25	15	27	42
D4	75	25	20	20	40
D5	75	25	20	25	45
D6	75	25	20	27	47

**Tabella 11 - Grandezze geometriche dei cordoli oggetto della modellazione**

## 9.2. Modello di calcolo

Nel seguente paragrafo si riporta la descrizione delle analisi numeriche effettuate su un modello bidimensionale al fine della valutazione della resistenza globale del sistema.

Nei seguenti modelli è stata considerata, per ragioni di simmetria, una larghezza di soletta pari alla metà dell'interasse fra i montanti: il modello presenta quindi una larghezza pari a 625 mm.

Le ipotesi riguardo la geometria, i vincoli, le condizioni di carico e le caratteristiche dei materiali impiegati sono in accordo con il precedente par.8.

In Figura 33 è mostrata la geometria del modello numerico relativo al cordolo tipo A1.

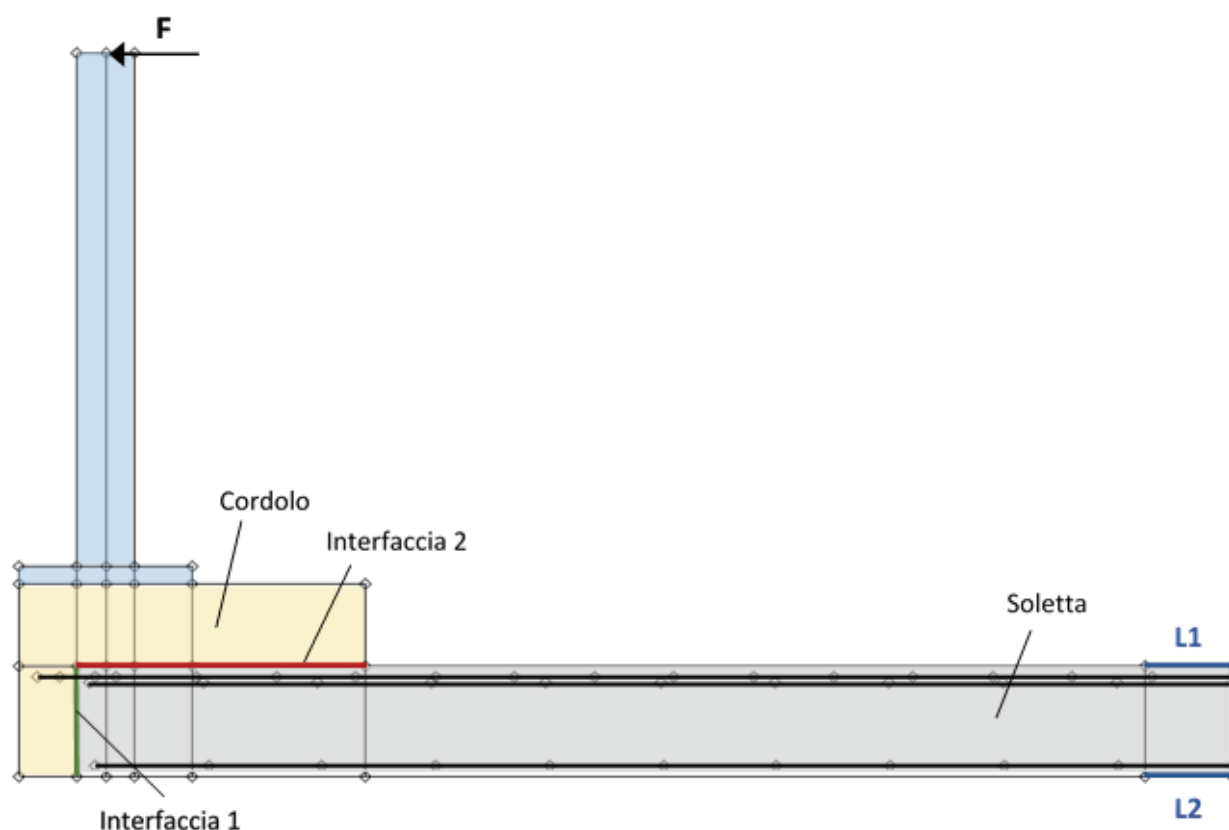


Figura 33 - Geometria del modello numerico riferito al cordolo tipo A1

### 9.3. Risultati delle indagini numeriche

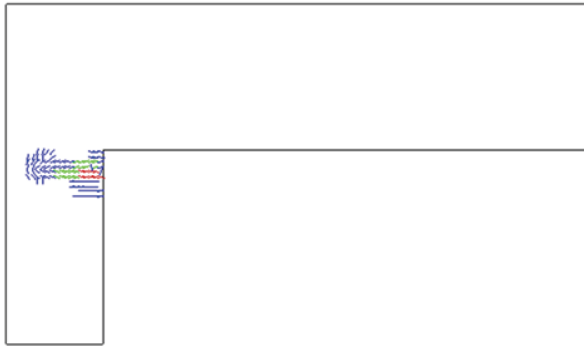
Si riportano in seguito, in forma tabellare, i risultati ottenuti dalle modellazioni numeriche eseguite, in termini di carico massimo sopportabile dal sistema, per ciascuna delle geometrie considerate.

Tipologia	B [cm]	b [cm]	hc [cm]	hs [cm]	ht [cm]	Carico max [kN]
A1	60	10	15	20	35	26.6
A2	60	10	15	25	40	31.7
A3	60	10	15	27	42	33.2
A4	60	10	20	20	40	23.8
A5	60	10	20	25	45	29.1
A6	60	10	20	27	47	30.7
B1	65	15	15	20	35	45.4
B2	65	15	15	25	40	45.7
B3	65	15	15	27	42	46.5
B4	65	15	20	20	40	43.2
B5	65	15	20	25	45	43.9
B6	65	15	20	27	47	45.6
C1	70	20	15	20	35	74.9
C2	70	20	15	25	40	77.2
C3	70	20	15	27	42	77.7
C4	70	20	20	20	40	72.2
C5	70	20	20	25	45	75.7
C6	70	20	20	27	47	74.6
D1	75	25	15	20	35	94.0
D2	75	25	15	25	40	100.9
D3	75	25	15	27	42	101.0
D4	75	25	20	20	40	93.6
D5	75	25	20	25	45	110.5
D6	75	25	20	27	47	110.2

**Tabella 12 - Carico massimo per ciascuna geometria considerata**

Nella tabella seguente è mostrato il quadro fessurativo in corrispondenza del carico massimo per ogni geometria di cordolo.

CORDOLO A1



**CARICO MAX = 26.6 kN**

CORDOLO A2



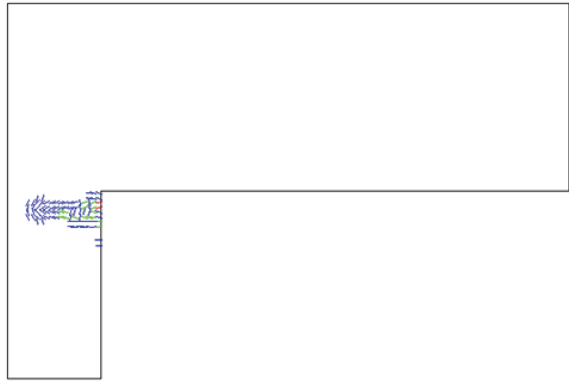
**CARICO MAX = 31.7 kN**

CORDOLO A3



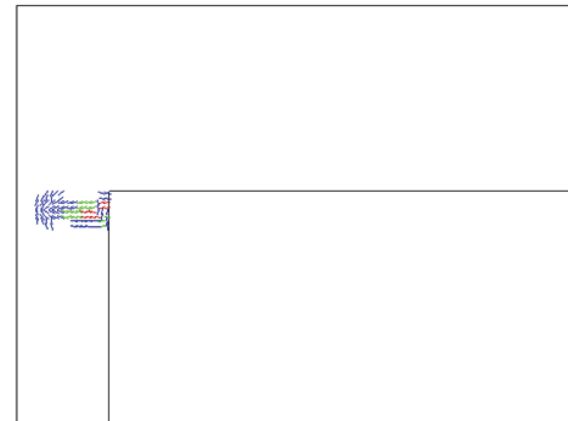
**CARICO MAX = 33.2 kN**

CORDOLO A4



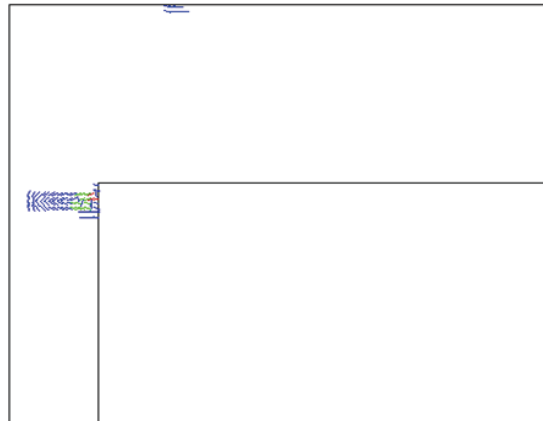
**CARICO MAX = 23.8 kN**

CORDOLO A5



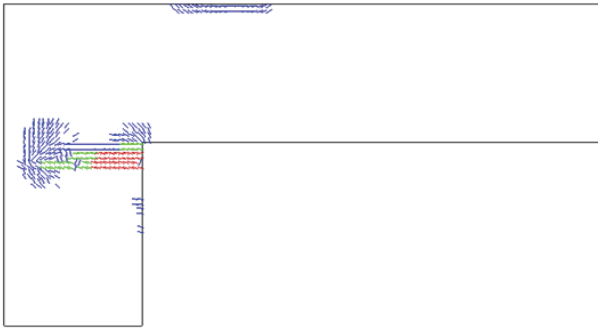
**CARICO MAX = 29.1 kN**

CORDOLO A6



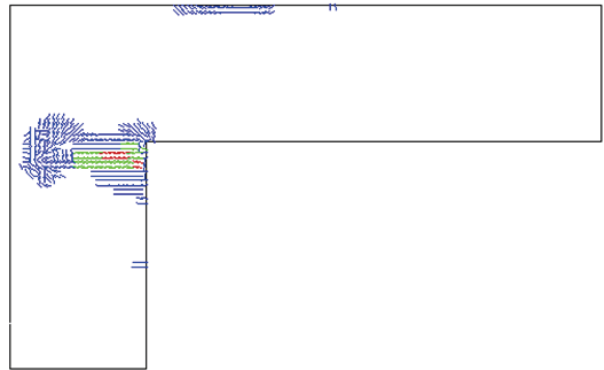
**CARICO MAX = 30.7 kN**

**CORDOLO B1**



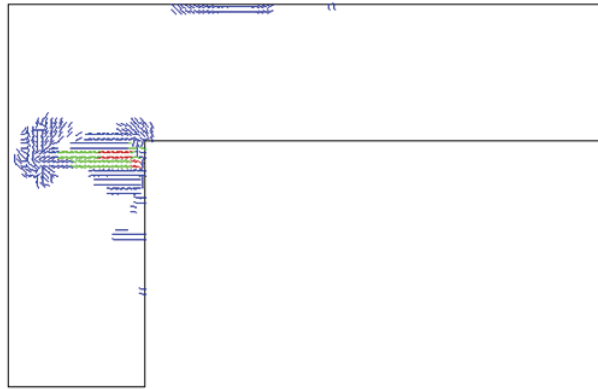
CARICO MAX = 45.4 kN

**CORDOLO B2**



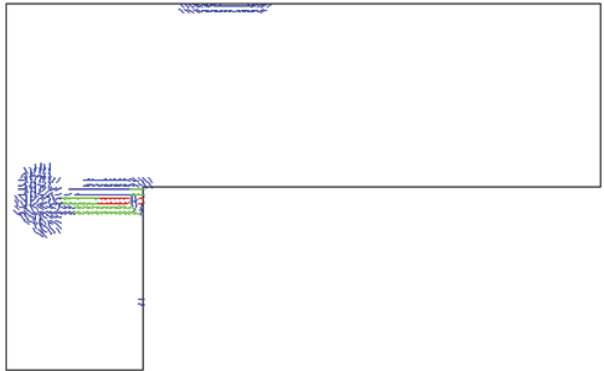
CARICO MAX = 45.7kN

**CORDOLO B3**



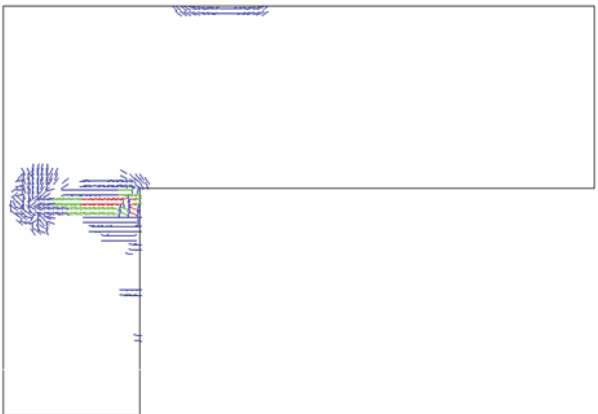
CARICO MAX = 46.5 kN

**CORDOLO B4**



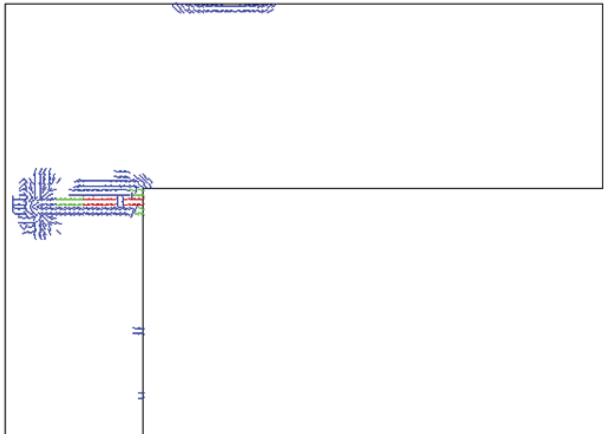
CARICO MAX = 41.5 kN

**CORDOLO B5**



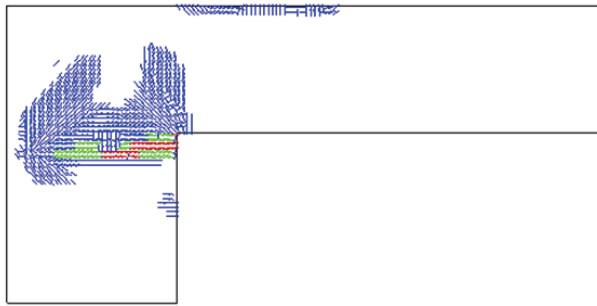
CARICO MAX = 43.9 kN

**CORDOLO B6**



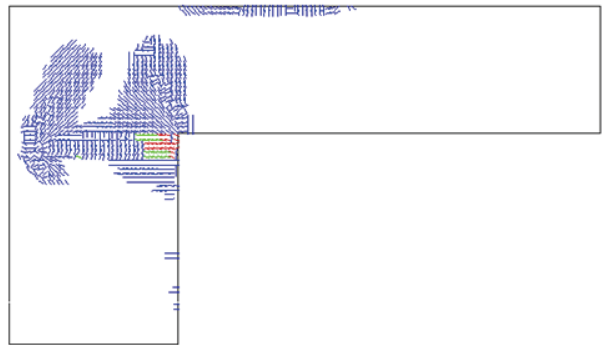
CARICO MAX = 45.6 kN

**CORDOLO C1**



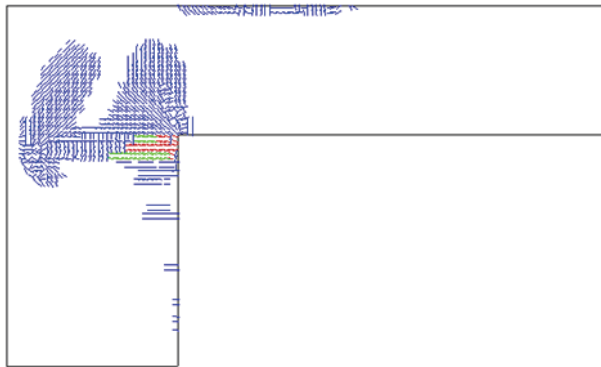
CARICO MAX = 74.9 kN

**CORDOLO C2**



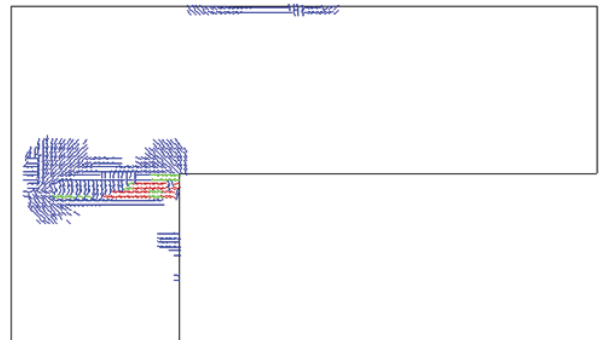
CARICO MAX = 77.2 kN

**CORDOLO C3**



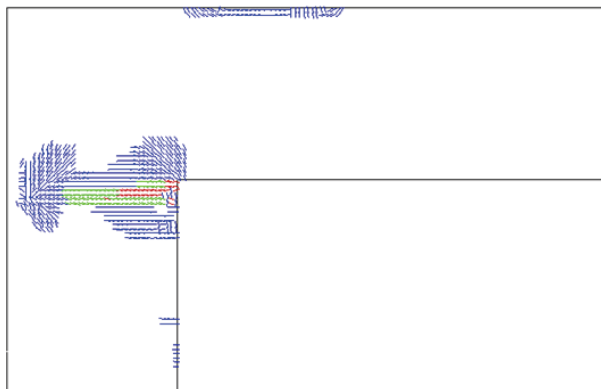
CARICO MAX = 77.7 kN

**CORDOLO C4**



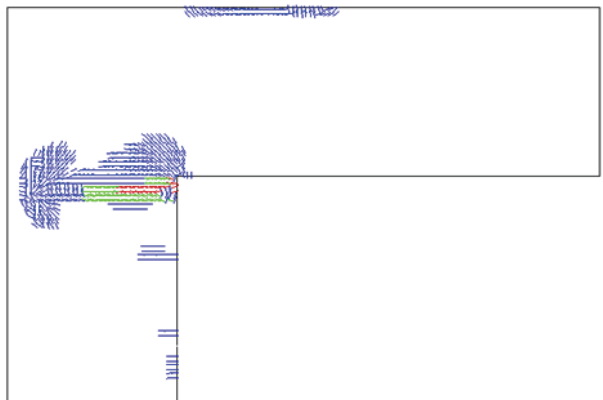
CARICO MAX = 72.2 kN

**CORDOLO C5**



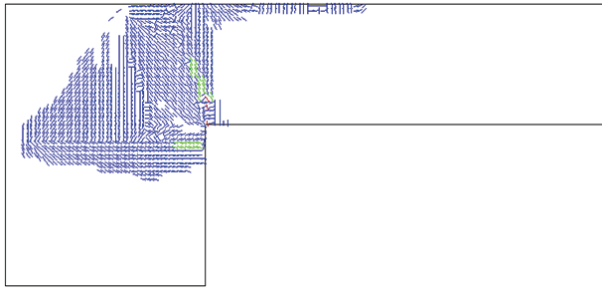
CARICO MAX = 75.7 kN

**CORDOLO C6**



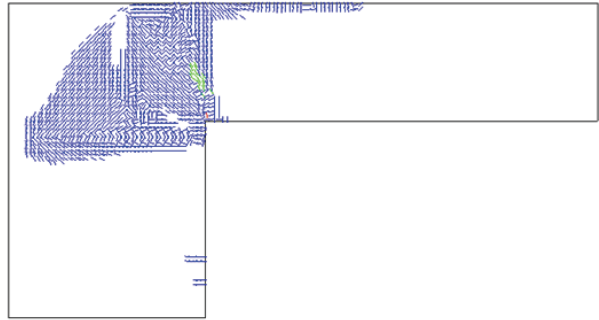
CARICO MAX = 74.6 kN

**CORDOLO D1**



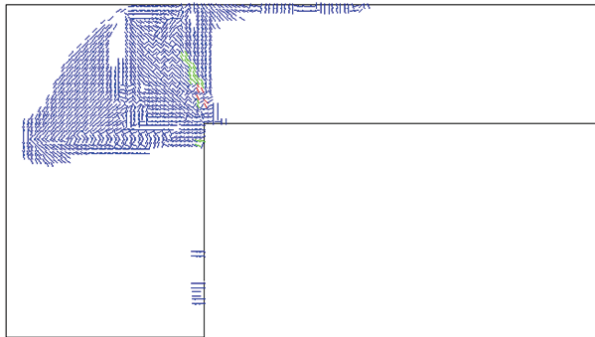
CARICO MAX = 94 kN

**CORDOLO D2**



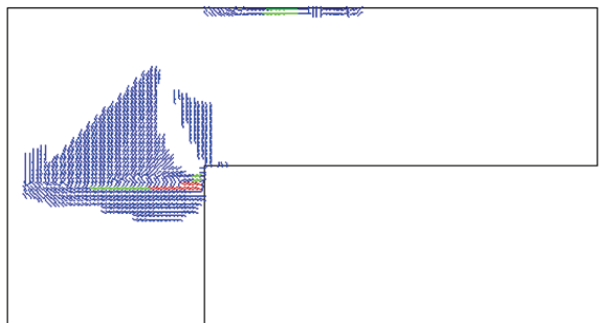
CARICO MAX = 100.9 kN

**CORDOLO D3**



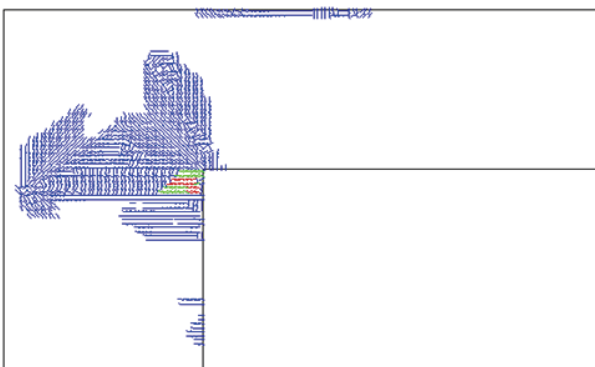
CARICO MAX = 101.0 kN

**CORDOLO D4**



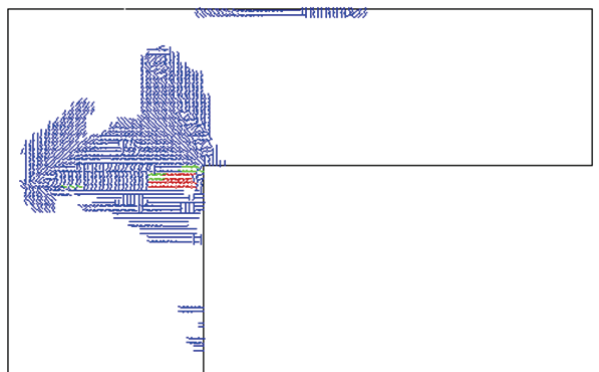
CARICO MAX = 93.6 kN

**CORDOLO D5**



CARICO MAX = 110.5 kN

**CORDOLO D6**

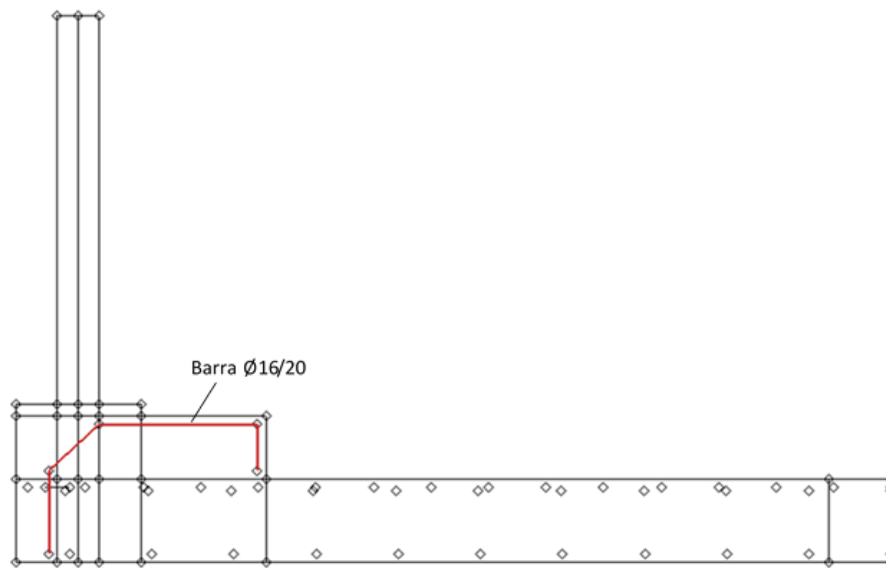


CARICO MAX = 110.2 kN



#### 9.4. Soluzione con barre di rinforzo aggiuntive

Al fine di aumentare il carico sopportabile dai cordoli delle serie A e B è stato previsto l'inserimento di barre di rinforzo aggiuntive in acciaio B450C, aventi diametro  $\varnothing 16$  e passo 20 cm, che permettono, per tutte le geometrie, il raggiungimento di carichi di rottura superiori ai 50 kN. In Figura 34 è mostrato il modello tipo, con l'indicazione delle barre aggiuntive di rinforzo inserite all'interno del cordolo.



**Figura 34 - Geometria del modello numerico riferito al cordolo tipo A1 con barra di rinforzo**

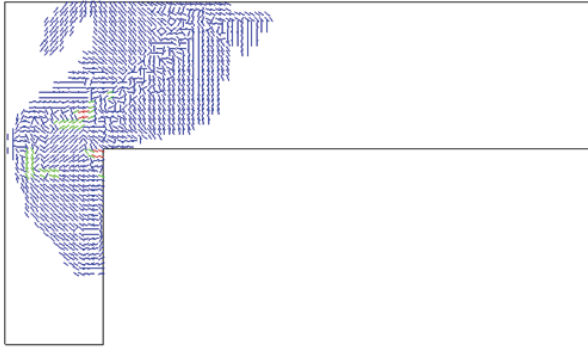
Si riportano quindi in seguito, in forma tabellare, i risultati ottenuti dalle modellazioni numeriche eseguite, in termini di carico massimo sopportabile dal sistema, per ciascuna delle geometrie considerate.

Tipologia	B [cm]	b [cm]	hc [cm]	hs [cm]	ht [cm]	Carico max [kN]
A1	60	10	15	20	35	50.5
A2	60	10	15	25	40	52.5
A3	60	10	15	27	42	53.3
A4	60	10	20	20	40	48.8
A5	60	10	20	25	45	52.7
A6	60	10	20	27	47	52.7
B1	65	15	15	20	35	86.5
B2	65	15	15	25	40	91.0
B3	65	15	15	27	42	90.4
B4	65	15	20	20	40	89.4
B5	65	15	20	25	45	95.3
B6	65	15	20	27	47	95.4

**Tabella 13 - Carico massimo per ciascuna geometria considerata**

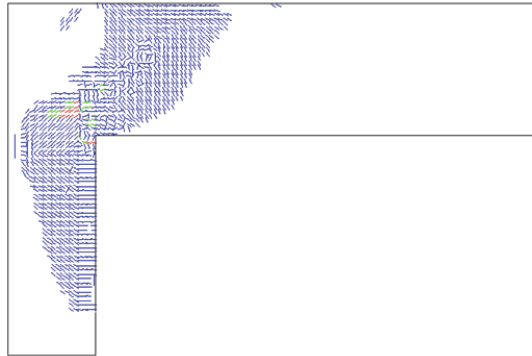
Nella tabella seguente è mostrato il quadro fessurativo in corrispondenza del carico massimo per ogni geometria di cordolo.

CORDOLO A1



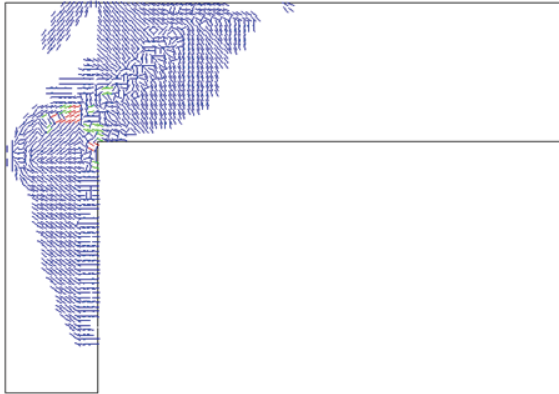
**CARICO MAX = 50.5 kN**

CORDOLO A2



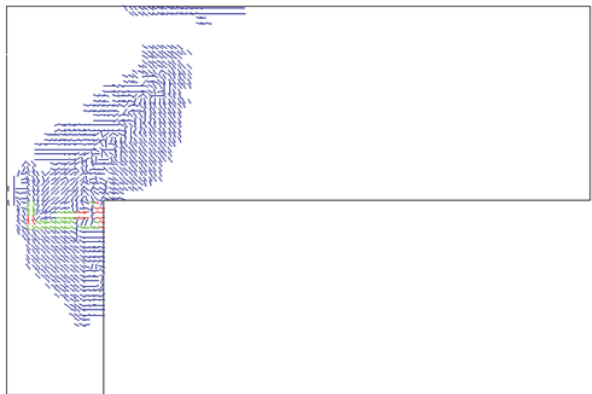
**CARICO MAX = 52.5 kN**

CORDOLO A3



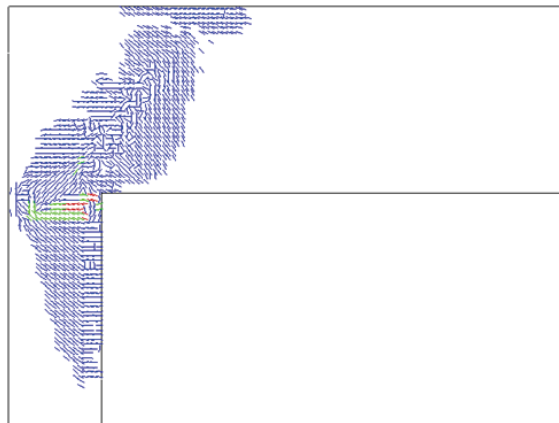
**CARICO MAX = 53.3 kN**

CORDOLO A4



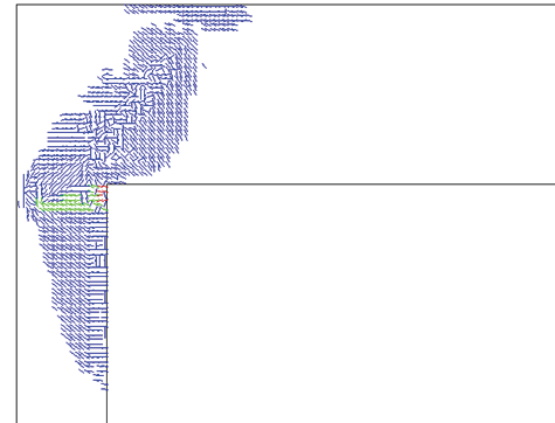
**CARICO MAX = 48.8 kN**

CORDOLO A5



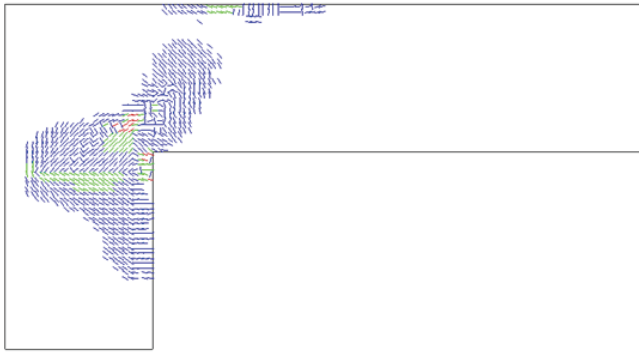
**CARICO MAX = 52.7 kN**

CORDOLO A6



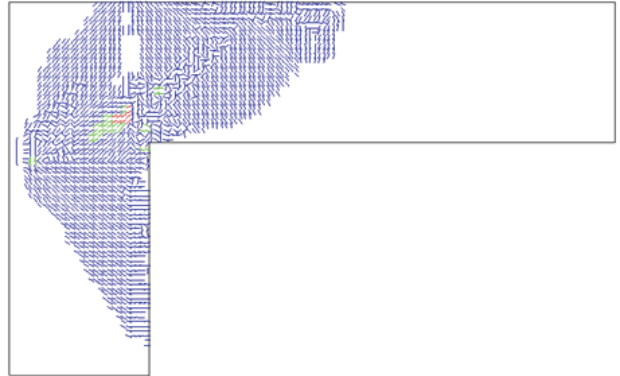
**CARICO MAX = 52.7 kN**

**CORDOLO B1**



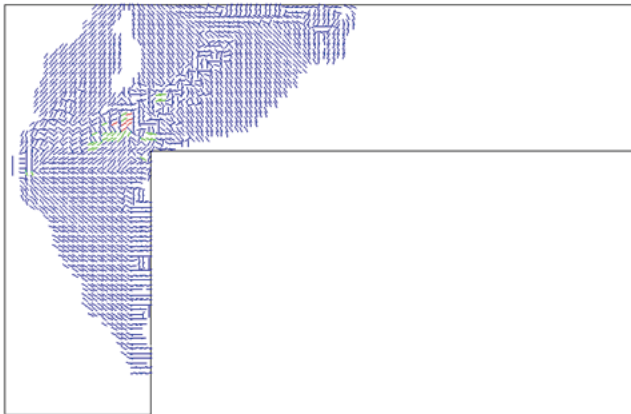
CARICO MAX = 86.5 kN

**CORDOLO B2**



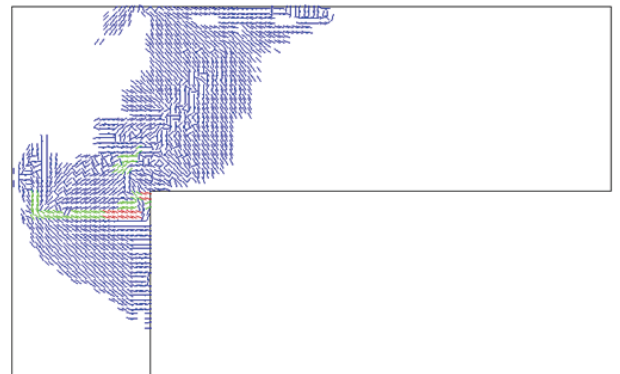
CARICO MAX = 91.0 kN

**CORDOLO B3**



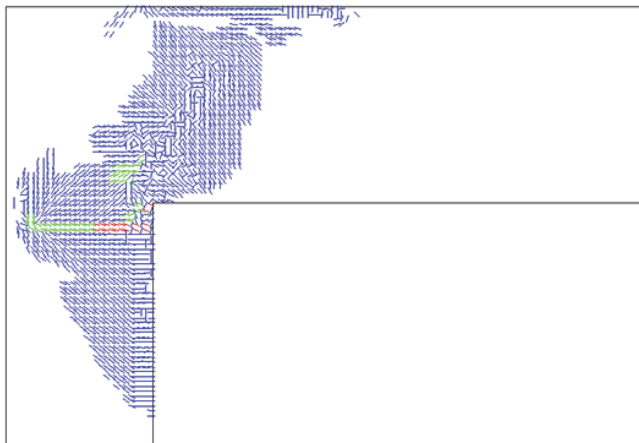
CARICO MAX = 90.4 kN

**CORDOLO B4**



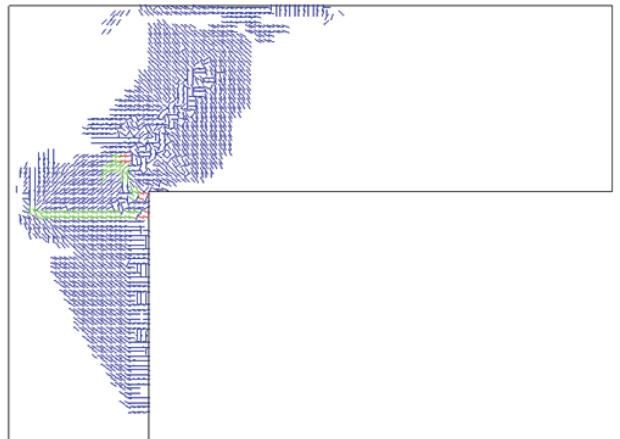
CARICO MAX = 89.4 kN

**CORDOLO B5**



CARICO MAX = 95.3 kN

**CORDOLO B6**



CARICO MAX = 95.4 kN

## 10. Controlli sui materiali

Il calcestruzzo fibrorinforzato dovrà essere verificato in cantiere con le stesse modalità dei controlli di accettazione del calcestruzzo ordinario, in accordo al Decreto Ministeriale 14.1.2008.

A questi andranno inoltre aggiunte le verifiche indicate nella tabella 8-1, sotto riportata, estratta dalle indicazioni del CNR DT 204/2006 “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato”.

**Tabella 8-1** – Prove durante la produzione.

Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
FRC fresco	corretta miscelazione	ispezione visiva [v. UNI EN 206-1 2001]	ogni giorno di getto di miscela omogenea	apposito modulo
FRC fresco	contenuto di fibre	*peso dopo separazione fibre-matrice [v. CEN prEN 14721 2004]	ogni 50 m <sup>3</sup> di getto di miscela omogenea o almeno due controlli al giorno	apposito modulo

**Figura 35 - Controlli sui materiali secondo CNR DT 204/2006**

Al fine di caratterizzare il comportamento a flessione trazione del materiale e determinare i valori delle resistenze residue si farà riferimento alla UNI EN 14651:2005. Il numero dei prelievi dovrà avere la stessa frequenza di quelli relativi alla verifica della resistenza a compressione necessaria all’accettazione del materiale.

# *QUADERNO TECNICO N.6*

## INTERVENTI DI RIPRISTINO CORTICALE DEI CALCESTRUZZI AMMALORATI

## **1. Premessa**

Il problema della durabilità, con particolare riferimento alla corrosione delle armature, è estremamente rilevante nelle strutture in c.a. esistenti ed in particolar modo nelle infrastrutture stradali. Il presente quaderno tecnico intende dare delle istruzioni per interpretare i segni di degrado, nello specifico quelli da corrosione, sugli elementi strutturali costituenti ponti e viadotti e le direttive per procedere negli interventi di ripristino corticale.

Nello specifico saranno trattati in maniera distinta gli elementi in cemento armato ordinario e quelli in cemento armato precompresso. In entrambi i casi saranno date le indicazioni di come valutare il livello di degrado e come procedere per ripristinare un adeguato livello di sicurezza. Le indicazioni saranno fornite in funzione della classe di esposizione, quindi delle condizioni ambientali cui è soggetto lo specifico elemento strutturale.

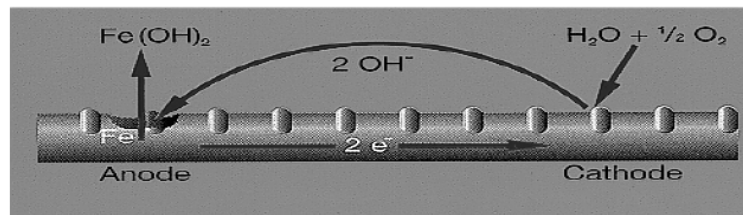
La corrosione nei metalli si manifesta in diverse forme, che dipendono da fattori relativi al metallo (composizione chimica, stato superficiale, trattamenti termici, lavorazioni meccaniche ecc.), all'ambiente (pH, natura e concentrazione dei sali, pressione, temperatura, ecc.) e all'interfaccia metallo-ambiente (film superficiali, natura dei prodotti di corrosione, cinetiche di ossidazione e riduzione, ecc.).

Una prima classificazione dei fenomeni corrosivi distingue la corrosione a secco da quella ad umido. Nel caso della corrosione ad umido, che è quella che tipicamente si manifesta nelle strutture in c.a., il fenomeno si innesca per la formazione di sistemi galvanici in cui avviene un processo anodico di ossidazione ed uno catodico di riduzione (Fig. 1). Il fenomeno evolve attraverso un meccanismo di tipo elettrochimico: quando un conduttore di prima specie si trova immerso in una soluzione acquosa, o in un mezzo poroso permeato d'acqua e contenente sali disciolti (conduttori di seconda specie), la presenza di eterogeneità chimiche o fisiche nella parte metallica e/o nell'ambiente acquoso a contatto del metallo, può generare delle differenze di potenziale elettrico tra le diverse parti del sistema.

Il meccanismo insorge quando la superficie di un metallo è costituita da due o più fasi diverse. Nel caso delle armature da cemento armato, la superficie è

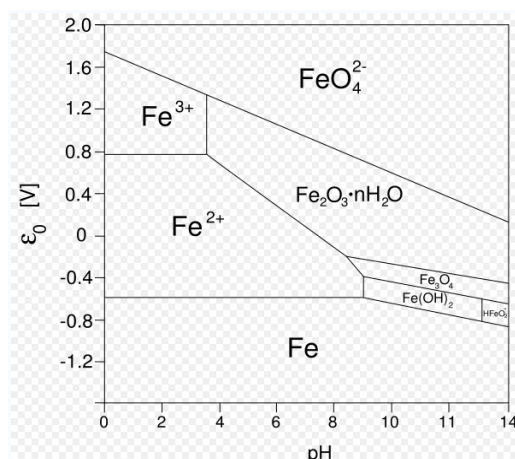
composta da grani di ferrite e cementite. Questi ultimi hanno un potenziale più nobile di quello della ferrite, che assume un comportamento anodico, caratterizzato dalla reazione di ossidazione del ferro. Si ha quindi una dissoluzione all'anodo del ferro (corrosione) cui si accompagna una reazione catodica nella quale si utilizzano gli elettroni liberati all'anodo.

Nella soluzione si formano ioni idrossido che migrano e sviluppano idrossido di ferro (Fig. 1). Quest'ultimo, in presenza di ossigeno, si ossida, formando la cosiddetta "ruggine".



**Figura 36 – Passaggio di corrente ionica ed elettronica in una barra di armatura e nel calcestruzzo**

In condizioni ottimali, l'acciaio contenuto nel calcestruzzo è protetto dal fenomeno corrosivo grazie all'elevata alcalinità dell'ambiente, che presenta valori di pH compresi tra 12.6 e 13.8. In tale ambiente il ferro assume condizioni di passività (Figura 2). In tali condizioni la velocità di corrosione è ridotta a valori praticamente trascurabili e la struttura è caratterizzata da una vita utile di 50-70 anni.



**Figura 37 – Diagramma di Pourbaix**



Affinché abbia inizio la corrosione, deve ridursi il livello di pH ed intaccarsi lo strato passivante. L'evoluzione del fenomeno, in termini di innesco e propagazione, dipende da diversi fattori (*Tabella 1*).

**Tabella 14. Cause di degrado del calcestruzzo ([1]-[2]).**

Cause intrinseche del materiale	Cause esterne dovute all'ambiente
Composizione del calcestruzzo - rapporto A/C - rapporto I/C - qualità materie prime	Cause chimiche - ossigeno - anidride carbonica - zolfo (solfati, solfuri, ossidi di zolfo) - cloruri - acqua (di mare)
Calcestruzzo fresco - lavorabilità - segregazione	Cause fisiche - cicli gelo – disgelo - essiccazione / ritiro - temperature (alte)
Messa in opera - compattazione	Cause meccaniche - abrasione - erosione - cavitazione
Stagionatura	

## **2. I principali fenomeni che innescano la corrosione**

Le principali cause di degrado che provocano una riduzione del pH tale da innescare il fenomeno della corrosione nelle strutture civili sono la carbonatazione e l'attacco cloridrico. Tali fenomeni assumono carattere di rilevanza negli elementi costituenti ponti e viadotti.

