



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

**LINEE GUIDA PER
LA CLASSIFICAZIONE E GESTIONE DEL RISCHIO,
LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
ED IL MONITORAGGIO DEI PONTI ESISTENTI**

Allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019,
espresso in modalità “agile” a distanza dall’Assemblea Generale in data 17.04.2020.

SOMMARIO

PARTE I

1. INTRODUZIONE

- 1.1 PREMESSA GENERALE E SCOPO DELLE LINEE GUIDA**
- 1.2 OBIETTIVI E STRUTTURA DELL'APPROCCIO MULTILIVELLO**
- 1.3 DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI ANALISI E RELAZIONI TRA ESSI**
- 1.4 CENNI GENERALI SULLA VALUTAZIONE DELLA RILEVANZA TRASPORTISTICA**
- 1.5 PRIORITARIZZAZIONE DELLE ATTIVITA'**
- 1.6 MODELLI INFORMATIVI**
- 1.7 COMPETENZE DEGLI OPERATORI**
- 1.8 LABORATORI DI PROVA**

2. LIVELLO 0. CENSIMENTO DELLE OPERE

- 2.1 OBIETTIVI DEL CENSIMENTO**
- 2.2 MODALITÀ DI ACQUISIZIONE E DI RAPPRESENTAZIONE DEI DATI**

3. LIVELLO 1. ISPEZIONI VISIVE E SCHEDE DI DIFETTOSITÀ

- 3.1 MODALITÀ E FINALITÀ DELLE ISPEZIONI VISIVE**
- 3.2 SCHEDE DI RILIEVO E VALUTAZIONE DEI DIFETTI**
- 3.3 DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI CRITICI**
- 3.4 SCHEDA FRANE E IDRAULICA**
- 3.5 CASI IN CUI SONO NECESSARIE VALUTAZIONI ACCURATE E DI DETTAGLIO: DAL LIVELLO 1 AL LIVELLO 4**
- 3.6 ISPEZIONI SPECIALI**

4. LIVELLO 2. ANALISI DEI RISCHI RILEVANTI E CLASSIFICAZIONE SU SCALA TERRITORIALE

- 4.1 STRUTTURA GENERALE DEL METODO DI CLASSIFICAZIONE DELLA CLASSE DI ATTENZIONE**
- 4.2 CLASSE DI ATTENZIONE STRUTTURALE E FONDAZIONALE**
 - 4.2.1 STIMA DEL LIVELLO DI PERICOLOSITÀ STRUTTURALE E FONDAZIONALE**
 - 4.2.2 STIMA DEL LIVELLO DI VULNERABILITÀ STRUTTURALE E FONDAZIONALE**

-
- 4.2.3 STIMA DEL LIVELLO DI ESPOSIZIONE STRUTTURALE E FONDAZIONALE
 - 4.2.4 STIMA DELLA CLASSE DI ATTENZIONE STRUTTURALE E FONDAZIONALE
 - 4.3 CLASSE DI ATTENZIONE SISMICA**
 - 4.3.1 DEFINIZIONE GENERALE DEL METODO
 - 4.3.2 VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI PERICOLOSITÀ SISMICA
 - 4.3.3 STIMA DEL LIVELLO DI VULNERABILITÀ SISMICA
 - 4.3.4 STIMA DEL LIVELLO DI ESPOSIZIONE SISMICA
 - 4.3.5 STIMA DELLA CLASSE DI ATTENZIONE SISMICA A LIVELLO TERRITORIALE
 - 4.4 CLASSE DI ATTENZIONE ASSOCIATA AL RISCHIO FRANE**
 - 4.4.1 DEFINIZIONE GENERALE DEL METODO DI DETERMINAZIONE DELLA CLASSE DI ATTENZIONE LEGATA AL RISCHIO FRANE
 - 4.4.2 STIMA DEL LIVELLO DI PERICOLOSITÀ/SUSCETTIBILITÀ LEGATO AL RISCHIO FRANE
 - 4.4.3 STIMA DEL LIVELLO DI VULNERABILITÀ LEGATO AL RISCHIO FRANE
 - 4.4.4 STIMA DEL LIVELLO DI ESPOSIZIONE LEGATO AL RISCHIO FRANE
 - 4.4.5 STIMA DELLA CLASSE DI ATTENZIONE FRANE A LIVELLO TERRITORIALE
 - 4.5 CLASSE DI ATTENZIONE ASSOCIATA AL RISCHIO IDRAULICO DEGLI ATTRAVERSAMENTI FLUVIALI**
 - 4.5.1 STIMA DELLA PERICOLOSITÀ LEGATA AL RISCHIO IDRAULICO
 - 4.5.2 STIMA DELLA VULNERABILITÀ LEGATA AL RISCHIO IDRAULICO
 - 4.5.3 STIMA DELL'ESPOSIZIONE LEGATA AL RISCHIO IDRAULICO
 - 4.5.4 STIMA DELLA CLASSE DI ATTENZIONE RISCHIO IDRAULICO
 - 4.6 ANALISI MULTI-RISCHIO E DEFINIZIONE DELLA CLASSE DI ATTENZIONE COMPLESSIVA**
-
- 5. LIVELLO 3: VALUTAZIONE PRELIMINARE DELL'OPERA**