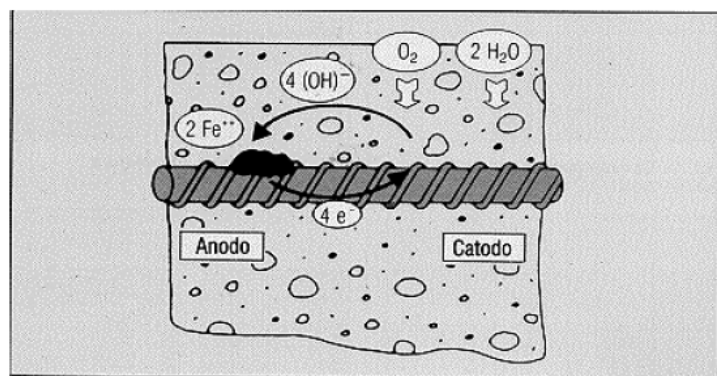
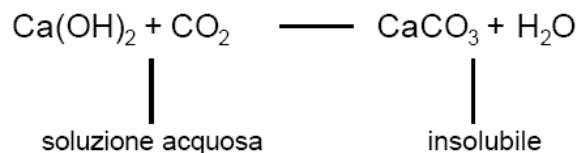
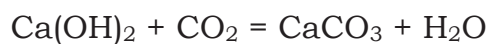
Il fenomeno della carbonatazione è legato alla diffusione dell'anidride carbonica (presente nell'atmosfera) nei pori del calcestruzzo. Il processo, partendo dagli strati più esterni della struttura, neutralizza le componenti alcaline, riducendo il pH della soluzione contenuta nei pori a valori inferiori a 9. In queste condizioni l'armatura risulta depassivata e, in presenza di acqua e ossigeno, si produce una corrosione di tipo generalizzato.

Quando, invece, sulla superficie delle armature si concentrano ioni aggressivi come i cloruri (che possono penetrare in strutture ubicate in zone costiere o

trattate con sali da disgelo) si verifica la corrosione per attacco cloridrico. Per effetto delle reazioni chimiche tra lo strato di ossido e i cloruri, lo strato più protettivo degli ossidi di ferro subisce un fenomeno di distacco all'interfaccia con il metallo. La minima quantità di cloruri richiesta per ridurre l'intervallo di passività è funzione del rapporto tra ioni cloruro e ioni ossidrilici; è quindi difficile individuare un valore comune per i vari cementi e le differenti condizioni di messa in opera.

## 2.1. Il fenomeno della carbonatazione

L'anidride carbonica presente nell'atmosfera, quando viene a contatto con il calcestruzzo, tende a neutralizzare, a partire dagli strati più esterni, i componenti alcalini presenti nella soluzione all'interno dei pori (sotto forma di idrossidi di sodio e potassio) e nella matrice cementizia (sotto forma di idrossido di calcio, silicati di calcio idrato e solfo-alluminati di calcio o calcio e ferro). La reazione (che ha luogo solo in presenza di acqua) tra anidride carbonica e tali componenti alcalini produce carbonati di calcio:



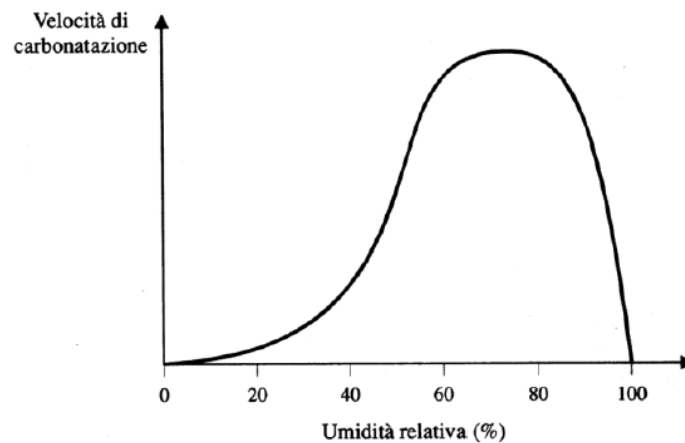
**Figura 38 – Rappresentazione schematica del processo di carbonatazione**

Il processo ha due conseguenze:

- il pH dell'estratto acquoso si riduce a valori prossimi alla neutralità (abbassamento del pH da 12-13 fino a 8.3);

- i cloroalluminati eventualmente presenti nella pasta cementizia si dissociano e liberano cloruri, rendendo ancor più aggressivo l'ambiente.

La velocità di carbonatazione varia con l'umidità del calcestruzzo (Fig. 4), in quanto il trasporto dell'anidride carbonica avviene molto velocemente in fase gassosa, diminuendo all'aumentare dell'umidità (più marcatamente al di sopra dell'80%) fino praticamente ad annullarsi in calcestruzzo saturo. Questo significa che la diffusione cessa in condizioni di completa saturazione. D'altronde, la reazione di carbonatazione avviene soltanto in presenza di acqua e non ha velocità apprezzabili per tenori di umidità inferiori al 40%. L'intervallo di umidità relativa più pericoloso per la carbonatazione è quindi  $50\% < UR < 80\%$ .



**Figura 39 – Influenza dell'umidità relativa sulla velocità di carbonatazione [3]**

La velocità di penetrazione della carbonatazione dipende anche dal microclima: in climi temperati, la velocità di corrosione è trascurabile anche quando la velocità di penetrazione della carbonatazione è massima (50-70% UR). Per questo motivo in calcestruzzi poco umidi non si producono apprezzabili attacchi corrosivi, anche se la carbonatazione raggiunge le armature in tempi relativamente brevi. In calcestruzzi più umidi, o soggetti all'azione della pioggia, succede il contrario: la penetrazione della carbonatazione avviene più lentamente, ma, raggiunte le armature, provoca un attacco che si sviluppa con elevata velocità. Risulta evidente, inoltre, che all'aumentare della concentrazione di anidride carbonica aumenta la velocità di penetrazione del fronte carbonatato nel calcestruzzo.

La capacità di fissare CO<sub>2</sub> dipende, inoltre, dall'alcalinità del calcestruzzo: un cemento portland fisserà una quantità maggiore di anidride carbonica rispetto ad un cemento di miscela avente pH inferiore.

Il rapporto a/c influisce sulla carbonatazione perché modifica la porosità del calcestruzzo: una porosità ridotta frena infatti la penetrazione dell'anidride carbonica. Ne consegue che, a parità di umidità, la velocità di penetrazione dipende dalla qualità del calcestruzzo. I calcestruzzi con alto tenore di cemento, molto compatti e maturati lentamente presentano permeabilità ridottissima rispetto a calcestruzzi di qualità inferiore. Va detto che i calcestruzzi moderni, più leggeri e con tempi di maturazione ridotti, risultano più sensibili alla carbonatazione, in quanto più porosi.

La carbonatazione inizia sulla superficie esterna e penetra verso le regioni più interne con velocità decrescente. L'evoluzione della carbonatazione è rappresentabile come un tipico processo di diffusione di un gas in un solido poroso. Lo spessore  $s$  dello strato carbonatato può essere espresso dalla legge di penetrazione:

$$s = K t^{\frac{1}{n}} \quad [\text{Eq. 1}]$$

in cui  $K$  è il coefficiente di diffusione o di carbonatazione.

Pertanto la velocità di propagazione:

$$\frac{ds}{dt} = \frac{K}{n} t^{\left(\frac{1}{n}-1\right)} \quad [\text{Eq. 2}]$$

diminuisce al variare del tempo.

La costante  $n$  dipende dalla porosità del calcestruzzo, ed in genere è posta pari a 2, per cui la legge di penetrazione assume forma parabolica:

$$s = K\sqrt{t} \quad [\text{Eq. 3}]$$

Tale relazione fornisce previsioni abbastanza accurate nel caso di calcestruzzi porosi, ma tende a sovrastimare, per tempi lunghi, la penetrazione nel caso di calcestruzzi compatti ottenuti con cemento portland.

Oltre all'equazione 3, sono state proposte altre relazioni, di carattere empirico, capaci di tenere in conto l'influenza dei vari fattori ambientali e del calcestruzzo. Tali espressioni, tuttavia, spesso risultano di scarsa applicabilità pratica, poiché contengono dei parametri di difficile individuazione.

La velocità con cui il processo di carbonatazione avanza all'interno del calcestruzzo dipende da fattori relativi al calcestruzzo stesso e da fattori ambientali.

Tra i fattori relativi al calcestruzzo ricordiamo la permeabilità (che dipende dal rapporto acqua/cemento, compattazione e maturazione del getto) e l'alcalinità (funzione del tipo e della quantità di cemento impiegato).

Tra i fattori ambientali ricordiamo l'umidità atmosferica (K è massimo nell'intervallo compreso tra il 50 e il 70%) e la presenza di bagnamenti intermittenti, come quelli provocati dalla pioggia, che riducono K.

Una previsione esatta di K è complessa, perché varia nel tempo e da una zona all'altra della struttura. I valori del coefficiente di diffusione, con riferimento ad ambienti non chimicamente aggressivi ed in condizioni termoigrometriche favorevoli alla corrosione, sono stati determinati tramite misure della profondità di carbonatazione ripetute negli anni e possono essere così riassunti:

2<K<6                    per calcestruzzi ad elevata compattezza;  
6<K<9                    per calcestruzzi di media compattezza;  
K>9                        per calcestruzzi porosi di bassa qualità.

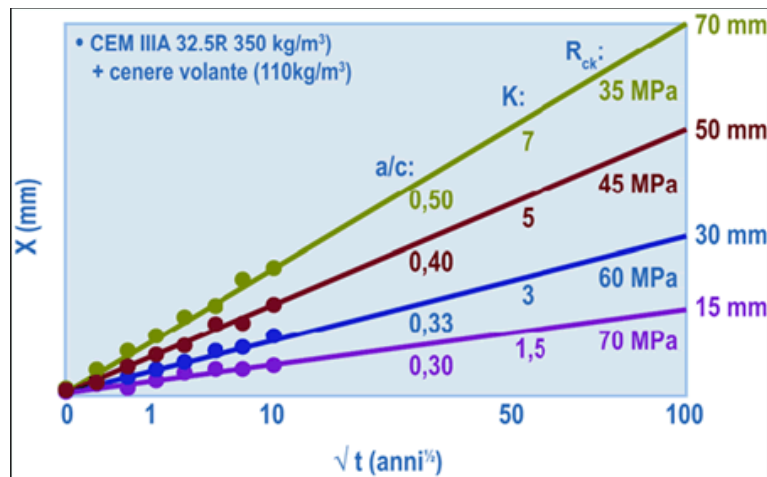
Studi sperimentali effettuati dalla ENCO s.r.l. hanno permesso di ricavare i valori del coefficiente K per diversi calcestruzzi, tutti confezionati con un cemento portland ordinario (CEM II A/L 32.5R), ma caratterizzati da diverso rapporto a/c e quindi diverso grado di permeabilità. I campioni (il cui mix design è riportato in tabella 2) sono stati stagionati ad umido per 7 giorni, prima di essere esposti in aria a 20°C con UR del 65%. Si è quindi misurato lo spessore x di calcestruzzo penetrato dalla CO<sub>2</sub>, in diversi tempi di esposizione all'aria, fino ad oltre 10 anni.

**Tabella 15. Composizione dei calcestruzzi con inerte alluvionale (D<sub>max</sub>=25 mm) utilizzati dalla Enco s.r.l. per valutare la variazione del coefficiente K [4]**

a/c	0.50	0.40	0.33	0.30
Acqua (kg/m <sup>3</sup> )	154	155	154	155
Cemento (kg/ m <sup>3</sup> )	308	376	467	513

Aggregato (kg/ m <sup>3</sup> )	1976	1976	1836	1798
Superfluidificante a base di polycarbossilato (kg/ m <sup>3</sup> )	3	3	3	3
Slump dopo 30 min. di agitazione a 20°C (mm)	180	180	185	180

Sfruttando la relazione parabolica (Eq.3), si sono determinati i valori assunti dal coefficiente di carbonatazione per i diversi calcestruzzi (Fig. 5).



**Figura 40 – Carbonatazione in funzione del rapporto a/c [4]**

Il fenomeno della carbonatazione, oltre a cambiare la microstruttura e la composizione chimica del calcestruzzo, ne modifica anche le proprietà meccaniche, sia in termini di resistenza che di legame costitutivo. A tal scopo, studi di Xiao et al. effettuati su calcestruzzi carbonatati artificialmente hanno permesso di ricavare l'equazione costitutiva del calcestruzzo carbonatato:

$$\sigma = \sigma_0 \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right], \varepsilon \leq \varepsilon_0 \quad [\text{Eq. 4}]$$

$$\sigma = \sigma_0 \left[ \frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} - \frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} (1 - \alpha)(0.85) \right], \varepsilon < \varepsilon \leq \varepsilon_u$$

in cui:

- $\alpha$  è la percentuale di carbonatazione (espressa come rapporto tra l'area carbonatata e l'intera sezione);
- $\sigma_0$ ,  $\varepsilon_0$  sono la tensione e la deformazione di picco del calcestruzzo carbonatato;
- $\varepsilon_u$  è la deformazione ultima del calcestruzzo carbonatato.

Tali relazioni furono ricavate grazie ad una campagna sperimentale, effettuata al fine di valutare le proprietà meccaniche di calcestruzzi di diversa tipologia (Tabb. 3-4).

**Tabella 16. Mix designs dei calcestruzzi utilizzati (kg/m<sup>3</sup>) nella sperimentazione di Xiao et al., [5]**

Mix	Cemento Portland	Acqua	Sabbia di fiume	Graniglia frantumata
C20	331	205	746	1119
C30	427	205	645	1120
C40	500	205	578	1123

**Tabella 17. Risultati delle prove di compressione su prismi 100x100x300 ( Xiao et al., [5])**

Superficie carbonatata [%]	C20			C30			C40		
	0	30	50	0	30	45	0	30	40
$\sigma_o$ [10 <sup>-3</sup> ]	1.47	1.27	1.28	1.47	1.47	1.39	1.34	1.24	1.57
$\sigma_o$ [MPa]	17.33	25.02	21.49	25.94	41.95	48.00	30.67	46.23	50.01
$\sigma_u$ [10 <sup>-3</sup> ]	2.57	1.60	1.31	2.50	2.10	1.59	1.45	1.38	1.65
$\sigma_u$ [MPa]	13.49	17.21	31.10	22.30	33.25	48.00	28.82	45.99	29.37

Studi più accurati, effettuati da Chang & Cheng su provini cilindrici in calcestruzzo ordinario (Tabella 5) carbonatati artificialmente, hanno permesso di determinare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo al variare della profondità di carbonatazione (Tabella 6).

**Tabella 18. Mix designs (kg/m<sup>3</sup>) dei calcestruzzi utilizzati nella sperimentazione di Chang & Cheng [6]**

Acqua/cemento	Cemento	Acqua	Aggregato medio	Aggregato fine	Contenuto d'aria
0.65	307	200	1035	745	2.8%

**Tabella 19. Valori delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo carbonatato tempo ricavate da Chang & Cheng [6]**

Acqua/cemento	0.65							
Superficie	0	25	42	66	84	100		

carbonatata						
[%]						
$\sigma_0$	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2
[10 <sup>-3</sup> ]						
$\sigma_0$	24.2	36.4	44.3	52.2	55.2	59.6
[MPa]						
$\epsilon_u$	4	3.6	3.3	2.6	2.6	2.2
[10 <sup>-3</sup> ]						
$\epsilon_u$	20.5	26.8	29.3	28.9	26.1	59.6
[MPa]						

La variazione della resistenza a compressione nel tempo è illustrata in figura 6 e conduce alla seguente espressione della resistenza a compressione in funzione della percentuale di carbonatazione:

$$\sigma = \sigma_0 \left[ 2 \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) - \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right], \epsilon \leq \epsilon_0 \quad [\text{Eq. 5}]$$

$$\sigma = \sigma_0 \left[ 1 - 0.15(1 + 3\alpha) \left( \frac{\epsilon - \epsilon_0}{\epsilon_u - \epsilon_0} \right) \right], \epsilon < \epsilon \leq \epsilon_u$$

in cui:

- $\alpha$  è la percentuale di carbonatazione (espressa come rapporto tra l'area carbonatata e l'intera sezione);
- $\sigma_0$ ,  $\epsilon_0$  sono la tensione e la deformazione di picco del calcestruzzo carbonatato;
- $\epsilon_u$  è la deformazione ultima del calcestruzzo carbonatato.

Secondo gli autori, la deformazione di picco resta costante all'avanzare della carbonatazione. Questa assunzione è giustificata da una variazione del modulo elastico, che cresce con l'incedere della carbonatazione.

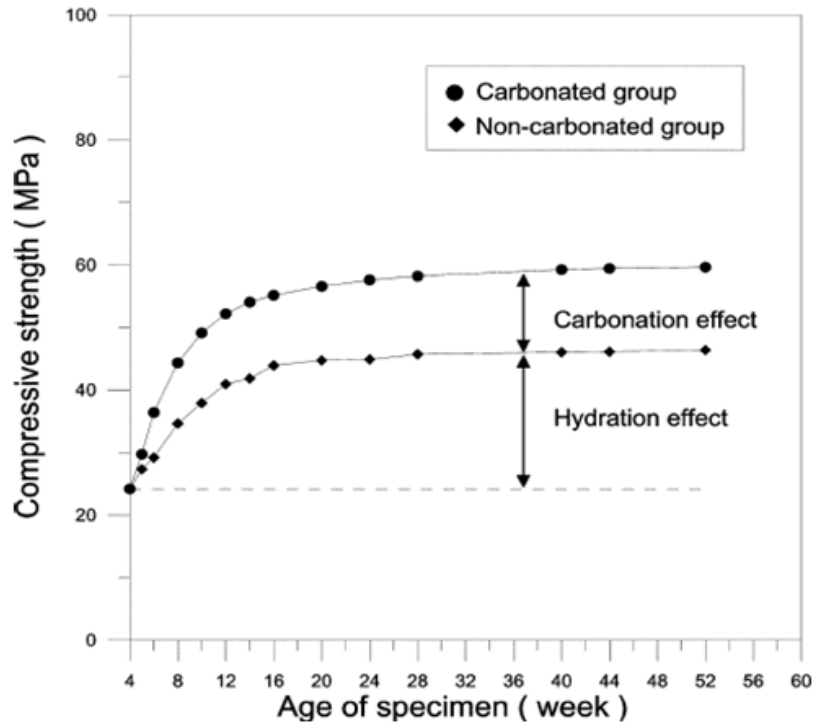
La deformazione ultima, invece, si riduce bruscamente, secondo una legge del tipo (per un rapporto a/c pari a 0.65):

$$\epsilon_u = \epsilon_{u, uc} (-0.0045\alpha + 1) \quad [\text{Eq. 6}]$$

In cui:

- $\epsilon_u$  è la deformazione ultima del calcestruzzo carbonatato;
- $\epsilon_{u, uc}$  è la deformazione ultima del calcestruzzo non carbonatato;
- $\alpha$  è la percentuale di carbonatazione (espressa come percentuale volumetrica del calcestruzzo totalmente carbonatato).





**Figura 41 – Variazione della resistenza a compressione nel tempo, (Chang & Cheng [6])**

Studi effettuati presso i laboratori della Taiheyo Cement, infine, hanno permesso di rilevare l'effettiva relazione tra la resistenza meccanica a compressione su provini cilindrici alla stagionatura di 28 giorni e le resistenze successive, fino ad un massimo di 50 anni dalla confezione. A distanza di 50 anni è stata anche misurata la profondità di penetrazione della CO<sub>2</sub> mediante il test alla fenoltaleina. La composizione dei calcestruzzi utilizzati e la loro resistenza (a 28 giorni e a 50 anni) sono riportate rispettivamente nella tabella 7 ed in figura 7.

**Tabella 20. Composizione dei calcestruzzi sottoposti a misure di resistenza meccanica e di carbonatazione presso i laboratori della Taiheyo Cement [7]**

Mix	Slump [mm]	Composizione [kg/m <sup>3</sup> ]			
		Cemento	Acqua	Sabbia	Ghiaia
A	7.5	341	181	748	1120
AE	5.5	283	150	720	1178
B	7.5	335	178	757	1127
BE	6.0	282	150	717	1172
B1	7.0	338	178	755	1127
B2	7.0	335	178	757	1127
B3	7.0	335	178	757	1127
C	7.0	331	175	761	1136

D	7.0	326	173	764	1138
D1	7.0	359	190	705	1116
E	7.0	337	179	760	1134
F	6.0	336	178	758	1132
I	7.5	334	177	755	1130
K	7.0	329	174	763	1138

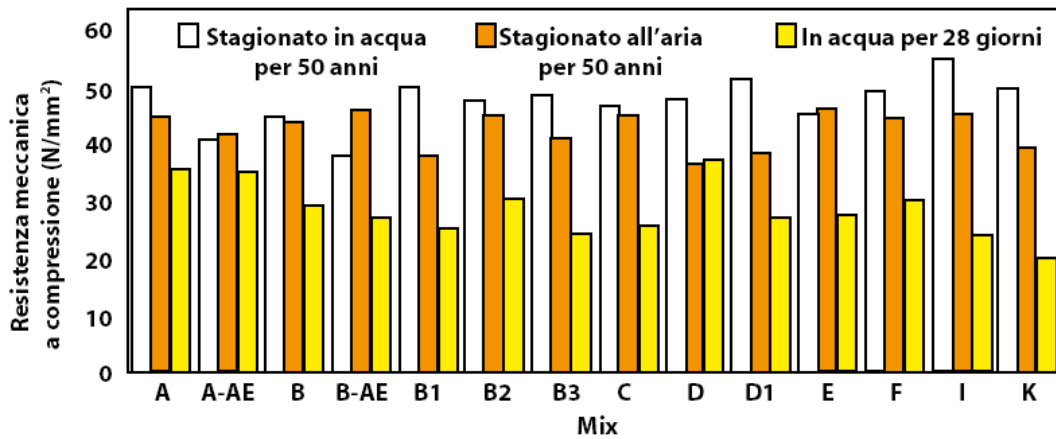


Figura 42 – Resistenza meccanica misurata su provini cilindrici a 28 giorni ed a 50 anni (all'aria o sotto acqua), presso i laboratori della Taiheyo Cement [7]

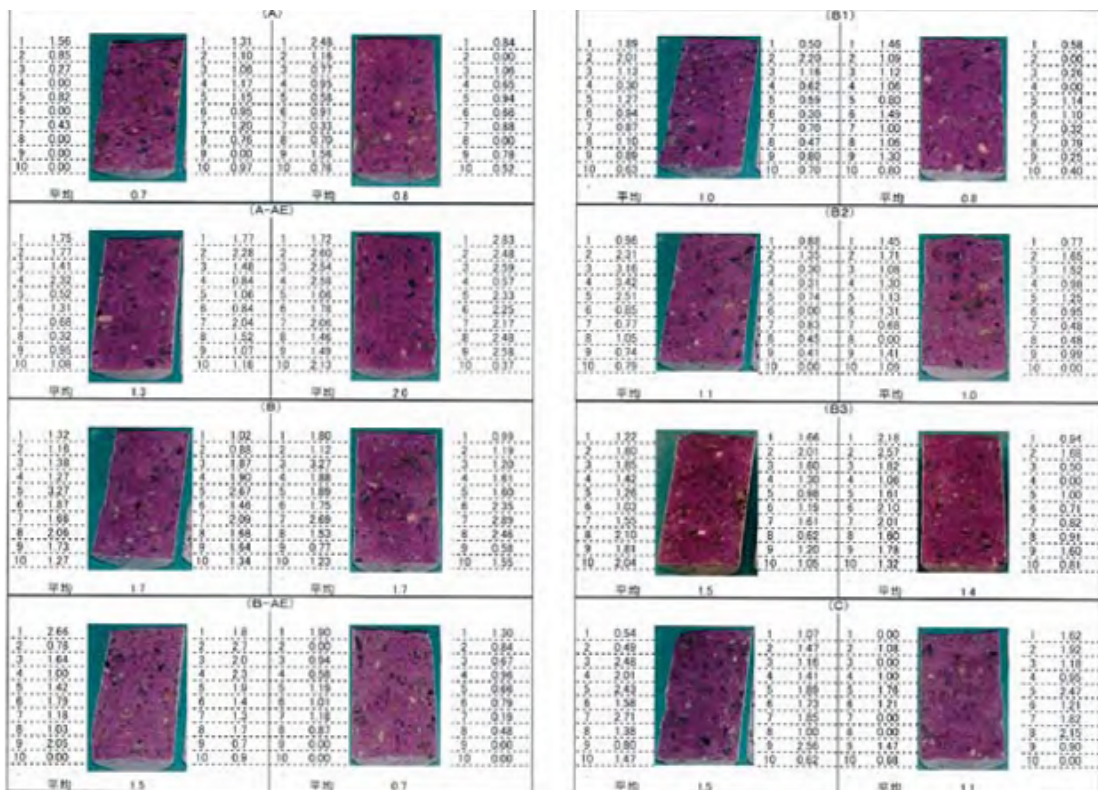


Figura 43 – Prove di carbonatazione su alcuni provini conservati in acqua per 50 anni [7]

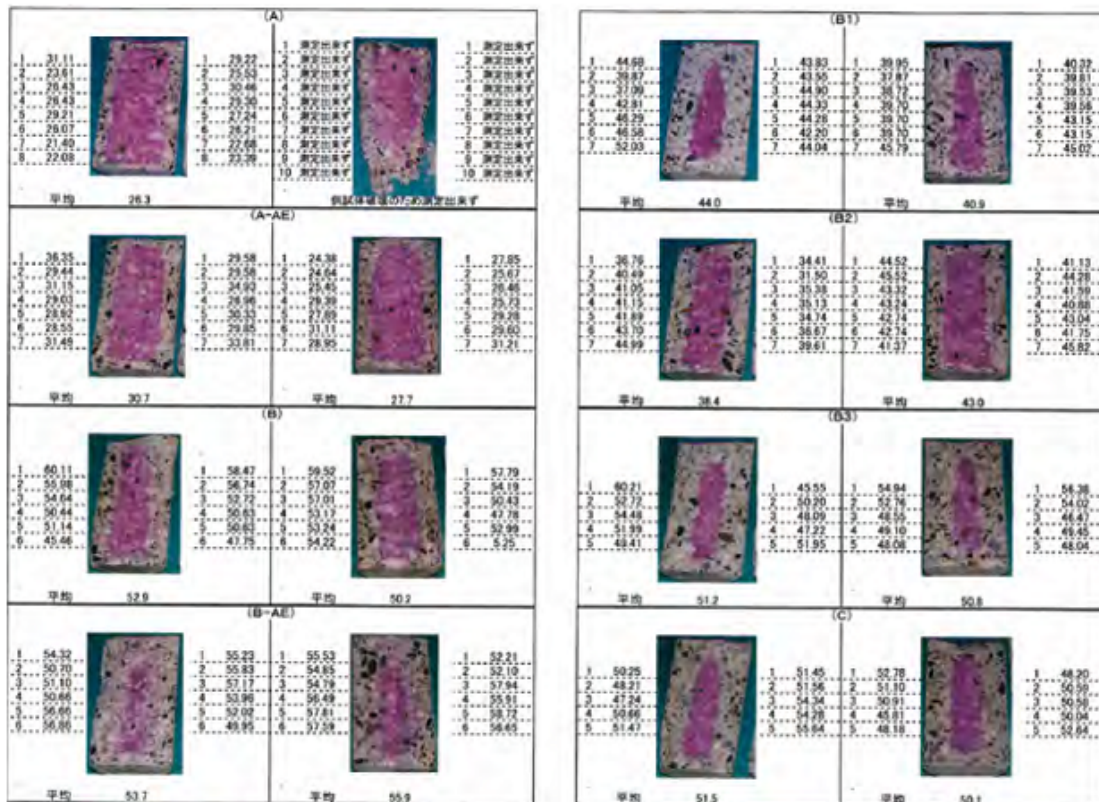
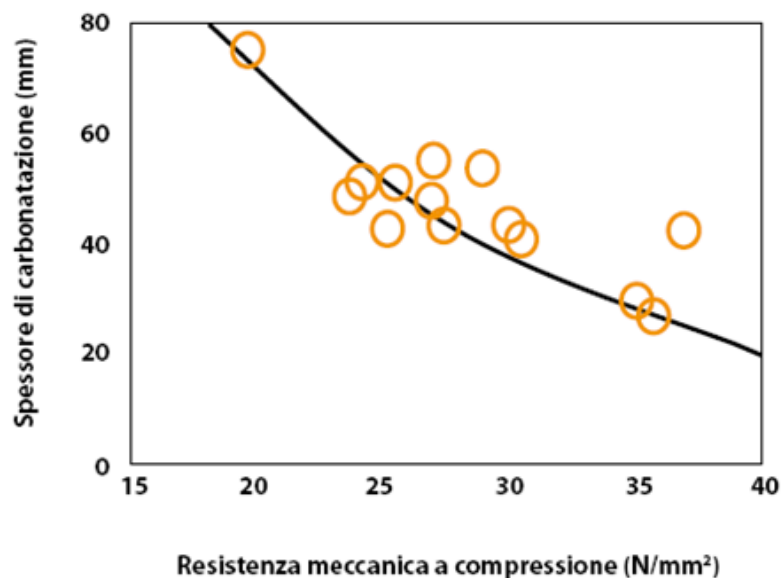


Figura 44 – Prove di carbonatazione su alcuni provini esposti all'aria per 50 anni [7]

Come si osserva nelle figure 8 e 9, a differenza dei provini conservati in acqua (non carbonatati), in quelli esposti all'aria la zona non penetrata dalla CO<sub>2</sub> oscilla tra 75 e 25 mm, in funzione della porosità del calcestruzzo. I valori della profondità di carbonatazione sono riportati in figura 10, in funzione della resistenza cilindrica a compressione misurata a 28 giorni dei vari calcestruzzi.



**Figura 45 – Determinazione dello spessore di carbonatazione dopo 50 anni in funzione della resistenza meccanica a 28 giorni su provini cilindrici [7]**

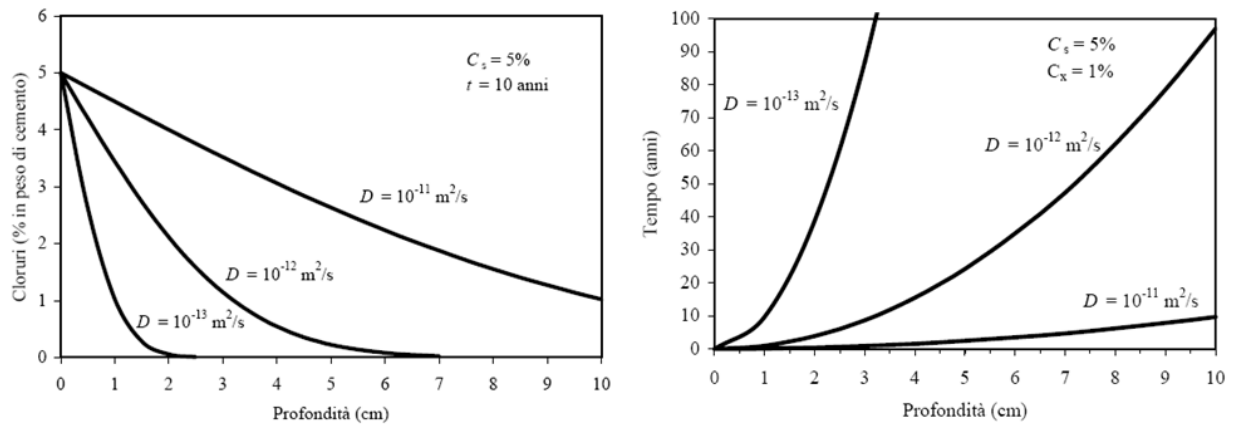
Si osserva una correlazione tra la penetrazione dell'anidride carbonica e la resistenza meccanica: maggiore è la resistenza meccanica (quindi maggiore è la compattezza dei calcestruzzi) minore è la penetrazione della CO<sub>2</sub>. Noti i valori di resistenza è quindi possibile ricavare lo spessore di calcestruzzo carbonatato in 50 anni e quindi il coefficiente di carbonatazione.

## **2.2. L'attacco cloridrico**

I cloruri rappresentano la causa più frequente di corrosione delle armature. Le condizioni di insorgenza dell'attacco dipendono dalle caratteristiche del calcestruzzo e dall'esposizione ambientale. La corrosione può iniziare solo quando il tenore dei cloruri raggiunge un valore critico del rapporto  $[Cl^-]/[OH^-]$  in corrispondenza delle armature. Noto il pH del calcestruzzo (e quindi la concentrazione degli ioni ossidrile) è quindi possibile determinare il tenore critico di cloruri. In generale, l'attacco si produce quando nell'acqua dei pori il rapporto  $[Cl^-]/[OH^-]$  è maggiore di 0.6. In particolare, per strutture non carbonatate (pH>13) si fa riferimento ai seguenti valori:

- Rischio basso  $[Cl^-] < 0.4 \%$ ;
- Rischio elevato  $[Cl^-] > 1.0 \%$ .

Il *tempo di innesco* della corrosione dipende dal tenore di cloruri sulla superficie esterna del calcestruzzo, dalle caratteristiche della matrice cementizia, dallo spessore di copriferro e dal contenuto critico di cloruri. I profili di concentrazione, che descrivono la penetrazione dei cloruri all'interno del calcestruzzo, e i tempi necessari per raggiungere con meccanismo diffusivo una certa concentrazione di cloruri a diverse profondità, si ottengono applicando la seconda legge di Fick, che descrive i processi diffusivi non stazionari (Fig. 11).



**Figura 46 – Profili di concentrazione dei cloruri all’interno del calcestruzzo in funzione del tempo di diffusione calcestruzzo [3]**

In realtà, solo nel calcestruzzo completamente saturo d’acqua, la penetrazione dei cloruri avviene con un meccanismo di pura diffusione. Nella maggior parte dei casi operano anche altri meccanismi di trasporto. L’esperienza però mostra che, anche in questi casi, si possono prevedere con buona approssimazione i profili di concentrazione dei cloruri nel tempo, utilizzando un’equazione formalmente identica all’eq. 7, in cui si considera il contenuto totale di cloruri e si introduce un coefficiente di diffusione *effettivo* (o *apparente*) ricavato sperimentalmente:

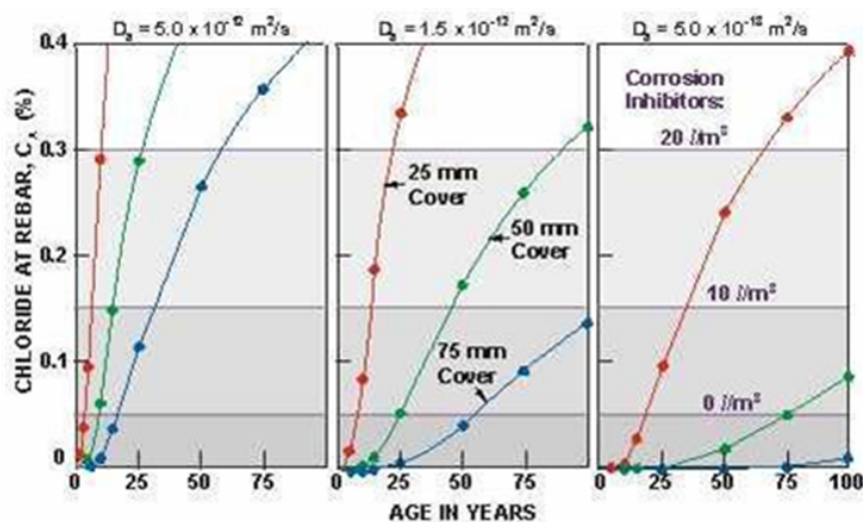
$$\frac{\partial C_x}{\partial t} = \frac{D_e \partial^2 C_x}{\partial x^2} \quad [\text{Eq. 7}]$$

dove  $C_x$  è la concentrazione di ioni cloruri ad una distanza  $x$  dalla superficie del calcestruzzo dopo un tempo  $t$  di esposizione ai cloruri e  $D_e$  è il coefficiente efficace di diffusione. Supponendo che il contenuto superficiale di cloruri ( $C_s$ ) si mantenga costante nel tempo, la soluzione dell’equazione consente di valutare il contenuto di cloruri  $C_x$  alla profondità  $x$  e al tempo  $t$  e, quindi, stimare l’istante in cui verrà raggiunto il contenuto critico per l’innesco della corrosione.

$$C_x = C_s \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{ce}t}} \right) \quad [\text{Eq. 8}]$$

Poiché la velocità di penetrazione dei cloruri dipende dal valore di  $C_s$ , è necessario disporre di valori affidabili di questa grandezza e delle sue eventuali variazioni nel tempo.

Nel caso di strutture in ambiente marino (*Figura 12*) si è osservato che, entro pochi mesi,  $C_s$  si porta a un valore che poi si mantiene costante (alcuni autori riportano un leggero aumento anche in periodi successivi). Questo valore dipende dalla posizione della struttura, dall'orientamento della sua superficie, dalla concentrazione dei cloruri nell'atmosfera e dalle condizioni di esposizione in relazione ai venti prevalenti o alle piogge.

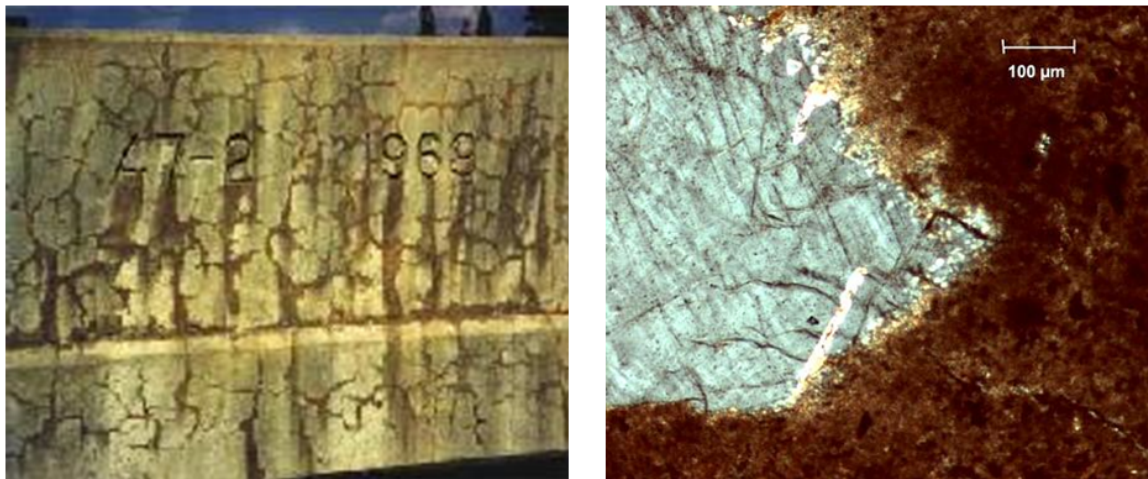


**Figura 47 – Profili di concentrazione dei cloruri all'interno del calcestruzzo in ambiente marino [8]**

I valori di  $D_{ce}$  variano in genere da  $10^{-13}$   $m^2/s$  a  $10^{-10}$   $m^2/s$  in funzione delle caratteristiche del calcestruzzo.  $D_{ce}$ , in particolare, dipende dalla permeabilità del calcestruzzo e da tutti i fattori che la determinano, quali: il rapporto acqua/cemento, le modalità di messa in opera, la maturazione, la presenza di fessurazioni. Anche il tipo di cemento impiegato per la realizzazione del calcestruzzo ha un ruolo determinante: passando da calcestruzzi ottenuti con cemento portland a quelli contenenti cementi di miscela,  $D_{ce}$  si riduce drasticamente.

Una volta che l'attacco si è innescato, la velocità di corrosione varia da qualche decina di  $\mu m/anno$  ad  $1 mm/anno$ , nel caso di strutture esposte all'atmosfera in climi temperati ed al crescere del tenore di umidità e di cloruri. Per alti tenori di cloruri (specialmente di calcio e magnesio), la velocità media di penetrazione dell'attacco può risultare superiore a  $2 mA/m^2$ , anche per umidità relative esterne pari al 40-50%. L'attacco, quindi, una volta innescato, può provocare riduzioni inaccettabili della sezione delle armature in tempi molto brevi. Il limite inferiore di umidità relativa in corrispondenza del quale la

velocità di corrosione diviene trascurabile dipende dalle caratteristiche del calcestruzzo e dal tipo cloruro. In ogni caso, però, tale limite è molto più basso di quello che rende trascurabili gli effetti della corrosione per carbonatazione. Nel caso di strutture permanentemente e completamente immerse in acqua, invece, il ridottissimo apporto di ossigeno mantiene la velocità di corrosione su valori molto bassi. In queste condizioni gli effetti dell'attacco sono trascurabili. I cloruri esercitano un'azione aggressiva anche sul calcestruzzo. In questo caso, però, il danneggiamento dipende dal tipo di sale che provoca l'attacco. Nel caso del cloruro di sodio (presente nei sali da disgelo e nell'acqua di mare), si può innescare la reazione alcali-aggregati (Fig. 13), associata alla presenza di alcali (sodio e potassio) nel cemento e di silice amorfa o scarsamente cristallina in alcuni aggregati. In tal caso la reazione tra alcali solubili e la silice forma, in presenza di ioni ossidrili, un gel espansivo che provoca una pressione osmotica localizzata superiore alla resistenza a trazione del calcestruzzo. Di conseguenza si forma un quadro fessurativo a ragnatela o con lesioni distribuite casualmente (da cui può fuoriuscire gel biancastro) con la contemporanea espulsione di parti di calcestruzzo di forma tronco-conica (pop-out).



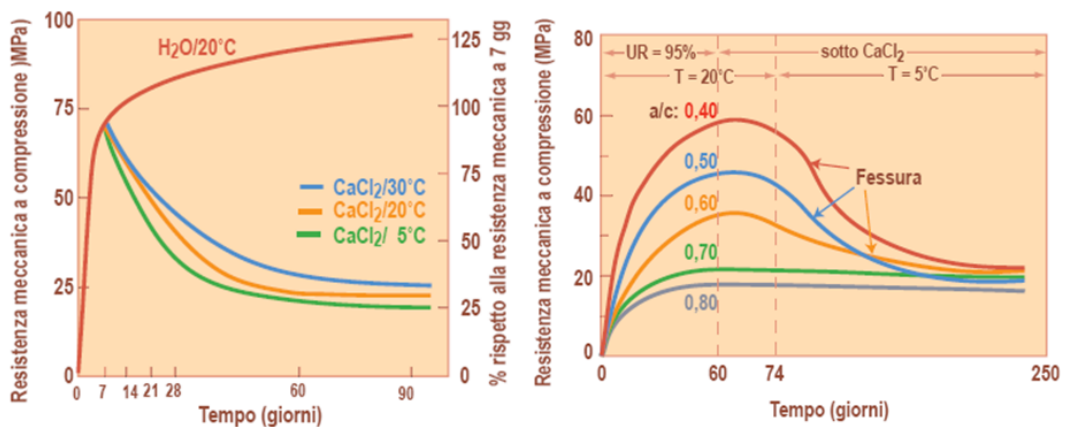
**Figura 48 – Effetti della reazione alcali-aggregati [8]**

A contatto con il cloruro di calcio (anch'esso impiegato come sale da disgelo), il calcestruzzo tende a fessurarsi ed a delaminare (Fig. 14), a causa della disintegrazione della pasta cementizia che avvolge gli aggregati, provocata dalla reazione tra il sale e la calce formatasi nel calcestruzzo per effetto della reazione di idratazione del cemento.



**Figura 49 – Degrado del calcestruzzo per effetto del cloruro di calcio [8]**

A differenza della reazione alcali-silice, che si manifesta molto lentamente, questo tipo di degrado si sviluppa in maniera assai rapida, soprattutto quando la temperatura ambiente è bassa. La reazione è accompagnata da un improvviso aumento di volume. Di conseguenza si ha una brusca diminuzione della resistenza meccanica, che è tanto più marcata quanto minore è la porosità del calcestruzzo (rapporto acqua/cemento).



**Figura 50 – Riduzione della resistenza meccanica del calcestruzzo per effetto del degrado da cloruro di calcio [8]**

### 3. Morfologie di corrosione

Dal punto di vista morfologico, la corrosione può essere, nei casi più frequenti, generalizzata o localizzata (pitting corrosion). La prima (Fig. 16), interessa tutta la superficie metallica o ampia parte di essa. Gli acciai al carbonio possono subire corrosione generalizzata in atmosfera, soluzioni neutre o acide, acqua di mare, calcestruzzo carbonatato. In relazione al meccanismo, la corrosione generalizzata si sviluppa quando le aree anodiche e catodiche coincidono. Ciò è

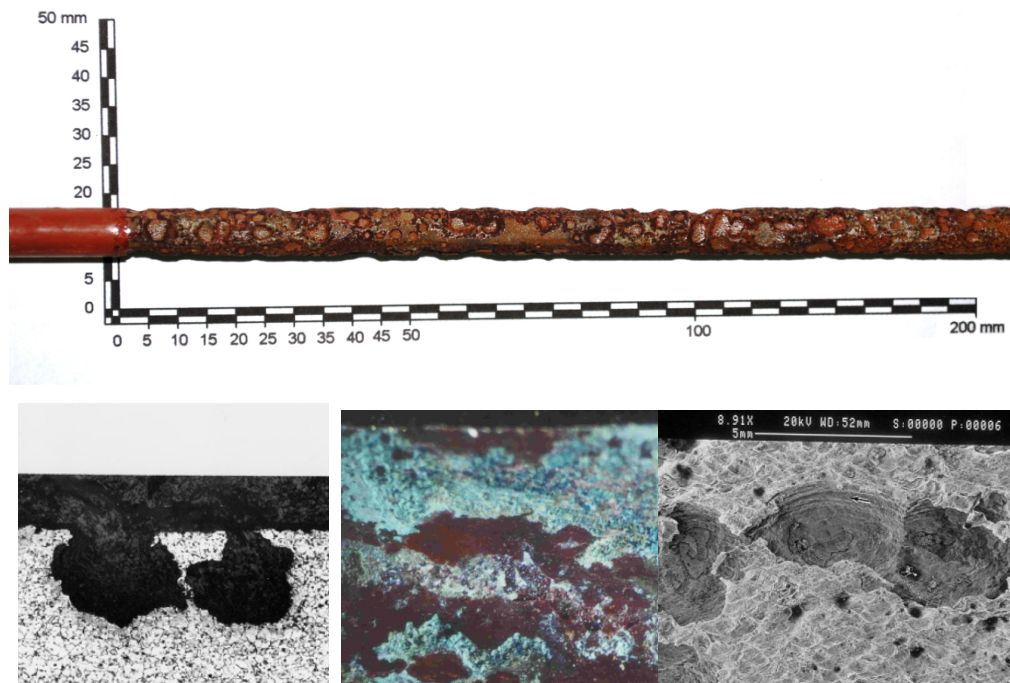


possibile solo se le condizioni ambientali, il film superficiale e la struttura del metallo sono omogenei. Misurata in termini di perdita di materiale, questo tipo di corrosione causa la maggior quantità di prodotti di corrosione, ma, contemporaneamente, si sviluppa con una minore (e costante nel tempo) velocità di perdita di spessore.



**Figura 51 – Esempio di corrosione generalizzata**

La corrosione localizzata, denominata frequentemente con termine inglese pitting, produce cavità (pit) di diametro inferiore a qualche millimetro e in numero variabile da poche unità a molte centinaia per metro quadrato (*Figura 17*). L'attacco per pitting è tipico dei materiali metallici ricoperti da film passivi che si trovano in presenza di ambienti ossidanti e di cloruri.

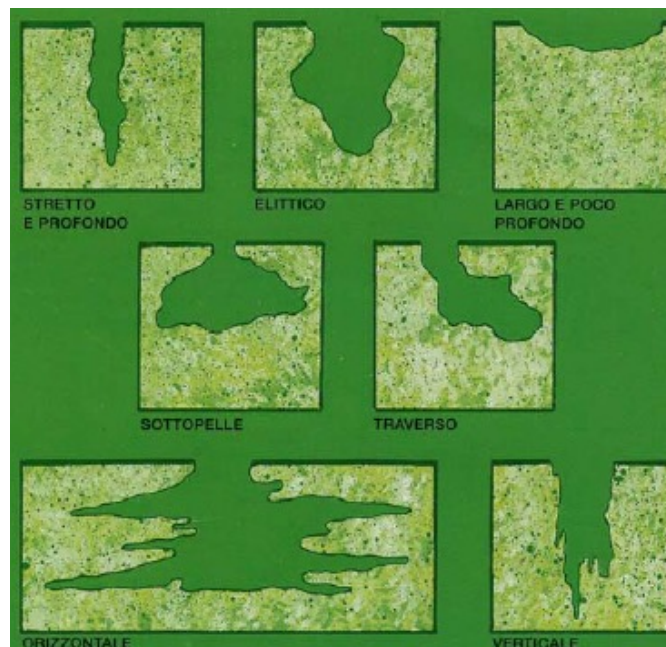


**Figura 52 – Esempi di corrosione per pitting**

La pericolosità di questo attacco è dovuta al fatto che la profondità delle cavità può giungere in breve tempo ad interessare l'intero spessore del metallo. Nelle

costruzioni in cemento armato inquinate da cloruri, può ridurre sensibilmente la sezione delle armature e quindi la capacità portante dell'elemento.

Il fenomeno è caratterizzato dalla formazione di aree anodiche localizzate (Fig. 18), di sviluppo superficiale inferiore a quello delle aree catodiche circostanti, che sviluppano condizioni di flusso di correnti anodiche di notevole densità (quindi a rapido effetto perforante), che si localizzano dove lo strato di passività risulta più debole (nel bordo dei grani cristallini o in corrispondenza di inclusioni). Le cavità che si producono possono avere diversa forma ed estensione (Fig. 18) e, secondo le indicazioni delle norme ASTM, sono definite: estese e poco profonde, strette e profonde, ellittiche, trasverse, sottopelle, verticali o orizzontali.



**Figura 53 - Forme tipiche dell'attacco per pitting**

#### **4. Velocità di corrosione**

La velocità di corrosione può essere misurata come velocità di penetrazione ( $v_p$  espressa in  $\mu\text{m}/\text{anno}$ ), o come perdita di massa per unità di superficie e di tempo ( $v_m$  espressa in  $\text{g}/\text{m}^2 \text{ anno}$ ).

In condizioni di attacco uniformemente distribuito, la velocità di perdita di massa per unità di superficie esposta all'ambiente aggressivo ( $v_m$ ) è esprimibile come:

$$v_m = \frac{1}{At} |\Delta m| \quad [\text{Eq. 9}]$$

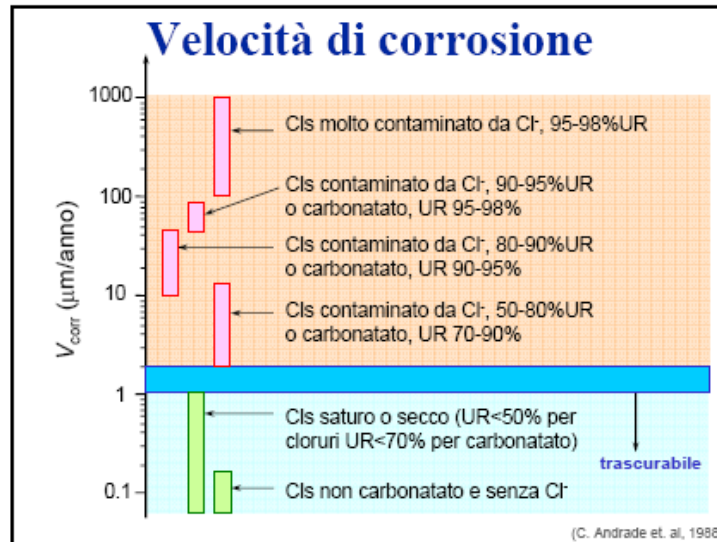
in cui  $\Delta m$  è la perdita di massa al tempo  $t$  ed  $A$  è l'area della superficie esposta. Qualora si voglia seguire nel tempo la perdita di spessore, è più significativa la velocità di penetrazione dell'attacco ( $v_p$ ), che è direttamente legata alla perdita di massa attraverso la densità del materiale metallico  $\rho$ .

$$v_p = \frac{1}{\rho At} |\Delta m| = \frac{v_m}{\rho} \quad [\text{Eq. 10}]$$

Nei casi di attacco localizzato la velocità di penetrazione sopra definita non sempre fornisce una misura del danno provocato dal fenomeno corrosivo: è più espressiva la velocità di penetrazione misurata nel punto di massimo attacco.

La velocità di corrosione viene misurata in genere in  $\mu\text{m}/\text{anno}$ . Raramente si esprime come perdita di massa per unità di superficie e di tempo; in questo caso l'unità di misura è  $\text{g}/\text{m}^2\cdot\text{anno}$ . I corrosionisti, specialmente in prove di laboratorio, esprimono spesso la velocità di corrosione in unità elettrochimiche, cioè in  $\text{mA}/\text{m}^2$  o in  $\text{mA}/\text{cm}^2$ . A  $1 \text{ mA}/\text{m}^2$  corrisponde, nel caso dell'acciaio, una perdita di massa pari a circa  $9 \text{ mg}/\text{m}^2\cdot\text{anno}$  e una velocità di penetrazione pari a  $1,17 \text{ mm}/\text{anno}$ .

Finché la velocità di penetrazione si mantiene al di sotto di  $1,5\text{-}2 \mu\text{m}/\text{anno}$ , le conseguenze dell'attacco sulle armature sono trascurabili, almeno in relazione alla vita di servizio richiesta alle comuni opere in cemento armato. In particolare, se la velocità di corrosione  $I_{\text{corr}}$  è inferiore a  $2 \text{ mA}/\text{m}^2$  l'attacco sulle armature ed i prodotti di corrosione sono invisibili ad occhio nudo; quando  $I_{\text{corr}}$  è compreso tra  $2 \text{ mA}/\text{m}^2$  e  $10 \text{ mA}/\text{m}^2$  si parla di corrosione bassa e si verifica l'accumulo di prodotti di ossidazione all'interfaccia acciaio-calcestruzzo con conseguente riduzione di aderenza; per attacchi di  $20 - 200 \mu\text{m}$  si ha danneggiamento nel calcestruzzo. Se la velocità di corrosione è di  $10 - 50 \text{ mA}/\text{m}^2$  ci si trova in condizioni di corrosione media, se appartiene all'intervallo  $50 - 100 \text{ mA}/\text{m}^2$  la corrosione si definisce elevata, mentre per  $I_{\text{corr}}$  maggiori di  $100 \text{ mA}/\text{m}^2$  la corrosione è elevatissima.



**Figura 54 – Velocità con cui si producono i fenomeni corrosivi in alcune situazioni tipiche.**

In condizioni ordinarie, la velocità di corrosione è bassa o trascurabile quando:

- le armature sono passivate;
- l'ossigeno arriva con bassa velocità, ossia il processo catodico è lento (per esempio nel caso di calcestruzzo saturo di acqua);
- la circolazione di corrente nel calcestruzzo è lenta (ad esempio per bassa umidità relativa  $UR < 60-70\%$ ).

La velocità di corrosione risulta elevata ( $> 0.1$  mm/anno per carbonatazione;  $> 1$  mm/anno per attacco da cloruri) quando:

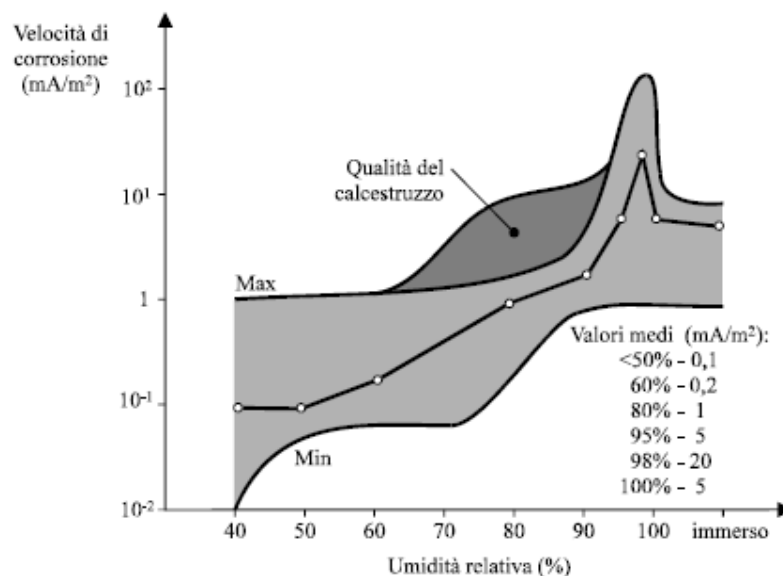
- le armature non sono più passivate;
- l'ossigeno arriva con facilità alle armature;
- il calcestruzzo ha bassa resistività ( $< 10\ 000$  ohm·cm).

Nel caso di corrosione da carbonatazione, la velocità di corrosione dipende fortemente dalla resistività del calcestruzzo (controllo ohmico): in questa visione risulta fondamentale la quantità d'acqua necessaria per determinare la resistenza del calcestruzzo e, solo in seconda battuta, le caratteristiche del calcestruzzo e quindi i fattori che le determinano (tipo di cemento, rapporto a/c, maturazione, ecc.).

Poiché, almeno con calcestruzzi di buona qualità, la velocità di corrosione risulta trascurabile per umidità relative minori di 80%, spesso si introduce il fattore tempo di bagnato ( $\square$ , cioè la frazione di tempo in cui l'umidità relativa risulta superiore al 80%), per esprimere la penetrazione dell'attacco ( $p$ ) nel

tempo  $t$ . Si suppone cioè che la corrosione propaghi solo durante il tempo di bagnato. Inoltre si è osservato che la velocità di corrosione tende a diminuire nel tempo. Infatti, i prodotti di corrosione, ancorché non in grado di passivare le armature, interferiscono con il processo corrosivo riducendone la velocità.

In figura 20 sono riportate le velocità di corrosione per carbonatazione e attacco cloridrico, in funzione dell'umidità relativa: solo in vicinanza delle condizioni di saturazione si raggiungono le velocità massime di corrosione dell'ordine di 100-200  $\mu\text{m}/\text{anno}$ ; i valori massimi, tipici di molte delle condizioni ambientali riscontrabili in pratica con l'esposizione agli agenti atmosferici, sono compresi tra 5 e 50  $\mu\text{m}/\text{anno}$ . I valori medi sono pressappoco un ordine di grandezza inferiore.



**Figura 55 – Valori massimi, minimi e medi della velocità di corrosione in calcestruzzo carbonatato al variare dell'umidità ambientale**

Dai valori riportati risulta evidente come la velocità di corrosione da carbonatazione possa ritenersi trascurabile, se non in condizioni di elevata umidità o in presenza di condense alla superficie del calcestruzzo di durata e frequenza tali da far variare il tenore d'acqua a livello delle armature. Ad esempio, in strutture esposte in ambienti interni o comunque riparati dalla pioggia, il fatto che il calcestruzzo a livello delle armature sia carbonatato raramente costituisce un problema, perché eventuali momentanee presenze di condensa o di bagnamenti alla superficie del calcestruzzo non si traducono in aumenti del tenore di acqua a livello delle armature. Ovviamente se, per qualsiasi motivo, ad esempio una perdita di una tubazione o infiltrazioni,

dell'acqua dovesse penetrare nel calcestruzzo carbonatato, la velocità di corrosione non sarebbe più trascurabile. Siccome nelle condizioni in cui la velocità di carbonatazione è massima (UR 50-80%), la velocità di penetrazione della corrosione è modesta e viceversa, le situazioni peggiori sono quelle caratterizzate da alternanza di condizioni di umidità bassa con altre ad alta umidità, come succede nel caso di calcestruzzo esposto alla pioggia.

La situazione è molto più grave se nel calcestruzzo sono presenti cloruri anche in piccoli tenori. Infatti, in ambiente marino si può considerare una velocità media di 100-150  $\mu\text{m}/\text{anno}$ . Naturalmente caso per caso gioca un ruolo importante la distanza dal mare, la temperatura, il regime dei venti, l'inquinamento atmosferico.

## **5. Diagnosi e monitoraggio**

Efficaci modelli numerici per la predizione dello stato di degrado strutturale possono essere sviluppati solo se i parametri caratteristici che li governano costituiscono quantità fisiche misurabili. In questo modo i parametri possono essere identificati e calibrati. È quindi indispensabile correlare lo stato dell'opera a tali quantità, in modo che sia possibile identificare e calibrare le variabili.

La valutazione dello stato di corrosione può essere perseguita attraverso:

- indagini visive
- rilievi di parametri geometrici
- misure elettrochimiche
- analisi chimiche

### **5.1. Indagini visive**

L'ispezione visiva di una struttura corrosa rappresenta la prima e fondamentale indagine richiesta nell'analisi dello stato dell'opera e si basa essenzialmente sul rilevamento di fessure, in particolar modo in corrispondenza del copriferro, di delaminazioni e spalling. La presenza di corrosione è inoltre evidenziata dalla presenza di tracce di ruggine. Qualora l'esito delle indagini visive risultasse positivo (presenza di sintomi di degrado da corrosione), si renderà necessario procedere con il ripristino corticale del

calcestruzzo ammalorato (§7) previo rilievo dei parametri geometrici degli elementi ammalorati (§5.2, §5.4).

## **5.2. Rilievi di parametri geometrici**

Il rilievo delle caratteristiche geometriche si accompagna, in genere, alle indagini visive e consente di valutare la riduzione di sezione della barra d'acciaio e lo spessore del copriferro in determinati punti, ritenuti critici. In tali zone viene rimosso, scalpellando, il copriferro e vengono scoperte le armature, per poterne stimare lo stato.

Il rilievo geometrico del degrado si rende necessario:

- negli elementi in cemento armato ordinario, quando si manifesta una significativa fessurazione. In tal caso si rendono necessari:
  - o l'investigazione della profondità di carbonatazione (solo per elementi in classe di esposizione XC3 e XC4, cfr §5.4.1), con segnalazione di degrado avanzato per profondità di carbonatazione superiori al 90% del copriferro;
  - o l'investigazione del tenore di cloruri nel copriferro (solo per elementi in classe di esposizione XD1, XD3 e XS1, cfr §5.4.2), con segnalazione di degrado avanzato tenori superiori all' 1.0% nel copriferro;
  - o la valutazione della riduzione del diametro, con segnalazione di degrado avanzato per riduzioni superiori al 5%.
- negli elementi in cemento armato precompresso, quando si dovesse riscontrare qualsiasi sintomo di corrosione. In tal caso si rende necessario valutare l'effettivo livello del degrado mediante indagine endoscopica. Sarà necessario individuare la presenza di eventuali vaiolatura.

### **5.3. Misure elettrochimiche**

#### **5.3.1. Misura del potenziale e mappatura del potenziale**

La misura si effettua collegando ai morsetti di un voltmetro ad alta impedenza ( $>10\text{ M}\Omega$ ) l'armatura ed un elettrodo di riferimento (in genere rame/solfato di rame saturo Cu/CuSO<sub>4</sub>), appoggiato sulla superficie esterna del calcestruzzo. Poiché deve essere assicurato un buon contatto tra calcestruzzo ed elettrodo di riferimento è consigliabile poggiare sulla superficie una spugna imbevuta di acqua.

Grande attenzione deve essere posta nell'interpretazione delle letture, perché bisogna tener conto del contributo del potenziale e delle cadute ohmiche, provocate dalla circolazione della corrente di macrocoppia nel calcestruzzo. L'applicazione di tale misura nelle strutture reali ha consentito di stabilire l'esistenza di una correlazione tra potenziale misurato e stato di corrosione dell'armatura.

I valori di potenziale limite per strutture aeree sono così riassunti:

- Condizioni di corrosione generalizzata:
  - o  $650 < E < -250\text{ mV}$  di Cu/CuSO<sub>4</sub>
- Condizioni di corrosione per vaiolatura:
  - o  $-700 < E < -400\text{ mV}$  di Cu/CuSO<sub>4</sub> nelle aree anodiche;
  - o  $-300 < E < -200\text{ mV}$  di Cu/CuSO<sub>4</sub> nelle aree catodiche.

Interpretazioni delle misure di potenziale in relazione alla probabilità di corrosione sono inoltre fornite dall'ASTM C876 (Tab. 8). Per le strutture sommerse non vengono dati valori di riferimento, in quanto il notevole afflusso di ossigeno fa sì che si ottengano valori di potenziale molto bassi anche in assenza di corrosione. La misura di potenziale trova la sua applicazione nella tecnica di mappatura. Mappe di potenziale si ottengono per interpolazione di misure di potenziale rilevate sulle superfici del calcestruzzo in corrispondenza di un reticolo sufficientemente fitto. La mappatura consente di visualizzare i gradienti di potenziale presenti, fornisce una rappresentazione più chiara e dettagliata delle condizioni di corrosione e consente di individuare le aree anodiche di probabile corrosione. Tale tecnica è utile soprattutto se è possibile



realizzare più mappature a distanza di tempo per mettere in luce le tendenze all'interfaccia.

**Tabella 21. Probabilità di corrosione in funzione del potenziale misurato**

Potenziale misurato vs Cu/CuSO <sub>4</sub> sat.	Probabilità di corrosione
$E > -200$ mV	<10%
$-350 < E < -200$ mV	50%
$E < -350$ mV	>90%

### 5.3.2. Polarizzazione lineare

La tecnica consente di stimare la velocità di corrosione delle armature. Quando l'interfaccia metallo/elettrolita viene perturbata da una debole corrente esterna  $I$ , il potenziale subisce una variazione  $dE$ ; il rapporto tra  $dE/i$ , essendo  $i$  l'intensità di corrente, detto resistenza di polarizzazione  $R_p$ , è inversamente proporzionale alla velocità di corrosione. La tecnica di polarizzazione lineare (utilizzata soprattutto per il monitoraggio della corrosione negli ambienti acquosi), consiste nella determinazione della grandezza  $R_p$  effettuata polarizzando l'interfaccia in esame con l'ausilio di un contro elettrodo di riferimento. L'applicazione della metodologia in strutture in c.a. presenta i seguenti problemi:

- cattiva conducibilità del calcestruzzo come elettrolita;
- complessità geometrica delle armature come elettrodo.

### 5.3.3. Misure di resistività

Per ambienti con  $UR < 90\%$ , la resistività del calcestruzzo è, in genere, il fattore che controlla la cinetica della corrosione.

Nel caso di strutture aeree le mappature di resistività elettrica del calcestruzzo possono indicare le regioni maggiormente a rischio ed importante è il confronto tra mappe di resistività e mappe di potenziale. Per le misure di resistività elettrica può utilizzarsi il metodo dei 4 elettrodi: una corrente ( $I$ ) viene fatta circolare tra 2 elettrodi esterni, quindi si rileva la differenza di potenziale ( $\Delta V$ ) tra 2 elettrodi situati internamente. Il rapporto tra  $\Delta V$  ed  $I$  consente di ricavare il valore della resistività, a meno di un fattore geometrico che dipende dalla distanza tra gli elettrodi.

## **5.4. Metodi chimici**

### **5.4.1. Profondità di carbonatazione**

La determinazione sperimentale dello spessore carbonatato è generalmente effettuata tramite soluzione idroalcolica di fenolftaleina: un campione di calcestruzzo è posto a contatto con la soluzione; le zone a  $\text{pH} > 9$  assumono colorazione rosa. Tecniche più economiche, ma meno precise, consistono nell'effettuare un piccolo foro nella struttura e versare la soluzione sulle polveri estratte, o nel foro stesso.

Il valore della profondità di carbonatazione deve essere confrontato con lo spessore del copriferro: se questo è completamente carbonatato e l'umidità dell'ambiente non è troppo bassa, è probabile che le armature siano corrose. Misurando la profondità di carbonatazione in vari periodi è possibile calibrare sperimentalmente il coefficiente di diffusione  $K$ .

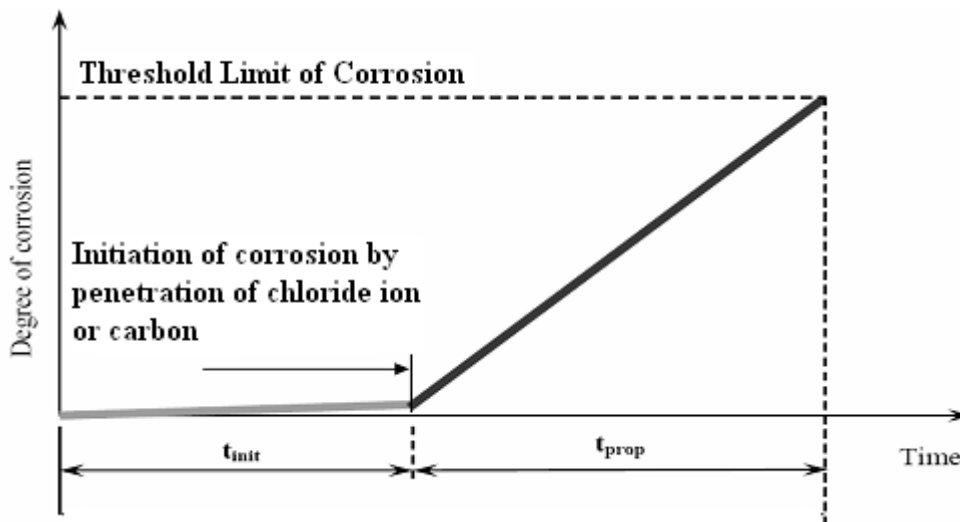
### **5.4.2. Profilo di cloruri**

La concentrazione di cloruri presente nel calcestruzzo è in genere determinata attraverso indagini chimiche in laboratorio. È possibile comunque realizzare prove in situ attraverso appositi tests, anche se sarebbe opportuno avere sempre conferme da analisi di laboratorio. Il contenuto di cloruri è in genere espresso come percentuale rispetto al peso del calcestruzzo o al peso del cemento.

## **6. Valutazioni delle condizioni di una struttura corrosa**

La cinematica della corrosione delle strutture in c.a. può essere suddiviso in due fasi (Figura 21):

- il tempo di innesco, definito come quell'intervallo di tempo in cui l'armatura risulta depassivata per effetto dell'attacco cloridrico o della carbonatazione;
- il periodo di propagazione, in cui si manifestano la riduzione della sezione delle armature, la fessurazione e l'espulsione del copriferro.

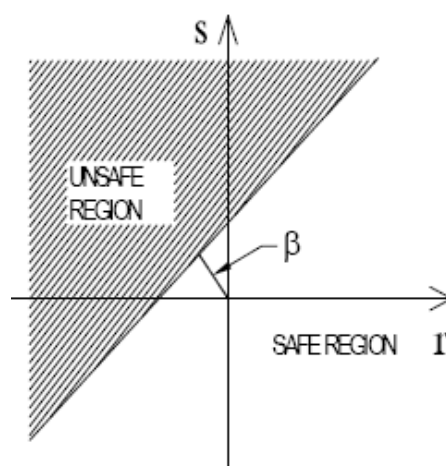


**Figura 56 – Modello di propagazione del danneggiamento da corrosione.**

La principale protezione nei confronti della corrosione è correlata allo spessore ed alla qualità del copriferro, nonché alle condizioni ambientali. La metodologia più efficace per valutare il livello di sicurezza della struttura fa ricorso all'approccio statistico, mediante l'utilizzo dell'indice di affidabilità  $\beta$ , definito da Cornell come:

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z}$$

Detta  $Z$  l'affidabilità della struttura, definita come differenza tra capacità e domanda, l'indice di Cornell è quindi definito come il rapporto tra la media e la deviazione standard dell'affidabilità strutturale.



**Figura 57 – Rappresentazione schematica dell'indice di Cornell nel piano Capacità (r)-Domanda (s).**

L'indice di Cornell è stato definito, per le varie condizioni ambientali, relativamente ad una vita utile di 50 anni.

**Tabella 22. Indice di Cornell per una vita utile di 50 anni**

Classe di esposizione	$\square_{SLS,50}$
XC4, XD1, XS1, XS3, XD3	2.0
XC2, XC3, XS2, XD2	1.5
XC1	0.5

L'utilizzo del metodo probabilistico testè esposto potrebbe rivelarsi poco applicabile in quanto richiede la conoscenza specifica di tutti i dati necessari per la definizione della capacità strutturale. Relativamente agli interventi locali di ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati è possibile in alternativa utilizzare il metodo semiprobabilistico. Nella fattispecie, la UNI-EN 1992-1-1 definisce, dei valori di copriferro minimo per assicurare la durabilità del manufatto nei confronti di una vita utile di 50 anni. I valori sono definiti in funzione di:

- elemento strutturale;
- classe di esposizione;
- classe di resistenza del calcestruzzo.

Con specifico riferimento a ponti e viadotti caratterizzati da una vita utile di 50 anni, qualora le indagini diagnostiche non abbiano evidenziato sintomi di corrosione (si veda quanto definito al § 5) è opportuno verificare che il copriferro in opera sia superiore ai valori minimi definiti nelle seguenti tabelle.

**Tabella 23. Copriferri minimi necessari per evitare degrado da corrosione in solette da ponte**

	Classe di esposizione	
	XC3	XD1
Qualsiasi classe di Calcestruzzo	20 mm	30 mm

**Tabella 24. Copriferri minimi necessari per evitare degrado da corrosione di elementi in c.a.o.**

	Classe di esposizione			
	XC2	XC3	XC4	XD1
Rck < C35/45	25	25	30	35
C35/45 ≤ Rck ≤ C40/55	20	20	30	35
Rck ≥ C40/55	20	20	25	30

**Tabella 25. Copriferrini minimi necessari per evitare degrado da corrosione in travi in c.a.p.**

	Classe di esposizione			
	XC2	XC3	XC4	XD1
Rck < C35/45	35	35	40	45
C35/45 ≤ Rck ≤ C40/55	30	30	40	45
Rck ≥ C40/55	30	30	35	40

Qualora il copriferro in opera risultasse inferiore ai valori definiti nelle precedenti tabelle, si renderà necessario valutare l'effettivo tenore di CO<sub>2</sub> (carbonatazione) e/o di Cloruri, al fine di poter valutare la necessità di un intervento di ripristino corticale.

L'intervento di ripristino corticale garantisce una vita utile dell'elemento trattato di 50 anni. Qualora si decidesse di non procedere con l'intervento, si rende comunque necessario definire la nuova vita utile dell'opera.

In caso di carbonatazione, la nuova vita utile (espressa in giorni) potrà essere ricavata dalla seguente relazione (fornita dalla somma del tempo di depassivazione ed il tempo necessario a determinare una corrosione del 5% in termini di riduzione di diametro):

$$t = 365 \cdot \left(\frac{x}{K}\right)^2 + \frac{\alpha_{CO_2} \cdot \varnothing_{nom}^2}{I_{corr}} \quad [\text{Eq. 11}]$$

In cui

$x$  rappresenta il valore del copriferro in opera (in mm);

$K$  rappresenta il coefficiente di carbonatazione (da stimare secondo quanto esposto al §2.1 e verificare secondo quanto definito al §5.4.1);

$\square_{CO2}$  è un coefficiente pari a  $2.405 \cdot 10^{-5}$ ;

$\varnothing_{nom}$  rappresenta il diametro nominale delle barre di cui è costituito l'elemento oggetto di indagine;

$I_{corr}$  è la misura dell'intensità di corrente in situ (in Ampere) da valutare a seguito delle misure elettrochimiche (§5.3).

Se invece il degrado dovesse manifestarsi per effetto di attacco cloridrico, la misura della vita utile si baserà soltanto sul raggiungimento dello stato limite di depassivazione. In tal caso, la nuova vita utile (espressa in anni) potrà essere valutata come:

$$t = \left( \frac{x}{\alpha_{Cl} \sqrt{D_{RCM,28}}} \right)^{\frac{2}{1-n}} \quad [\text{Eq. 12}]$$

In cui

$x$  rappresenta il valore del copriferro in opera (in mm);

$\square_{Cl}$  è un coefficiente pari a 0.0017;

$D_{RCM,28}$  rappresenta il coefficiente medio di diffusività a 28gg, così come definito dalla seguente tabella (in funzione del tipo di cemento in opera):

Copriferro medio		CEM I	CEM I+ III (25-50% slag)	CEM III (50-80% slag)	CEM II
C.a.o.	C.a.p.	XD1	XD1	XD1	XD1
30/35	40/45	3.0	2.0	2.0	6.5

$n$  rappresenta un coefficiente di invecchiamento, definito in funzione della classe di esposizione, così come definito dalla seguente tabella:

Tipo di cemento	Classe di esposizione (XD1)
CEM I	0.40
CEM I (25-50% slag)	0.45
CEM III (50-80% slag)	0.50

## 7. Trattamento degli elementi soggetti a degrado

In questo paragrafo si riportano i principali interventi che possono essere effettuati per il ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati, con particolare

riferimento al degrado da carbonatazione e a quello da attacco cloridrico. In entrambi i casi, l'intervento da effettuare deve contemplare l'asportazione del calcestruzzo degradato, la protezione delle armature e il rifacimento del copriferro con opportune malte da ripristino. Anche questi aspetti saranno trattati in modo puntuale.

### **7.1. Asportazione del calcestruzzo degradato**

Lo spessore di calcestruzzo da asportare deve essere stabilito dal Progettista in funzione delle emergenze rinvenute sull'opera oggetto di intervento a seguito di campagna di indagini diagnostiche. Qualora le indagini evidenziassero un degrado da carbonatazione, è opportuno che lo spessore del calcestruzzo da asportare sia pari allo spessore del calcestruzzo carbonatato. In alternativa, al fine di limitare le porzioni di calcestruzzo ammalorato da asportare, è possibile individuare le porzioni di superficie di cls carbonatato da assoggettare al processo di demolizione e ripristino corticale previa verifica dell'effettiva bontà del calcestruzzo in contraddittorio con la DL. Tale verifica sarà effettuata proiettando una lancia d'acqua sul materiale alla pressione costante di 400 bar per alcuni minuti e con angolo ortogonale alla superficie interessata. Qualora a seguito di tale trattamento non si manifestasse un evidente stato fessurativo, sulla superficie in esame può non essere attuata alcuna attività di idrodemolizione; in caso contrario occorre procedere all'idrodemolizione.

Qualora invece le indagini evidenziassero un degrado da attacco cloridrico, lo spessore del calcestruzzo da asportare deve essere superiore, pari ad almeno 2 volte il copriferro. Tale distinzione deriva dal fatto che una percentuale minima di cloruri resta comunque intrappolata all'interno del conglomerato cementizio non rimosso, di conseguenza il degrado tende a proseguire.

L'idrodemolizione è effettuata con lance manuali capaci di garantire un getto d'acqua costante fino alla pressione massima di 700 bar e la demolizione può essere completata con mezzi meccanici per piccole porzioni di materiale. La scelta di tale pressione massima è dettata dalla necessità di rimuovere in maniera mirata solo le parti superficiali non solidali al resto del calcestruzzo. Si menziona al riguardo la parte 10 della norma UNI EN 1504-10 "Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture di calcestruzzo.

Applicazione in opera di prodotti e sistemi e controllo di qualità dei lavori”, la quale indica la pressione di 600 bar come limite superiore fra il campo delle alte e delle altissime pressioni. Infatti la stessa norma al paragrafo A.7.2.4 riporta la seguente classificazione in base al valore della pressione d’acqua, solitamente letta sul manometro della pompa:

- idropulizia a bassa pressione fino a 180 bar - utilizzata per pulire il calcestruzzo ed il supporto di acciaio;
- rimozione del calcestruzzo ammalorato ad alta pressione da 180 bar a 600 bar - utilizzata per pulire il supporto di acciaio e per rimuovere il calcestruzzo;
- rimozione del calcestruzzo ammalorato ad altissima pressione da 600 bar a 1100 bar - Utilizzata per rimuovere il calcestruzzo quando si usi un volume d'acqua ridotto.

Come indicato dalla norma UNI, la pressione di 700 bar è sufficiente a rimuovere il calcestruzzo disgregato e a pulire le barre di armatura senza rischiare di creare dannose lesioni nel calcestruzzo non disgregato. L’uso di una pressione superiore condurrebbe alla rottura e demolizione anche di parte del calcestruzzo sano, attività esplicitamente sconsigliata anche dalla norma succitata oltre che non contemplata in fase progettuale, aumentando di conseguenza le quantità di ripristini indicate negli elaborati di progetto senza d’altronde apportare alcun miglioramento al risultato finale dell’intervento, né in termini di qualitativi né prestazionali. Si sottolinea inoltre che i 700 bar sono all’incirca il limite di pressione gestibile manualmente, anche su cestello, che garantisce di operare quindi selettivamente sulla superficie degradata producendo il necessario irruvidendo delle superfici ed insistendo solo nelle parti visibilmente ammalorate fino alla rimozione del cls da intendersi come degradato per le finalità del presente progetto. L’operazione manuale ed il controllo visivo sono pertanto condizione necessaria per garantire il rispetto delle quantità dei vari interventi di ripristino conservativo indicati in progetto.

Tale lavorazione deve essere spinta fino alla completa rimozione del calcestruzzo disgregato o in fase di distacco. L’idrodemolizione deve portare alla luce lo strato di calcestruzzo di buona qualità ed omogeneità ed eliminare ogni altro elemento che possa alterare la coesione dei successivi trattamenti e deve



essere spinta fino ai valori di rimozione non eccedenti quanto stabilito nei disegni progettuali (da intendersi come valor medio sulla superficie interessata dal trattamento, come di seguito meglio esposto). Dopo aver raggiunto le profondità indicate nei disegni progettuali si opererà una verifica sulla qualità ed omogeneità del sottofondo. Tale verifica sarà effettuata, in contraddittorio con la DL, proiettando la lancia d'acqua per alcuni minuti alla pressione costante di 400 bar, puntando l'idrodemolitore sul materiale con angolo ortogonale alla superficie interessata. Se a fine verifica non si manifesterà un evidente stato fessurativo, sulla superficie in esame non verrà attuata alcuna ulteriore attività di idrodemolizione; in caso contrario si procederà avanzando con la profondità di idrodemolizione sotto la sorveglianza della DL fino ai valori ritenuti congrui dalla DL, operando progressivamente la verifica del sottofondo con le modalità sopra descritte con la pressione di 400 bar.

L'operazione di idrodemolizione si ritiene conclusa quando il calcestruzzo appare compatto e le superfici così ottenute devono essere pulite, prive di elementi estranei e zone poco resistenti.

Le superfici di raccordo fra le aree demolite e quelle integre devono essere perpendicolari alle prime o al più inclinate di circa 45 gradi in modo tale da garantire un'ottimale adesione della malta (o betoncino, come indicato in progetto) al supporto.

Durante e alla conclusione della lavorazione saranno eseguiti i seguenti controlli:

- pressione di idrodemolizione;
- verifica della presenza di calcestruzzo non compatto al termine della demolizione;
- presenza di difetti o anomalie sulla superficie demolita;
- inclinazione delle superfici di raccordo

A seguito dell'asportazione del calcestruzzo degradato, la superficie di supporto deve essere *scabra*, quindi caratterizzata da asperità non inferiori ai 5 mm. Rispettando tale prescrizione si ottimizza l'aderenza tra la malta da ripristino ed il calcestruzzo esistente.

Le superfici trattate devono essere infine pulite ad aria compressa.

## **7.2. Pulizia delle armature**

Con l'operazione di asportazione del calcestruzzo ammalorato, le barre di armatura sono messe a nudo. Qualora da tale trattamento emergesse la presenza di ruggine a scaglie, si rende necessaria la loro pulizia mediante sabbiatura. La pulizia deve essere completa, al fine di ripristinare le caratteristiche di aderenza. A seguito della pulizia occorre valutare l'effettivo degrado delle armature, per poter prevedere, eventualmente, il posizionamento di armature aggiuntive necessarie per ripristinare l'originaria capacità portante. La valutazione dell'effettivo degrado delle armature deve essere effettuata dalla Direzione dei Lavori e comunicata al Progettista e alla Committenza, che possono concordare ulteriori interventi.

## **7.3. Trattamento delle armature**

L'applicazione di prodotti inibitori della corrosione deve essere valutata in funzione:

- della tipologia specifica di degrado;
- della malta/betoncino da utilizzare;
- della possibilità che si inneschino macrocoppie.

Se l'ammaloramento è causato da carbonatazione, la rimozione completa delle porzioni di calcestruzzo degradato è sufficiente per ripassivare l'armatura. Quest'ultimo aspetto è favorito da alcuni componenti delle malte da ripristino, appositamente introdotti per elevare il pH della matrice.

## **7.4. Posizionamento di armature aggiuntive**

Tale lavorazione – stabilita dal Progettista - dipende dagli esiti della campagna di indagini diagnostiche preliminari e dalla valutazione dell'effettivo degrado delle armature esistenti a seguito della loro pulizia (§7.2). Qualora il degrado da corrosione avesse intaccato in maniera significativa il diametro delle armature esistenti, infatti, è opportuno inserire nuove barre, di diametro compatibile con lo spessore del nuovo copriferro ed in quantità tale da ripristinare la capacità portante dell'elemento ammalorato. Le nuove barre devono essere affiancate alle corrose. In caso di strutture esposte a significativo degrado, qualora le

condizioni ambientali lo richiedessero, è possibile utilizzare barre inerti alla corrosione, quali ad esempio le barre in acciaio inox o in fibra di vetro.

Qualora sia necessario aggiungere delle armature, queste saranno poste in opera prima della pulizia della superficie di supporto e del posizionamento dell'eventuale rete elettrosaldata di contrasto.

Dovrà essere garantito un copriferro di almeno 20 mm.

### **7.5. Posizionamento di rete elettrosaldata di contrasto**

La rete elettrosaldata di contrasto deve essere applicata quando lo spessore di calcestruzzo asportato è significativo e comunque in funzione dello specifico materiale da ripristino utilizzato.

Quando si richiede l'utilizzo di rete di contrasto, questa dovrà essere ben ancorata al supporto e lo spessore minimo di intervento non potrà essere inferiore a 40 mm. La rete infatti dovrà avere un copriferro di almeno 20 mm e dovrà essere distaccata dal supporto di almeno 10 mm, mediante l'uso di distanziatori (altrimenti si hanno minori aderenze all'interfaccia vecchio/nuovo materiale e fessurazioni in superficie per assenza di contrasto nello spessore più esterno del materiale utilizzato per il ripristino).

Nel caso sia previsto nel progetto l'utilizzo di rete elettrosaldata in barre d'acciaio inossidabile, questa dovrà avere le caratteristiche precisate in progetto.

### **7.6. Pulizia della superficie di supporto**

Per avere la certezza che il supporto sia pulito al momento dell'applicazione, occorre effettuare la pulizia immediatamente prima dell'applicazione del materiale, dopo che tutte le altre operazioni di preparazione siano state ultimate.

Si dovranno pertanto asportare con i mezzi più opportuni le polveri e le parti incoerenti in fase di distacco, eventualmente ancora presenti dopo l'asportazione meccanica del calcestruzzo, l'ossido eventualmente presente sui ferri d'armatura, le impurità, le tracce di grassi, oli e sali aggressivi, ottenendo

così una superficie composta da un conglomerato cementizio sano, pulito e compatto.

Per l'applicazione di materiali cementizi, la pulizia della superficie di supporto dovrà essere effettuata mediante lavaggio con acqua in pressione (80-100 MPa e acqua calda nel periodo invernale), per asportare polvere e parti incoerenti eventualmente ancora presenti dopo la scarifica meccanica del calcestruzzo.

L'operazione di pulizia con acqua in pressione, se eseguita immediatamente prima dell'applicazione del materiale, consente anche la saturazione del calcestruzzo, comunque necessaria per una corretta applicazione dei materiali ad espansione contrastata in aria.

### **7.7. Applicazione dei materiali da ripristino**

Le porzioni di calcestruzzo asportate vengono ricostruite tipicamente con malte cementizie fibrorinforzate a ritiro controllato. In alternativa alle malte, per ampie porzioni di calcestruzzo ammalorato da ripristinare, è possibile utilizzare specifici calcestruzzi da ripristino. Le caratteristiche specifiche del materiale da utilizzarsi sono indicate dal Progettista.