PARTE II

6. LIVELLO 4: VERIFICA ACCURATA

6.1. CONCETTI FONDAMENTALI E STRATEGIE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

- 6.1.1. LA NORMATIVA VIGENTE
- 6.1.2. IL RUOLO FONDAMENTALE DELLA CONOSCENZA
- 6.1.3. LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E RELATIVI PROVVEDIMENTI
- 6.1.4. CASI IN CUI È NECESSARIA LA VALUTAZIONE DI SICUREZZA
- 6.1.5. LIVELLI DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
 - 6.1.5.1. Valutazione del livello di sicurezza secondo le norme tecniche
 - 6.1.5.2. Condizione di operatività
 - 6.1.5.3. Condizione di transitabilità

6.2. LA CONOSCENZA DEL PONTE

- 6.2.1. IL PERCORSO ITERATIVO DELLA CONOSCENZA
- 6.2.2. INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI E DEI MATERIALI
- 6.2.3. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA
- 6.2.4. PONTI METALLICI STORICI

6.3. MODALITÀ OPERATIVA DI VERIFICA

- 6.3.1. IPOTESI E FINALITÀ DEI LIVELLI DI VALUTAZIONE
- 6.3.2. VALUTAZIONE DELLE AZIONI
 - 6.3.2.1. Carichi permanenti
 - 6.3.2.2. Azioni variabili da traffico
 - 6.3.2.3. Azione sismica
 - 6.3.2.4. Azioni idrodinamiche e verifica della stabilità dei versanti
 - 6.3.2.5. Altre azioni variabili
- 6.3.3. VALORI DI PROGETTO DELLE AZIONI
 - 6.3.3.1. Fattori parziali di sicurezza delle azioni
 - 6.3.3.2. Fattori parziali di sicurezza dei carichi permanenti
 - 6.3.3.3. Fattori parziali di sicurezza delle azioni variabili, schemi di traffico da norme tecniche
 - 6.3.3.4. Fattori parziali di sicurezza delle azioni variabili, schemi di traffico da codice della strada
 - 6.3.3.5. Riduzione delle incertezze di modellazione
- 6.3.4. VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI
 - 6.3.4.1. Fattori parziali di sicurezza

6.3.5. VERIFICHE DI SICUREZZA**6.3.5.1. Verifica del sistema di fondazione****6.3.5.2. Problemi di verifica locale****6.3.5.3. Situazioni che richiedono lo svolgimento delle verifiche di esercizio****6.3.5.4. Verifiche di sicurezza per il transito di mezzi eccezionali****6.3.5.5. Verifica in sito della sicurezza per transitabilità temporanea**