Un materiale per il ripristino di strutture in calcestruzzo deve possedere i seguenti requisiti:

1. Elevata compatibilità con il calcestruzzo di supporto:
  - la perfetta compatibilità con il calcestruzzo di supporto si ha utilizzando malte e betoncini ad espansione contrastata con maturazione in aria. Per garantire in opera la monoliticità tra vecchia struttura e materiale utilizzato per il ripristino è necessario che quest'ultimo sia in grado di fornire buoni valori di espansione contrastata a 24 ore e con maturazione all'aria;
  - l'adesione tra vecchia struttura e materiale di ripristino deve essere elevata e risultare almeno uguale alla resistenza a trazione del calcestruzzo indurito;
  - le caratteristiche meccaniche della malta devono risultare simili a quella del calcestruzzo di supporto.
2. Elevata compatibilità con l'ambiente d'esercizio:

- i materiali utilizzati per ripristinare strutture degradate devono possedere una resistenza agli agenti esterni superiore a quella del calcestruzzo di cui l'opera è costituita. I materiali utilizzati per il ripristino devono garantire anche la massima continuità della superficie esterna in modo da non favorire l'ingresso delle sostanze aggressive. A tal fine, i requisiti fondamentali che devono essere garantiti sono:
  - resistenza alla fessurazione da ritiro plastico;
  - resistenza alla fessurazione da ritiro igrometrico;
  - resistenza a cicli di gelo-disgelo;
  - impermeabilità all'acqua.

I materiali da ripristino da utilizzarsi deve essere normato ai sensi della UNI-EN 1504.

Il materiale che effettivamente viene utilizzato in opera viene scelto dall'Impresa Esecutrice e proposto al Direttore dei Lavori, che deve valutarne la compatibilità con le prescrizioni progettuali. Il parametro che deve caratterizzare la scelta delle malte da ripristino è il valore di adesione intrinseca. Tipicamente tale valore si aggira intorno a 1.5-2.0 MPa, purché il supporto sia caratterizzato da sufficiente scabrosità e sia ben pulito. Tale indicazione è puramente indicativa, in quanto l'adesione tra i due materiali dipende anche dalla resistenza a trazione del supporto. Se il supporto è caratterizzato da una resistenza a trazione più bassa della resistenza di adesione intrinseca della malta, il nuovo copriferro tenderà inevitabilmente a distaccarsi, qualsiasi sia il trattamento superficiale effettuato.

La posa in opera del materiale da ripristino deve essere eseguita nel rispetto delle indicazioni fornite dalla Ditta Produttrice.

## **8. Conclusioni**

Nel seguente quaderno tecnico sono date specifiche indicazioni relative agli interventi di ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati. Tali interventi devono essere effettuati, principalmente, quando si manifesta un degrado da

corrosione (che può avvenire, in funzione delle specifiche condizioni ambientali, per effetto della carbonatazione e/o dell'attacco cloridrico).

Di seguito si riportano dei diagrammi di flusso riassuntivi in cui si specifica, per i diversi elementi strutturali costituenti ponti e viadotti, le operazioni da effettuare per individuare l'effettivo livello di degrado e progettare l'intervento di ripristino corticale.

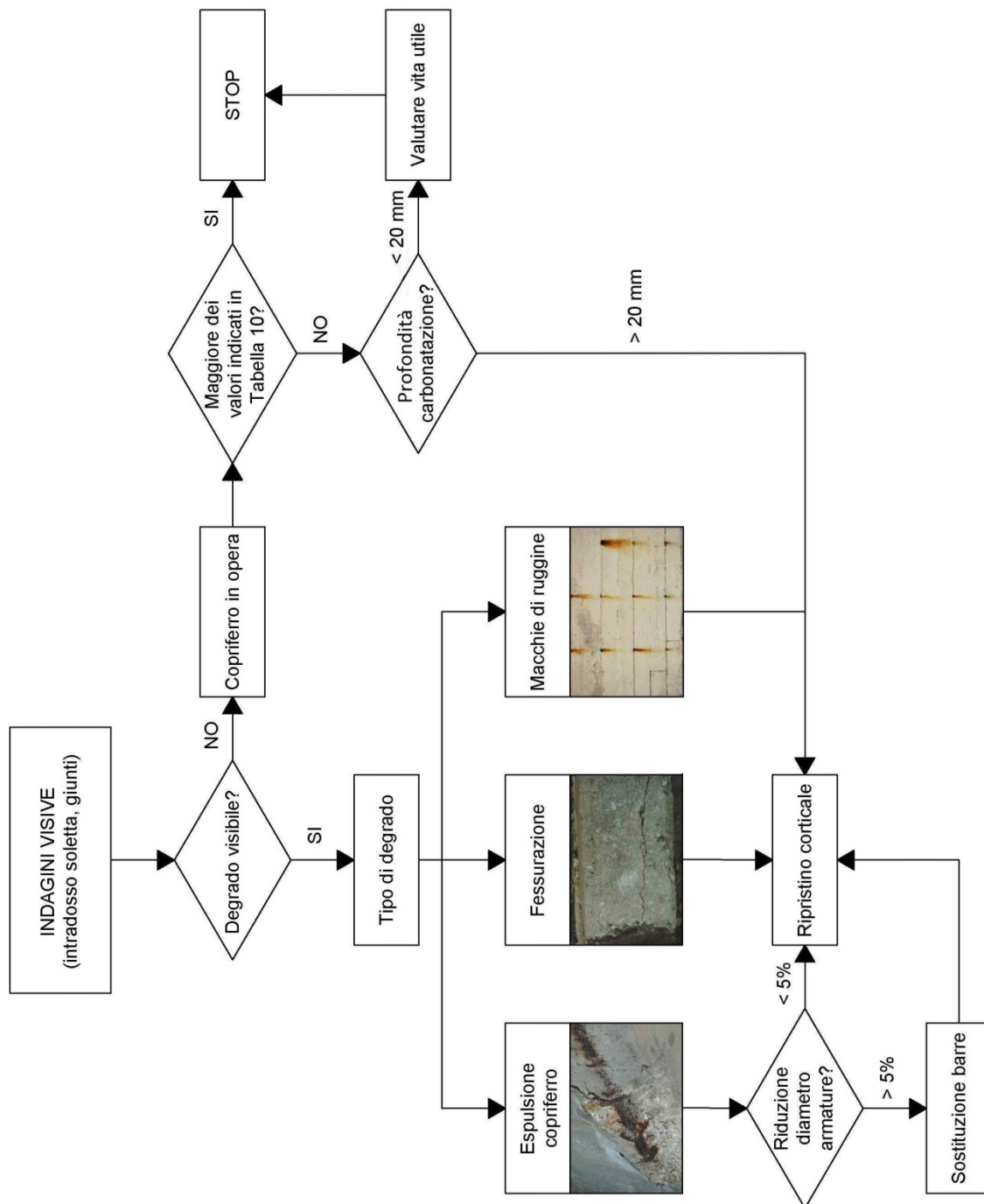


Figura 58 – Diagramma di flusso per solette da ponte in classe di esposizione XC3

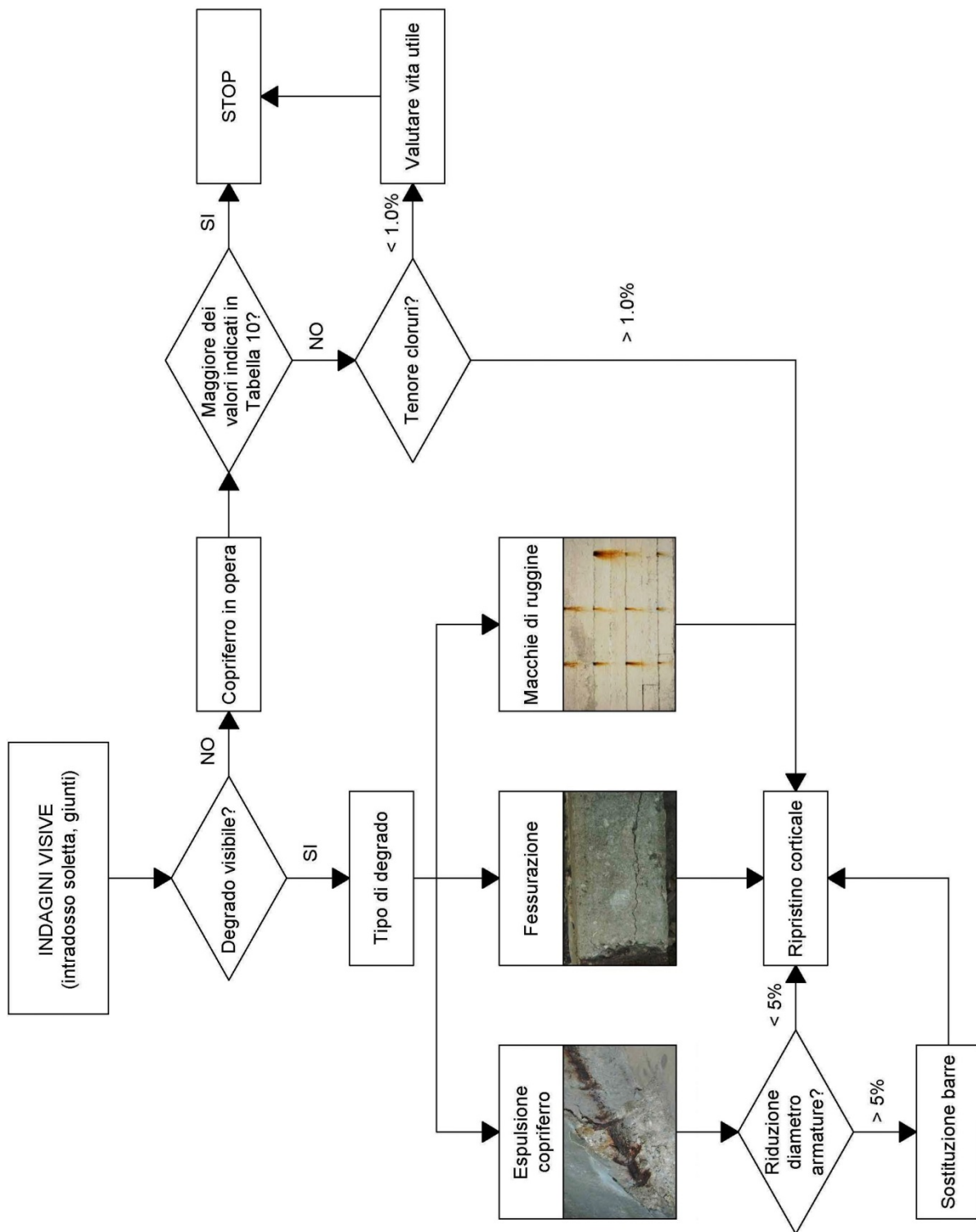


Figura 59 – Diagramma di flusso per solette da ponte in classe di esposizione XD1

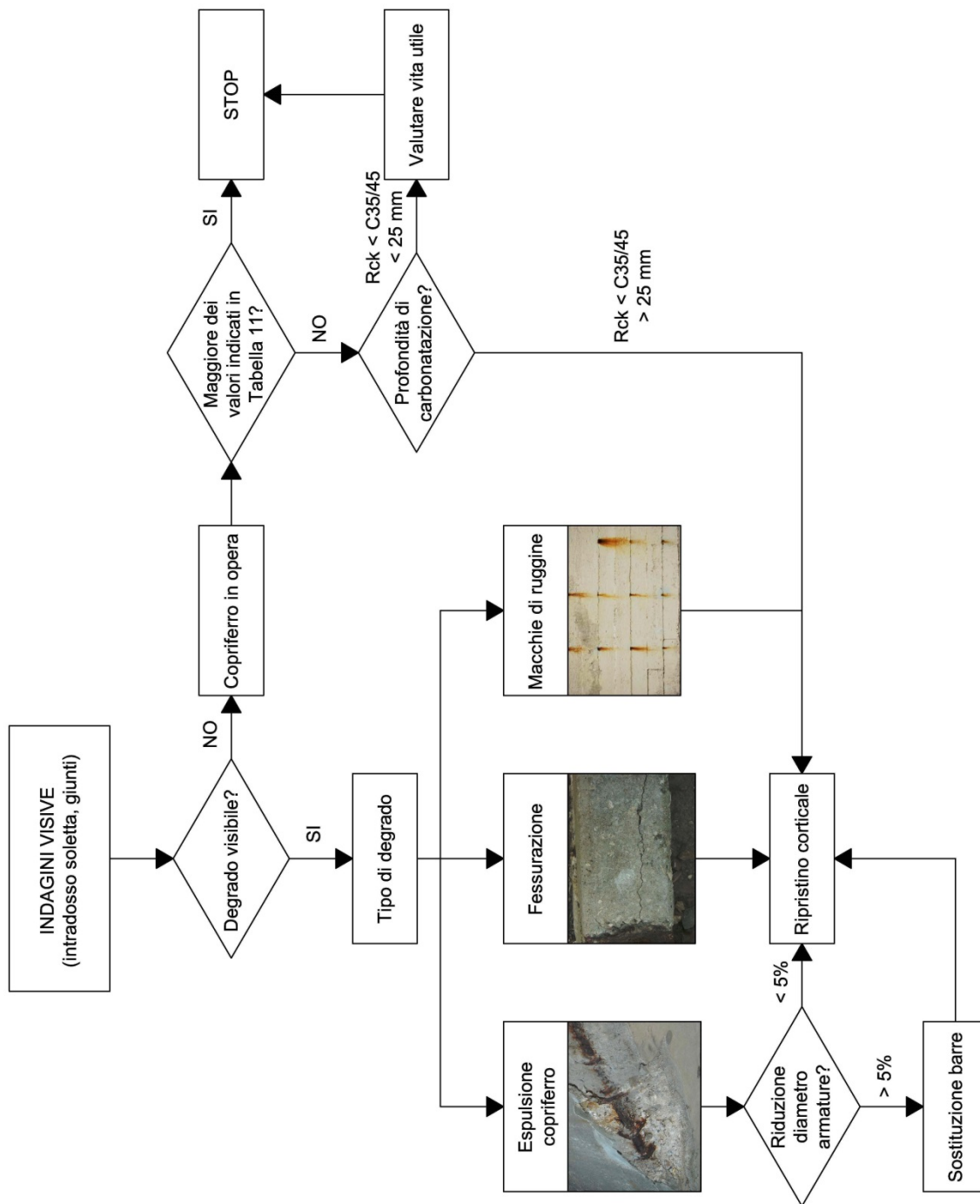


Figura 60 – Diagramma di flusso per elementi in c.a.o. in classe di esposizione XC2/XC3



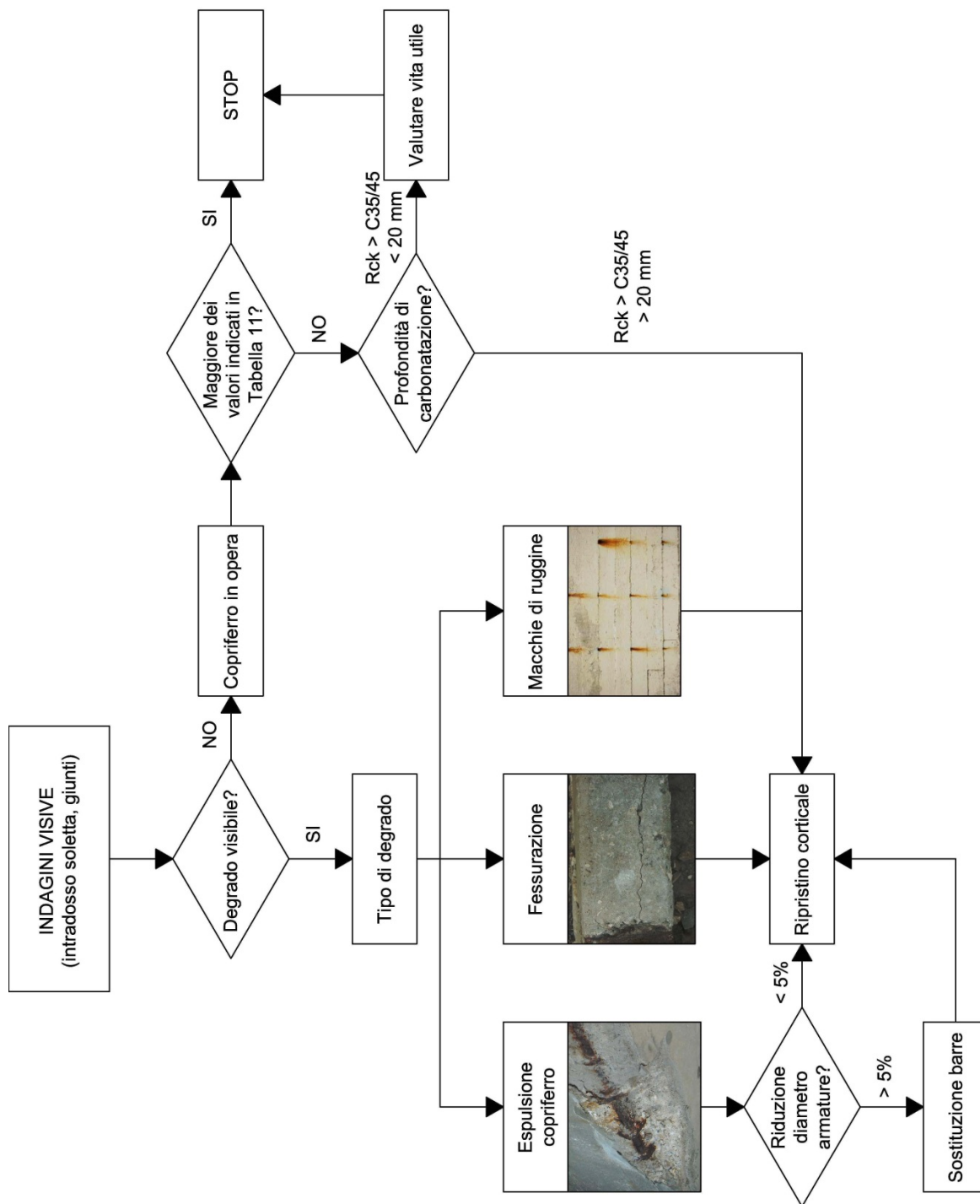


Figura 61 – Diagramma di flusso per elementi in c.a.o. in classe di esposizione XC2/XC3

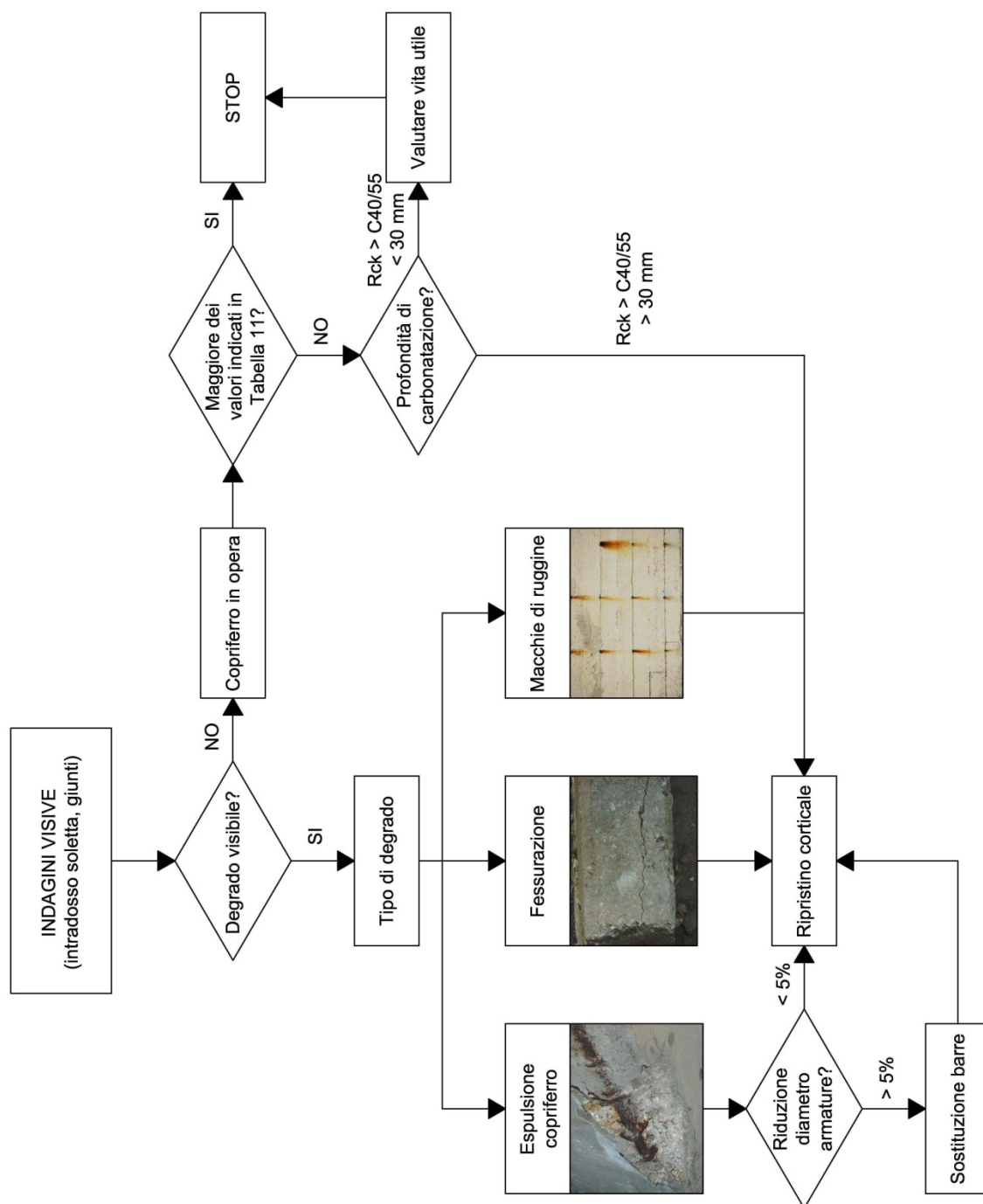
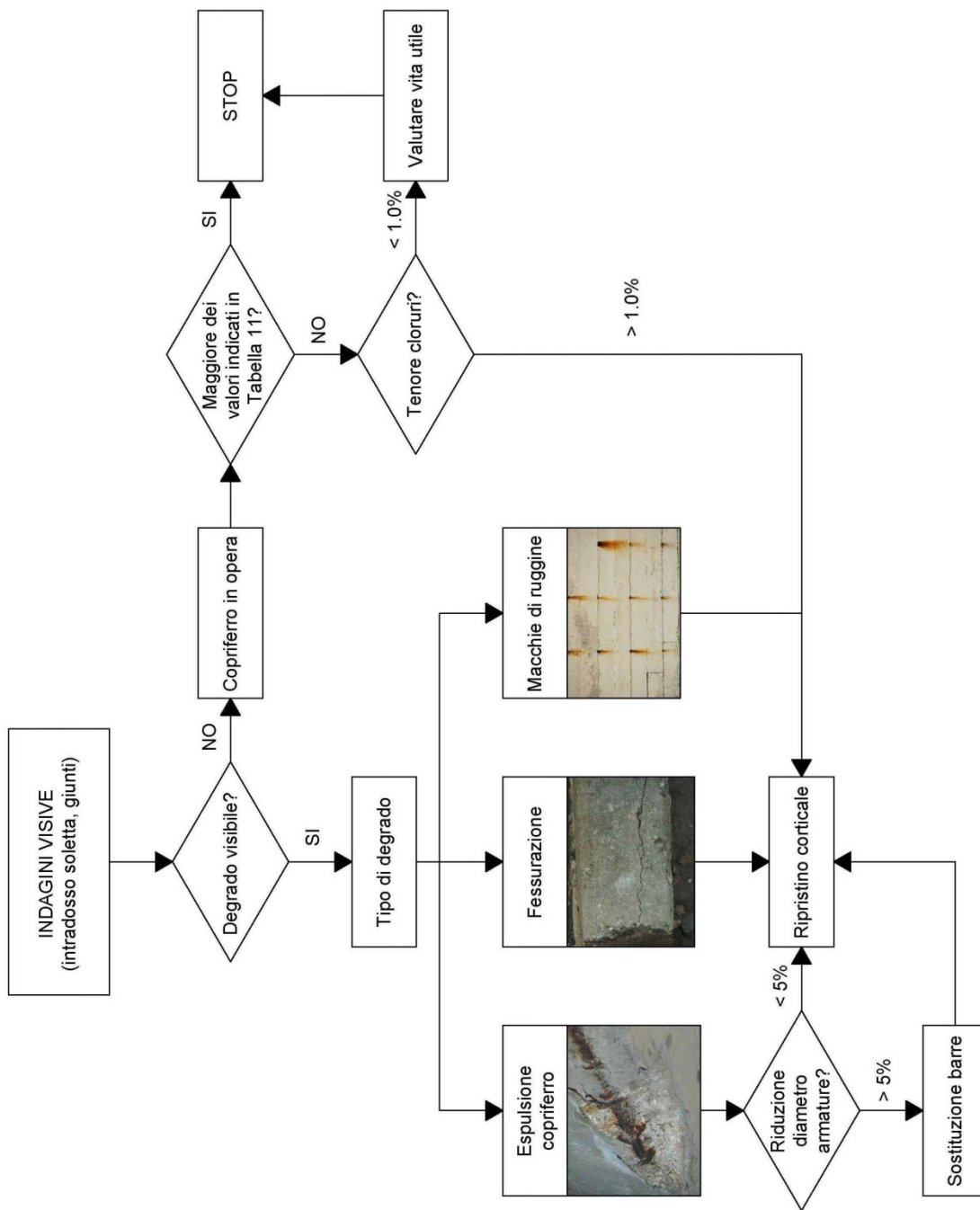


Figura 62 – Diagramma di flusso per elementi in c.a.o. in classe di esposizione XC4



**Figura 63 – Diagramma di flusso per elementi in c.a.o. in classe di esposizione XD1**

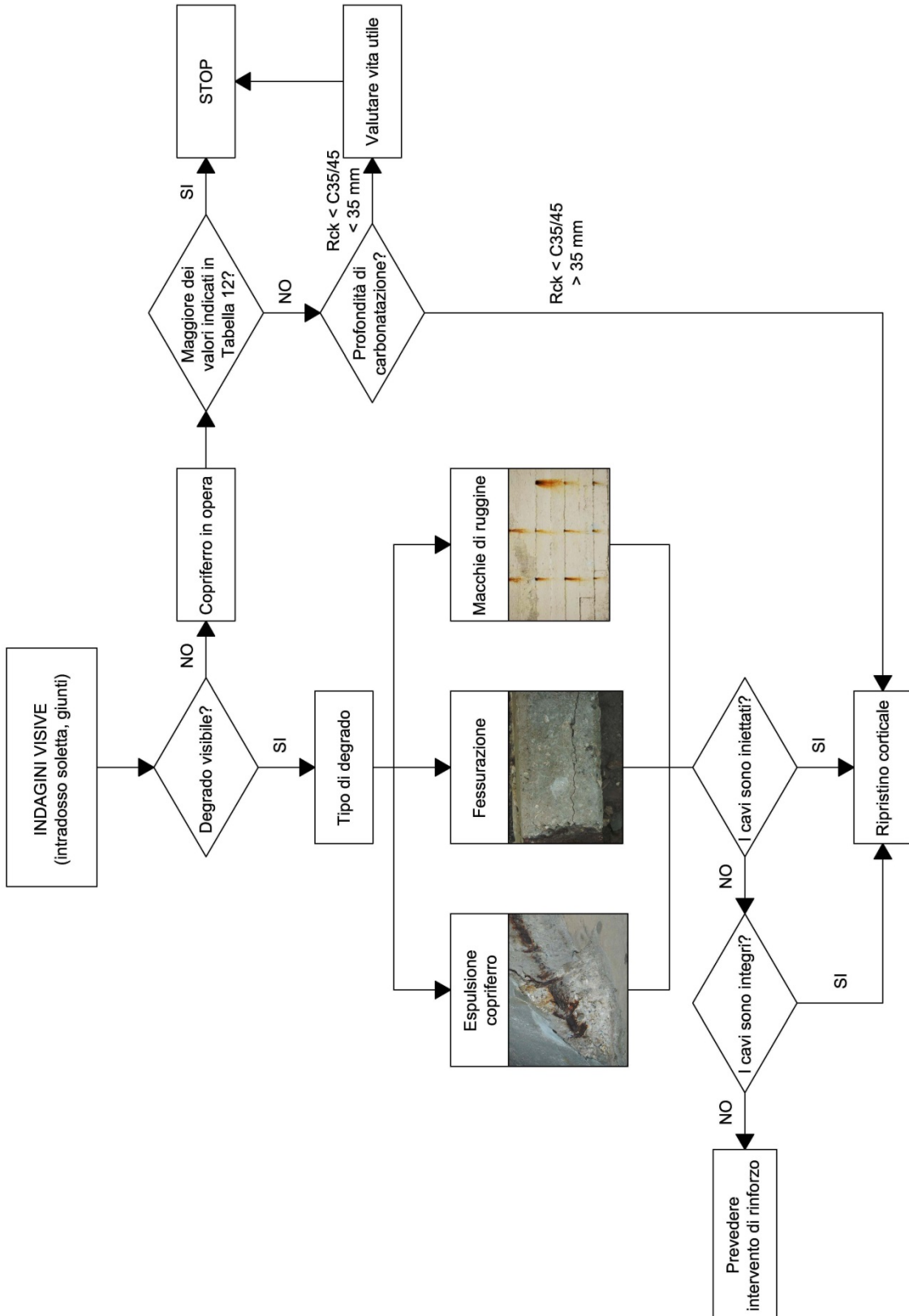


Figura 64 – Diagramma di flusso per elementi in c.a.p. in classe di esposizione XC2/XC3

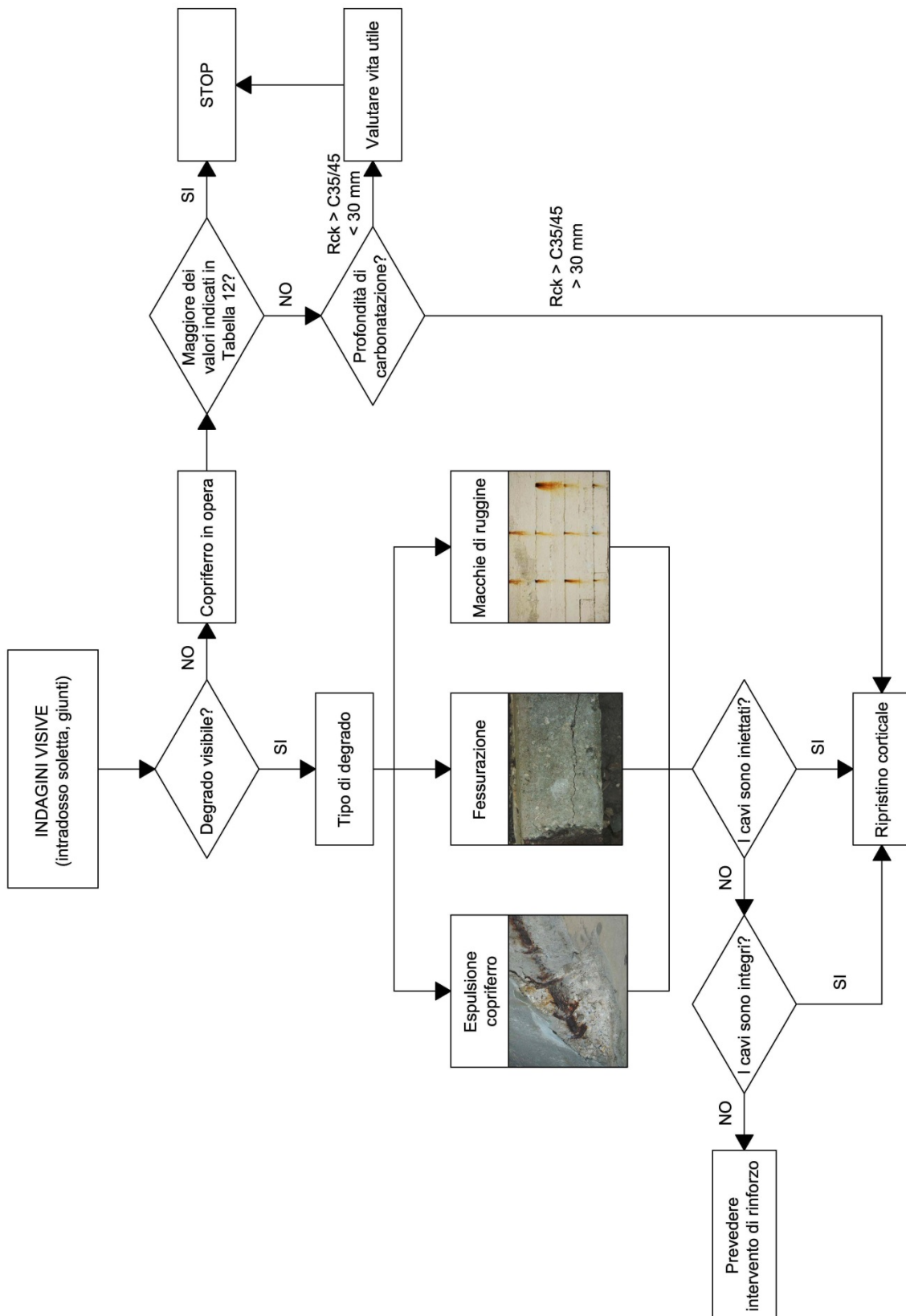


Figura 65 – Diagramma di flusso per elementi in c.a.p. in classe di esposizione XC2/XC3

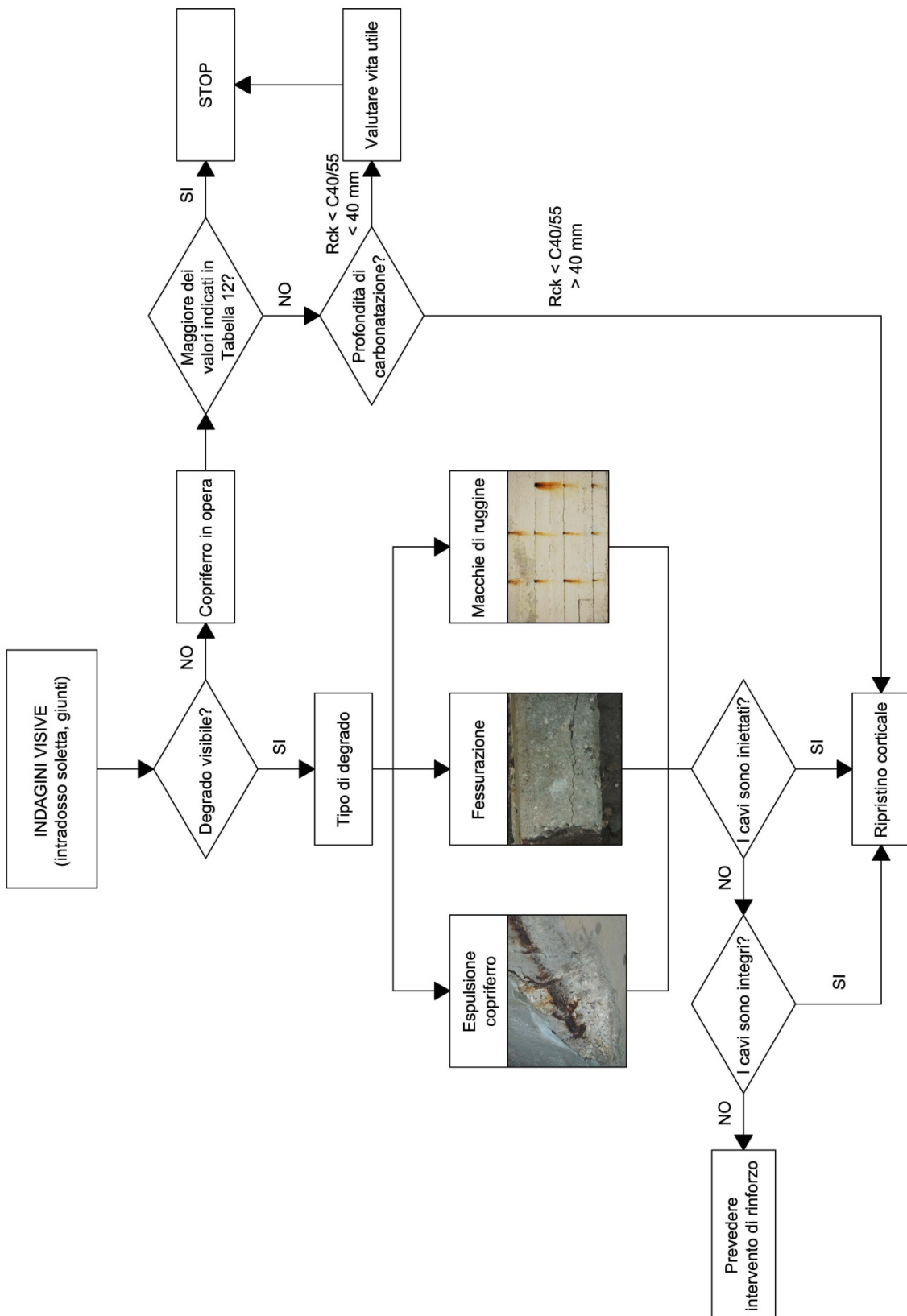


Figura 66 – Diagramma di flusso per elementi in c.a.p. in classe di esposizione XC4

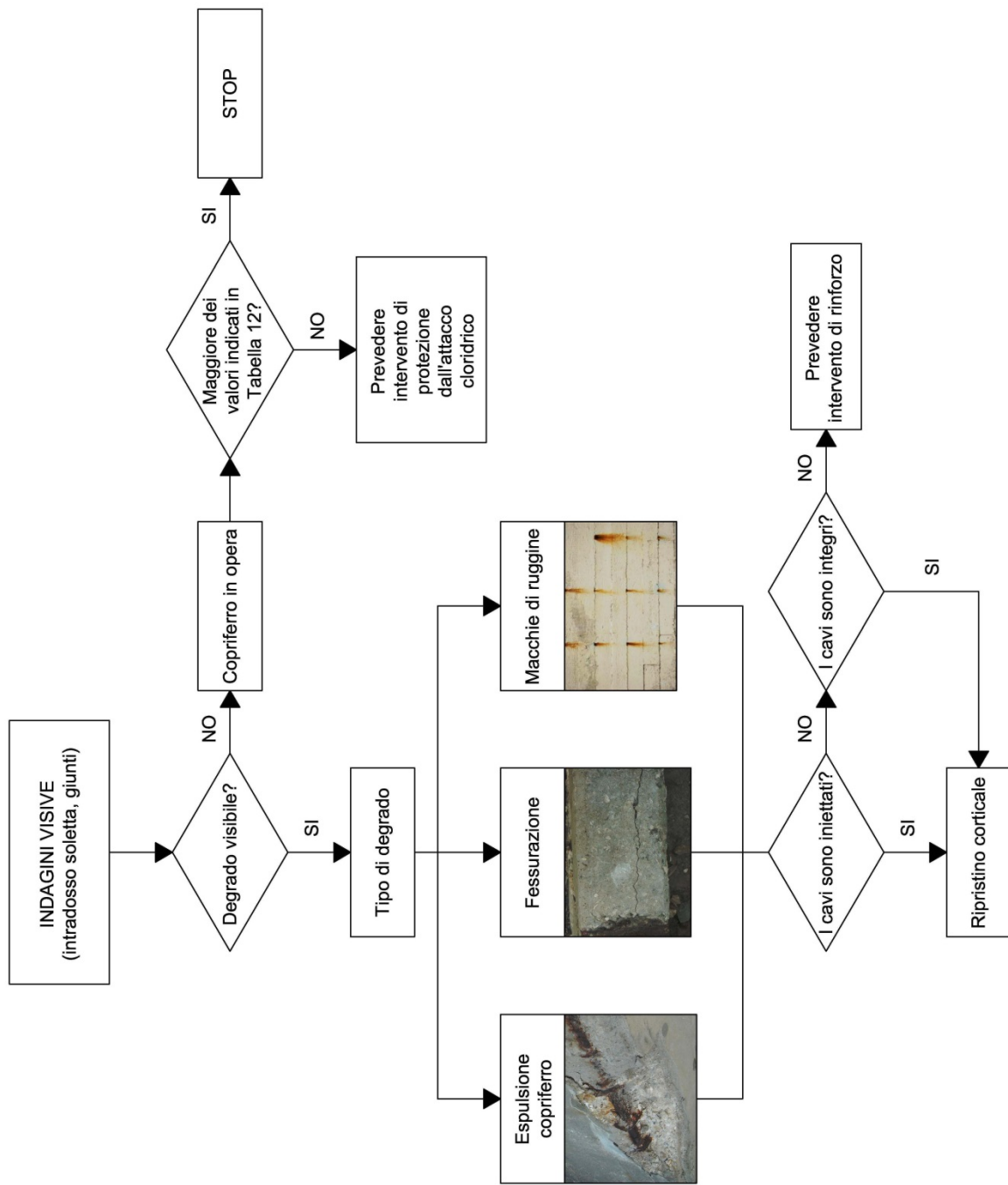


Figura 67 – Diagramma di flusso per elementi in c.a.p. in classe di esposizione XD1

# *QUADERNO TECNICO N.7*

INTERVENTI LOCALI SUGLI APPOGGI



## 1. Premessa

Gli apparecchi d'appoggio sono gli elementi di collegamento tra due membrature di una struttura con il compito di trasmettere i carichi attraverso un "punto" desiderato, fornendo i gradi di libertà progettualmente previsti senza opporre apprezzabili resistenze.

Esistono due principali categorie:

- appoggi fissi
- appoggi mobili o scorrevoli

Gli appoggi fissi permettono solo le rotazioni che possono essere attorno ad un asse (cerniera lineare) o attorno a tutti gli assi (cerniera sferica). Gli appoggi mobili oltre alle rotazioni, ammettono spostamenti orizzontali, che possono essere lungo un solo asse (appoggi unidirezionali) o su tutto il piano (appoggi multidirezionali).

Le caratteristiche richieste ai dispositivi di appoggio sono:

- capacità di trasmettere i carichi verticali, centrandoli nei punti voluti;
- capacità di assorbire le spinte orizzontali, senza movimento relativo tra le parti strutturali collegate;
- possibilità di consentire i movimenti (spostamenti e/o rotazioni) senza opporre apprezzabili resistenze;
- ispezionabilità;
- durabilità;
- sostituibilità.

L'influenza degli apparecchi di appoggio sul comportamento della struttura è fondamentale: la non corrispondenza tra quanto progettato e quanto realizzato può generare azioni tali da alterare in maniera significativa lo stato di sollecitazione della struttura. Pertanto la loro sostituzione, da prevedere sempre quando il dispositivo è danneggiato o deteriorato, deve essere effettuata con elementi di eguali caratteristiche di vincolo. Solo in tal modo l'intervento di sostituzione dei vincoli si configura come locale e le operazioni di progetto e verifica possono essere limitate alle sole parti interessate dall'intervento. Qualora invece i dispositivi di appoggio abbiano caratteristiche prestazionali diverse da quelli in opera in termini di:

- tipologia di vincolo (fisso; unidirezionale; multidirezionale; isolatore);
- grado di vincolo (tipo di spostamenti/rotazioni ammessi);
- livello di vincolo (entità di spostamenti/rotazioni ammessi);

allora la sostituzione dei vincoli dovrà essere riguardata come un intervento globale (miglioramento/adequamento) e come tale dovrà contemplare la verifica ante e post operam dell'intera struttura.

## **2. Dispositivi di Appoggio Esistenti**

I dispositivi di appoggio esistenti utilizzano elementi in gomma, elastomeri, oppure presentano una struttura prevalentemente in acciaio.

Possono essere classificati nelle seguenti tipologie:

- apparecchi di appoggio elastomerici semplici;
- apparecchi di appoggio elastomerici armati;
- apparecchi di appoggio a disco elastomerico confinato;
- apparecchi di appoggio completamente in acciaio;
- apparecchi di appoggio con superfici di scorrimento in politetrafluoroetilene (PTFE).

Gli apparecchi di appoggio elastomerici semplici sono costituiti da un solo strato di gomma. Possono essere ottenuti individualmente mediante uno stampo di dimensioni adeguate oppure essere ricavati per taglio da una lastra di gomma di dimensioni maggiori. A seconda dell'epoca di installazione presentano una pianta rettangolare oppure circolare.

Gli apparecchi di appoggio elastomerici armati sono costituiti da strati di acciaio combinati con strati di gomma. A seconda dell'epoca di installazione si individuano alcune differenze costruttive: gli strati di gomma e di lamiera di acciaio possono essere tra di loro incollati oppure solidarizzati mediante un processo di vulcanizzazione a caldo; gli strati di acciaio interni possono essere completamente avviluppati dalla gomma oppure essere visibili dall'esterno; possono presentare una pianta rettangolare o circolare. Non possono essere ricavati per taglio da elementi di dimensioni superiori.

Gli apparecchi di appoggio a disco elastomerico confinato sono costituiti essenzialmente da un disco di gomma non armata confinato entro un basamento ed un pistone entrambi metallici. Lungo la circonferenza esterna

della superficie superiore del disco di gomma è ricavata una sede per l'alloggiamento di un anello di tenuta. Il pistone si impegna nel basamento con un piccolo gioco. Il disco di gomma consente rotazioni relative, intorno ad un asse qualsiasi, tra il basamento ed il pistone ed è in grado di sopportare i carichi verticali senza apprezzabili deformazioni.

Gli apparecchi di appoggio completamente in acciaio basano il loro funzionamento sul rotolamento di due o più superfici d'acciaio in contatto tra di loro. Possono essere classificati essenzialmente in due tipologie a seconda che essi siano costituiti da due piastre di acciaio, variamente sagomate, poste a diretto contatto, oppure da due piastre metalliche, una inferiore ed una superiore, in grado di rotolare su uno o più componenti cilindrici interposti tra le piastre stesse. La prima tipologia è detta del tipo a bilanciere con contatto lineare o puntuale a seconda della conformazione delle due piastre in acciaio: una piana e l'altra a calotta cilindrica nel primo caso; una piana e l'altra a forma di calotta sferica oppure entrambe a calotta sferica nel secondo caso. La seconda tipologia è detta del tipo a rotolamento e può prevedere la presenza di uno o due rulli con sezione circolare oppure due segmenti cilindrici.

Gli apparecchi di appoggio con superfici di scorrimento in politetrafluoroetilene (PTFE), possono essere elastomerici, a disco elastomerico o metallici. Utilizzano superfici di scorrimento costituite da uno strato di PTFE scorrevole su di una superficie di materiale idoneo, generalmente acciaio inossidabile o lega di alluminio, con conformazione piana, cilindrica o sferica. A seconda del periodo di installazione possono essere presenti o meno cavità destinate al contenimento di un lubrificante, per ridurre il coefficiente di attrito.

Gli apparecchi di appoggio di tipo fisso possono essere resi mobili multidirezionali mediante l'accoppiamento con una piastra metallica scorrevole sull'apparecchio fisso su di un cuscinetto piano di PTFE.

Gli apparecchi di appoggio mobili unidirezionali, dovendo consentire traslazioni in una sola direzione del piano, possono essere ottenuti da quelli mobili multidirezionali, munendo questi ultimi di appositi dispositivi atti a trasmettere idonee reazioni orizzontali nella direzione ortogonale a quella della traslazione consentita.

Gli appoggi da ponte erano esplicitamente progettati per trasferire tutti i carichi desiderati dalla sovrastruttura alla sottostruttura. Le forze, dirette verticalmente, longitudinalmente o trasversalmente rispetto all'orientamento globale del ponte, sono da valutarsi nei confronti degli stati limite ultimi o delle tensioni ammissibili (in funzione del dispositivo normativo con cui era progettato il ponte). Nel calcolo, quindi, si prescinde sempre dalle azioni eccezionali, quali l'impatto.

La seguente tabella sintetizza la capacità portante tipica dei diversi tipi di appoggio:

<b>Tipo di appoggio</b>	<b>Capacità portante (approssimata)</b>
Apparecchi di appoggio elastomerici armati	< 3558.58 kN
Apparecchi di appoggio elastomerici semplici	< 2668.93 kN
Apparecchi di appoggio completamente in acciaio	< 2668.93 kN
Apparecchi di appoggio a disco elastomerico confinato	< 3558.58 kN
Isolatore sismico	< 3558.58 kN

### **3. Richiamo delle norme di progettazione di ponti in c.a.**

In questo paragrafo si richiamano le normative sulla progettazione dei ponti antecedenti al vigente D.M. 18 gennaio 2008, relativamente al solo calcolo dei sistemi d'appoggio. In tal senso, gli unici dispositivi normativi da prendere in considerazione sono i seguenti:

- D.M. 02.08.1980, "Criteri Generali e Prescrizioni tecniche per la Progettazione, Esecuzione e Collaudo di Ponti Stradali";
- D.M. 04.05.1990, "Aggiornamento delle Norme Tecniche per la Progettazione, la Esecuzione e il Collaudo dei Ponti Stradali".

#### **2.1. Decreto Ministeriale 2 Agosto 1980**

Ai sensi del D.M. 02/08/1980 la scelta specifica dei dispositivi di vincolo era demandata al progettista. Relativamente ai soli appoggi scorrevoli, la norma prevedeva che gli elementi strutturali primari (pile, spalle, impalcato) dovevano

essere calcolati in funzione delle forze derivanti dalla resistenza allo scorrimento del dispositivo di appoggio (valutate come percentuale della reazione verticale dovuta ai carichi permanenti ed ai carichi mobili). I ponti in zona sismica dovevano essere vincolati con dispositivi idonei a trasmettere le sollecitazioni prodotte dal sisma, ma al contempo in grado di evitare sconessioni degli elementi componenti il vincolo e la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

Per la valutazione delle azioni sismiche, si doveva fare riferimento alle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» Decreto Ministeriale 3 marzo 1975 in applicazione alla legge 2 febbraio 1974, n. 64.

Allo scopo si fa presente che la zonazione sismica italiana con tale dispositivo normativo risultava profondamente diversa rispetto all'attuale, con conseguenti significative variazioni delle forzanti sismiche.

## **2.2. Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 4 Maggio 1990**

Il decreto esplicitava che i vincoli dovevano essere progettati per consentire “tutti gli spostamenti previsti”, garantendo “lo schema statico previsto sia con riferimento alle azioni che alle distorsioni”. In particolare le azioni e le distorsioni (resistenze parassite dei vincoli) dovevano essere introdotte nel calcolo dei vari elementi strutturali (pile, spalle, ecc.). Con specifico riferimento ai ponti in zona sismica, la norma indicava la progettazione di vincoli che “risultino idonei sia a trasmettere le azioni definite al punto 3.9 sia ad evitare sconessioni degli elementi componenti il vincolo e la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi, tenendo conto degli eventuali urti conseguenti al comportamento dinamico”

## **4. Stato dell'arte Normativo**

Nella presente sezione si riporta una breve descrizione dello stato dell'arte a livello normativo in merito alla classificazione dei dispositivi di appoggio e alle indicazioni per il calcolo, l'accettazione, la posa in opera e la manutenzione.

#### 4.1. CNR-UNI 10018-72

Le Istruzioni CNR-UNI 10018-72 “Appoggi di gomma nelle costruzioni – Istruzioni per il calcolo e l’impiego” forniscono indicazioni per il calcolo, l’accettazione e la posa in opera di appoggi di gomma di tipo semplice o armato. I primi sono costituiti da un solo strato di gomma, mentre i secondi da strati alterni di gomma e di lamiera di acciaio tra di loro efficacemente incollati per contrastare le deformazioni trasversali della gomma. Le Istruzioni prevedono che, nel caso di appoggi armati, l’insieme possa anche essere involuppato nella gomma.

Nello specifico sono considerati esclusivamente appoggi di forma parallelepipedica, rendendo comunque al tempo stesso possibile l’impiego di appoggi di forma diversa, previa definizione di appositi criteri di dimensionamento, nel rispetto dei coefficienti di sicurezza e dello spirito della normativa stessa.

La gomma può essere a base di elastomeri naturali o artificiali ed è caratterizzata, dal punto di vista meccanico, dal modulo di elasticità tangenziale G. Sono previste prove di caratterizzazione di durezza (UNI 4916), di trazione (UNI 6065-67), di deformazione permanente a compressione (UNI 5572-65) e di trattamento in ozono (UNI 6067-67). Viene fornita una correlazione tra il modulo G e la durezza Shore A:

Modulo G (kg/cm <sup>2</sup> )	8.5	10	11.5
Durezza Shore A	55	60	65

L’acciaio utilizzato per le lamiere di armatura deve presentare una tensione di snervamento  $\geq 24$  kg/mm<sup>2</sup>, una tensione di rottura compresa tra 42 e 53 kg/mm<sup>2</sup> ed un allungamento a rottura  $\geq 23\%$ , valutate in accordo alla UNI 5547-65.

Tensione di rottura	42 - 53 kg/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	$\geq 24$ kg/mm <sup>2</sup>
Allungamento a rottura	$\geq 23\%$

Il dimensionamento dell'appoggio si basa sulle seguenti ipotesi:

- la deformazione della gomma avviene senza apprezzabili variazioni di volume;
- il modulo di elasticità tangenziale della gomma è indipendente dalla deformazione;
- le lamiere di acciaio degli appoggi armati sono inestensibili;
- i segmenti di retta normali al piano medio degli strati di gomma diventano, con la deformazione, archi di parabola;
- le caratteristiche di portanza e di deformabilità del singolo strato di gomma dipendono dalla sua forma solo attraverso il coefficiente di forma  $\mu$ , rapporto tra la superficie in pianta e la superficie laterale dello strato stesso.

Per entrambe le tipologie di appoggio considerate, il processo progettuale si articola nelle fasi di definizione delle azioni di progetto, di calcolo delle tensioni e delle deformazioni ad esse associate e di verifica attraverso appositi criteri. Le azioni di progetto sono rappresentate dalla forza  $N$  normale alla superficie di appoggio dipendente dai carichi verticali, dalla forza orizzontale  $H_p$  dovuta ai carichi permanenti ed alle variazioni termiche, dalla forza orizzontale  $H_q$  dipendente dai soli carichi accidentali e dalla massima rotazione  $\alpha$  prevista nel piano della trave. Nel caso di strutture prefabbricate si deve tener conto di un'inclinazione fra la superficie di appoggio di  $\pm 0.3\%$  dovuta ad errori di posa, da cumularsi, nel modo più sfavorevole, alla rotazione di calcolo.

Note queste quantità si procede al calcolo della tensione normale dovuta al carico  $N$ , delle tensioni tangenziali prodotte dal carico normale  $N$ , dalle forze orizzontali  $H_p$  e  $H_q$  e dalla rotazione  $\alpha$ , dell'accorciamento elastico dovuto ad  $N$  e dello scorrimento elastico dovuto alle forze orizzontali. Considerando le combinazioni più sfavorevoli dei carichi e delle deformazioni si effettuano quindi verifiche di resistenza, di slittamento, di stabilità e nel caso di appoggi armati verifiche delle armature metalliche.

Dalle relazioni fornite nelle Istruzioni si ricavano i seguenti valori delle rigidità orizzontali e verticali dei dispositivi di appoggio elastomerici:

**$K_v$**

**$K_h$**

<b>Appoggi elastomerici semplici</b>	$A \frac{20 \cdot G \cdot \mu^2 + 3 \cdot \sigma_N}{h}$	$\frac{G \cdot A}{h}$
<b>Appoggi elastomerici armati</b>	$\frac{A}{\frac{n \cdot s_i}{8 \cdot G \cdot \mu_i^2 + 3 \cdot \sigma_N} + \frac{2.8 \cdot s_e}{8 \cdot G \cdot \mu_e^2 + 3 \cdot \sigma_N}}$	$\frac{G \cdot A}{n \cdot s_i + 2 \cdot s_e}$

Relativamente alle eventuali rotazioni occorre verificare che queste risultassero non superiori ai valori di seguito tabellati:

	$\square$	$\square h$
<b>Appoggi elastomerici semplici</b>	$\text{atan} \left( \frac{2\Delta h}{a} \right)$	$\frac{\sigma_N \cdot h}{20 \cdot G \cdot \mu^2 + 3 \cdot \sigma_N}$
<b>Appoggi elastomerici armati</b>	$\text{atan} \left( \frac{6\Delta h}{a} \right)$	$\frac{\sigma_N \cdot (n \cdot s_i + 2.8 \cdot s_e)}{8 \cdot G \cdot \mu^2 + 3 \cdot \sigma_N}$

Nelle precedenti relazioni:

- $A = a \cdot b$  rappresenta l'area d'impronta del dispositivo di appoggio;
- $h$  rappresenta lo spessore totale del dispositivo di appoggio;
- $\sigma_N$  rappresenta la tensione normale del dispositivo di appoggio;
- $n$  rappresenta il numero di strati di elastomero interni;
- $s_i$  rappresenta lo spessore degli strati di elastomero interni;
- $s_e$  rappresenta lo spessore degli strati di elastomero esterni;
- $\mu$  rappresenta il fattore di forma dell'appoggio elastomerico semplice, valutato come  $\mu = \frac{a \cdot b}{2 \cdot h \cdot (a+b)}$ ;
- $\mu_i$  rappresenta il fattore di forma degli strati di elastomero interni, valutato come  $\mu_i = \frac{a \cdot b}{2 \cdot s_i \cdot (a+b)}$ ;
- $\mu_e$  rappresenta il fattore di forma degli strati di elastomero esterni, valutato come  $\mu_e = 0.71 \frac{s_e}{s_i} \mu_i$ ;

Le Istruzioni prevedono a regolare la fase di posa in opera prevedendo che gli appoggi devono essere disposti in modo da permetterne la facile sostituzione, non permettendo la disposizione di due o più appoggi accostati nella direzione longitudinale della trave e l'affiancamento di appoggi aventi dimensioni differenti.



Le Istruzioni trattano infine delle modalità esecutive delle prove di accettazione degli appoggi, riguardanti la determinazione del modulo di elasticità tangenziale  $G$ , del diagramma tensione normale – accorciamento elastico, della tensione di rottura e nel caso di appoggi armati controlli dell'incollaggio della gomma alle lamiere.

#### **4.2. CNR 10018/85**

Le Istruzioni CNR 10018/85 “Apparecchi d'appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni – Istruzioni per il calcolo e l'impiego” introducono due nuove tipologie di appoggio, gli appoggi a disco elastomerico confinato e gli appoggi che utilizzano superfici di scorrimento in PTFE. Rimane sempre permesso l'impiego di appoggi elastomerici semplici, che possono essere ottenuti da uno stampo di dimensioni adeguate oppure essere ricavati per taglio da una lastra di gomma di dimensioni maggiori, e di appoggi elastomerici armati costituiti da strati di acciaio e gomma solidarizzati tra di loro mediante il processo di vulcanizzazione a caldo. Per prevenire fenomeni di corrosione la norma prescrive che gli strati di acciaio interni debbano essere totalmente avviluppati dalla gomma. Gli appoggi elastomerici armati possono avere forma rettangolare o circolare.

Gli appoggi a disco elastomerico confinato sono costituiti da un disco di gomma non armata confinato entro un cilindro ed un coperchio metallici. Consentono rotazioni relative fra il cilindro ed il coperchio grazie alla deformabilità del disco in gomma. Gli appoggi con superfici di scorrimento in PTFE possono essere elastomerici, a disco elastomerico o metallici. Utilizzano superfici di scorrimento costituite da uno strato di PTFE scorrevole su di una superficie di materiale idoneo, generalmente acciaio inossidabile o lega di alluminio. Le superfici possono essere sia curve, per consentire rotazioni, che piane per consentire traslazioni relative.

Le mescole di gomma utilizzate possono essere a base di elastomero naturale o sintetico e devono essere esenti da rigenerato e da polveri di gomma vulcanizzata di recupero. Controlli statistici delle caratteristiche fisico-meccaniche devono essere effettuati dal produttore mediante prove di laboratorio, con un prelievo ogni  $1,5 \text{ m}^3$  di produzione.

Il PTFE non caricato deve essere vergine, di primo impiego senza aggiunta di materiali rigenerati o di cariche e le caratteristiche meccaniche sono determinate secondo UNI-PLAST 5819-66. Per le guide degli apparecchi di appoggio è ammesso l'impiego di PTFE caricato con opportuni materiali per aumentare la resistenza meccanica. In alcuni casi per ridurre il coefficiente di attrito si utilizzano cavità destinate al contenimento di un lubrificante che deve garantire un'adeguata durabilità, mantenere la sua efficacia nel campo di temperatura compresa tra -35°C e +50°C e risultare non aggressivo nei confronti delle parti costituenti degli appoggi.

Le lamiere di acciaio inossidabile per le superfici di scorrimento piane, sferiche o cilindriche devono essere del tipo X5 Cr Ni Mo 17/12 secondo UNI 6903/71.

Le superfici di scorrimento sferiche o cilindriche possono essere realizzate in lega di alluminio secondo UNI 3058.

L'acciaio impiegato per le lamiere di armatura degli appoggi elastomerici deve essere del tipo Fe 430 secondo UNI 7070 o superiore e presentare una tensione di rottura a trazione  $\geq 430 \text{ N/mm}^2$ , una tensione di snervamento  $\geq 275 \text{ N/mm}^2$  ed un allungamento a rottura  $\geq 23\%$ .

Tensione di rottura	$\geq 430 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento	$\geq 275 \text{ N/mm}^2$
Allungamento a rottura	$\geq 23\%$

Le ipotesi alla base del dimensionamento degli appoggi elastomerici semplici ed armati, il processo progettuale ed i metodi di verifica rimangono sostanzialmente invariati rispetto alla precedente CNR-UNI 10018/72, viene tuttavia introdotto il caso dell'appoggio con superficie di impronta circolare. Nel caso di strutture prefabbricate si prescrive di tener conto di un'inclinazione fra le superfici dell'appoggio di 0.005 rad dovuta ad errori di posa, da cumularsi nel modo più sfavorevole alla rotazione di calcolo.

Dalle relazioni fornite nelle Istruzioni si ricavano i seguenti valori delle rigidità orizzontali e verticali dei dispositivi di appoggio elastomerici:

	$K_v$	$K_h$
<b>Appoggi elastomerici semplici a base circolare</b>	$A \frac{20 \cdot G \cdot \mu^2 + 3 \cdot \sigma_N}{h}$	$\frac{G \cdot A}{h}$

**Appoggi elastomerici  
armati a base  
circolare**

$$A_r \frac{5 \cdot G \cdot \mu^2 + 3 \cdot \sigma_N}{n \cdot s_i + 2 \cdot s_e}$$

$$\frac{G \cdot A}{n \cdot s_i + 2 \cdot s_e}$$

Relativamente alle eventuali rotazioni occorre verificare che queste risultassero non superiori ai valori di seguito tabellati:

	□	□ <b>h</b>
<b>Appoggi elastomerici semplici</b>	$\text{atan} \left( \frac{2\Delta h}{a} \right)$	$\frac{\sigma_N \cdot h}{20 \cdot G \cdot \mu^2 + 3 \cdot \sigma_N}$
<b>Appoggi elastomerici armati</b>	$\text{atan} \left( \frac{6\Delta h}{a} \right)$	$\frac{\sigma_N \cdot (n \cdot s_i + 2 \cdot s_e)}{5 \cdot G \cdot \mu^2 + 3 \cdot \sigma_N}$

Nelle precedenti relazioni:

- $A_r$  rappresenta l'area ridotta soggetta al carico, che vale  

$$A_r = a \cdot b \cdot \left( 1 - \frac{u_a}{a} - \frac{u_b}{b} \right)$$
 per appoggi rettangolari  

$$A_r = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \left( 1 - \frac{u}{d} \right)$$
 per appoggi circolari;
- $a$  rappresenta la dimensione dell'appoggio rettangolare in direzione parallela all'asse della trave, al netto dei ricoprimenti di gomma lungo il perimetro;
- $b$  rappresenta la dimensione dell'appoggio rettangolare in direzione perpendicolare all'asse della trave, al netto dei ricoprimenti di gomma lungo il perimetro;
- $d$  rappresenta il diametro dell'appoggio circolare, al netto dei ricoprimenti di gomma lungo il perimetro;
- $u_a$  rappresenta lo spostamento orizzontale elastico longitudinale del dispositivo di appoggio;
- $u_b$  rappresenta lo spostamento orizzontale elastico trasversale del dispositivo di appoggio;
- $u$  rappresenta lo spostamento orizzontale elastico risultante (dato dalla composizione di  $u_a$  e  $u_b$ ) del dispositivo di appoggio;
- $h$  rappresenta lo spessore totale del dispositivo di appoggio;
- $\sigma_N$  rappresenta la tensione normale del dispositivo di appoggio;
- $n$  rappresenta il numero di strati di elastomero interni;

- $s_i$  rappresenta lo spessore degli strati di elastomero interni;
- $s_e$  rappresenta lo spessore degli strati di elastomero esterni;
- $\mu$  rappresenta il fattore di forma dell'appoggio elastomerico semplice, che vale

$$\mu = \frac{a \cdot b}{2 \cdot h \cdot (a+b)} \text{ per appoggi rettangolari}$$

$$\mu = \frac{d}{4 \cdot h} \text{ per appoggi circolari.}$$

Il dimensionamento degli appoggi a disco elastomerico confinato è basato sul fatto che il disco elastomerico si comporta come un liquido incomprimibile, essendo confinato entro un cilindro ed un coperchio metallici. Una idonea guarnizione impedisce la fuoriuscita della gomma dalla sua sede. La normativa fissa il valore massimo della pressione a cui il disco elastomerico può essere sottoposto con i carichi massimi di esercizio, pari a 25 N/mm<sup>2</sup>, elevabile fino ad un massimo di 30 N/mm<sup>2</sup> in presenza di apposite prove a fatica che dimostrino l'efficacia della guarnizione con carichi e rotazioni pari almeno a 1.5 volte i valori di esercizio.

La rotazione massima di esercizio consentita intorno ad un asse orizzontale qualsiasi è quella che comporta una deformazione della gomma al perimetro non superiore al 10% dello spessore iniziale.

Nel dimensionamento degli appoggi che utilizzano superfici di scorrimento in PTFE, per la valutazione delle pressioni sul PTFE si deve tener conto dei carichi verticali, del momento parassita alla rotazione, del momento torcente nel caso in cui la rotazione secondo un asse sia impedita e dell'effetto delle forze orizzontali nel caso di appoggi fissi o unidirezionali. La superficie di PTFE deve risultare sempre interamente compressa ed in ogni condizione di carico la risultante delle azioni agenti deve ricadere all'interno del nocciolo centrale d'inerzia. Le superfici a contatto con il PTFE devono essere resistenti alla corrosione e avere durezza superiore all'elemento in PTFE. Di norma sono disposte superiormente all'elemento di PTFE e devono avere dimensioni tali da ricoprire totalmente il PTFE in presenza dei massimi spostamenti previsti.

Le Istruzioni introducono per la prima volta le operazioni di controllo e di manutenzione cui devono essere sottoposti gli appoggi periodicamente, con frequenza non superiore a 5 anni. Di seguito si riporta l'articolo della CNR 10018/85 cui ci si è riferiti.

*Art. 6.1 - Gli apparecchi di appoggio devono essere sottoposti ad ispezioni ed eventuali manutenzioni periodiche con frequenza comunque non superiore a 5 anni.*

Le Istruzioni provvedono a fissare anche l'entità delle massime azioni orizzontali trasmissibili dagli appoggi alla struttura. Di seguito si riporta l'articolo della CNR 10018/85 cui ci si è riferiti.

*Art. 6.4 - Gli appoggi aventi piastre metalliche solidarizzate alle strutture in c.a. mediante malta cementizia o epossidica sono idonei al trasferimento di azioni tangenziali di entità non superiore al 15% dell'azione normale concomitante. Per appoggi muniti di piastre metalliche con aderenza migliorata con opportuni incavi o risalti, tale limite può essere elevato fino al 30%. Per azioni tangenziali superiori ai suddetti limiti si deve ricorrere a collegamenti di tipo meccanico (ad esempio perni, zanche, ecc.). Tali collegamenti devono essere concepiti in modo da garantire la facile sostituibilità degli appoggi. Per le strutture situate in zona sismica o soggette ad azioni dinamiche rilevanti il collegamento degli appoggi deve sempre essere di tipo meccanico e deve essere idoneo a sopportare la totalità delle azioni tangenziali prescindendo dall'attrito.*

### **4.3. CNR 10018/87**

Le Istruzioni CNR 10018/87 "Apparecchi d'appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni - Istruzioni per il calcolo e l'impiego" non apporta significative modifiche alla precedente CNR 10018/85 ma sancisce una modifica dell'entità delle massime azioni orizzontali trasmissibili dagli appoggi alla struttura. Di seguito si riporta l'articolo della CNR 10018/87 cui ci si è riferiti.

*Art. 6.4 - Gli appoggi aventi piastre metalliche solidarizzate alle strutture in c.a. mediante malta cementizia o epossidica sono idonei al trasferimento di azioni tangenziali di entità non superiore al 25% dell'azione normale concomitante. Per appoggi muniti di piastre metalliche con aderenza migliorata con opportuni incavi o risalti, tale limite può essere elevato fino al 35%. Per azioni tangenziali superiori ai suddetti limiti si deve ricorrere a collegamenti di tipo meccanico (ad esempio perni, zanche, ecc.). Tali collegamenti devono essere concepiti in modo da garantire la facile sostituibilità degli appoggi. Per le strutture situate in zona sismica o soggette ad azioni dinamiche rilevanti il collegamento degli appoggi*

*deve sempre essere di tipo meccanico e deve essere idoneo a sopportare la totalità delle azioni tangenziali prescindendo dall'attrito.*

#### **4.4. CNR 10018/98**

Le Istruzioni CNR 10018/98 “Apparecchi di appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l’impiego” abrogano il dispositivo normativo precedente CNR 10018/87 “Apparecchi d’appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni – Istruzioni per il calcolo e l’impiego” a seguito delle innovazioni tecnologiche successivamente introdotte e in relazione ad esigenze prestazionali non contemplate dal precedente documento.

Sono qui riassunti le classificazioni, i procedimenti operativi, i metodi di calcolo e di prova per la corretta redazione dei progetti degli apparecchi di appoggio, per la loro buona esecuzione, messa in opera e manutenzione. Vengono altresì fornite indicazioni prestazionali che possono essere utilizzate per apparecchi non contemplati dalla stessa, nell’ottica di non limitare lo sviluppo tecnologico e le innovazioni.

Oltre alle tipologie di appoggi finora contemplate, di tipo puramente elastomerici, elastomerici armati, a disco elastomerico confinato e di metallo e politetrafluoroetilene (PTFE), vengono presi in esame gli apparecchi di appoggio completamente in acciaio. Il loro funzionamento è basato sul fenomeno fisico del rotolamento di due o più superfici di acciaio in contatto tra di loro. Nel caso in cui siano costituiti da due piastre in acciaio, variamente sagomate ed in contatto diretto tra di loro, prendono il nome di *apparecchi di appoggio a bilanciere con contatto lineare o puntuale*. Nel caso in cui siano costituiti da due piastre metalliche in grado di rotolare su uno o più componenti cilindrici, prendono il nome di *apparecchi di appoggio a rotolamento*. Le istruzioni non ammettono l’uso di un numero di rulli maggiore di due.

Relativamente ai dispositivi di appoggio elastomerico le Istruzioni ripercorrono i criteri di calcolo di cui alla CNR 10018/85, vietando al contempo l’utilizzo di appoggi elastomerici semplici per le strutture da ponte (*Art. 5.3 – Gli apparecchi di appoggio puramente elastomerici non vanno utilizzati per le strutture da ponte*).

Gli apparecchi di appoggio sono classificati in relazione al tipo di rotazione o traslazioni consentite nel modo seguente:

- apparecchi di appoggio a cerniera cilindrica, consentono la rotazione intorno ad un unico asse;
- apparecchi di appoggio a cerniera sferica, consentono la rotazione intorno ad un asse qualsiasi
- apparecchi di appoggio fissi, impediscono qualsiasi traslazione;
- apparecchi di appoggio unidirezionali, consentono traslazioni in una sola direzione del piano;
- apparecchi di appoggio multidirezionali, consentono traslazioni in due direzioni fra loro ortogonali ovvero in qualsiasi direzione del piano.

Le Istruzioni prevedono che gli apparecchi di appoggio vanno progettati e verificati per le azioni cui essi stessi sono sottoposti e gli spostamenti che devono consentire sulla base dello schema statico e del comportamento cinematico della struttura. La loro valutazione deve derivare da un'analisi complessiva della struttura di tipo tridimensionale. È essenziale che la tipologia degli apparecchi di appoggio sia attentamente valutata in sede di progetto affinché vi sia la più fedele corrispondenza fra gli apparecchi prescelti e le condizioni di vincolo ipotizzate nel progetto ed assunte nel modello di calcolo. Gli apparecchi di appoggio devono consentire le rotazioni e le traslazioni nel rispetto delle ipotesi e dei valori progettuali. L'influenza degli apparecchi di appoggio sul comportamento della struttura è fondamentale: la non corrispondenza tra quanto progettato e quanto realizzato può generare azioni tali da alterare in modo rimarchevole lo stato di sollecitazione della struttura.

Le presenti Istruzioni, riprendendo la precedente normativa CNR 10018/87, ribadiscono l'importanza di una corretta manutenzione degli apparecchi di appoggio, realizzata attraverso controlli con visite periodiche e verifiche straordinarie, considerata che la durabilità degli apparecchi di appoggio è generalmente inferiore a quella della struttura cui appartengono e maggiori sono invece le esigenze di ispezionabilità e manutenibilità. Già in sede di progetto della struttura si deve tener conto di tutto ciò per facilitare le operazioni di ispezione, manutenzione e sostituzione. Di seguito si riportano gli articoli della norma cui ci si riferisce.

*Art. 11.5 – Ogni apparecchio di appoggio, o se sufficiente ogni famiglia di apparecchi, dovrà essere dotata di un manuale di manutenzione in cui il*

*Costruttore indicherà modalità, tempistica e frequenza degli interventi di manutenzione. Come già fatto cenno in precedenza, gli apparecchi di appoggio strutturali hanno generalmente una vita utile inferiore a quella delle strutture servite. Pertanto, oltre alla accuratezza ed alle accortezze da adottare all'atto della posa in opera, particolare importanza rivestono i controlli e la manutenzione di tali dispositivi in esercizio. In taluni casi, pertanto, in relazione alle esigenze prestazionali richieste, gli apparecchi di appoggio possono divenire dei veri e propri meccanismi la cui efficienza deve essere sufficientemente garantita, oltre che per assicurare il più corretto comportamento statico dell'insieme, anche per evitare danni alle strutture.*

*Art. 11.6 – Gli apparecchi di appoggio dovranno essere controllati con visite periodiche alle opere, verificando tra l'altro:*

- il corretto posizionamento sulle murature e le condizioni dell'allettamento o del fissaggio sulle stesse;*
- l'assenza di movimenti imprevisti e di deformazioni;*
- la capacità di fornire alle sovrastrutture i gradi di libertà progettualmente previsti, controllando il comportamento cinematico degli apparecchi stessi, e verificando le entità degli spostamenti e delle parti mobili, sia sotto carico che nei diversi periodi stagionali;*
- l'assenza di rotture;*
- il buono stato di conservazione delle protezioni anticorrosive e dei dispositivi parapolvere;*
- le condizioni delle superfici di rotolamento e di slittamento;*
- la conservazione di un uniforme contatto delle superfici come progettualmente richiesto;*
- le geometrie di progetto, ad es. il parallelismo e la planarità delle superfici di scorrimento.*

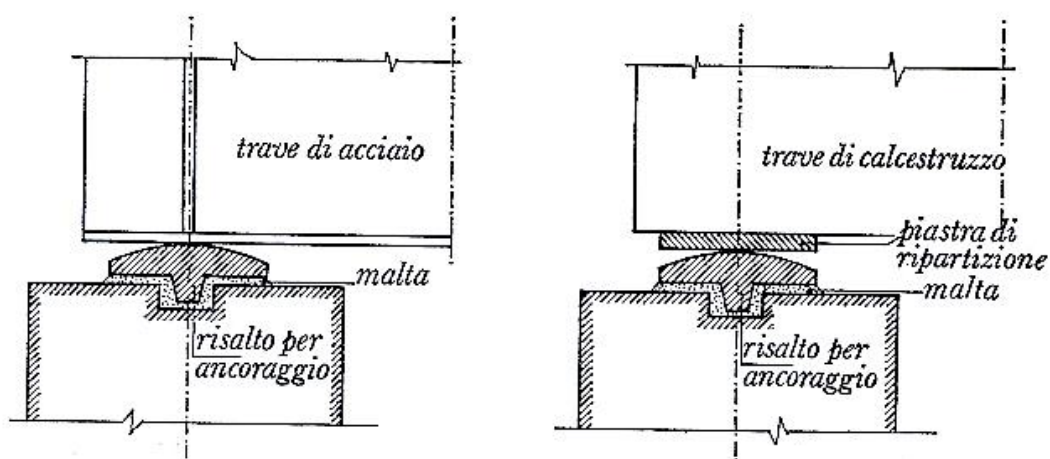
*Art. 11.7 – In relazione alle risultanze dei controlli periodicamente effettuati, potrà decidersi sul controllo più approfondito, ottenibile con la rimozione dall'opera degli apparecchi di appoggio o di un campione significativo del lotto, per valutare la necessità di rinnovare le parti più deteriorabili, ovvero di intera sostituzione. Per gli apparecchi di appoggio più importanti o per casi particolari potrà prevedersi anche un sistema di monitoraggio del funzionamento dei dispositivi.*



Art. 11.9 – Per ciascun tipo di apparecchio, o se sufficientemente per ogni famiglia, sarà opportuno che il Costruttore fornisca un manuale di manutenzione indicante modalità, tempistica e frequenza dei controlli.

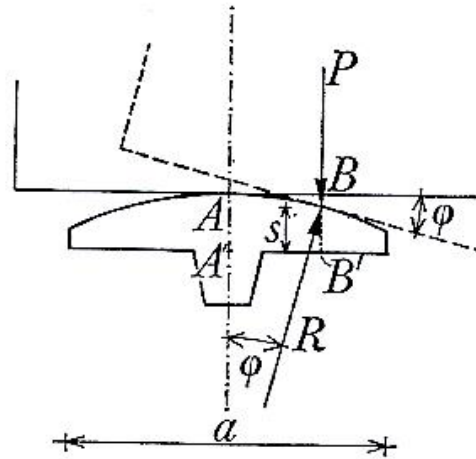
## 5. Principali problematiche dei Dispositivi di Appoggio in Acciaio

I dispositivi di appoggio completamente in acciaio erano utilizzati per elevate reazioni trasmesse dall'impalcato (comunque tali da non garantire i movimenti desiderati con l'appoggio diretto). Il vincolo di tipo cerniera si otteneva, pertanto, ponendo a contatto la superficie piana d'intradosso dell'impalcato con una superficie cilindrica in acciaio.



**Figura 68 – Esempio di vincolo a cerniera in acciaio a sostegno di travi in c.a. e/o di acciaio (da P. Pozzati, C. Ceccoli, Teoria e tecnica delle strutture, vol. 2°, UTET).**

Il raggio di curvatura del dispositivo, necessario per limitare le pressioni di contatto, viene determinato sfruttando la teoria di Hertz (cfr Figura 69): in seguito alla rotazione  $\alpha$  dell'estremità della trave, il carico  $P$  si sposta generando un'eccentricità  $e \approx R\alpha$ ; la retta d'azione del carico è contenuta nel terzo medio della sezione di base della piastra se il raggio di curvatura  $R$  risulta inferiore a  $a/6\alpha_{max}$  (essendo  $a$  la larghezza della superficie di contatto del dispositivo di appoggio con l'elemento di sostegno dell'appoggio stesso).



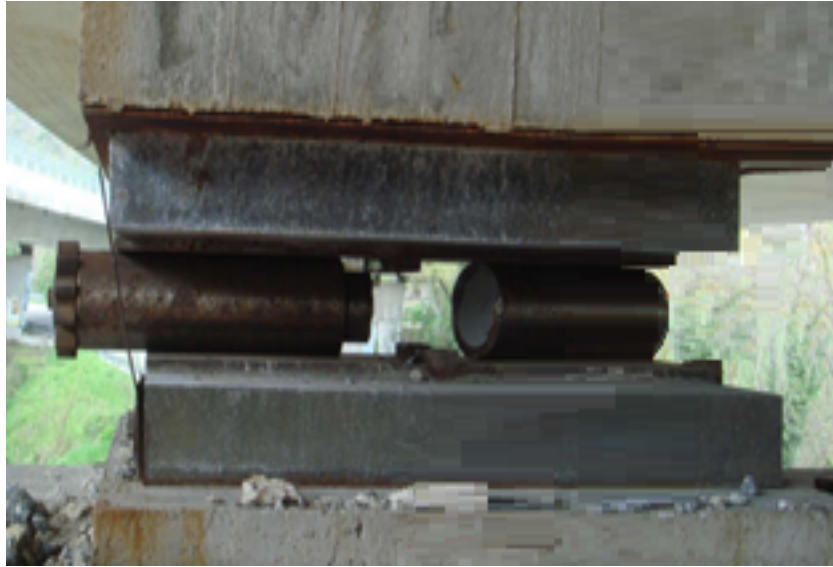
**Figura 69 – Schema di calcolo del vincolo a cerniera in acciaio (da P. Pozzati, C. Ceccoli, Teoria e tecnica delle strutture, vol. 2°, UTET).**

Per dimensionare la piastra d'appoggio, quindi, si assume una ripartizione lineare delle pressioni fra piastra e sostegno e se ne verifica la compatibilità con la resistenza del materiale che costituisce il sostegno. Lo spessore  $s$  della piastra viene scelto in modo che le massime tensioni normali nella piastra, conseguenti al momento flettente valutato in corrispondenza della sezione rettangolare alta  $s$  e profonda  $b$  (di traccia  $BB'$ ) sia inferiore alla resistenza (ammissibile) dell'acciaio con cui è realizzato l'appoggio.

### **5.1. Scivolamento dell'appoggio**

In generale, i dispositivi di appoggio sono efficaci se soddisfano la condizione  $R \leq a / (6\varphi_{max})$ , essendo  $a$  la larghezza del dispositivo e  $\varphi_{max}$  la massima rotazione che può avere la trave.

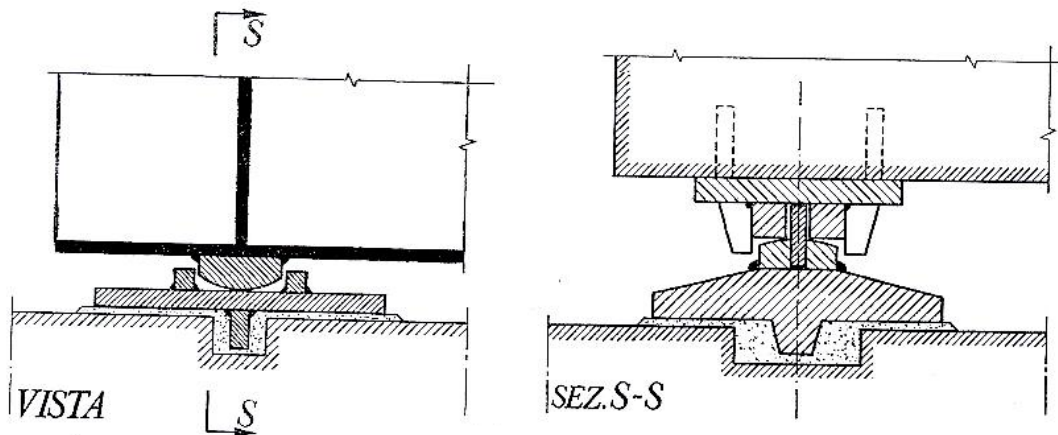
Il contatto tra superficie piana e cilindrica, genera azioni orizzontali, corrispondenti alla componente di attrito del carico. Quando tali forze superano la resistenza di attrito delle superfici a contatto si verifica lo strisciamento della trave sull'appoggio, con conseguenti disassamenti e possibilità di uscita del dispositivo al di fuori della sua sede.



**Figura 70 – Scivolamento del vincolo a cerniera in acciaio.**

In realtà, quindi, i dispositivi di appoggio in acciaio a superficie cilindrica non si comportano come cerniere ma come appoggio strisciante. Di questo aspetto si deve tenere conto quando si provvede alla loro sostituzione.

Quando, invece, i dispositivi di appoggio prevedevano risalti o perni passanti, il vincolo realizzava una cerniera vera e propria.



**Figura 71 –Vincolo a cerniera in acciaio con risalti (da P. Pozzati, C. Ceccoli, Teoria e tecnica delle strutture, vol. 2°, UTET).**

## 5.2. Corrosione

Nei dispositivi di appoggio in acciaio frequente può essere il degrado da corrosione, per effetto della percolazione dei sali da disgelo. La corrosione può essere, nei casi più frequenti, generalizzata o localizzata (pitting corrosion). La prima può interessare tutta la superficie metallica oppure ampia parte di essa.

Misurata in termini di perdita di materiale, questo tipo di corrosione causa la maggior quantità di prodotti di corrosione, ma, contemporaneamente, si sviluppa con una minore (e costante nel tempo) velocità di perdita di spessore. Di conseguenza, la corrosione generalizzata determina principalmente una variazione della resistenza attritiva del vincolo, con conseguente variazione delle caratteristiche cinematiche dell'impalcato.



**Figura 72 – Corrosione generalizzata del vincolo a cerniera in acciaio.**

La corrosione localizzata, denominata frequentemente con termine inglese pitting, produce cavità (pit) di diametro inferiore a qualche millimetro e in numero variabile da poche unità a molte centinaia per metro quadrato. La pitting corrosion provoca una significativa e localizzata riduzione della sezione del vincolo, con una conseguente perdita di funzionalità.

## **6. Principali problematiche dei dispositivi di appoggio elastomerici**

Con lo sviluppo degli elastomeri e delle plastiche resistenti all'invecchiamento, all'ozono ed alle radiazioni UV, nel tempo si è susseguita la produzione di appoggi che fondamentalmente risolvevano i problemi di vincolo in qualsiasi direzione, ma erano caratterizzati da problematiche di insufficiente durabilità. Se per i dispositivi di appoggio in acciaio è ragionevole assumere una vita utile uguale alla vita utile del ponte su cui sono installati (ad eccezione delle

problematiche elencate al paragrafo precedente), per gli appoggi con parti in plastica od elastomero, la vita utile risulta significativamente più breve paragonata a quella del ponte.

Nel seguente paragrafo si descrivono le principali problematiche riscontrate in ponti e viadotti di competenza di ANAS S.p.A., relativamente alle singole tipologie di apparecchiature di appoggio elastomerico precedentemente descritte.

### **6.1. Apparecchi di appoggio elastomerici semplici**

Gli appoggi elastomerici semplici rappresentano una particolare categoria di appoggi progressivamente impostasi dagli anni 60 e fino al 1998 -quando il loro utilizzo viene sconsigliato dalle CNR 10018- in sostituzione di apparecchi più complessi.

I materiali elastomerici, specialmente se costituiti di gomma naturale, sono soggetti a degrado per effetto dell'irradiazione solare o fattori atmosferici. In caso di gomma naturale, già la presenza di ozono all'interno dell'atmosfera (in concentrazioni normali, tipicamente pari ad una parte per 100.000.000) può provocare una significativa fessurazione della superficie in poche settimane. Per questo motivo, le gomme naturali sono tipicamente trattate con specifici additivi antiozonanti. Il neoprene, invece, ha un'intrinseca resistenza agli effetti dell'ozono.