PARTE III

7. SISTEMA DI SORVEGLIANZA E MONITORAGGIO

7.1. INTRODUZIONE

7.1.1. STRUMENTI OPERATIVI DEL SISTEMA DI SORVEGLIANZA E MONITORAGGIO

7.2. IL SISTEMA DI SORVEGLIANZA

7.2.1. GENERALITÀ

7.2.2. DOCUMENTAZIONE DEL SISTEMA

7.3. IL SISTEMA DI IDENTIFICAZIONE

7.3.1. SCOPO DEL SISTEMA DI IDENTIFICAZIONE

7.4. LE ISPEZIONI

7.4.1. ISPEZIONI ORDINARIE

7.4.2. ISPEZIONI STRAORDINARIE

7.4.3. CASI CHE RICHIEDONO PARTICOLARE ATTENZIONE

7.4.3.1. Strutture precomprese a cavi post-tesi

7.4.3.2. Scalzamento delle pile e delle spalle

7.4.3.3. Allontanamento delle acque di piattaforma

7.5. PROVE DI CARICO STATICHE E RILIEVI DINAMICI

7.5.1. PROVE DI CARICO STATICHE

7.5.2. RILIEVI DELLA RISPOSTA DINAMICA

7.6. MONITORAGGIO STRUMENTALE (SHM)

7.6.1. CONSIDERAZIONI GENERALI

7.6.2. MONITORAGGIO OCCASIONALE E PERIODICO

7.6.3. MONITORAGGIO PERMANENTE O CONTINUO

7.7. INDICATORI NUMERICI E MODELLI DI DEGRADO

7.7.1. INDICATORI NUMERICI DELLO STATO DI CONDIZIONE

7.7.2. SOGLIE DI ATTENZIONE E DI ALLARME

7.7.3. AGGIORNAMENTO DELLA CLASSE DI ATTENZIONE

7.7.4. PIANIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MANUTENZIONE

7.8. SOFTWARE PER LA GESTIONE DEI PONTI (BMS)

8. BIBLIOGRAFIA

PARTE I

INTRODUZIONE

LIVELLO 0: CENSIMENTO

LIVELLO 1: ISPEZIONI INIZIALI E SPECIALI

LIVELLO 2: CLASSI DI ATTENZIONE

LIVELLO 3: VALUTAZIONI PRELIMINARI

1. INTRODUZIONE

1.1 PREMESSA GENERALE E SCOPO DELLE LINEE GUIDA

La presente Linea Guida illustra una procedura per la gestione della sicurezza dei ponti esistenti, ai fini di prevenire livelli inadeguati di danno, rendendo accettabile il rischio. Essa è composta da tre parti, **sul censimento e la classificazione del rischio**, la **verifica della sicurezza** e la **sorveglianza e monitoraggio** dei ponti e dei viadotti esistenti (nel seguito semplicemente "ponti" o "opere"), ove per ponti e viadotti si intendono le costruzioni, aventi luce complessiva superiore ai 6.0 m, che permettono di oltrepassare una depressione del terreno o un ostacolo, sia esso un corso o uno specchio d'acqua, altro canale o via di comunicazione o una discontinuità naturale o artificiale.

In particolare, essa illustra come la classificazione del rischio o, meglio, la classe di attenzione si inquadri in un approccio generale multilivello che dal semplice censimento delle opere d'arte da analizzare arriva alla determinazione di una classe di attenzione sulla base della quale si perverrà, nei casi previsti dalla metodologia stessa, alla verifica di sicurezza. Gli esiti della classificazione e della verifica costituiscono utili informazioni per una eventuale successiva valutazione dell'impatto trasportistico mediante un'analisi della resilienza della rete. Sono approfondite nel dettaglio le metodologie necessarie per sviluppare l'approccio proposto a livello territoriale, quali il censimento delle opere, l'esecuzione delle ispezioni, iniziali e speciali, ai fini della redazione delle schede di difettosità dell'opera nonché la valutazione della classe di attenzione in funzione dei possibili rischi rilevanti, strutturale (statico e fondazionale), sismico, idro-geologico (idraulico e da frana). Tali rischi, inizialmente analizzati separatamente in termini di pericolosità, vulnerabilità e esposizione, sono poi riuniti in un'unica classificazione generale della classe di attenzione. In quest'ottica, il presente documento fornisce gli strumenti per la conoscenza a livello territoriale dei ponti, nella più larga accezione del termine, e per definire le priorità per l'esecuzione delle eventuali operazioni di sorveglianza e monitoraggio, di verifica e di intervento. Relativamente alle opere con luce minore di 6.0 m, sarà comunque cura del gestore/proprietario dell'infrastruttura definire le modalità di sorveglianza e monitoraggio, anche in termini di cadenza temporale, in funzione delle specifiche peculiarità delle opere e delle caratteristiche territoriali.