Il degrado delle proprietà meccaniche dei diversi tipi di gomme è funzione di fattori quali la temperatura, l'ossigeno, il tempo, ecc. L'influenza di ciascun fattore varia ampiamente rispetto alle condizioni ambientali e di carico in cui viene utilizzato il materiale. Sia le gomme naturali sia il neoprene sono particolarmente soggetti agli effetti della temperatura, tipicamente al gelo. Prove sperimentali hanno mostrato come per temperature variabili da -30°C a 0°C la rigidità a taglio aumenta fino a 20 volte rispetto a quella misurata a temperature di 26°C. Tali variazioni di rigidità dipendono sia dal gradiente termico sia dalla durata di esposizione.

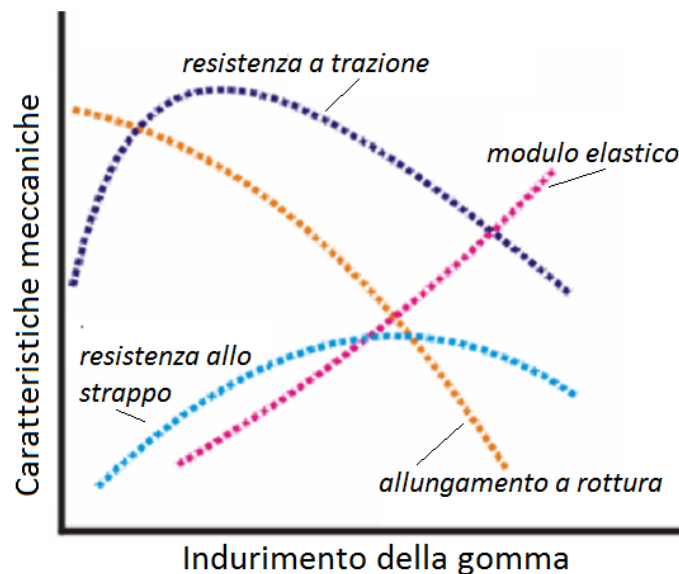
In genere il livello di degrado è misurato studiando il cambiamento delle proprietà meccaniche quali la resistenza a trazione, i moduli di taglio e trazione, l'allungamento a rottura e la durezza superficiale.

### 6.1.1. Indurimento della gomma ed effetto della temperatura

L'indurimento è ampiamente noto come la principale modalità del degrado di prodotti in gomma. Il processo è continuo durante tutta la vita utile del materiale. L'indurimento può rendere la gomma talmente dura da non funzionare più come un materiale elastico.

L'indurimento della gomma è il sub-risultato negativo del processo di vulcanizzazione: la durezza della gomma aumenta a causa di un legame covalente che si sviluppa tra i solfuri avanzati nel processo di vulcanizzazione ed polimeri iniziali. La variazione della durezza influisce su molte proprietà meccaniche, quali il modulo di elasticità e di smorzamento della gomma.

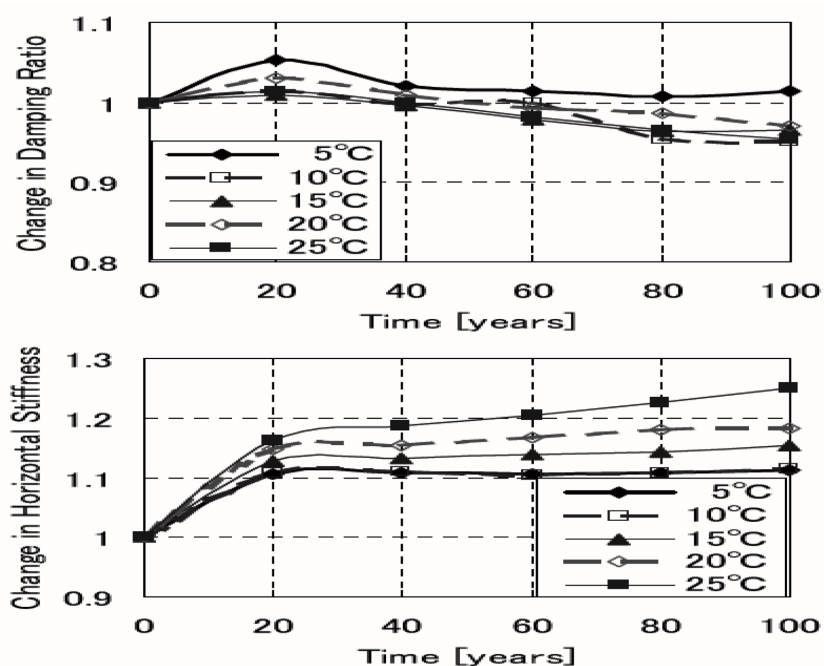
Un'indicazione qualitativa di come variano le caratteristiche meccaniche della gomma all'aumentare dell'indurimento è illustrato in Figura 73.



**Figura 73 – Variazione qualitativa delle caratteristiche meccaniche degli appoggi elastomerici semplici all'aumentare dell'indurimento della gomma**

Si nota come la resistenza allo strappo e a rottura diminuiscono rapidamente all'aumentare della densità dei reticoli (misura del processo di indurimento). La velocità con cui avviene il fenomeno dipende principalmente dalla quantità di zolfo aggiunto al composto di gomma e dalla temperatura a cui la gomma è esposta durante la sua vita utile.

La temperatura influisce sulle prestazioni dell'appoggio in più modi, modificando principalmente i moduli di elasticità e smorzamento in presenza di elevati gradienti termici.



**Figura 74 – Effetti della vulcanizzazione artificiale nei confronti della rigidezza laterale di alcuni campioni di gomma**

Il processo di invecchiamento è non uniforme e si sviluppa dall'esterno verso l'interno. Pertanto, con l'incedere del degrado il vincolo perde le sue caratteristiche di deformabilità (e quindi di trasmissione dei carichi) e deve essere sostituito nel momento in cui la sua azione diventa inefficace.

La caratterizzazione del degrado degli appoggi elastomerici non può essere fatta in linea generale, in quanto dipende in maniera significativa dalle caratteristiche del polimero di cui è composto il dispositivo. In generale, per gli elastomeri di gomma naturale (trattati con anti ozonanti ed anti ossidanti):

- Rigidezza verticale:  
Le variazioni sono trascurabili;
- Rigidezza orizzontale:  
non varia in maniera significativa. Studi sperimentali presenti nella letteratura tecnica ed effettuati su campioni estratti da ponti esistenti (e quindi invecchiati naturalmente) hanno evidenziato che si verificano incrementi della rigidezza di circa il 10% in 40 anni;
- Caratteristiche di rottura:

come già precedentemente sottolineato, il processo di invecchiamento si sviluppa dall'esterno verso l'interno. Studi sperimentali hanno tuttavia evidenziato che variazioni significative delle proprietà fisiche del polimero si manifestano per una profondità non superiore a 10 cm a partire dalla superficie esterna: nella zona interna dell'appoggio, quindi, il polimero non subisce il processo di invecchiamento.

### **6.1.2. Scivolamento dell'appoggio**

Diversi casi di scivolamento dell'appoggio (con movimenti di corpo rigido) si sono manifestati in ponti che presentavano appoggi elastomerici. In molti casi, si è visto che addirittura i dispositivi di appoggio uscissero al di fuori della loro sede. La problematica è particolarmente rilevante nel caso di appoggi elastomerici non armati in gomma naturale e su ponti con campate superiori ai 30 m e soggetti a significative variazioni termiche in espansione e contrazione. I dispositivi in neoprene non sembrano soffrire di questo problema. Il fenomeno dello scorrimento, oltre a modificare la posizione della campata, provoca al contempo il danneggiamento del dispositivo, soggetto a severe forze di taglio e momenti flettenti.

Lo scorrimento si sviluppa quando le forze di taglio che devono assorbire gli appoggi superano il coefficiente di attrito tra la gomma e la superficie dell'impalcato, ovvero se l'intradosso del ponte presenta una curvatura superiore a 0.01 radianti.





**Figura 75 – Scivolamento dell'appoggio elastomerico**

### **6.1.3. Viscosità a Compressione**

Un aspetto molto importante cui sono soggetti gli appoggi elastomerici è legato alla viscosità a compressione. Il problema può diventare rilevante in caso di elastomeri molto duri, che presentano una piccola deformazione iniziale e una deformazione reale molto simile a quella a lungo termine. Nei casi reali, il fenomeno della viscosità comincia a scontarsi a partire da due settimane dall'applicazione del carico

Analisi teoriche, confortate da risultati sperimentali, hanno evidenziato la possibilità di utilizzare i diagrammi di Southwell: in caso di creep a lungo termine, il metodo riesce a prevedere l'effettivo valore di scorrimento con un errore del 3%. Tuttavia, per avere tale livello di precisione è necessario che il carico applicato sia pari ad almeno l'80% del carico critico.

### **6.1.4. Carichi a fatica**

Durante la loro vita utile, gli appoggi sono soggetti a migliaia di cicli di taglio e compressione. Pertanto deve essere analizzata anche la loro resistenza nei confronti del fenomeno della fatica. La fatica a compressione è il risultato di carichi da traffico, in particolare del traffico pesante. La fatica a taglio, invece, avviene principalmente a causa di espansioni e contrazioni termiche.

#### **6.1.4.1. Fatica a taglio**

Gli appoggi elastomerici non sembrano soffrire in maniera significativa della fatica nei confronti del taglio. Nei casi peggiori, gli appoggi più duri perdono in media il 10% della loro rigidità a taglio iniziale, senza significative variazioni di comportamento o delaminazioni.

#### **6.1.4.2. Fatica compressione**

La fatica nei confronti della compressione sembra più dannosa di quella a taglio, ma si presenta in presenza di carichi molto elevati (e comunque superiori a quelli di esercizio).

Il principale effetto della fatica a compressione è il rigonfiamento del dispositivo di appoggio, che dipende a sua volta dalle dimensioni del dispositivo: maggiore è la superficie dell'elastomero maggiore sarà la sua tendenza a rigonfiare e quindi a soffrire del fenomeno della fatica a compressione. In ogni caso, anche per la fatica a compressione si osserva una riduzione media del 10% della rigidità a taglio iniziale.

Studi sperimentali hanno evidenziato che la non uniformità della compressione non comporta variazioni della resistenza a fatica.

### **6.2. Apparecchi di appoggio elastomerici armati**

Gli appoggi elastomerici armati presentano caratteristiche di degrado migliori degli appoggi elastomerici semplici.

Studi sperimentali condotti su appoggi elastomerici armati e non hanno evidenziato che gli appoggi armati presentavano una minore tendenza al creep e migliore mantenimento delle proprietà meccaniche. Le armature in acciaio, infatti, rinforzano il dispositivo e sono comunque protette dagli attacchi ambientali, in quanto completamente ricoperte dagli strati di gomma.

Per questa tipologia di appoggi, infine il fenomeno dello slittamento non sembra manifestarsi.

### **6.3.1. Delaminazione**

Anche se il collasso di appoggi elastomerici armati in esercizio è molto raro, la delaminazione tra elastomero ed acciaio deve essere comunque considerata.

La delaminazione è risultato essenzialmente di due fattori:

- scarso legame tra l'elastomero e la piattina di acciaio durante il processo di vulcanizzazione;
- sollecitazioni dell'appoggio superiori alla resistenza di adesione elastomero-acciaio.

A seconda del livello di delaminazione, l'appoggio perde tutta o parte della sua capacità di sostenere il carico di compressione senza deformazioni significative. Anche se questo non significa collasso del ponte, la deformazione aggiuntiva può superare il 100 - 200 % della deformazione iniziale, con conseguente necessità di sostituire il dispositivo.

## **7. Principali problematiche dei Dispositivi di Appoggio di più Recente Concezione**

I dispositivi di appoggio di nuova concezione, progettati spesso anche per dissipare l'azione sismica non presentano particolari problematiche di durabilità. Tuttavia, una cattiva messa in opera può compromettere da un lato il funzionamento del dispositivo, da un altro renderlo inefficace alla sua funzione. Le principali problematiche di messa in opera riguardano:

- dimensione dei baggioli insufficiente (gli appoggi non devono fuoriuscire dalle superfici di appoggio);
- carenza/assenza dei collegamenti con gli elementi strutturali contigui.

Tali problematiche possono essere ottemperate con interventi locali di ripristino dei collegamenti e/o incremento della sezione degli elementi di appoggio.

## **8. Criteri di scelta dei nuovi dispositivi di appoggio in sostituzione di quelli esistenti.**

Qualora si rendesse necessaria la sostituzione di un dispositivo di appoggio, è necessario scegliere un dispositivo quanto più possibile compatibile con quello in opera. La compatibilità deve essere valutata nei confronti delle azioni:

- statiche
- sismiche
- parassite

I dati da considerare devono essere valutati in base alle informazioni di progetto disponibili, in modo che siano evitati effetti sfavorevoli sulla struttura per effetto di ogni possibile azione dell'appoggio.

Qualora tali informazioni non fossero disponibili, occorre rideterminarle in funzione di quanto previsto nei dispositivi normativi vigenti all'epoca della progettazione dell'opera (cfr. § 3-4).

La scelta deve inoltre ricadere su dispositivi dall'ingombro limitato e con facilità di installazione.

Tipicamente, la maggior parte dei ponti realizzati tra la fine degli anni '60 e i primi anni '90 utilizza appoggi in neoprene (armato e non), sia unidirezionali sia multidirezionali. La loro presenza, influenza la risposta globale della struttura, in termini sia statici sia sismici. Di tale aspetto, fondamentale per stabilire il limite tra l'intervento locale e quello di miglioramento, è necessario tenere conto nella scelta del nuovo dispositivo di appoggio.

Qualora, invece, ci si trovasse di fronte a dispositivi di appoggio in acciaio, è opportuno verificarne la loro funzionalità (cfr. § 5.) e provvedere alla loro sostituzione solo nel caso in cui questi risultassero gravemente danneggiati.

### **8.1. Tipologie dei nuovi dispositivi di appoggio in sostituzione di quelli esistenti**

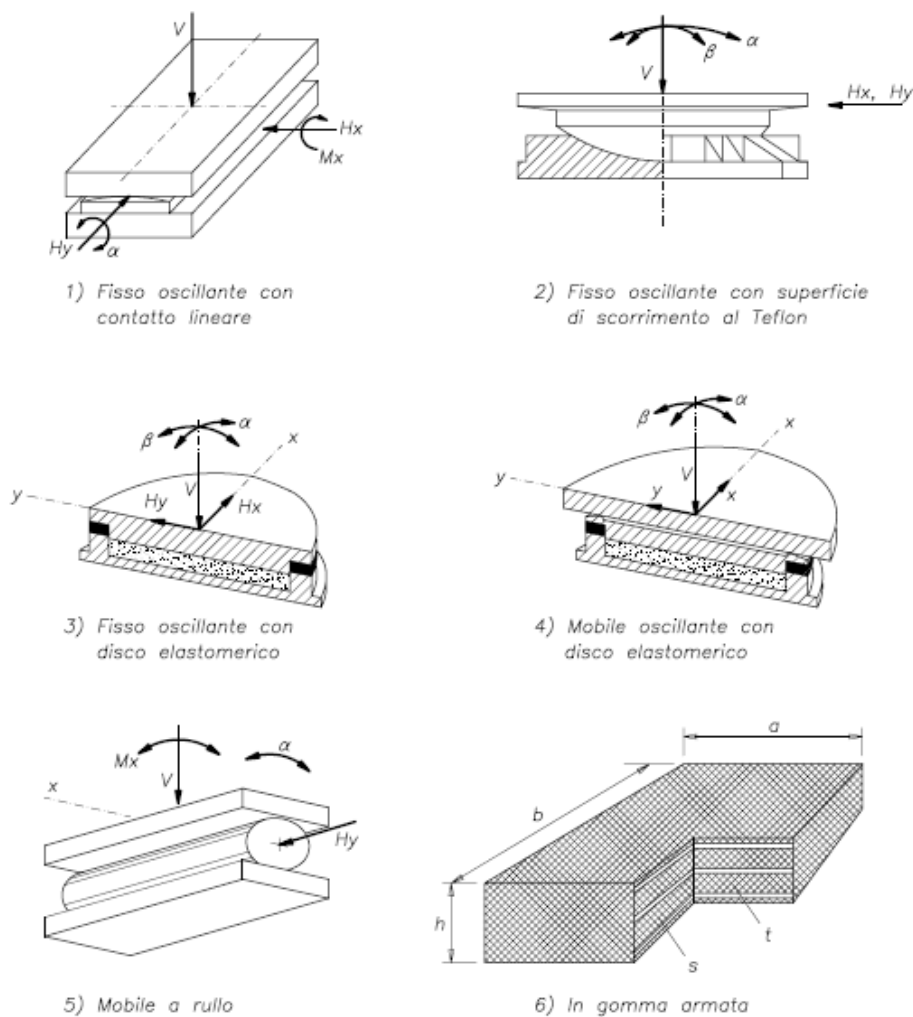
Gli attuali dispositivi di appoggio si suddividono in:

- Elastomerici semplici: sono costituiti da un singolo strato di gomma; tendono sempre a riprendere la configurazione indeformata dopo gli spostamenti consentiti. Permettono rotazioni intorno ad un asse qualsiasi e spostamenti in ogni direzione del piano. A partire dal 1998 sono sconsigliati per le strutture da ponte.
- Elastomerici armati: gli appoggi in gomma armata sopportano carichi e spostamenti simultanei in qualsiasi direzione. Per aumentare la resistenza dell'elastomero, al loro interno sono interposte lamiere in acciaio che vengono fatte aderire alla gomma tramite un processo di

vulcanizzazione. Le lamiere hanno dimensioni leggermente inferiori rispetto a quelle degli strati in gomma, quindi risultano inglobate nell'elastomero e protette dagli agenti esterni e dalla corrosione. Gli appoggi in gomma armata tendono a riprendere la configurazione indeformata dopo gli spostamenti consentiti. La presenza degli strati di acciaio li rende poco deformabili verticalmente, consentendo al contempo la rotazione attorno ad un asse qualsiasi e la traslazione in ogni direzione del piano. Il loro impiego è generalmente limitato a ponti di luce medio-piccola (campata < 20m; rotazioni < 1%; scorrimenti < 20mm; spinte orizzontali < 10%).

- In gomma armata e PTFE: sono costituiti da un cuscino in gomma armata inserito fra due piastre in acciaio. Superiormente, fra la piastra in acciaio e il cuscino in gomma sono interposte una lamiera in acciaio inossidabile austenitico e un foglio in PTFE, per permettere traslazioni a basso coefficiente di attrito. Inferiormente, la piastra in acciaio è vulcanizzata al cuscino in gomma ed è fornita di attacchi (zanche, tirafondi, viti) per l'ancoraggio alla struttura. L'armatura contenuta all'interno del cuscino in gomma (a cui risulta ancorata tramite un processo di vulcanizzazione) ha lo scopo di aumentare la rigidità verticale ed orizzontale dell'elastomero. Le lamiere in acciaio hanno dimensioni leggermente inferiori rispetto a quelle degli strati in gomma, quindi risultano inglobate nell'elastomero e protette da agenti esterni e corrosione. Questi dispositivi di appoggio sono adatti a sopportare carichi verticali e orizzontali di non eccessiva entità e per la loro semplicità di concezione e realizzazione risultano particolarmente economici.
- Completamente in acciaio: il loro funzionamento è basato sul rotolamento di due o più superfici di acciaio a contatto tra loro; il sistema si comporta (a seconda della tipologia) come una cerniera cilindrica o sferica.
- A disco elastomerico confinato: possono trasferire carichi di grande entità in direzione sia orizzontale sia verticale. Il materiale utilizzato per l'elastomero sottoposto a compressione si comporta come un fluido incomprimibile, permettendo rotazioni attorno ad un qualsiasi asse

orizzontale e garantendo gli scorrimenti orizzontali mediante un bassissimo coefficiente di attrito.



**Figura 76 – Principali tipologie dei dispositivi di vincolo attualmente in commercio.**

Sulla base della suddetta classificazione, in commercio si possono quindi trovare: appoggi fissi oscillanti con contatto lineare (Figura 76.1; azioni verticali da 20 a 1500 t), appoggi fissi oscillanti con contatto puntuale (azioni verticali da 50 a 1000 t), appoggi fissi oscillanti a disco elastomerico (Figura 76.3; azioni verticali da 50 a 10000 t), appoggi fissi oscillanti con superfici di scorrimento al PTFE (Figura 76.2; azioni verticali da 50 a 5000 t), appoggi mobili a rullo (Figura 76.5; azioni verticali da 100 a 1500 t); appoggi mobili a strisciamento (Figura 76.4; azioni verticali da 50 a 10 000 t). Gli appoggi in gomma (Figura 76.6), costituiti da un semplice strato in gomma o da strati alterni di gomma e acciaio vulcanizzati, sfruttano il principio della deformazione e consentono la rotazione attorno a qualunque asse e lo spostamento in due direzioni. Essi costituiscono una classe a metà strada tra gli appoggi fissi e quelli mobili.

Di seguito è riportata una scheda riassunta con vantaggi e svantaggi dei vari sistemi testé descritti:

<b>Dispositivo</b>	<b>Vantaggi</b>	<b>Svantaggi</b>
ELASTOMERICO	Basse accelerazioni di piano; Costo ridotto	Spostamenti elevati; Basso smorzamento; Scarsa resistenza al carico di servizio; Momenti P- $\Delta$ alla base e in sommità.
SCORRIMENTO CON SUPERFICIE PIATTA	Resistenza al carico di servizio; Elevato smorzamento; Momenti P- $\Delta$ alla base e in sommità.	Elevate accelerazioni di piano; Proprietà funzione della pressione e velocità; Assenza di forze di recupero.
SCORRIMENTO CON SUPERFICIE CURVA	Resistenza al carico di servizio; Moderato-alto smorzamento; Momenti P-D alla base ed alla sommità; Riduzione della risposta torsionale.	Elevate accelerazioni di piano; Proprietà funzione della pressione e velocità.

## **8.2. Problematiche relative ai nuovi appoggi**

Gli appoggi strutturali devono rispettare le prescrizioni specificate al punto A del §11.1 delle NTC08. Pertanto devono essere conformi alle norme europee armonizzate (serie UNI EN 1337, descritta al succ. §8.3) e recare al Marcatura CE:

*"materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE. Al termine del periodo di coesistenza il loro impiego nelle opere è possibile soltanto se in possesso della Marcatura CE, prevista dalla Direttiva 89/106/CEE "Prodotti da costruzione" (CPD), recepita in Italia dal DPR 21/04/1993, n.246, così come modificato dal DPR 10/12/1997, n. 499"*

Tutti gli appoggi elastomerici devono essere marcati con:

- nome del fabbricate;

- luogo di fabbricazione;
- anno di fabbricazione;
- numero di serie (individuale per ogni singolo appoggio e univoco per ogni tipo di appoggio).

In caso di dispositivi di appoggio diversi dagli elastomerici, la marchiatura deve contenere anche le seguenti informazioni:

- tipo di appoggio;
- numero d'ordine del fabbricante;
- valori massimi di progetto della capacità di carico per forze perpendicolari e di taglio;
- valori massimi di progetto per la capacità di spostamento;
- posizione nella struttura;
- direzione di installazione.

Tutte le informazioni di marchiatura devono essere visibili, leggibili e comprensibili per tutta la vita utile del dispositivo di appoggio. Allo scopo si ricorda che per i dispositivi di appoggio la vita utile di progetto varia dai 10 ai 25 anni (UNI EN 1990:2004, §2.3).

### **8.3. Quadro normativo attuale**

Il D.M. 18/01/2008, regolamentando l'utilizzo degli appoggi strutturali (§11.6), prescrive che questi rechino la marchiatura CE e siano conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 1337.

La UNI En 1337 è articolata in n. 11 distinti documenti (il primo di carattere generale, gli altri specifici per ciascuna tipologia di vincolo). La norma esplicita che valori delle forze e dei movimenti esercitati dall'appoggio devono essere forniti dal fabbricante dell'appoggio per assicurare che gli appoggi forniti soddisfino i requisiti progettuali.

Relativamente agli appoggi in acciaio, ci si deve riferire alle parti 4 (appoggi a rullo) e 6 (appoggi a contatto lineare) della norma europea. Relativamente agli appoggi in neoprene, ci si deve riferire invece alla parte 3 della norma europea.



### 8.3.1. Criteri di Progetto dei Nuovi Dispositivi di Appoggio

Il progetto dei dispositivi di appoggio deve basarsi sullo stato limite ultimo/di esercizio in base alla classificazione di sicurezza dello stato limite preso in considerazione. Il calcolo dei dispositivi deve contemplare i seguenti principi progettuali:

- valutazione dei carichi (verticali e orizzontali) da trasmettere in combinazione SLU;
- valutazione degli scorrimenti massimi;
- valutazione delle rotazioni (reversibili/irreversibili);
- definizione della classe del calcestruzzo a contatto con la superficie di vincolo;
- verifica della sicurezza allo scorrimento nelle superfici di interfaccia.

Particolare attenzione deve essere posta nella determinazione dei movimenti del ponte per valutare correttamente le lunghezze delle slitte degli appoggi (non è raro il caso di ponti caduti dagli appoggi). In particolare occorrerà determinare:

- deformazione elastica dovuta a tutte le azioni;
- deformazione termica:  $\Delta T$  da assumere, funzione delle condizioni del sito, prudenzialmente  $\Delta T = \pm 30^\circ$  da quella di costruzione.

#### 8.3.1.1. Sicurezza allo scorrimento nelle superfici di interfaccia

Qualora il dispositivo di appoggio lavori per attrito, si dovrà verificare che

$$V_{Sd} \leq \frac{\mu_k}{\gamma_\mu} N_{Sd} + V_{pd}$$

essendo

- $V_{Sd}$  la forza di taglio di progetto;
- $N_{Sd}$  la minima forza di progetto agente perpendicolarmente alla superficie di interfaccia;
- $V_{pd}$  la resistenza di progetto del dispositivo di fissaggio;
- $\mu_k$  il valore caratteristico del coefficiente di attrito (0.4 in caso di acciaio su acciaio; 0.6 in caso di acciaio su calcestruzzo. I valori proposti si considerano validi quando le superfici sono esenti da grassi, metallizzate a spruzzo o rivestite con silicato di zinco completamente indurito);

- $\mu$  il coefficiente parziale di sicurezza per l'attrito (2.0 in caso di acciaio su acciaio; 1.2 in caso di acciaio su calcestruzzo. I valori proposti si considerano validi quando le superfici sono esenti da grassi, metallizzate a spruzzo o rivestite con silicato di zinco completamente indurito).

Laddove ci si affidi a bulloni di fissaggio o altri dispositivi simili, deve essere dimostrato che la resistenza al movimento orizzontale si espliciti in assenza di qualsiasi movimento. Di conseguenza, non è possibile inserire bulloni di fissaggio in fori caratterizzati dalle normali tolleranze.

### **8.3.1.2. Reazione di un gruppo di appoggi allo scorrimento e al rotolamento**

In caso di appoggi caratterizzati da più dispositivi (di caratteristiche e disposizioni differenti) i coefficienti di attrito devono essere stimati come segue:

$$\mu_a = 0.5\mu_{\max} (1+\alpha)$$

$$\mu_r = 0.5\mu_{\max} (1-\alpha)$$

essendo

- $\mu_a$  il coefficiente di attrito sfavorevole;
- $\mu_r$  il coefficiente di attrito di alleviamento (favorevole);
- $\mu_{\max}$  il massimo coefficiente di attrito di norma;
- $\alpha$  un fattore che dipende dal tipo e dal numero  $n$  di appoggi (che stanno esercitando una forza sfavorevole o di alleviamento), da calcolarsi eventualmente secondo il prospetto seguente:

$n$	$\alpha$
$\leq 4$	1
$4 < n < 10$	$\frac{16 - n}{12}$
$\geq 10$	0.5

### **8.3.1.3. Movimenti minimi**

Per l'analisi delle forze agenti sul dispositivo di appoggio occorre considerare:

- un movimento rotatorio pari a  $\pm 0.003$  rad;

- un movimento traslazionale pari a  $\pm 20$  mm ( $\pm 10$  mm in caso di appoggi elastomerici);
- una eccentricità pari a 1/10 perpendicolare all'asse attorno al quale il dispositivo non può ruotare.

In caso di movimenti di grande entità in direzione opposta, si deve considerare la combinazione di fattori più sfavorevole, ovvero capace di dare il massimo movimento possibile. In ogni caso il minimo scorrimento nella direzione principale deve essere  $\pm 50$  mm.

#### 8.3.1.4. Gioco degli appoggi

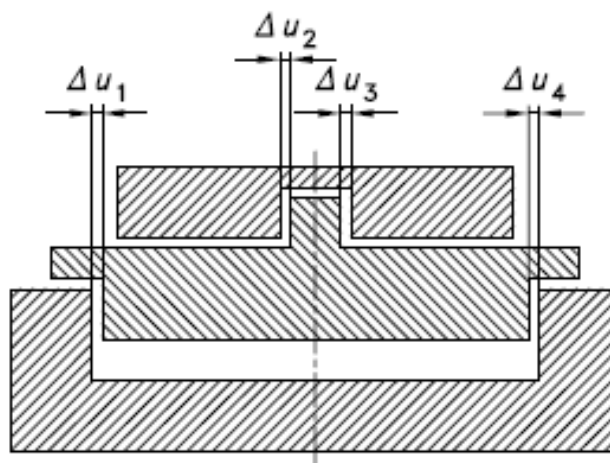
Il gioco totale tra gli estremi di movimento non deve essere maggiore di 2 mm. I giochi degli appoggi da prendere in considerazione sono:

- il gioco delle guide, in caso di appoggi a rullo;
- il gioco tra il contatto e la cavità nella piastra esterna superiore, in caso di appoggi a contatto puntiformi;
- il gioco tra pistone e basamento, in caso di appoggi metallici a disco elastomerico;
- il gioco tra la piastra superiore e inferiore, in caso di appoggi sferici fissi.

Il gioco massimo tra due posizioni estreme può essere valutato con la relazione:

$$\square_u = \square_{u1} + \square_{u2} + \square_{u3} + \square_{u4}$$

In cui gli estremi di movimento ( $\square_{ui}$ ) sono indicati in Figura 77.



**Figura 77 – Esempio di Gioco degli appoggi.**

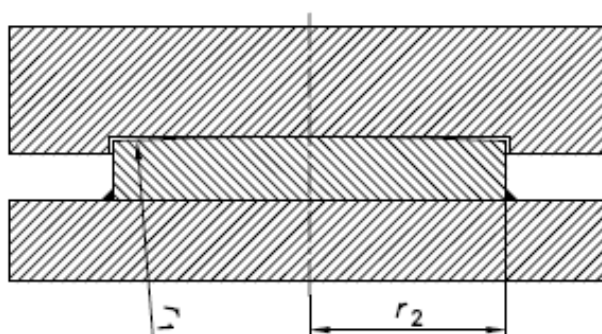
### 8.3.1.5. Movimenti incrementati

Per garantire la sicurezza nei confronti dell'instabilità e del corretto funzionamento dei dispositivi di appoggio, i movimenti di progetto devono essere adeguatamente incrementati. La UNI EN 1337-1:2001 prescrive -qualora non fossero richiesti requisiti più stringenti- di adottare i seguenti incrementi:

- per la rotazione  $\max \{ \pm 0.005 \text{ rad}; \pm 10/r \text{ rad} \}$ , con  $r$  misurato in mm);
- per la traslazione (se il dispositivo non è vincolato trasversalmente)  $\pm 20 \text{ mm}$  in entrambe le direzioni di movimento (con un movimento minimo totale di  $\pm 50 \text{ mm}$  nella direzione di massimo movimento e  $\pm 20 \text{ mm}$  nella trasversale).

#### 8.3.1.5.1. Appoggi a contatto puntiforme

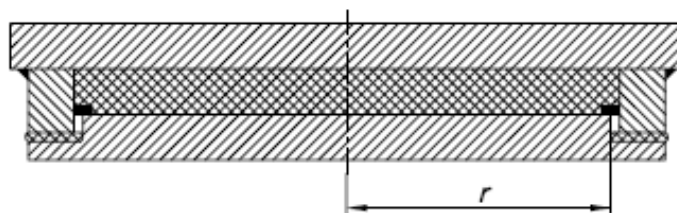
Per il dimensionamento del contatto la dimensione significativa da considerare è il raggio di curvatura  $r_1$ . Per il dimensionamento dell'arresto limite della piastra di appoggio esterna la dimensione significativa è il raggio della cavità  $r_2$ .



**Figura 78 – Esempio di valutazione del raggio di riferimento per la valutazione dei movimenti incrementati in caso di dispositivo di appoggio a contatto puntiforme.**

#### 8.3.1.5.2. Appoggi metallici a disco elastomerico

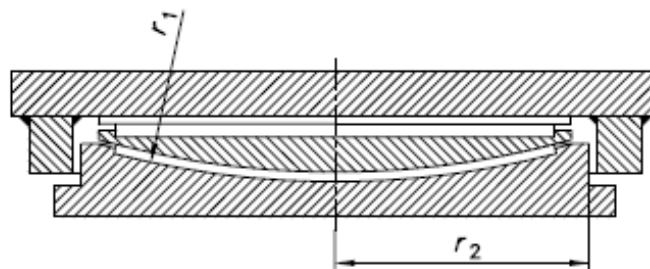
Per il dimensionamento del contatto la dimensione significativa è il raggio del basamento o del pistone  $r$ .



**Figura 79 – Esempio di valutazione del raggio di riferimento per la valutazione dei movimenti incrementati in caso di dispositivo di appoggio a disco elastomerico.**

### 8.3.1.5.3. Appoggi Sferici

Per il dimensionamento della superficie di scorrimento la dimensione significativa è il raggio di curvatura della sfera  $r_1$ . Per il dimensionamento dell'arresto limite la dimensione significativa è il semidiametro interno ai bordi della guida  $r_2$ .



**Figura 80 – Esempio di valutazione del raggio di riferimento per la valutazione dei movimenti incrementati in caso di dispositivo di appoggio sferico.**

### **8.3.2. Criteri di scelta dei dispositivi elastomerici da sostituire a quelli esistenti (nei limiti di applicabilità di intervento locale)**

La scelta del dispositivo deve essere effettuata in funzione della geometria disponibile in cantiere e delle caratteristiche specifiche del dispositivo esistente. Tra quelli disponibili in commercio marchiati CE, l'appoggio elastomerico in sostituzione deve essere scelto in funzione delle azioni che deve essere capace di trasmettere. Le azioni devono essere valutate nei confronti degli stati limite ultimi: la resistenza e la stabilità dei dispositivi deve essere adeguata per sostenere i carichi e gli spostamenti della struttura nella configurazione di collasso, valutata nei confronti delle azioni sia principali sia secondarie.

Gli appoggi elastomerici consentono deformazioni in qualunque direzione del piano. Ad una forza corrisponde uno spostamento, e viceversa ad ogni deformazione corrisponde una reazione di verso opposto e di intensità proporzionale alle deformazioni stesse.

Al fine di agevolare la definizione del dispositivo di appoggio più idoneo è possibile consultare le tabelle fornite dalle varie case produttrici. In queste sono elencati: l'identificativo del dispositivo di appoggio, le sue caratteristiche tecniche e geometriche, la sua capacità in termini di spostamento verticale e/o orizzontale (legata alla rigidità verticale e/o orizzontale dell'appoggio stesso). Affinché l'intervento di sostituzione dell'appoggio esistente possa essere riguardato come locale, è quindi necessario che la rigidità del dispositivo scelto (quindi la capacità di spostamento che può esplicare) abbia uno scarto massimo del 10% rispetto a quella del dispositivo esistente. Scelto il dispositivo di appoggio, ai sensi della UNI EN 1337-2:2005 il progettista deve infine verificare il soddisfacimento dei seguenti requisiti:

- Massima deformazione di progetto del dispositivo: in ogni punto del dispositivo di appoggio la somma delle deformazioni provocate dai carichi di progetto SLU deve soddisfare la seguente relazione:

$$K_L \cdot (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d}) \leq 7.00$$

Essendo:

- $\varepsilon_{c,d}$  la deformazione a compressione per effetto dei carichi verticali di progetto
  - $\varepsilon_{q,d}$  la deformazione a taglio per effetto degli spostamenti orizzontali di progetto
  - $\varepsilon_{\alpha,d}$  la deformazione a compressione per effetto delle rotazioni angolari di progetto;
- Massima tensione di trazione in corrispondenza delle piastre di acciaio: lo spessore minimo delle piastre di acciaio del dispositivo scelto deve essere non inferiore al valore ottenuto con la seguente espressione:

$$t_s = \max \left\{ \frac{1.3 \cdot N \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h}{A_r \cdot f_y}; 2mm \right\}$$

Essendo:

- $t_1$  e  $t_2$  gli spessori dell'elastomero su ambo i lati della piastra d'acciaio
- $f_y$  la tensione di snervamento della piastra di acciaio

- $K_h$  un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni di trazione nella piastra di acciaio (vale 2 se la piastra è forata, 1 altrimenti)
- $N$  lo sforzo normale di progetto
- $A_r$  l'area efficace del dispositivo di appoggio;
- Verifica di stabilità del dispositivo nei confronti della rotazione, dello scorrimento e dei carichi normali: in generale tale requisito è automaticamente soddisfatto. Per ulteriori indicazioni si rimanda al § 5.3.3.6 della UNI-EN 1337-3:2005;
- Verifica dello stato tensionale e deformativo esercitato sulla struttura: occorre verificare che gli sforzi e le deformazioni indotte dal dispositivo di appoggio sulla struttura esistente non siano di entità tale da provocare il danneggiamento delle superfici di contatto. Gli appoggi elastomerici esercitano infatti una pressione non uniforme sulle superfici a contatto con la struttura. Pertanto è necessario assicurarsi che la pressione media che il dispositivo esercita non superi la resistenza a compressione del materiale di base. In caso contrario – o in caso di calcestruzzo ammalorato- è necessario effettuare un intervento di ripristino del pulvino secondo quanto previsto nel Quaderno Tecnico 6.

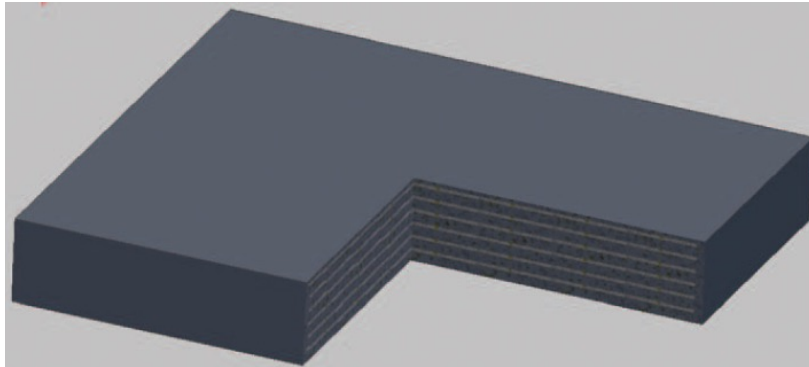
### ***8.3.2.1. Appoggi elastomerici senza ancoraggi meccanici***

Se la luce della trave non supera i 20 m, le rotazioni non sono eccessive (< 1%);, gli scorrimenti sono molto ridotti (< 20mm) e le spinte orizzontali di limitata entità (< 10%), è possibile utilizzare un dispositivo di appoggio che non presenta ancoraggi.

Gli apparecchi elastomerici senza ancoraggi meccanici realizzano un vincolo intermedio tra i vincoli fissi e mobili: permettono traslazioni in qualunque direzione del piano; generano spinte orizzontali di intensità proporzionale alle traslazioni stesse; grazie alla deformabilità dell'elastomero, consentono rotazioni attorno ad un asse orizzontale qualsiasi.

Si ammette pertanto che tale dispositivo realizzi un vincolo nei confronti della sola azione verticale e sia comunque compatibile con i dispositivi di appoggio esistenti in elastomero semplice o armato.

Noti i carichi di ultimi e di esercizio (da valutarsi nei confronti delle combinazioni di carico previste dalle NTC08), il dispositivo di appoggio verrà scelto in funzione del massimo carico verticale (valutato relativamente alla combinazione fondamentale).



**Figura 81 – Appoggio elastomerici senza ancoraggi meccanici**

A parità di carichi verticali, le tabelle fornite dalle varie case produttrici prevedono diverse tipologie di appoggio, differenti per geometria e abbassamenti elastici. Tra questi si dovrà scegliere quello più compatibile con quello preesistente. In particolare, la forma dovrà essere quanto più simile possibile (per minimizzare le problematiche relative all'installazione (cfr. § 10) e dovrà garantire una rigidità verticale confrontabile con quella prevista, in fase di progetto per il dispositivo di appoggio preesistente.

La rigidità verticale del nuovo dispositivo di appoggio sarà valutata mediante il rapporto tra il massimo carico verticale sostenibile dal dispositivo scelto ed il relativo abbassamento ( $K_v = F_{SLU} / \nu$ ).

La rigidità di progetto del dispositivo di appoggio preesistente dovrebbe essere presente nella documentazione di progetto del ponte/viadotto. Qualora tale informazione non dovesse essere disponibile, la si può ricavare secondo un progetto simulato effettuato ai sensi di quanto previsto al precedente § 4.

Qualora tra la rigidità del nuovo dispositivo quella di progetto dell'appoggio preesistente intercorresse uno scarto maggiore del 10% l'intervento di sostituzione non può essere più riguardato come intervento locale. In tal caso occorre scegliere un dispositivo che rispetti tale requisito. Una volta soddisfatto



questo primo requisito, occorre valutare la deformazione angolare del dispositivo, calcolata come:

$$\varepsilon_{\alpha,d} = \frac{(a^2 \cdot \alpha_{a,d} + b^2 \cdot \alpha_{b,d})t_i}{2 \sum t_i^3}$$

essendo  $\alpha_{a,d}$  e  $\alpha_{b,d}$  le rotazioni rispettivamente in corrispondenza delle dimensioni  $a$  e  $b$  del dispositivo di appoggio e  $t_i$  lo spessore del singolo strato di elastomero, e confrontarla con quella di progetto (disponibile nella documentazione di progetto o calcolabile a posteriori secondo le indicazioni del precedente § 4). Scelto il dispositivo occorre infine verificare il soddisfacimento dei requisiti di massima deformazione di progetto del dispositivo e massima tensione di trazione in corrispondenza delle piastre di acciaio.

### **8.3.2.2. Appoggi elastomerici con ancoraggi meccanici**

Gli apparecchi elastomerici armati, dotati di ancoraggi di tipo meccanico, (superiormente ed inferiormente) realizzano un tipo di vincolo intermedio tra gli apparecchi strettamente di tipo fisso e quelli di tipo mobile, consentendo deformazioni in qualunque direzione del piano orizzontale, ma nel contempo generando reazioni elastiche di intensità proporzionale alle deformazioni stesse. Ai sensi della EN 1337-1 (*“Nel caso di strutture sottoposte a sollecitazione dinamica con possibili fluttuazioni estreme del carico, per esempio, ponti ferroviari e strutture antisismiche, l’attrito non deve esercitare resistenza nei confronti delle forze orizzontali”*), questi dispositivi devono essere utilizzati in sostituzione di quelli elastomerici semplici o armato progettati per sostenere anche l’azione sismica.



**Figura 82 – Appoggio elastomerico con ancoraggi meccanici**

Si ricorda che la normativa attuale prevede forzanti sismiche significativamente maggiori di quelle previste all'epoca della realizzazione del ponte. Affinché l'intervento di sostituzione del dispositivo di appoggio non possa essere riguardato come intervento di adeguamento, le forzanti sismiche da considerare sono quelle introdotte in fase di progettazione del ponte/viadotto oggetto di intervento e reperibili negli elaborati progettuali originari. Qualora non si disponesse di tale informazione, prima di procedere alla scelta dell'appoggio occorre valutare la forzante sismica prevista in fase di progetto secondo i dispositivi normativi dell'epoca.

Noti il carico verticale massimo allo SLU, la rotazione massima, gli spostamenti non dovuti a carichi orizzontali (di natura termica o di altra natura) e le forze orizzontali massime previste in sede di progetto originario, si ricerca nelle tabelle fornite dalle case produttrici l'appoggio più idoneo.

Individuato un possibile appoggio, la rigidezza orizzontale ( $K_o = F_h/h$ ) e verticale ( $K_v = F_{SLU}/v$ ) devono essere confrontate con le corrispondenti del dispositivo di appoggio preesistente. Anche questa informazione dovrebbe essere presente nella documentazione di progetto del ponte/viadotto. In caso contrario, la si deve ricavare secondo un progetto simulato effettuato ai sensi di quanto previsto al precedente § 4.

In maniera analoga a quanto descritto al precedente § 8.3.2.1, tra la rigidezza del nuovo dispositivo e quella di progetto dell'appoggio preesistente deve intercorrere uno scarto massimo del 10%, affinché l'intervento di sostituzione possa essere riguardato come intervento locale.

Scelto il dispositivo in funzione delle rigidzze agli spostamenti verticali e orizzontali, si procederà alla valutazione della la deformazione angolare  $\varepsilon_{\alpha,d}$  (cfr. § 8.3.2.1) e al suo confronto con la deformazione angolare stimata per il dispositivo originario. È opportuno che i valori delle deformazioni angolari (del dispositivo nuovo e di quello da sostituire) non differiscano più del 10%.

Scelto il dispositivo, si procederà alla verifica dei requisiti di massima deformazione di progetto del dispositivo e massima tensione di trazione in corrispondenza delle piastre di acciaio.

### **8.3.3. Criteri di scelta dei dispositivi in acciaio da sostituire a quelli esistenti (nei limiti di applicabilità di intervento locale)**

Tipicamente i dispositivi di vincolo in acciaio presenti sui ponti/viadotti esistenti prevedono la realizzazione di una cerniera cilindrica. Raramente (e relativamente al solo patrimonio ANAS) si riscontra l'utilizzo di cerniere sferiche.

I dispositivi di vincolo realizzati in acciaio devono essere sostituiti solo se appaiono gravemente danneggiati, come descritto al precedente § 5. Quando ciò si renda necessario, il dispositivo di appoggio in sostituzione deve essere scelto tra quelli disponibili in commercio e marchiati CE.

Gli appoggi in acciaio di moderna concezione sono sempre caratterizzati da un coefficiente di attrito pressoché nullo (grazie all'introduzione di PTFE o similari all'interno del dispositivo), quindi non sono esattamente compatibili con quelli preesistenti, ma comunque utilizzabili nell'ambito dell'intervento locale.

Il principale aspetto da considerare nella scelta di un nuovo dispositivo di appoggio in acciaio è la compatibilità con le geometrie disponibili in opera. Occorre infatti trovare un dispositivo che si "adatti" agli spazi disponibili sia in termini prestazionali che geometrici.

Relativamente agli aspetti prestazionali, invece, l'unico aspetto (eventualmente) da considerare è la massima rotazione prevista (in fase di progetto del ponte/viadotto), che non deve essere mai superiore alla massima consentita dal dispositivo di appoggio sostitutivo.

#### **8.3.4. Criteri di scelta dei dispositivi a disco elastomerico confinato (nei limiti di applicabilità di intervento locale)**

Qualora si rendesse necessaria la sostituzione degli appoggi a disco elastomerico per una evidente carenza di funzionalità, occorre scegliere, tra i dispositivi attualmente in commercio, quelli dalle caratteristiche prestazionali compatibili (quindi con uno scarto massimo del 10%) con il dispositivo esistente. Le caratteristiche del dispositivo di appoggio a disco elastomerico esistente devono essere ricavate dagli elaborati progettuali originali. Qualora non si disponesse di tali informazioni, è opportuno procedere al calcolo di un nuovo dispositivo di vincolo secondo le vigenti indicazioni normative e prescindendo dai principi dell'intervento locale.

### **9. Sequenza operativa di sostituzione**

La sostituzione degli appoggi o di parti di esse deve essere effettuata in modo da evitare qualsiasi danno alla struttura. I martinetti devono essere applicati solo nei punti previsti. Non devono essere superate le forze/entità di sollevamento previste e la struttura deve essere protetta dal crollo in caso di rottura dei martinetti.

La sequenza operativa di sostituzione del dispositivo di appoggio -quale esso sia- si articolerà nelle seguenti fasi:

- applicazione di staffe di collegamento per mantenere unito l'appoggio (in caso di campate separate);
- rimozione delle viti di ancoraggio che collegano l'elemento alla sovrastruttura;
- installazione dei martinetti per il sollevamento dell'impalcato (e della piastra superiore dell'appoggio ad esso collegato);
- sollevamento della testata dell'impalcato per almeno 5 mm;
- rimozione delle viti di ancoraggio che collegano l'elemento inferiore alla sottostruttura;
- rimozione dell'appoggio;
- posizionamento del nuovo apparecchio d'appoggio (eventualmente dotato di nuove contropiastre in grado di trasmettere le forze orizzontali);

- inghisaggio dei nuovi ancoraggi (se presenti) per bloccare le contropiastre e ricreare la continuità delle strutture;
- abbassamento dell'impalcato;
- rimozione delle staffe di collegamento.

### **9.1. Sollevamento degli impalcati**

Il sollevamento degli impalcati, necessario per la sostituzione dei dispositivi di appoggio si effettua mediante un sistema di martinetti che fanno contrasto da un lato sul pulvino e dall'altro sull'intradosso dell'impalcato. Per minimizzare gli spostamenti differenziali (che potrebbero danneggiare l'impalcato del ponte o del viadotto) è opportuno provvedere al sollevamento contemporaneo di ciascuna linea di appoggi. Nel caso in cui l'impalcato sia costituito da più travi, i martinetti possono spingere sia sulle travi sia sui traversi di testata. In generale, lo spazio tra l'estradosso della sottostruttura (pulvino) e l'intradosso della trave è talmente limitato da rendere difficoltoso il posizionamento dei martinetti (Figura 83). Per questo motivo si tende ad utilizzare come contrasto direttamente i traversi.



**Figura 83 - Vista intradosso impalcato**

Solitamente i traversi esistenti sono ammalorati o hanno dimensioni e armature tali da non permettere l'operazione di sollevamento garantendo al contempo l'integrità del manufatto (Figura 84). È quindi opportuno solidarizzare tra loro le travi mediante la formazione di un nuovo elemento trasversale provvisorio (in calcestruzzo o acciaio) e procedere al sollevamento sfruttando tale elemento di contrasto.



**Figura 84 - Degrado intradosso traversi**

Il contrasto del martinetto sul pulvino in generale non determina problemi significativi. Tuttavia, se il calcestruzzo costituente il pulvino risulta ammalorato (*Figura 85*) è opportuno procedere al suo ripristino corticale prima di procedere con l'operazione di sollevamento. Si ricorda che il ripristino corticale va effettuato ogni qualvolta si riscontrano le condizioni di degrado descritte al Quaderno Tecnico n.6.



**Figura 85 - Ammaloramento del pulvino**

Ai sensi dell'Eurocodice 2, in assenza di calcoli si deve presumere che la struttura non possa essere sollevata più di 10 mm. Tale prescrizione serve per garantire l'assenza di danneggiamento durante l'operazione di sollevamento dell'impalcato. Il sollevamento degli impalcati, necessario per la sostituzione del dispositivo di appoggio, deve essere quindi adeguatamente progettato.

Il progetto di sollevamento degli impalcati, da effettuarsi previo raggiungimento di un opportuno livello di conoscenza dell'opera, quindi previa acquisizione di un congruo fattore di confidenza da applicare ai materiali in opera, serve per assicurarsi che durante il sollevamento gli elementi strutturali costituenti l'impalcato non vengano danneggiati.

Per effettuare il progetto di sollevamento dell'impalcato, quindi occorre disporre dei seguenti dati di progetto:

- geometria dell'impalcato;
- disposizione delle armature;
- caratteristiche meccaniche dei materiali in opera;
- eventuali carichi presenti in fase di sollevamento.

La completezza di tale documentazione definisce il livello di conoscenza raggiunto (Figura 86).

Della verifica della condizione nel transitorio si parlerà dettagliatamente al paragrafo seguente.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

**Figura 86 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio (Tabella C8A.1.2 estratta dalla Circolare 2 febbraio 2009, n°617)**

## 9.2. Verifiche del Transitorio

Come anticipato al paragrafo precedente, prima del sollevamento dell'impalcato (operazione preliminare alla sostituzione dei vincoli) occorre verificare se e quanto la struttura sia in grado di essere sollevata. Si deve pertanto verificare la condizione transitoria, la cui schematizzazione strutturale dipende da:

- schema di sollevamento previsto (martinetto spingente su travi/traversi esistenti; martinetto spingente su elemento trasversale provvisorio appositamente progettato);
- viabilità consentita durante la fase di sollevamento (ponte aperto oppure chiuso al traffico);
- modalità di sollevamento (su singola testata; su più testate).

Come evidente, le verifiche specifiche da effettuare dipendono dalla modalità di sollevamento scelta dal progettista nonché dalle specifiche situazioni che emergono in opera. In questo paragrafo, si intendono dare indicazioni di



massima inerenti le verifiche del transitorio relative alle principali casistiche che si riscontrano in fase di sollevamento dell'impalcato.

### **9.2.1. Analisi dei carichi e combinazione di carico**

I carichi da considerare relativamente al progetto del sollevamento del ponte sono i carichi permanenti, definiti come:

- peso proprio dell'impalcato;
- sovraccarico permanente non strutturale (pavimentazione, dispositivi di ritenuta, segnaletica ecc.).

Il peso proprio dell'impalcato si intende compiutamente definito, quindi può non essere amplificato in fase di verifica del transitorio. Al contrario, ai sovraccarichi permanenti non strutturali deve essere applicato un fattore di sicurezza pari a 1.20, in quanto il loro peso specifico e la loro geometria non possono essere compiutamente definiti.

#### ***9.2.1.1. Viabilità consentita durante la fase di sollevamento: Ponte chiuso***

Nel caso in cui il Progettista, in accordo con la Committenza, decida di effettuare l'operazione di sostituzione dei dispositivi di vincolo interrompendo la viabilità sul ponte/viadotto, il progetto di sollevamento del ponte deve essere effettuato considerando i soli carichi permanenti precedentemente definiti.

#### ***9.2.1.2. Viabilità consentita durante la fase di sollevamento: Ponte aperto***

Nel caso in cui il Progettista, in accordo con la Committenza, decida di effettuare l'operazione di sostituzione dei dispositivi di vincolo interrompendo la viabilità sul ponte/viadotto, il progetto di sollevamento del ponte deve essere effettuato considerando (oltre i carichi permanenti precedentemente definiti) un terzo del carico mobile di progetto.

### **9.2.2. Sollevamento dell'intera campata**

Nel caso in cui il Progettista, in accordo con la Committenza, decida di effettuare il sollevamento dell'intera campata, è possibile effettuare il progetto

schematizzando la campata come una trave semplicemente appoggiata. Tale condizione non aggrava lo stato di sollecitazione in corrispondenza delle testate dell'impalcato e può essere effettuata se e soltanto se le linee di spinta dei martinetti presentino spostamenti differenziali non superiori a 10mm. Qualora tale requisito non possa essere soddisfatto in fase progettuale o in corso d'opera, occorre modificare il progetto secondo le indicazioni fornite nel seguente §9.2.3.

### **9.2.3. Sollevamento su singola testata**

Nel caso in cui si preveda il sollevamento della singola testata, occorre valutare lo stato tensionale indotto dall'innalzamento dell'impalcato per effetto della spinta dei martinetti disposti in parallelo.

### **9.2.4. Martinetto spingente in testata delle travi**

Nel caso in cui il Progettista intenda sollevare l'impalcato utilizzando come elemento di contrasto l'intradosso delle travi esistenti, occorrerà verificare che il carico dell'impalcato fluisca attraverso le testate della trave senza danneggiarle. Operazione preliminare è quindi quella di acquisire almeno un livello di conoscenza LC2 per tali zone (cfr Figura 86).

In generale il sollevamento dell'impalcato mediante spinta in testata delle travi si effettua nei casi in cui i traversi siano assenti (impalcato a cassone). In tal caso si deve verificare lo stato tensionale della trave per effetto della spinta localizzata della serie di martinetti disposti in parallelo.

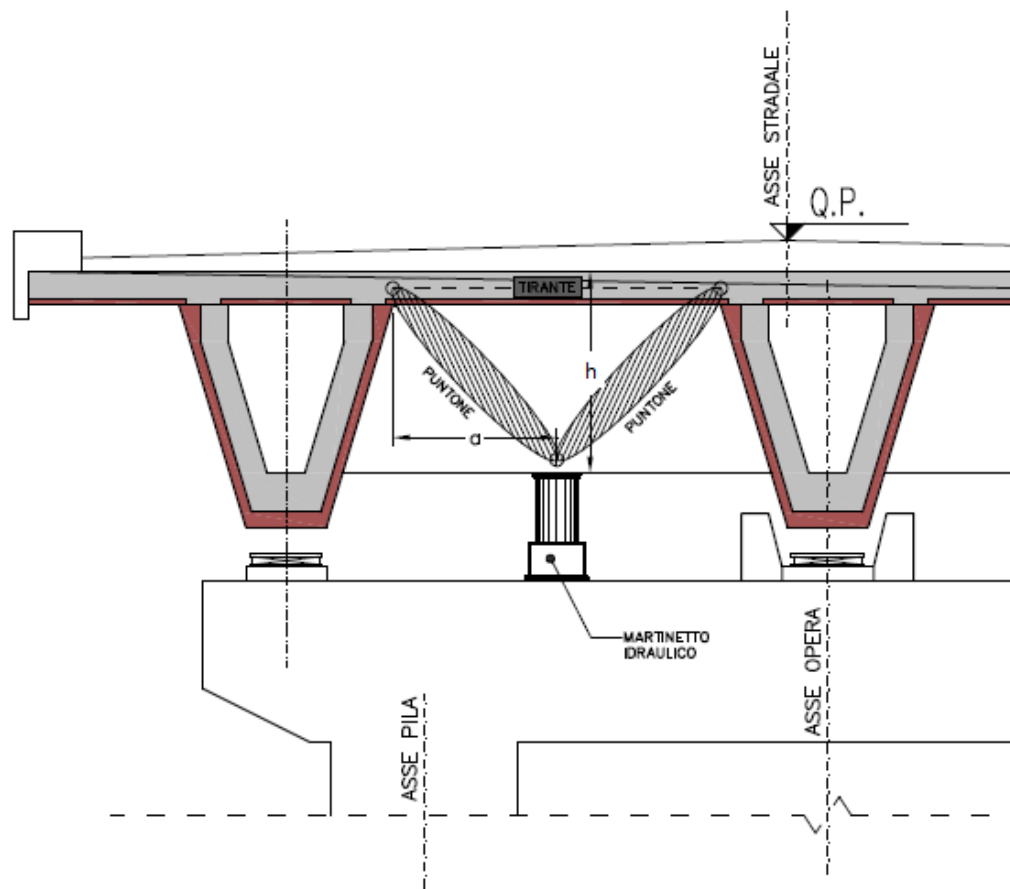
### **9.2.5. Martinetto spingente sui traversi esistenti**

Nel caso in cui il Progettista intenda sollevare l'impalcato utilizzando come elemento di contrasto i traversi di testata esistenti, occorrerà verificare che il carico dell'impalcato fluisca attraverso tali elementi senza danneggiarli.

Operazione preliminare è quindi quella di acquisire almeno un livello di conoscenza LC2 per tali elementi (cfr Figura 86).

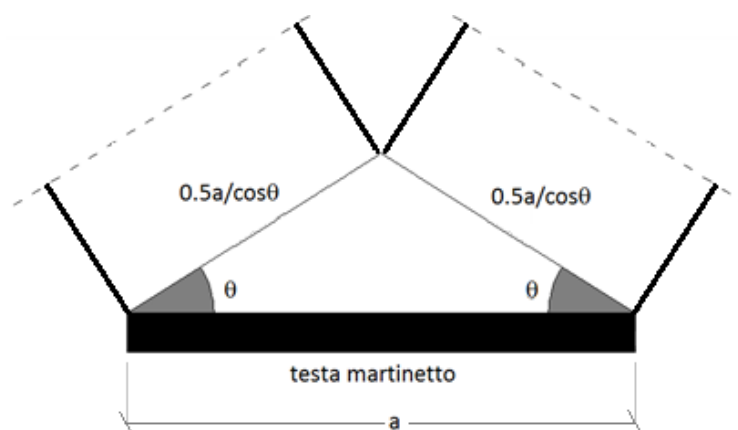
I traversi dovranno essere verificati attraverso un meccanismo del tipo puntone-tirante (Figura 87), dipendente da:

- l'interasse delle travi principali;
- l'altezza del traverso;
- la posizione dell'appoggio temporaneo (martinetto).



**Figura 87 –Esempio di geometria da assumere per la verifica del meccanismo puntone-tirante.**

Per la definizione del modello strut&tie, si ammette che il martinetto idraulico espliciti un'azione concentrata, caratterizzata da un angolo di diffusione  $\theta$  pari a  $32^\circ$ . La dimensione del puntone compresso si ricava trigonometricamente in funzione della dimensione della superficie di spinta del puntone (Figura 88).



**Figura 88 –Determinazione delle caratteristiche geometriche del puntone compresso.**

La verifica dei puntoni consiste in tutti e tre i casi prima menzionati nel controllare che la massima compressione agente sul calcestruzzo sia inferiore alla resistenza di progetto tenendo conto però di un adeguato fattore di riduzione della resistenza uniassiale. Il valore della tensione effettiva  $f_c$  si otterrà quindi moltiplicando la tensione uniassiale di progetto  $f_{cd}$  per un coefficiente riduttivo  $\nu$ , che tiene conto di alcuni fattori, come ad esempio le perturbazioni che si hanno in corrispondenza di fessure e delle armature e tenendo conto dell'eventuale stato di confinamento, e della presenza di regimi di tensione pluriassiali. Nella tabella seguente sono riportati alcuni possibili valori limite della tensione effettiva proposti in letteratura.

<b>Condizioni del puntone</b>	<b>Fattore <math>\nu</math> per limitare la tensione uniassiale</b>
Stato di compressione monoassiale e indisturbato che si riscontra nei puntoni prismatici	0.80
In presenza di tensioni di trazione e/o di armature perpendicolari all'asse del puntone che possono causare fessure parallele al puntone con apertura normale delle fessure	0.68
In presenza di tensioni di trazione e/o di armature inclinate rispetto all'asse del puntone che possono causare fessure inclinate con apertura normale delle fessure	0.51
In presenza di fessure inclinate con eccezionale dimensione delle fessure (specialmente se il modello si allontana significativamente dall'andamento degli sforzi interni ricavabile con la teoria dell'elasticità)	0.34

Relativamente alla verifica del tirante, occorre valutare (per equilibrio) che lo sforzo che si esplica in corrispondenza delle armature sia inferiore alla tensione di snervamento  $f_{yd}$  (ridotta del fattore di confidenza FC).

Infine occorre verificare i nodi del modello strut&tie, che rappresentano le zone critiche nelle quali avviene l'interazione tra i tiranti e i puntoni e che quindi sono soggette alla massima deviazione degli sforzi. Essi rappresentano un volume di calcestruzzo, tale da circoscrivere i punti di intersezione tra gli assi delle bielle e/o le rette d'azione dei carichi e delle reazioni vincolari.

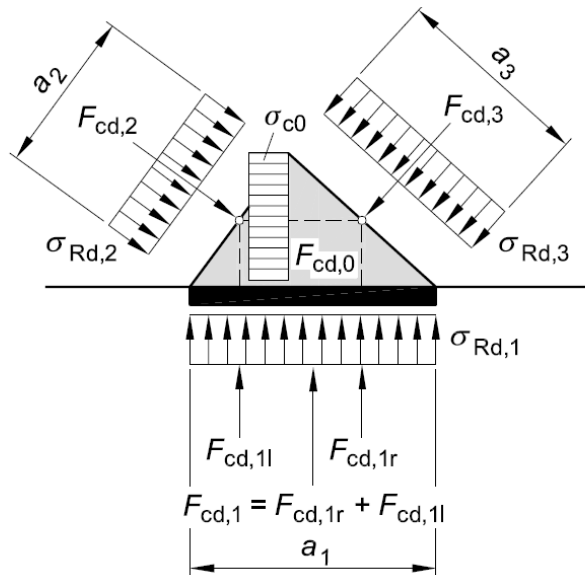
Nel caso specifico esaminato, le verifiche sono da effettuarsi su due differenti tipologie di nodo: quello interamente compresso (ovvero il nodo del modello che

si ha in corrispondenza della forza concentrata esplicita dal martinetto) e quello compresso-teso con armatura in una sola direzione (ovvero i nodi che collegano il tirante ai puntoni in calcestruzzo).

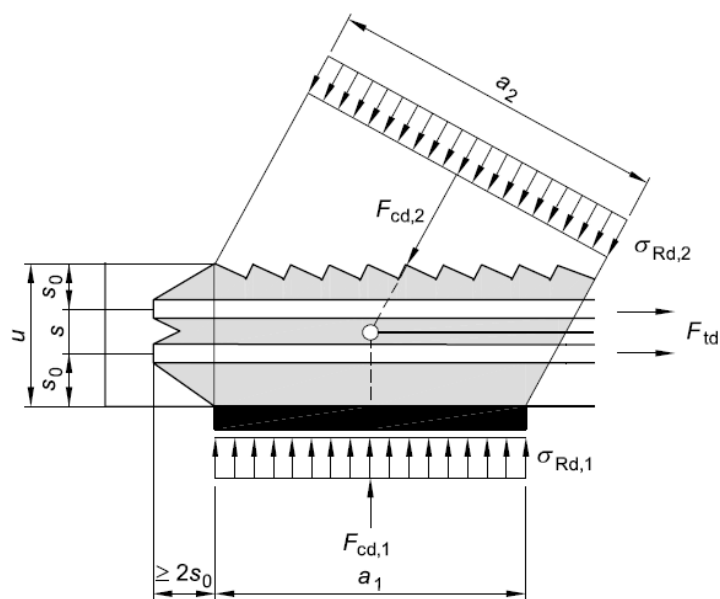
In entrambi i casi si tratta di nodi concentrati, ovvero nodi nei quali sono applicate forze concentrate e i flussi di tensione subiscono brusche deviazioni. In corrispondenza di queste zone, forze esterne e tensioni interne si fanno equilibrio in regioni localizzate e pertanto rappresentano zone critiche per le quali è richiesta la verifica delle tensioni.

Relativamente al nodo interamente compresso la verifica va effettuata secondo la schematizzazione di cui alla Figura 89; quella del nodo compresso-teso secondo lo schema di Figura 90. Per le verifiche si assume che la massima tensione di compressione che può essere assorbita dal nodo non debba eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{Rd,max} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$  per i nodi interamente compressi;
- $\sigma_{Rd,max} = 0.85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$  per i nodi compressi-tesi.



**Figura 89 -Schematizzazione del nodo compresso senza tiranti (da UNI-EN 1992-2).**



**Figura 90 –Schematizzazione del nodo compresso teso con armatura in unica direzione (da UNI-EN 1992-2).**

### **9.2.6. Martinetto spingente su elemento di contrasto appositamente costruito**

Qualora nel ponte oggetto di intervento non ci sia uno spazio sufficiente per inserire i martinetti di sollevamento, si rende necessaria la realizzazione di un elemento temporaneo di contrasto. Questa scelta progettuale richiede il progetto di un elemento ad hoc, collegato da un lato al pulvino (si presuppone che se occorre realizzare una trave di contrasto non si possa sfruttare il pulvino esistente come appoggio dei martinetti) e dall'altro all'intradosso dell'impalcato. Poiché il progetto di tale elemento di contrasto dipende fortemente dalle condizioni in opera, non si possono fornire indicazioni di carattere generale.

## **10. Problematiche relative all'installazione**

Di regola gli appoggi sono installati su uno strato intermedio di malta di sigillatura (ad eccezione degli appoggi in gomma senza piastre esterne) a sua volta disposta su una superficie liscia, piana, pulita e asciutta. La superficie di appoggio sarà caratterizzata da tolleranze ammissibili definite nelle schede tecniche dello specifico dispositivo adottato.

È possibile regolare il posizionamento dell'appoggio mediante:

- malta di allettamento a basso ritiro (da disporre secondo uno strato bombato in modo tale che l'eccesso di malta possa fuoriuscire da tutti i lati);
- viti di regolazione;
- cunei;
- supporti temporanei in materiale comprimibile.

Nel caso in cui occorra correggere la quota, l'operazione deve essere effettuata tramite colata o riempimento con malta fine o similare. Non è ammesso l'inserimento di elementi rigidi sotto l'appoggio, salvo che le superfici metalliche a contatto siano lavorate meccanicamente e vi sia la certezza e la garanzia che esse rimangano piane fino al completamento dell'istallazione.

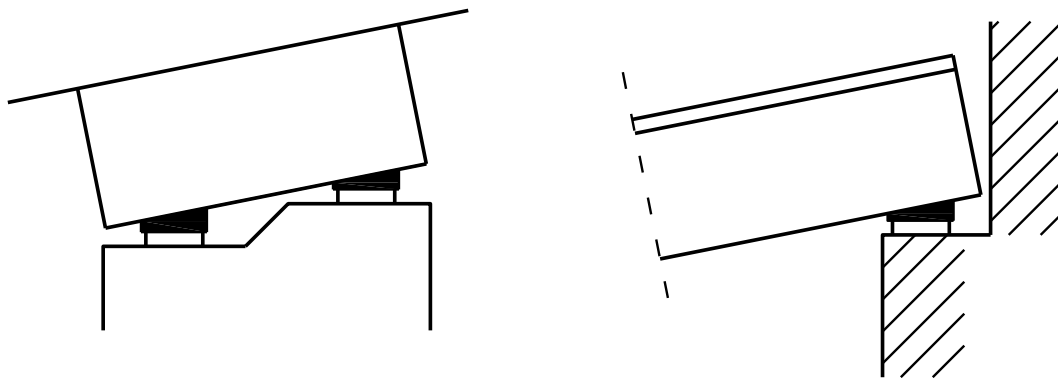
L'appoggio viene infine sigillato mediante colata o iniezione di malta fluida assicurando un'adeguata ventilazione. La malta utilizzata deve essere adeguata ai carichi che il dispositivo di appoggio deve trasmettere. Nel caso di utilizzo di malta cementizia, la superficie di calcestruzzo dell'infrastruttura deve essere saturata con acqua prima dell'installazione, eliminando comunque qualsiasi residuo di acqua sulla superficie. Nel caso di utilizzo di resine, le caratteristiche chimiche devono essere scelte in modo da garantire una consistenza soddisfacente ed un tempo di lavorabilità tale da consentire una corretta installazione con le condizioni del cantiere. Al contempo, deve essere valutata la durabilità del prodotto in termini di resistenza, indurimento finale e forma. Allo scopo, sono necessarie prove sperimentali per verificare il soddisfacimento dei suddetti requisiti.

Lo spessore della malta di sigillatura non armata tra l'appoggio e l'infrastruttura non dovrà superare il minore tra i seguenti valori:

- 50mm
- $0.1 \times \frac{\text{area della superficie di contatto}}{\text{perimetro della superficie di contatto}} + 15\text{mm}$

e comunque dovrà essere almeno tre volte la dimensione massima dell'aggregato.

Nel caso di inclinazione trasversale dell'impalcato o -analogamente- per pendenze longitudinali, gli appoggi dovranno essere disposti in piano al fine di evitare l'insorgere di azioni trasversali dovute ai carichi permanenti.



Inclinazione trasversale

Inclinazione longitudinale

**Figura 91 –Disposizione degli appoggi per impalcati inclinati.**

Ad indurimento avvenuto della malta di sigillatura (rilascio) si controllerà che l'appoggio sia nella posizione di progetto, che i dispositivi di bloccaggio provvisorio siano stati rimossi e che i valori dei franchi di scorrimento e di rotazione siano corretti.

## **11. Problematiche relative alla manutenzione**

La condizione dei dispositivi di appoggio deve essere controllata visivamente ad intervalli regolari. Per tale motivo, le UNI EN 1337 prescrivono la pianificazione di ispezioni periodiche e principali. Le ispezioni principali devono essere effettuate ad intervalli meno frequenti rispetto alle ispezioni periodiche e generalmente sostituiscono una di esse.

Le ispezioni devono essere effettuate da tecnici competenti in materia di appoggi. In funzione del risultato dell'ispezione deve essere intrapresa una delle azioni seguenti:

- nessuna azione;
- ulteriori misurazioni della capacità di movimento;
- ulteriori procedimenti di prova;
- riparazioni (correzioni della posizione, sostituzione dell'intero appoggio o di parti di esso, rinnovo o supplemento di protezione anticorrosione, ecc.).



### **11.1. Ispezione periodica**

L'ispezione periodica deve essere prevista a cadenza semestrale. Nell'ispezione periodica devono essere controllate le seguenti proprietà:

- verifica di un sufficiente margine per scorrimento residuo, per garantire il corretto movimento dell'opera a seguito di variazioni termiche;
- ricerca di difetti visibili negli apparecchi e dispositivi, quali:
  - o posizioni, parallelismi o planarità scorrette
  - o movimenti scorretti;
- ricerca di difetti visibili nelle parti strutturali adiacenti al dispositivo (ad esempio fessurazioni delle zone di supporto in c.a. nell'intorno dell'appoggio);
- controllo dello stato di conservazione e pulizia delle zone di alloggiamento e dei fissaggi;
- controllo dello stato di conservazione delle superfici di scorrimento;
- controllo dello stato di conservazione della protezione anticorrosiva e delle guarnizioni;
- si raccomanda di provvedere alla pulizia periodica delle zone di appoggio. Eventuali interventi di modifica sugli apparecchi di appoggio vanno effettuati solamente da personale specializzato della ditta costruttrice degli appoggi. I risultati dell'ispezione devono essere registrati ed il rapporto deve essere archiviato.

### **11.2. Ispezione principale**

Le ispezioni principali devono avere come risultato una registrazione precisa della condizione dell'appoggio e devono assicurare il mantenimento della funzionalità del dispositivo fino alla successiva ispezione principale.

Le ispezioni principali devono essere programmate:

- entro un anno dalla messa in servizio di ogni dispositivo;
- dopo eventuali collisioni accidentali con il ponte;
- dopo eventi eccezionali quali terremoti.

L'ispezione principale deve includere tutti gli aspetti contemplati dall'ispezione periodica, ma al contempo deve essere più dettagliata e precisa.

### **11.3. Rapporto di ispezione**

L'ispettore deve effettuare tutti i controlli e registrare tutti gli aspetti principali di qualsiasi dispositivo di appoggio, compilando una scheda di sintesi capace di indirizzare, quando necessario, qualsiasi azione correttiva.

La scheda, che si differenzia in funzione dell'ispezione (periodica o principale), dovrà contenere le seguenti voci:

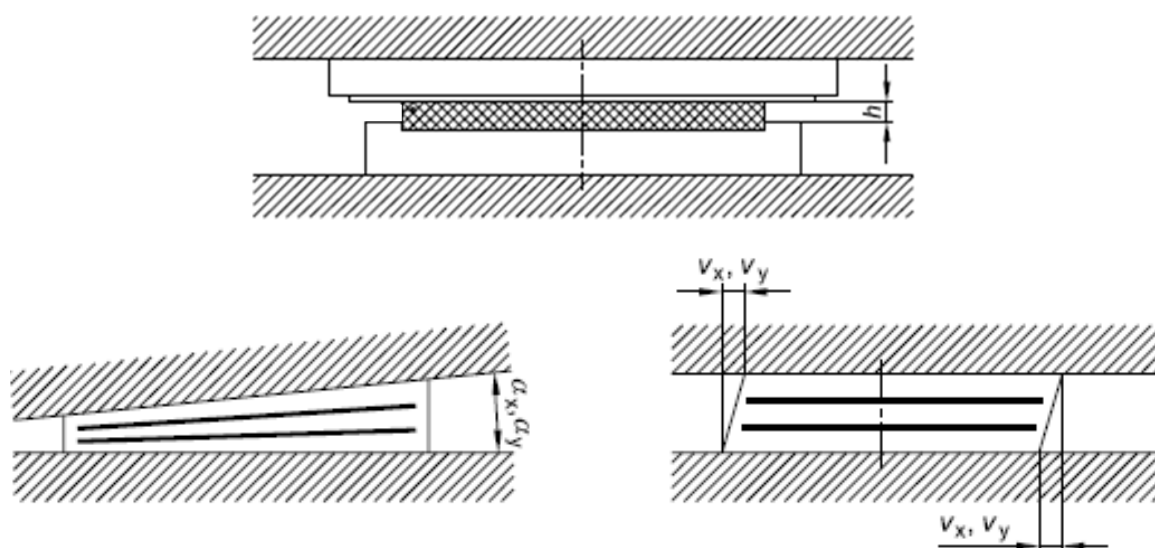
- ubicazione dell'appoggio/identificazione;
- tipologia appoggio/fabbricante;
- numero del disegno del fabbricante dell'appoggio;
- indicazione della presenza della copertura protettiva;
- indicazione della presenza dell'indicatore di movimento e sua eventuale lettura;
- movimento dell'appoggio;
- franchi e sporgenze;
- condizione delle superfici;
- indicazione della presenza dei dispositivi di bloccaggio/guida e del loro funzionamento;
- condizione degli elementi strutturali adiacenti;
- osservazioni (qualsiasi condizione di interesse che non compare tra i punti sopra citati);
- risultato dell'ispezione;
- azioni richieste;
- programmazione dell'ispezione successiva.

### **11.4. Casi particolari inerenti gli appoggi scorrevoli**

Oltre a quanto previsto al precedente §11.2 occorre registrare:

- la distanza  $h$  tra la superficie di scorrimento e la piastra di supporto;
- le deformazioni fisse  $\square_x$ ,  $\square_y$ ,  $v_x$ ,  $v_y$ .

Le misure devono essere effettuate in un numero sufficiente di punti per ricavarne il valore minimo.



**Figura 92 –Grandezze da verificare nell’ispezione principale su dispositivi di vincolo scorrevole.**

Devono essere controllate le superfici visibili per verificare eventuali fessurazioni e deformazioni eccessive. Il rapporto d'ispezione deve relazionare la condizione della superficie di scorrimento e dei relativi fissaggi. Se le fessurazioni si estendono alle zone interne del dispositivo di appoggio, il rapporto d'ispezione deve relazionare l'eventuale rischio di corrosione / rottura al fine di permettere all'Ente Gestore di prendere in considerazione la sostituzione dell'appoggio.

## 12. Appendice A. Scheda di manutenzione e controllo dei dispositivi di appoggio installati.

1	Nome o riferimento struttura							
2	Marcatura di identificazione dell'appoggio							
	Tipo dell'appoggio (numero in conformità con il prospetto 1)							
3	Numero di							
4	Materiale di allestimento <sup>1)</sup>	Superficie superiore						
		Superficie inferiore						
5	Valore di progetto della pressione media di contatto (N/mm <sup>2</sup> ) (capacità della struttura)	Faccia superiore	Stato limite di esercizio					
			Stato limite ultimo					
		Faccia inferiore	Stato limite di esercizio					
			Stato limite ultimo					
6	Carico di progetto (kN)	Stato limite di esercizio	Verticale $N$	max.				
				permanente				
				min.				
		Trasversale $V_{y,sd}$						
		Longitudinale $V_{x,sd}$						
		Stato limite ultimo		Verticale $N$				
		Trasversale $V_{y,ud}$						
		Longitudinale $V_{x,ud}$						
7	Spostamento (mm)	Stato limite di esercizio	Irreversibile	Trasversale $v_{y,sdi}$				
				Longitudinale $v_{x,sdi}$				
			Reversibile	Trasversale $v_{y,sdr}$				
				Longitudinale $v_{x,sdr}$				
		Stato limite ultimo	Irreversibile	Trasversale $v_{y,udi}$				
				Longitudinale $v_{x,udi}$				
			Reversibile	Trasversale $v_{y,udr}$				
				Longitudinale $v_{x,udr}$				
8	Rotazione (radianti)	Stato limite di esercizio	Irreversibile	Trasversale $\alpha_{y,sdi}$				
				Longitudinale $\alpha_{x,sdi}$				
			Reversibile	Trasversale $\alpha_{y,sdr}$				
				Longitudinale $\alpha_{x,sdr}$				
		Rapporto massimo (100 × radianti/kN)		Trasversale $\alpha_{y,sdm}$				
				Longitudinale $\alpha_{x,sdm}$				
9	Dimensioni massime appoggio (mm)	Superficie superiore	Trasversale					
			Longitudinale					
		Superficie inferiore	Trasversale					
			Longitudinale					
		Altezza complessiva						
		10	Movimento tollerabile dell'appoggio sottoposto a carichi transitori (mm)	Verticale				
Trasversale								
Longitudinale								
11	Reazione massima accettabile allo spostamento nello stato limite di esercizio (kN)	Trasversale $W_{y,sd}$						
		Longitudinale $W_{x,sd}$						
12	Reazione massima accettabile alla rotazione nello stato limite di esercizio (kN × m)	Trasversale $M_{y,sd}$						
		Longitudinale $M_{x,sd}$						
13	Tipi di fissaggio richiesto	Faccia superiore						
		Faccia inferiore						
14	Requisiti speciali			Indicare eventuali requisiti speciali in un foglio separato				
1)	Per esempio malta di cemento, malta epossidica, calcestruzzo gettato in opera, calcestruzzo prefabbricato, acciaio, legno.							

# *QUADERNO TECNICO N.8*

INTERVENTI DI RIPRISTINO DELLE  
CONDIZIONI DI SICUREZZA DEI GIUNTI

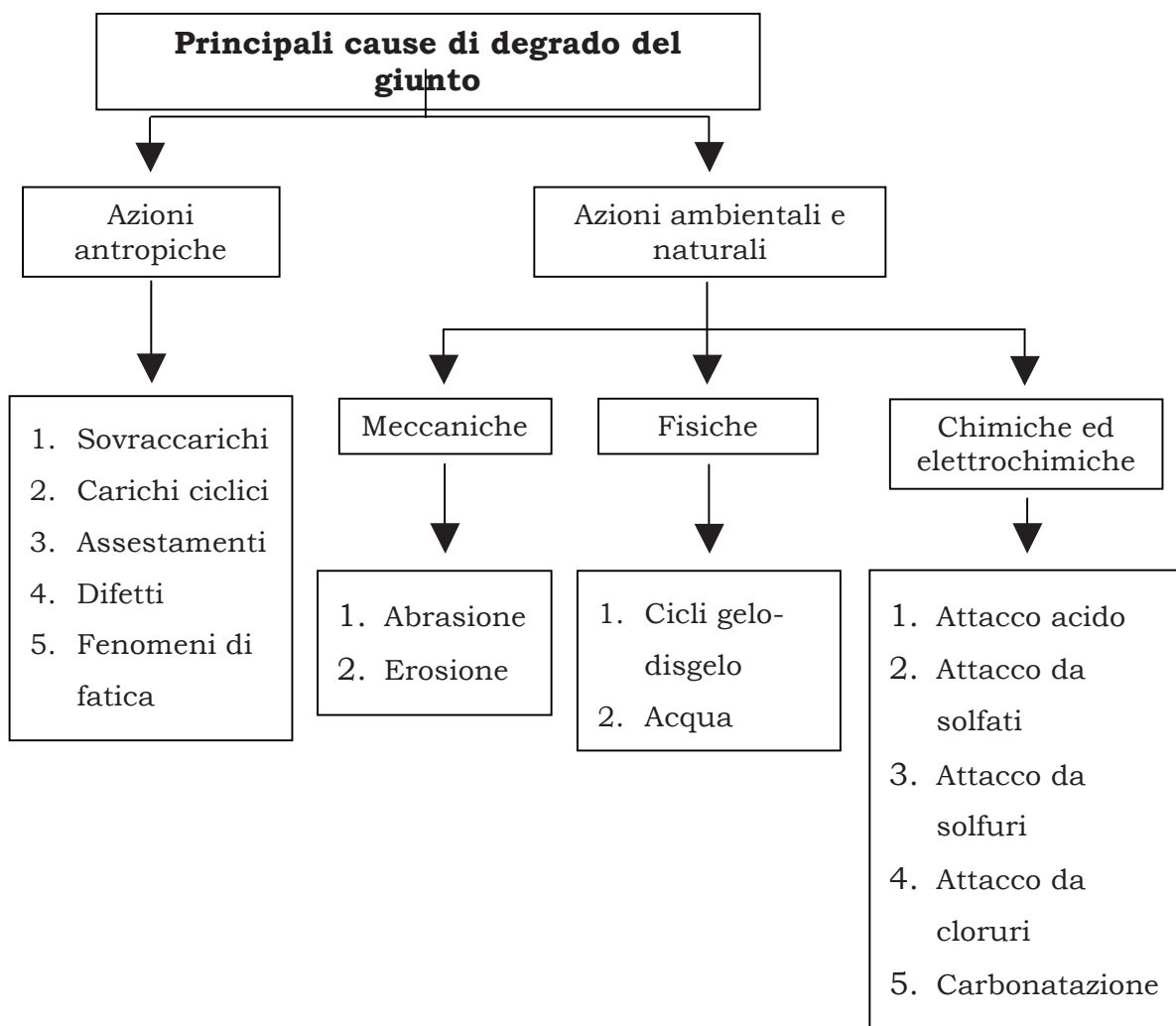
## **1. Introduzione**

I giunti presenti tra gli elementi che costituiscono l'impalcato di un ponte rappresentano dei tratti di discontinuità strutturale.

Il danneggiamento o dissesto del dispositivo di giunto rientra tra le principali cause di degrado nei ponti, poiché da un suo corretto funzionamento dipendono alcuni aspetti fondamentali che saranno nel seguito approfonditi.

Il degrado di un giunto può essere motivato da azioni antropiche, legate all'operato dell'uomo, oppure da azioni ambientali e naturali.

Tra le prime rientrano sovraccarichi, assestamenti, carichi ciclici, difetti congeniti, fenomeni connessi alla fatica. Le seconde possono invece essere suddivise nelle seguenti sottoclassi: azioni meccaniche, quali abrasione ed erosione; azioni fisiche, quali cicli di gelo-disgelo oppure azione dell'acqua; azioni chimiche ed elettrochimiche, quali possono essere attacco acido, attacco da solfati, attacco da solfuri, attacco da cloruri, carbonatazione.



**Tabella 26 - Principali cause di degrado del giunto**

Oggetto del presente quaderno tecnico sono esclusivamente gli interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza dei giunti trasversali all'asse dell'impalcato.

L'elemento di giunto può essere localizzato tra due campate adiacenti, oppure tra la campata di estremità ed il terrapieno sovrastante la spalla laterale.

La loro funzione primaria, per la quale sono opportunamente progettati, è quella di permettere traslazioni e rotazioni relative tra gli elementi connessi, che possono insorgere per diverse cause, tra cui:

- dilatazioni termiche;
- contrazioni termiche;
- ritiro del calcestruzzo;
- viscosità del calcestruzzo;
- accorciamenti elastici dovuti al pre-tensionamento;

- inflessioni dovute alle azioni variabili da traffico;
- movimenti delle sottostrutture.

Risulta quindi di fondamentale importanza garantire il loro corretto funzionamento, al fine di scongiurare l'insorgere di stati tensionali non compatibili con la struttura e conseguentemente di quadri fessurativi indesiderati.

Il giunto, inteso come apertura strutturale tra le due testate della soletta, rappresenta inoltre l'accesso principale per le acque provenienti dalla piattaforma stradale. Da questa constatazione consegue l'estrema importanza di un idoneo dispositivo di giunto, nei confronti dello stato di degrado cui possono essere sottoposti gli elementi posizionati al di sotto del piano viabile, quali solette, testate delle travi, dispositivi di appoggio, pulvini e pile.

Per tali ragioni il giunto deve poter assicurare, ai fini della durabilità dell'intera opera, una perfetta tenuta e l'allontanamento dell'acqua, in tutte le condizioni cui sarà sottoposto durante la vita utile del ponte.