Il documento, e la metodologia in esso descritta, assumendo un'ampia valenza, possono applicarsi, nei principi e nelle regole generali, sia ai ponti stradali che a quelli ferroviari. Ferma restando questa valenza generale, la presente versione del documento declina i dettagli operativi nel caso dei ponti stradali.

1.2 OBIETTIVI E STRUTTURA DELL'APPROCCIO MULTILIVELLO

L'impiego di un approccio multilivello per la gestione dei ponti esistenti è giustificato dal numero di infrastrutture presenti sul territorio italiano. La complessità e, quindi, l'onerosità delle ispezioni, delle indagini, dei controlli, dei monitoraggi e delle verifiche da effettuare, è calibrata valutando di volta in volta, seppur in modo approssimato e qualitativo, l'effettiva necessità e urgenza in funzione dello stato attuale dell'opera, pervenendo ad un metodo, omogeneo ed uniforme al variare delle tipologie di infrastrutture, di valutazione della classe di attenzione.

L'approccio multilivello proposto prevede valutazioni speditive estese a livello territoriale, quali il censimento, le ispezioni e la classificazione, e valutazioni puntuali, di complessità maggiore, concentrate su singoli manufatti. In particolare, da una prima analisi eseguita sull'intero patrimonio infrastrutturale esistente mediante la costruzione di un censimento ragionato basato sul reperimento del maggior numero di informazioni possibili e sull'effettuazione di ispezioni visive metodologicamente strutturate, è definita la classe di attenzione da attribuire ad ogni ponte e, quindi, il grado di complessità e la tipologia dei successivi approfondimenti eventualmente richiesti, opportunamente graduati ed ottimizzati.

1.3 DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI ANALISI E RELAZIONI TRA ESSI

L'approccio si sviluppa su 6 livelli differenti, aventi grado di approfondimento e complessità crescenti. Sinteticamente:

- Il **Livello 0** prevede il censimento di tutte le opere e delle loro caratteristiche principali mediante la raccolta delle informazioni e della documentazione disponibile.
- Il **Livello 1**, esteso alle opere censite a Livello 0, prevede l'esecuzione di ispezioni visive dirette e il rilievo speditivo della struttura e delle caratteristiche geo-morfologiche ed idrauliche dell'area, tese a individuare lo stato di degrado e le principali caratteristiche strutturali e geometriche di tutte le opere, nonché potenziali condizioni di rischio associate a eventi franosi o ad azioni idrodinamiche.
- Il **Livello 2** consente di giungere alla classe di attenzione di ogni ponte, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati elaborando i risultati ottenuti dai livelli precedenti. In funzione di tale classificazione, si procede quindi con uno dei livelli successivi.
- Il **Livello 3** prevede l'esecuzione di valutazioni preliminari atte a comprendere, unitamente all'analisi della tipologia ed entità dei dissesti rilevati nelle ispezioni eseguite al Livello 1, se sia comunque necessario procedere ad approfondimenti mediante l'esecuzione di verifiche accurate di Livello 4.
- Il **Livello 4** prevede l'esecuzione di valutazioni accurate sulla base di quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti.