Qualora il dispositivo risulti localmente danneggiato oppure la sua funzionalità risulti parzialmente compromessa, si potrà procedere alla sostituzione parziale di un singolo modulo del giunto (senza però compromettere le prestazioni del giunto stesso), oppure alla sostituzione totale della linea di giunto. In caso di usura o rottura del giunto, di difetti di impermeabilità o degrado delle testate della soletta si dovrà procedere ad una sostituzione totale della linea di giunto.

In ogni caso, è opportuno valutare il grado di ammaloramento del calcestruzzo in corrispondenza del giunto, come indicato nel "Quaderno Tecnico n.6 – Interventi di ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati".

## **2. Normativa di riferimento**

A livello normativo i giunti sono disciplinati all'interno delle opere accessorie e le caratteristiche loro richieste sono rimaste praticamente invariate nei diversi dispositivi normativi che si sono succeduti nel corso degli anni, dal Decreto Ministeriale 2 Agosto 1980, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale 10 Novembre 1980 n.308, "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali", al Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 4 Maggio 1990, "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la



esecuzione e il collaudo dei ponti stradali”, fino ad arrivare al Decreto Ministeriale 14.01.2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, Supplemento Ordinario n.30 alla Gazzetta Ufficiale n.29 del 4 febbraio 2008.

La qualità dei materiali e la cura esecutiva devono essere tali da garantire la loro massima durata, in modo tale da minimizzare gli interventi di manutenzione e di rifacimento.

Il dispositivo di giunto deve assicurare la continuità del piano viabile, rendere minime le sovrasollecitazioni di natura dinamica e garantire un adeguato livello di comfort al transito veicolare. La percolazione delle acque meteoriche o di lavaggio attraverso il giunto stesso deve essere impedita. In caso contrario, deve essere previsto un idoneo sistema di convogliamento e di smaltimento, immediatamente sotto il giunto .

Di seguito si riportano gli articoli del Decreto Ministeriale 14.01.2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, Supplemento Ordinario n.30 alla Gazzetta Ufficiale n.29 del 4 febbraio 2008, cui ci si è riferiti.

*Art. 5.1.7 – Le opere di impermeabilizzazione e di pavimentazione, i giunti e tutte le opere accessorie, devono essere eseguiti con materiali di qualità e con cura esecutiva tali da garantire la massima durata e tali da ridurre interventi di manutenzione e rifacimenti.*

*Art. 5.1.7.3 – In corrispondenza delle interruzioni strutturali si devono adottare dispositivi di giunto atti ad assicurare la continuità del piano viabile. Le caratteristiche dei giunti e le modalità del loro collegamento alla struttura devono essere tali da ridurre il più possibile le sovrasollecitazioni di natura dinamica dovute ad irregolarità locali e da assicurare la migliore qualità dei transiti. In corrispondenza dei giunti si deve impedire la percolazione delle acque meteoriche o di lavaggio attraverso i giunti stessi. Nel caso di giunti che consentano il passaggio delle acque, queste devono confluire in appositi dispositivi di raccolta, collocati immediatamente sotto il giunto, e devono essere convogliate a scaricarsi senza possibilità di ristagni o dilavamenti che interessino le strutture.”*

### **3. Caratteristiche dei dispositivi di giunto**

Come già detto nei paragrafi precedenti la funzione di un dispositivo di giunto è quella di assecondare le deformazioni del ponte, principalmente nella direzione longitudinale, permettendo quindi traslazioni e rotazioni relative tra gli elementi contigui connessi. Nel contempo il dispositivo deve garantire l'omogeneità e la continuità del piano stradale e l'impermeabilità del giunto stesso.

Le prestazioni e caratteristiche richieste per un dispositivo di giunto sono:

- semplicità di installazione, sia su nuovi manufatti che su opere esistenti;
- agevole ispezionabilità, al fine di monitorarne periodicamente lo stato;
- semplicità delle operazioni di manutenzione, legate a programmi manutentivi periodici;
- semplicità di pulizia da eventuali detriti;
- capacità di assorbimento degli spostamenti e delle rotazioni richiesti, senza apprezzabili resistenze;
- capacità di assorbimento di azioni sia verticali che orizzontali;
- adeguata capacità portante (funzione della categoria del ponte);
- continuità del piano viabile, con assenza di dislivelli tra le due parti della struttura connesse;
- contenimento del rumore e delle vibrazioni in esercizio, sia per strutture posizionate all'interno di un centro abitato che in zona extraurbana;
- impermeabilità, al fine di evitare percolazioni che vadano ad interessare gli elementi strutturali inferiori, creando una condizione di degrado;
- resistenza nei confronti di azioni cicliche e dinamiche, che possono dar luogo a rilevanti effetti di fatica;
- resistenza nei confronti di escursioni termiche e cicli di gelo-disgelo;
- resistenza all'usura e all'abrasione;
- resistenza alla corrosione, causa traffico veicolare o presenza di sostanze corrosive sulla pavimentazione, quali i sali di disgelo;

- idonee caratteristiche di aderenza, al fine di garantire la sicurezza di tutte le classi di utenti per i quali è progettata la struttura;
- qualità e durevolezza dei materiali impiegati;
- filtraggio delle precipitazioni e dei corpi estranei.

Al fine di garantire una adeguata impermeabilità dell'impalcato del ponte, i dispositivi di giunto devono essere disposti lungo l'intera superficie di transito, compresa l'area della banchina, fino ai cordoli laterali delimitanti la pavimentazione stradale.

In corrispondenza dei marciapiedi laterali potranno essere installati giunti più semplici di quelli utilizzati nella sede stradale, in virtù della diversa richiesta di capacità portante.

In ogni caso, in corrispondenza dell'apertura strutturale, inferiormente al dispositivo di giunto, lungo l'intero sviluppo trasversale dell'impalcato fino al bordo esterno, dovrà essere presente una scossalina, avente funzione di raccolta delle eventuali acque di infiltrazione. La stessa dovrà essere opportunamente raccordata alla impermeabilizzazione della struttura, al fine di garantire un corretto smaltimento delle acque fino al punto di scarico.

Al fine di poter eseguire correttamente e senza alcun danno tutte le operazioni legate ad un eventuale intervento di sostituzione dei dispositivi di appoggio, i giunti devono essere in grado di consentire uno spostamento verticale relativo minimo tra i due lembi pari a 30 mm.

## **4. Tipologie di giunto**

In questo paragrafo verranno descritte le principali tipologie di giunto attualmente in uso: giunti di sottopavimentazione, giunti di piccola e media escursione e giunti di grande escursione.

### **4.1. Giunto di sottopavimentazione**

Il giunto di sottopavimentazione viene generalmente impiegato nel caso in cui debbano essere consentite piccole escursioni. Normalmente viene installato inferiormente alla pavimentazione, alla quota dell'estradosso della soletta della struttura sottostante, ed è costituito da un unico modulo continuo, esteso

all'intero sviluppo trasversale dell'impalcato, al fine di garantire la completa impermeabilità del giunto.

In corrispondenza dell'apertura strutturale è presente un apposito elemento avente la funzione di supporto della sovrastante pavimentazione stradale. Ne consegue quindi che la pavimentazione risulta continua. Tale elemento può essere costituito da una piastra a ponte di idoneo materiale, da reti di armatura in grado di permettere lo sviluppo di piccole deformazioni senza che si verifichi un distacco di materiale, oppure da elementi in neoprene.

Al di sotto dell'elemento-ponte, all'interno dell'apertura strutturale, viene posizionata una scossalina, avente una pendenza opportuna per consentire il corretto smaltimento delle eventuali acque di infiltrazione.



**Figura 93 - Giunto di sottopavimentazione**

## **4.2. Giunto a tampone viscoelastico**

Il giunto a tampone viscoelastico è un giunto di dilatazione e articolazione, composto da legante bituminoso gommato ed aggregato basaltico, realizzato mediante un procedimento a caldo.

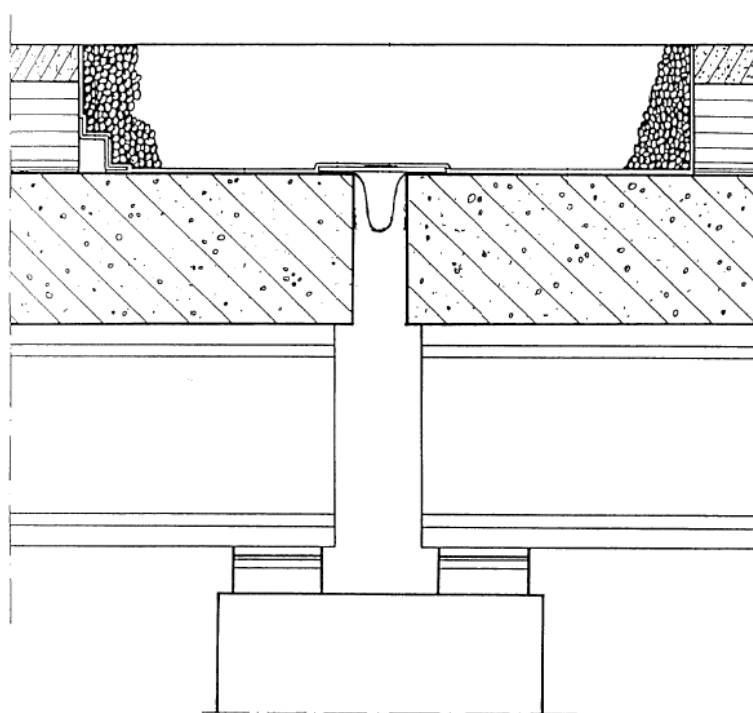
I suoi principali vantaggi consistono nel costo ridotto rispetto ad altre tipologie di giunto aventi le medesime caratteristiche e nella semplicità di esecuzione e riparazione. Può infatti essere sostituito senza apportare alcun danno né alla pavimentazione stradale adiacente né alle strutture sottostanti.

Fornisce buone prestazioni nei confronti del contenimento del rumore e delle vibrazioni in esercizio, essendo perfettamente complanare con la superficie stradale adiacente: in caso di interventi di rifacimento del manto stradale può essere ricoperto in parte o completamente dal conglomerato bituminoso ed anche essere soggetto a fresatura.

Garantisce il requisito di impermeabilità, grazie alla predisposizione di una apposita scossalina di raccolta e convogliamento delle acque di infiltrazione: in fase di realizzazione del giunto, possono eventualmente essere inseriti appositi tubi trasversali di drenaggio.

Non presenta alcun elemento amovibile, recando di conseguenza un minimo impatto al comfort ed alla sicurezza degli utenti.

La tipologia di legante utilizzato garantisce l'elasticità del giunto nelle diverse condizioni climatiche e di carico, cui potrebbe essere sottoposto nella sua vita utile.



**Figura 94 - Schema del giunto a tampone viscoelastico**



**Figura 95 - Giunto a tampone viscoelastico**

### **4.3. Giunto in gomma armata**

I giunti in gomma armata rappresentano la tipologia di giunto più diffusa in esercizio, sui manufatti stradali.

Possono essere suddivisi in tre categorie, a seconda dell'entità degli scorrimenti permessi:

- giunti di piccola escursione, fino a circa 50 mm;
- giunti di media escursione, da 50 mm a 400 mm;
- giunti di grande escursione, da 400 mm a 1000 mm.

Tali dispositivi sono costituiti da elementi di gomma, le cui dimensioni e sagomatura variano a seconda delle prestazioni richieste. All'interno della struttura in elastomero sono inseriti, mediante un processo di vulcanizzazione, idonei componenti metallici, al fine di conferire al sistema adeguate rigidità e resistenza. Il dispositivo risulta protetto dagli agenti esterni e dalla corrosione, essendo le lamiere completamente inglobate all'interno del rivestimento di gomma.

Le armature presenti garantiscono una adeguata portanza del dispositivo in corrispondenza dell'apertura strutturale ed un idoneo collegamento tra le strutture e gli elementi costituenti il giunto stesso.

La domanda di spostamento richiesta, di dilatazione o di contrazione, è garantita attraverso la deformazione elastica di zone elastomeriche, precisamente individuate, o di idonei profili elastomerici. Sulla superficie superiore del dispositivo, perfettamente complanare con la pavimentazione stradale adiacente, sono tipicamente presenti una serie di aperture o varchi trasversali, al fine di garantire lo sviluppo delle suddette deformazioni elastiche.

Normalmente tali dispositivi sono fissati alla sottostruttura attraverso sistemi di ancoraggio meccanico – tasselli di acciaio ad espansione – oppure chimico – tirafondi o barre filettate.

#### **4.3.1. Giunti di piccola escursione**

I giunti di piccola escursione sono generalmente realizzati con moduli in gomma armata, composti da due piastre unite ad un coprivarco in gomma, mediante processo di vulcanizzazione. Tale elemento assolve alla duplice funzione di tenuta e di smaltimento delle acque di superficie. Una apposita scossalina è installata inferiormente al dispositivo di giunto, all'interno dell'apertura strutturale, al fine di garantire una corretta raccolta e

smaltimento delle eventuali acque di infiltrazione. La scossalina sarà quindi opportunamente connessa all'impermeabilizzazione dell'intera struttura.



**Figura 96 - Giunto di piccola escursione**

#### **4.3.2. Giunti di media escursione**

I giunti di media escursione sono generalmente realizzati mediante un unico elemento composto da una piastra ponte centrale e più elementi portanti laterali, in grado di scorrere su sottostanti lamiera in acciaio inox. Tali elementi sono solitamente separati dalla piastra ponte attraverso apposite scanalature o varchi trasversali.

L'impermeabilità del giunto è garantita mediante un accoppiamento dei diversi moduli di tipo maschio-femmina. Una apposita scossalina sarà comunque installata inferiormente al dispositivo di giunto, all'interno dell'apertura strutturale, al fine di garantire una corretta raccolta e smaltimento delle eventuali acque di infiltrazione. La scossalina sarà quindi opportunamente connessa all'impermeabilizzazione dell'intera struttura.





**Figura 97 - Giunto di media escursione**

### **4.3.3. Giunti di grande escursione**

I giunti di grande escursione sono utilizzati per garantire elevate domande di spostamento, ad esempio in strutture continue multicampata oppure strutture in zona sismica. Tipicamente sono realizzati mediante moduli composti da una piastra ponte centrale e più elementi laterali a soffietto, in grado di scorrere su sottostanti lamiera in acciaio inox. Tali elementi, aventi la funzione di assorbimento degli scorrimenti richiesti, sono dotati di apposite barre anti-sollevamento, al fine di garantire la perfetta planarità del piano del dispositivo di giunto.

L'impermeabilità del giunto è garantita mediante un accoppiamento dei diversi moduli di tipo maschio-femmina. Una apposita scossalina sarà comunque installata inferiormente al dispositivo di giunto, all'interno dell'apertura strutturale, al fine di garantire una corretta raccolta e smaltimento delle eventuali acque di infiltrazione. La scossalina sarà quindi opportunamente connessa all'impermeabilizzazione dell'intera struttura.



**Figura 98 - Giunto a piastra ponte**



**Figura 99 - Particolare degli elementi laterali a soffiutto**

#### **4.4. Giunto a pettine**

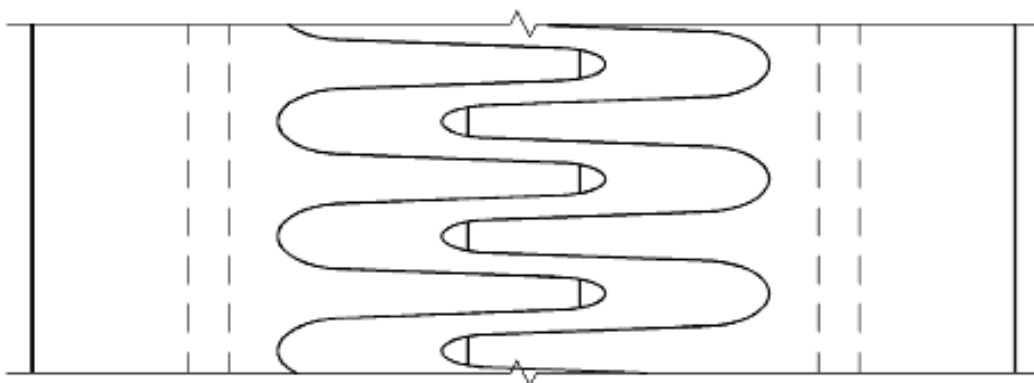
Il funzionamento del dispositivo di giunto a pettine è basato sulla contrapposizione di due elementi metallici, configurati a pettine e tra di loro complementari. Ciascuno dei due elementi è fissato sulla relativa testata della

soletta, con idonei tirafondi. In presenza di scorrimenti, di dilatazione o di contrazione, i due elementi metallici vengono a compenetrarsi oppure ad allontanarsi, garantendo comunque, in ogni loro configurazione, la continuità del piano stradale e la perfetta complanarità tra le superfici del giunto e della pavimentazione.

Una classificazione può essere condotta in base alla modalità di posa dei pettini, a seconda che questi risultino poggiati su entrambe le testate della soletta, oppure esclusivamente su una delle due testate. Nel primo caso si può considerare uno schema statico di trave doppiamente appoggiata, mentre nel secondo caso si può adottare uno schema di trave a mensola.

Tale dispositivo di giunto richiede una particolare cura durante tutte le fasi di installazione, poiché necessita di un elevato grado di accuratezza nei riguardi delle operazioni di ancoraggio e di allineamento dei due elementi metallici contrapposti.

Le caratteristiche di impermeabilità del giunto possono essere ottenute tramite diversi sistemi di tenuta all'acqua. Un primo metodo consiste nell'installazione di una scossalina, inferiormente al dispositivo di giunto, all'interno dell'apertura strutturale. La scossalina sarà quindi opportunamente connessa all'impermeabilizzazione dell'intera struttura. Un secondo metodo è basato sulla contrapposizione di due estrusi elastomerici a soffietto, ciascuno dei due applicato al relativo elemento metallico, mediante processo di vulcanizzazione. In ogni caso, una scossalina di raccolta delle acque sarà comunque installata all'interno dell'apertura strutturale, inferiormente al dispositivo.



**Figura 100 - Schema giunto a pettine**



**Figura 101 - Giunto a pettine**

## **5. Principali problematiche dei dispositivi di giunto**

I fenomeni di degrado e di dissesto dei dispositivi di giunto rientrano tra le principali cause di degrado nei ponti. Le cause risiedono sia in azioni antropiche – ad esempio sovraccarichi, assestamenti, carichi ciclici, difetti o fenomeni legati alla fatica –, sia in azioni ambientali e naturali – azioni meccaniche, fisiche o chimiche ed elettrochimiche. Tra le principali problematiche che si possono riscontrare nei dispositivi di giunto possono essere annoverate:

- presenza di dislivelli tra il giunto e la pavimentazione;
- presenza di dislivelli tra elementi contigui del giunto;
- non perfetta impermeabilità (anche in corrispondenza del cordolo);
- lesioni nello strato di massetto;
- distacco del massetto;
- ammaloramento dei profilati metallici;
- distacco del tampone;
- deformazione eccessiva del tampone;
- rottura degli elementi di continuità;
- deformazioni eccessive degli elementi di continuità;
- perdita della libertà di movimento del dispositivo di giunto;

- presenza di detriti all'interno del giunto.

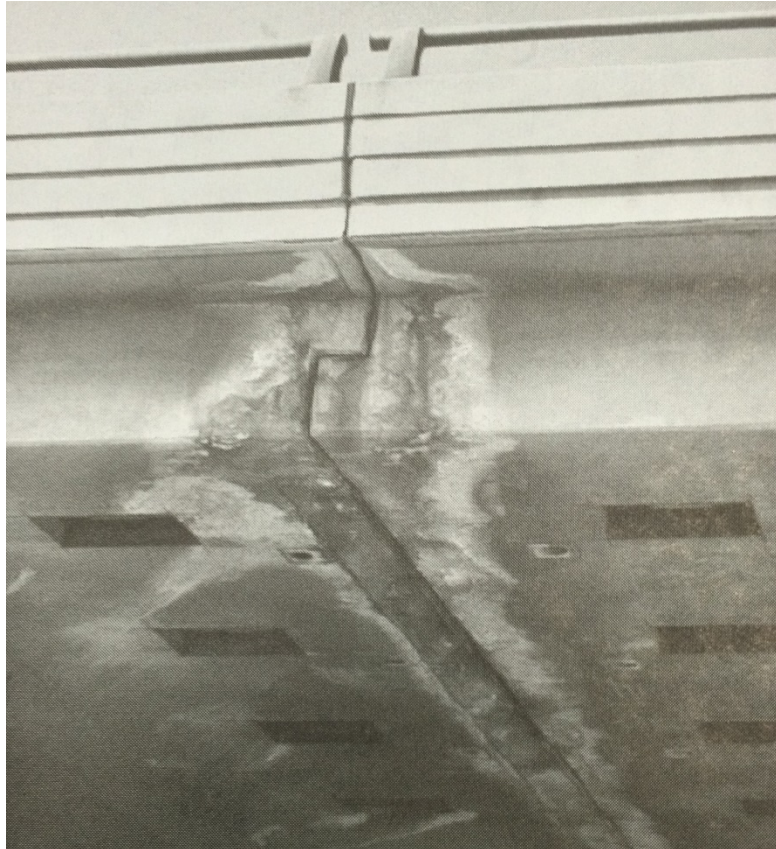


**Figura 102 - Ammaloramento del giunto**

Una delle finalità del giunto è quella di proteggere gli elementi strutturali sottostanti dalle infiltrazioni di acque ad alto contenuto di cloruri. Le aree presenti sotto il dispositivo sono generalmente strutturalmente importanti, presentando stati tensionali rilevanti. Si deve quindi sempre evitare che tali infiltrazioni vadano ad interessare i dispositivi di appoggio, le estremità delle solette e delle travi, i pulvini e tutti gli elementi della sottostruttura.

Eventuali percolazioni di acque, aventi spiccate caratteristiche corrosive, possono causare una riduzione della resistenza degli elementi interessati. Una esposizione costante all'umidità accelera il processo di corrosione delle barre di armatura o di precompressione, i fenomeni di fessurazione e di spalling del calcestruzzo. Tutto ciò è incrementato in presenza di cicli di gelo e disgelo.

L'esposizione costante all'umidità accelera inoltre anche i processi di corrosione, e di conseguente riduzione della sezione resistente, di travi in acciaio.



**Figura 103 - Ammaloramento per infiltrazioni in un giunto di impalcato**



**Figura 104 - Degrado del pulvino a causa delle infiltrazioni**

Si deve evitare che i fenomeni di corrosione vadano ad interessare i dispositivi di appoggio ed i bulloni di ancoraggio, con conseguente perdita di funzionalità.

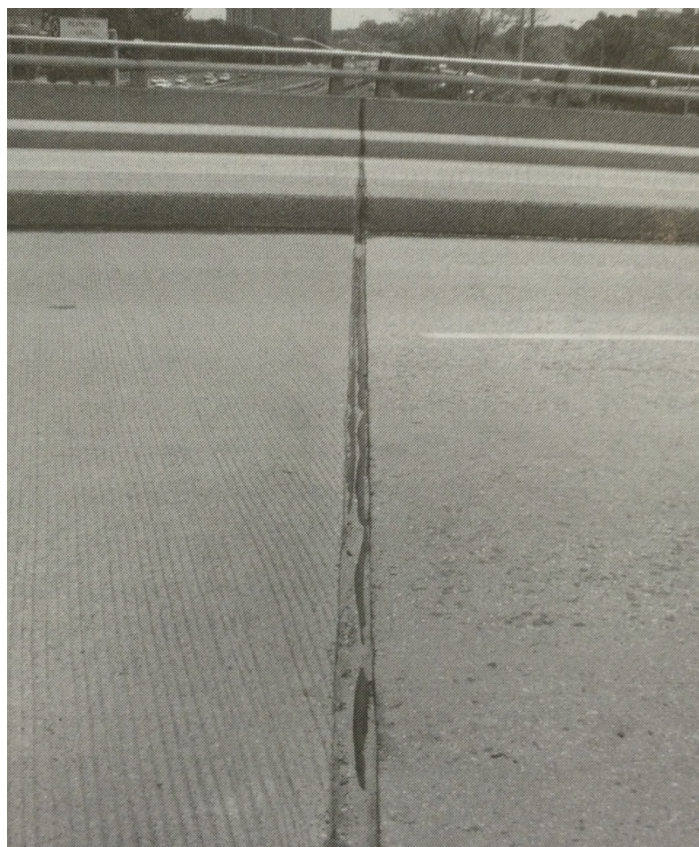


**Figura 105 - Degrado giunto su pila ed appoggio**

Un dispositivo di giunto dovrebbe essere sempre in grado di consentire liberamente le traslazioni e le rotazioni richieste, al fine di non trasmettere azioni indesiderate agli elementi strutturali connessi.

Un contrasto indesiderato nei confronti di un movimento di dilatazione dell'impalcato, dovuto al riempimento del giunto con materiale incompressibile – quale ad esempio sabbia o ghiaia – può essere causa di fessurazioni delle superfici in calcestruzzo. In alcuni casi si possono registrare anche movimenti trasversali dell'impalcato, con conseguente disallineamento delle strutture adiacenti collegate.

La presenza di materiale all'interno del giunto può essere causa di danneggiamenti e rotture, con conseguenti infiltrazioni di acque e sostanza corrosive.



**Figura 106 - Riempimento del giunto con materiale incompressibile**

Come indicato dall'ACI Manual of Concrete Practice 2010 – Part 3, dovrebbero essere utilizzate piastre di chiusura o altri sistemi di protezione, nel caso in cui la probabilità che del materiale vada a depositarsi all'interno del giunto sia particolarmente elevata.

Il comportamento delle sottostrutture deve essere costantemente monitorato, poiché eventuali cedimenti possono ridurre la dimensione dell'apertura strutturale e l'entità degli spostamenti ammissibili.

Un disallineamento verticale tra il dispositivo di giunto e la superficie della pavimentazione stradale adiacente può essere causa di disturbo o di danno agli utenti. Le forze di impatto possono inoltre arrecare danno al dispositivo stesso e agli elementi di supporto.



## **6. Organizzazione delle indagini per il rilevamento dello stato di danno**

I dispositivi normativi che hanno affrontato e regolato negli anni il controllo delle opere d'arte e dei manufatti stradali sono essenzialmente la Circolare Ministeriale 19.07.67 "Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali" e la Circolare Ministeriale 25.02.91 "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali"

Le Circolari mettono in luce il problema dell'esecuzione di una sorveglianza assidua, agile e sistematica del patrimonio di opere d'arte stradali, al fine di poter assicurare un controllo dello stato di conservazione per il mantenimento in efficienza delle stesse e delle parti accessorie.

Come indicato all'art.2 della Circolare Ministeriale 19.07.67 e ribadito all'art. 9.2 della Circolare Ministeriale 25.02.91, la vigilanza sullo stato di conservazione dei ponti deve essere permanente, al fine di assicurare le dovute condizioni di sicurezza dell'utente.

Il processo di controllo si esplica attraverso ispezioni visive in sito, effettuate periodicamente con frequenza prestabilita, basate su un triplice livello di approfondimento: una normale vigilanza, ispezioni minori e controlli tecnici approfonditi.

La normale vigilanza è affidata al personale addetto alla manutenzione che, durante la sua attività quotidiana, ispeziona i manufatti e le opere d'arte, mediante un esame di superficie delle strutture visibili, tendente ad accertare ogni fatto nuovo o l'insorgere di eventuali anomalie esterne.

Le ispezioni minori, da compiersi con cadenza almeno trimestrale, sono affidate a personale incaricato e sono finalizzate all'accertamento dello stato di consistenza e di conservazione delle strutture, nonché di eventuali dissesti delle parti visibili dei manufatti.

Il grado superiore di controllo, più approfondito e molto più accurato, da effettuarsi con cadenza annuale, deve essere eseguito da tecnici specializzati. Il controllo deve essere organizzato in funzione delle caratteristiche particolari dell'opera e particolare attenzione deve essere prestata anche alle parti non visibili.

In occasione di ciascuna visita ispettiva, sia essa trimestrale, annuale o straordinaria, dovranno essere compilati appositi rapporti con l'indicazione delle indagini effettuate, dello stato degli elementi osservati, delle eventuali situazioni di danno o degrado riscontrate. Dovranno inoltre essere allegati un giudizio riguardante il rilievo effettuato e le eventuali indagini specialistiche o interventi suggeriti.

Con particolare riferimento al dispositivo di giunto, il processo di vigilanza si esplica attraverso il controllo visivo dello stato di conservazione, della continuità e della impermeabilità dello stesso e dello stato di conservazione delle sottostrutture.

Come indicato all'art. 5.1.7.5 del Decreto Ministeriale 14.01.2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento Ordinario n.30 alla Gazzetta Ufficiale n.29 del 4 febbraio 2008, devono essere controllate tutte le parti visibili del dispositivo di giunto e delle testate delle solette, sia dal piano stradale che da altre opere di camminamento presenti.

Il controllo dello stato di conservazione dipende dalla tipologia di giunto presente: nel caso di giunto a tampone viscoelastico devono essere verificate le proprietà del tampone, poiché il comportamento del giunto nelle diverse condizioni climatiche e di carico dipende dall'elasticità dello stesso; nel caso di giunti in gomma armata devono essere controllate le caratteristiche della gomma, i bulloni di ancoraggio, lo stato di conservazione degli elementi metallici e la presenza di detriti all'interno dello stesso.

Il controllo della continuità è finalizzato all'accertamento della presenza di eventuali dislivelli tra il giunto e la pavimentazione oppure tra elementi contigui del giunto stesso, per garantire il comfort e la sicurezza del transito veicolare e per evitare rotture dovute alle forze di impatto risultanti da un disallineamento verticale. Tale disallineamento può essere corretto attraverso l'inserimento di lamiere addizionali saldate, la riparazione con calcestruzzo o altri materiali cementizi oppure con il riposizionamento del dispositivo alla quota corretta.

Il controllo dell'impermeabilità del giunto può essere svolto in via diretta oppure in via indiretta. Nel primo caso possono essere eseguite una serie di ispezioni visive del dispositivo stesso e della scossalina di raccolta delle eventuali acque di infiltrazione, verificandone l'adeguata connessione con

l'impermeabilizzazione della intera struttura. Nel secondo caso può essere invece controllato lo stato di conservazione della sottostruttura: ammaloramento o degrado degli elementi strutturali sottostanti, fenomeni di fessurazione e di spalling del calcestruzzo, corrosione delle barre di armatura, danneggiamenti dei dispositivi di appoggio, possono essere effetti chiaramente riconducibili ad un non corretto smaltimento delle acque percolanti attraverso il giunto.

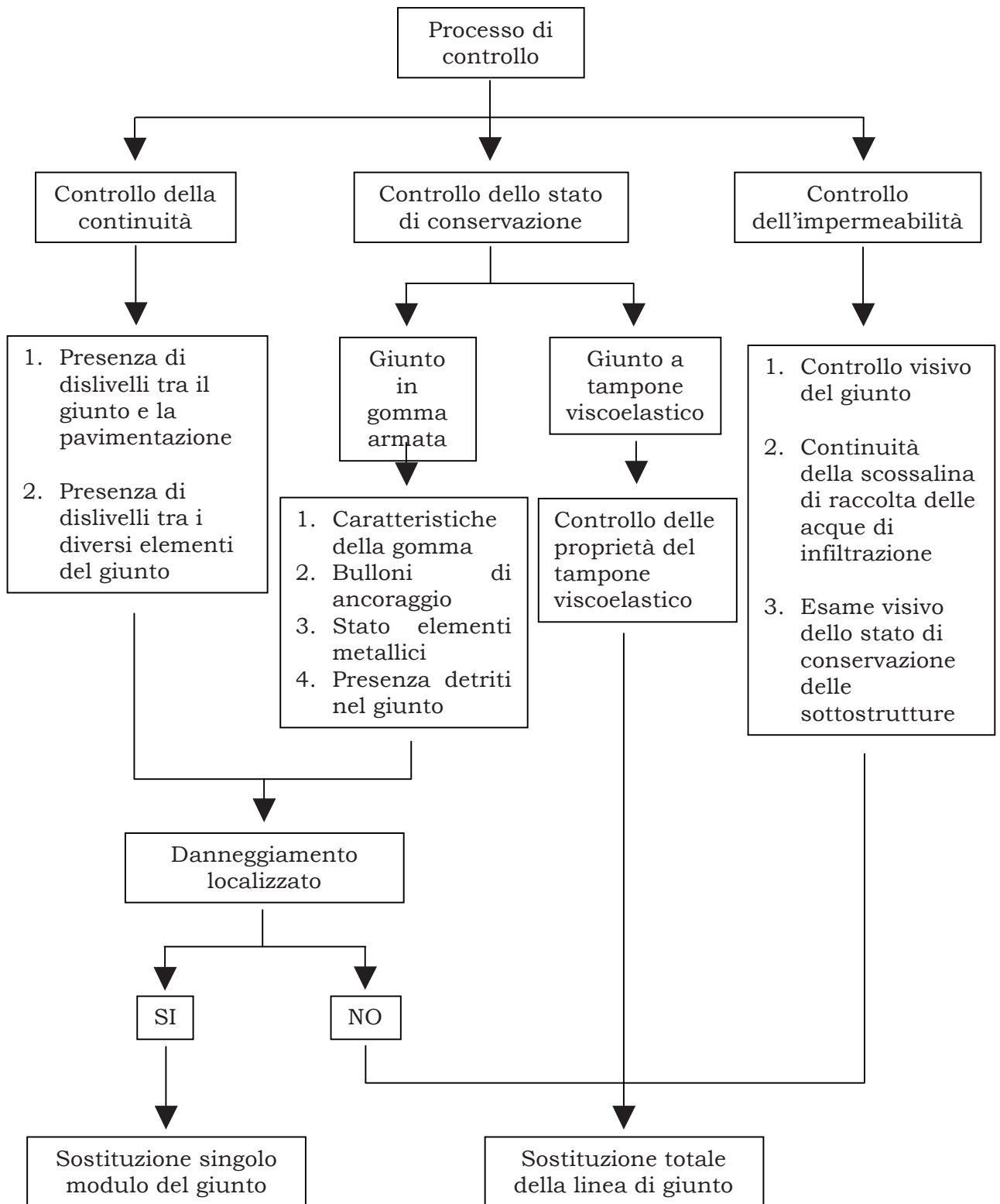
In seguito alla fase di ispezione e controllo, le opere possono essere classificate a seconda del loro stato in:

- opere in buono stato, che non necessitano di intervento;
- opere che necessitano di interventi di manutenzione;
- opere che necessitano di ulteriori indagini di tipo specialistico.

Se il danneggiamento risultante è di tipo localizzato si potrà procedere con una sostituzione locale di un singolo modulo del giunto, viceversa si procederà con una sostituzione totale della linea di giunto.

In caso di difetti di non impermeabilità o degrado delle testate delle solette si procederà sempre mediante sostituzione dell'intera linea di giunto.

Le fasi dell'intero processo di controllo sono indicate in modo schematico nel seguente diagramma di flusso.



**Tabella 27 - Fasi del processo di controllo**

## **7. Operazioni di manutenzione del dispositivo di giunto**

Una costante manutenzione del dispositivo di giunto è necessaria al fine di scongiurare il verificarsi delle problematiche descritte e di garantirne il corretto

funzionamento, durante l'intera vita utile del ponte. Nei seguenti paragrafi saranno esaminate le fasi degli interventi di manutenzione, relativamente alle diverse tipologie di giunti di sottopavimentazione, a tampone viscoelastico ed in gomma armata di piccola e media escursione.

Gli interventi di manutenzione e riparazione delle due tipologie di giunto in gomma armata di grande escursione e a pettine dovranno essere affrontati in modo specifico, a seconda delle caratteristiche del dispositivo installato.

### **7.1. Giunti di sottopavimentazione**

Gli interventi di riparazione e di manutenzione di un dispositivo di giunto di sottopavimentazione dipendono dalla tipologia adottata. Generalmente possono essere individuate le seguenti fasi:

- taglio preliminare della pavimentazione stradale;
- creazione di un'opportuna sede;
- posizionamento del dispositivo di giunto (dipende dalla tipologia);
- ripristino della pavimentazione sovrastante.



**Figura 107 - Taglio preliminare della pavimentazione stradale**

## **7.2. Giunto a tampone viscoelastico**

L'intervento di manutenzione del giunto a tampone viscoelastico si compone tipicamente delle seguenti fasi esecutive:

- taglio preliminare della pavimentazione stradale;
- rimozione completa dei detriti, con pulizia totale dell'apertura strutturale;
- pulizia, asciugatura e riscaldamento mediante aria calda compressa dell'intera superficie di scavo, comprese le facce verticali dell'asfalto;
- applicazione della scossalina per la raccolta ed il convogliamento delle eventuali acque di infiltrazione;
- applicazione dei dispositivi laterali di drenaggio;
- posizionamento di uno spessore di gommaspugna all'interno dell'apertura strutturale;
- stesura di uno strato di legante bituminoso sull'intera superficie dello scavo, comprese le facce verticali dell'asfalto, al fine di garantire la completa impermeabilizzazione;
- posizionamento di un lamierino zincato in corrispondenza dell'apertura strutturale, al fine di evitare la fuoriuscita degli aggregati nelle fasi di esecuzione e di esercizio del giunto;
- stesura di uno strato di legante bituminoso sul lamierino, al fine di completare l'impermeabilizzazione;
- posizionamento dell'aggregato scaldato, in strati di altezza variabile tra 20 mm e 40 mm, in funzione della profondità totale del giunto, previa interposizione di legante bituminoso gommato tra i diversi strati;
- la superficie superiore dell'ultimo strato di aggregato dovrà essere portata ad una quota di circa 20-25 mm al di sotto del livello della pavimentazione stradale;
- lo strato di copertura sarà realizzato con aggregato e bitume miscelati in opera, e compattato mediante l'azione di una piastra vibrante, al fine di renderlo perfettamente complanare con la pavimentazione stradale adiacente;

- stesura di legante bituminoso sull'intera superficie del giunto, al fine di riempire i vuoti esistenti nello strato di copertura.



**Figura 108 - Posizionamento dell'aggregato scaldato**



**Figura 109 - Fase di compattazione dello strato di copertura**

### **7.3. Giunti in gomma armata di piccola e media escursione**

Nel seguente paragrafo saranno descritte le fasi di manutenzione di un dispositivo di giunto in gomma armata di piccola o media escursione, relativamente a due differenti ipotesi di intervento: un primo scenario caratterizzato dalla sostituzione di un singolo modulo del giunto, realizzata in modo da non compromettere le prestazioni dell'intero dispositivo; un secondo scenario di sostituzione totale della linea di giunto, riscontrabile tipicamente a causa di modifiche dello schema di vincolo, adeguamento sismico delle strutture, rottura o usura complete del giunto oppure carenze di impermeabilità con deterioramento delle strutture sottostanti.

#### **7.3.1. Intervento di sostituzione di un singolo modulo del giunto**

L'intervento di sostituzione di un singolo modulo di un giunto in gomma armata si articola generalmente nelle seguenti fasi:

- rimozione del sigillante dalla sede dei bulloni di ancoraggio;
- svitatura dei bulloni di ancoraggio;
- rimozione e sostituzione dell'elemento danneggiato;
- sostituzione eventuale dei bulloni di ancoraggio;
- serraggio dei bulloni di ancoraggio;
- ripristino del sigillante nella sede dei bulloni di ancoraggio.



**Figura 110 - Sostituzione di un modulo**





**Figura 111 - Sostituzione dei bulloni di ancoraggio**

#### **7.4. Intervento di sostituzione totale del giunto**

L'intervento di sostituzione totale del giunto in gomma armata di grande escursione si compone tipicamente delle seguenti fasi esecutive:

- smontaggio e rimozione del giunto esistente;
- demolizione dei massetti di raccordo fra gli elementi di giunto e la pavimentazione stradale;
- riparazione eventuale delle zone terminali della soletta;
- rifacimento dello strato bituminoso, previa predisposizione di un supporto provvisorio in corrispondenza dell'apertura strutturale;
- taglio dello strato bituminoso, dopo un periodo di assestamento;
- posizionamento della dima per il centraggio degli ancoraggi;
- foratura per posa degli ancoraggi;
- pulizia mediante aria compressa e lavaggio delle testate della soletta;
- posizionamento dei profili di drenaggio delle acque di sottopavimentazione;
- posizionamento ed inghisaggio delle barre di ancoraggio;
- posizionamento della scossalina di raccolta e convogliamento delle eventuali acque di infiltrazione;
- posizionamento del cassero in polistirolo;
- stesura di uno strato di primer su tutte le superfici del getto;
- getto in quota con malta di resina;

- rimozione del cassero in polistirolo e pulizia mediante aria compressa;
- stesura di uno strato di stucco in corrispondenza delle aree di appoggio del giunto;
- posa della lamiera di scorrimento;
- posizionamento dei moduli che compongono il giunto;
- serraggio dei dadi degli ancoraggi;
- sigillatura della sede dei bulloni di ancoraggio;
- ripristino dei massetti di raccordo fra gli elementi di giunto e la pavimentazione stradale.



**Figura 112 - Riparazione delle zone terminali delle solette**



**Figura 113 - Posizionamento dei moduli**



## Bibliografia

- [1]. CEB – RILEM International Workshop, *Durability of concrete structures*, Copenhagen, maggio 1983, Workshop Report, Bulletin d'information 152, 1984
- [2]. Siviero E., *Durabilità delle strutture in calcestruzzo*, Collana di Architettura e Strutture no. 3. IUAV, Venezia, 1992
- [3]. Pedferri P., Bertolini L., *La corrosione del calcestruzzo e negli ambienti naturali*, McGraw-Hill, 1996
- [4]. Collepari M., Collepari S., Troli R., *Calcestruzzi a durabilità secolare. Parte I: strutture esposte all'aria*, Enco Journal. XI-34, 2006
- [5]. Xiao J., Li L., Zhu B., Fan Z., *Experimental study on strength and ductility of carbonated concrete elements*, Cement and Concrete Research. Vol. 29. pp. 561–565. 1999
- [6]. Chang C.F., Chen J.W., *Strength and Elastic Modulus of Carbonated Concrete*, ACI Materials Journal. Vol. 102. No. 5, September-October 2005
- [7]. Nakamura H., *Correlazione tra resistenza meccanica e carbonatazione a lungo termine*, Enco Journal. XII-37, 2007
- [8]. Collepari M., Ogoumah Olagot J.J., Simonelli F., Troli R. *Sull'attacco dei cloruri sulle strutture in c.a.*, Enco Journal. IX-35, 2006
- [9]. Tuutti, K., *Corrosion of steel in concrete*, Swed. Cem. Concr. Res. Inst. Vol.1, 1982
- [10]. Weyers R., *Service life model for concrete structures in chloride laden environments*, ACI Material Journal. Vol. 95. pp. 445–53, 1998
- [11]. FIB., *Model code for service life design*, Bulletin n° 34, 2006
- [12]. UNI-EN 1992-1-1 Eurocodice 2, *Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generale per gli edifici*, 2005
- [13]. *European Concrete Platform. Eurocode 2. Commentary. Final Draft*, 2008
- [14]. Decreto Ministeriale 2 Agosto 1980, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale 10 Novembre 1980 n.308, *Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali*

- [15]. Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 4 Maggio 1990, *Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali*
- [16]. Decreto Ministeriale 14.01.2008 *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*, Supplemento Ordinario n.30 alla Gazzetta Ufficiale n.29 del 4 febbraio 2008
- [17]. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 *Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*, Gazzetta Ufficiale del 26 febbraio 2009
- [18]. ACI Manual of Concrete Practice 2010 – Part 3 – ACI 318-08 to ACI 347.2R-05
- [19]. Associazione Mondiale della Strada, AIPCR, Comitato Nazionale Italiano, *“Aumento della vita utile dei ponti: line guida per le fasi di progettazione, costruzione e manutenzione”*, XXV Convegno Nazionale Stradale, Napoli 4-7 Ottobre 2006
- [20]. Circolare Ministeriale 19.07.67 *“Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali”*
- [21]. Circolare Ministeriale 25.02.91 *“Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”*