- Il **Livello 5**, non trattato esplicitamente nelle presenti Linee Guida, si applica ai ponti considerati di significativa importanza all'interno della rete, opportunamente individuati. Per tali opere è utile svolgere analisi più sofisticate quali quelle di resilienza del ramo della rete stradale e/o del sistema di trasporto di cui lo stesso è parte, valutando la rilevanza trasportistica, analizzando l'interazione tra la struttura e la rete stradale di appartenenza e le conseguenze di una possibile interruzione dell'esercizio del ponte sul contesto socio-economico in cui esso è inserito. Per l'esecuzione di tali studi può farsi riferimento a documenti di comprovata autorevolezza a carattere internazionale; alcuni cenni sulla valutazione della rilevanza trasportistica sono riportati nel § 1.4.

Dal Livello 0 al Livello 5, la complessità, il livello di dettaglio e l'onerosità delle indagini e delle analisi aumentano, ma il numero di infrastrutture su cui applicarle, così come il livello di incertezza dei risultati ottenuti, si riduce. Il flusso logico che complessivamente definisce le relazioni tra un livello e l'altro è mostrato in *Figura 1.1*.

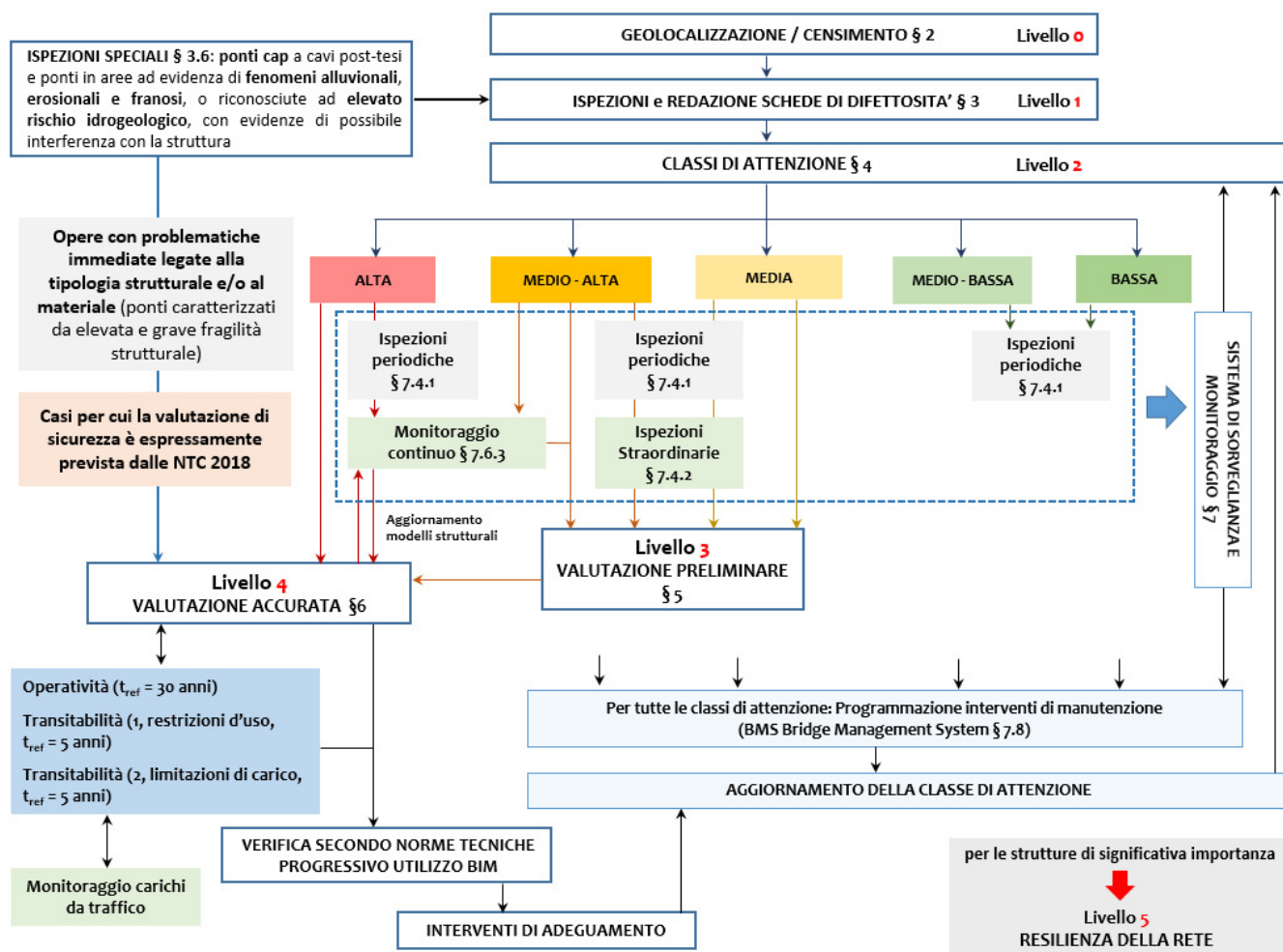


Figura 1.1 – Approccio multilivello e relazioni tra i livelli di analisi

Come si evince da *Figura 1.1*, il fulcro centrale dell’approccio, sui cui risultati si basano le valutazioni successive, è il **Livello 2**, ossia la definizione delle classi di attenzione. Come esposto nel seguito, essa consiste nel determinare, per ogni ponte, una Classe di Attenzione (CdA), funzione di fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, e classificata in alta, medio-alta, media, medio-bassa e bassa. Ad ogni classe di attenzione corrispondono determinate conseguenti azioni, in termini di indagini/monitoraggio/verifiche.

In particolare:

- Per i ponti con classe di attenzione Alta è opportuno l'immediato avvio di valutazioni più accurate, sia in termini di valutazioni di sicurezza sia di approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche e/o strutturali, laddove necessario. Le ipotesi, i criteri e le modalità di esecuzione delle valutazioni accurate, previste dal Livello 4 dell'approccio multilivello, sono discusse nel § 6. L'esecuzione di valutazioni accurate dà la possibilità di implementare un modello della struttura la cui affidabilità e accuratezza dipende dal livello di conoscenza raggiunto. Per i ponti di Classe di Attenzione Alta è prevista l'esecuzione delle ispezioni periodiche ordinarie di cui al § 7.4.1 e, ove si rendesse necessario, delle ispezioni periodiche straordinarie, § 7.4.2, e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo come descritto nel § 7.6.

- Per i ponti con classe di attenzione Medio-Alta è previsto l'impiego di valutazioni preliminari di Livello 3 e l'esecuzione delle ispezioni periodiche ordinarie di cui al § 7.4.1 e, ove si rendesse necessario, delle ispezioni periodiche straordinarie, § 7.4.2, e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo come descritto nel § 7.6.

L'ente proprietario e/o gestore verifica, caso per caso, la necessità di eseguire valutazioni accurate di Livello 4, sulla base della tipologia e qualità dei difetti riscontrati e dei risultati delle analisi preliminari di Livello 3.

I risultati delle ispezioni e del monitoraggio periodico o continuo possono consentire la valutazione dello stato della costruzione mediante osservazione sperimentale del suo comportamento nella sua evoluzione temporale, in modo da ampliare le informazioni ricavate dalle ispezioni visive con dati più accurati relativi all'effettivo progredire dei fenomeni di degrado. Le modalità di impiego e le informazioni aggiuntive ricavabili dai sistemi di monitoraggio sono descritte nel § 7.7. Ispezioni e monitoraggio sono quindi di ausilio alle valutazioni preliminari di Livello 3 e comunque, laddove ispezioni periodiche o straordinarie e monitoraggio strumentale evidenzino fenomeni evolutivi e problematiche rilevanti non precedentemente colte dalle ispezioni iniziali, occorre proseguire con l'esecuzione delle analisi accurate previste dal Livello 4 (riclassificando il ponte in CdA Alta), sviluppando un modello completo dell'opera in continuo aggiornamento sulla base dei risultati del monitoraggio stesso.

- Per ponti con CdA Media occorre eseguire valutazioni preliminari di Livello 3, così come descritto per la CdA Medio-Alta, ed ispezioni periodiche ordinarie di cui al § 7.4.1. Ove si rendesse necessario nel caso, sulla base delle ispezioni periodiche ordinarie, siano stati rilevati fenomeni di degrado in rapida evoluzione, è necessario eseguire anche ispezioni periodiche straordinarie di cui al § 7.4.2. L'ente proprietario e/o gestore verifica quindi, caso per caso, sulla base delle valutazioni di Livello 3, se sia necessario installare sistemi di monitoraggio periodico o continuo (riclassificando il ponte in CdA Medio-Alta) e/o se eseguire valutazioni accurate di sicurezza di Livello 4 (riclassificando il ponte in CdA Alta).
- Per i ponti in CdA Medio-Bassa non sono previste valutazioni o analisi diverse da quelle già eseguite bensì l'esecuzione di ispezioni periodiche frequenti (si veda al proposito la parte ad esso dedicata nelle presenti linee guida).
- Per i ponti in CdA Bassa non sono previste valutazioni o analisi diverse da quelle già eseguite bensì l'esecuzione di ispezioni periodiche (si veda al proposito la parte ad esso dedicata nelle presenti linee guida).

In ogni caso, qualora non si proceda a valutazioni accurate della sicurezza, qualsiasi sia la classe di attenzione determinata, occorre comunque eseguire, oltre agli interventi manutentivi programmati e periodici, gli interventi manutentivi essenziali individuati sulla base delle ispezioni.

Inoltre, sulla base dei risultati delle ispezioni periodiche ordinarie o straordinarie o del monitoraggio periodico e/o continuo eseguiti per le diverse Classi di Attenzione, occorre rivalutare, di volta in volta, la Classe di Attenzione dell'opera e quindi i provvedimenti ad essa conseguenti. Ovviamente la Classe di Attenzione dell'opera è previsto sia rivalutata anche in conseguenza agli eventuali interventi di manutenzione/riparazione/miglioramento effettuati. In ogni caso la rivalutazione della Classe di Attenzione è opportuno sia effettuata almeno ogni 2 anni per le opere di CdA Media e Medio-Alta, fermo restando che le opere di CdA Alta è previsto siano soggette a verifiche di Livello 4 ed agli interventi conseguenti tale verifica.

1.4 CENNI GENERALI SULLA VALUTAZIONE DELLA RILEVANZA TRASPORTISTICA

La **valutazione della rilevanza trasportistica e dei relativi impatti socioeconomici**, non è trattata nelle presenti Linee Guida. Si riportano comunque nel seguito alcune indicazioni di carattere generale sulle modalità operative di realizzazione di tali studi.

Tale valutazione, da approfondirsi nel Livello 5 dell'approccio descritto, comprende la zonizzazione differenziata per la domanda passeggeri e merci e la realizzazione o acquisizione di studi, eventualmente esistenti, di assegnazione dei traffici passeggeri e merci e di stima degli indici di accessibilità attivi e passivi delle zone territoriali e dei siti caratterizzati da significativa concentrazione delle densità insediative e/o produttive e dei siti logistici.

Le campagne conoscitive sono finalizzate a stimare l'impatto in termini socioeconomici della funzionalità del manufatto, inteso quale elemento della rete di trasporto in grado di assicurare funzioni di collegamento ed accessibilità tra le zone del territorio, le sue attività ed i suoi siti di produzione, di consumo, logistici e di distribuzione. A tal fine occorre tenere in considerazione eventuali studi trasportistici facenti parte della documentazione originaria di progetto (analisi di domanda e risultati di assegnazioni di traffico, valutazioni di impatto socioeconomico, analisi B-C e/o multicriteria, ecc.) e/o disponibili presso enti di governo territoriale od altri soggetti verificando che le ipotesi su cui essi si fondano rimangano valide, che le trasformazioni territoriali e di insediamento delle attività siano trascurabili, che le reti non abbiano subito sostanziali variazioni e che i meccanismi di distribuzione del traffico e le configurazioni di accessibilità non siano sostanzialmente variati. Particolare importanza rivestono gli studi realizzati nell'ambito della attività di pianificazione dei trasporti a scala regionale e comunale (piani regionali dei trasporti, piani di bacino, piani comunali dei trasporti, piani di mobilità, studi di fattibilità, ecc.). I raffronti finalizzati a verificare la attualità ed utilizzabilità degli studi acquisibili devono essere accompagnati da eventuali sessioni temporanee di conteggio dei flussi che possano validare gli studi pregressi od evidenziare una loro necessità di aggiornamento. Occorre considerare sia la domanda passeggeri che la domanda merci. In ogni caso, è necessario esplicitare l'impatto dei manufatti in termini di assorbimento della aliquota di assegnazione relativa a diverse coppie origine-destinazione e di contributo alla accessibilità attiva e passiva delle zone di localizzazione delle attività residenziali commerciali e produttive.

Nel caso in cui le informazioni esistenti non siano in condizioni di fornire una visione completa, occorre integrare il quadro conoscitivo a partire proprio da quanto disponibile. L'integrazione deve avvenire utilizzando modelli comprendendo operazioni di delimitazione dell'area di influenza dei manufatti, di zonizzazione del territorio, di stima delle domande di mobilità delle persone e di trasporto delle merci, di calcolo delle percentuali di assegnazione assorbite dai manufatti e di stima del contributo degli stessi alle accessibilità attive e passive. La caratterizzazione dei modelli è supportata da indagini territoriali e sulla distribuzione delle attività, nonché dal rilievo di flussi di traffico (passeggeri e merci) da effettuare con l'ausilio di postazioni temporanee o di postazioni fisse già presenti sul territorio o da realizzare. Postazioni esistenti, da realizzare e temporanee possono essere utilizzate in maniera integrata e comunque in numero sufficiente da assicurare la accuratezza dei modelli.

All'interno del processo di acquisizione progressiva di conoscenza sono identificati livelli diversi di approfondimento; nello specifico:

- Analisi della rilevanza locale; analisi e informazioni su scala territoriale ristretta, finalizzate a valutare l'apporto funzionale dei manufatti al soddisfacimento delle esigenze di mobilità locali; i modelli devono riferire ad una rappresentazione comunale (subcomunale per i comuni principali ed a maggiore intensità di attività); i livelli di rete rappresentata comprendono quelli della mobilità comunale e locale.
- Analisi della rilevanza principale; analisi e informazioni su scala territoriale ampia, finalizzate a valutare l'apporto funzionale dei manufatti al soddisfacimento delle esigenze di mobilità e trasporto alla scala regionale ed intraregionale; a tale livello i modelli di riferimento devono avere dimensione estesa con dettaglio della rappresentazione a scala provinciale (comunale per le provincie principali ed a intensità di attività maggiore); i livelli di rete rappresentata comprendono quelli della mobilità regionale ed interregionale.
- Analisi di rilevanza strategica; finalizzate a valutare l'apporto funzionale dei manufatti al soddisfacimento delle esigenze di mobilità e trasporto con riferimento alla scala vasta dei traffici di livello nazionale o sovranazionale; a tale livello i modelli di riferimento devono avere dimensione territoriale ampia e dettaglio della zonizzazione e della rappresentazione delle reti riferito ai livelli gerarchici di rete superiori (zone ampie e reti di trasporto di gerarchia elevata).

1.5 PRIORITARIZZAZIONE DELLE ATTIVITA'

I diversi livelli di analisi non sono necessariamente da applicare in maniera sequenziale, poiché non occorre attendere il completamento delle attività previste in un livello per avviare quelle del livello successivo.

In particolare, l'attività di censimento di Livello 0 e l'accurata e completa raccolta di documentazione e informazioni di base sulle infrastrutture esistenti richiede inevitabilmente tempistiche lunghe, poco compatibili con la necessità e l'urgenza di conoscere e valutare, almeno visivamente, lo stato di conservazione delle opere. Occorre pertanto che, per facilitare e velocizzare l'organizzazione delle attività relative all'approccio multilivello proposto, gli enti gestori/proprietari stabiliscano un ordine, anche in assenza di tutte le informazioni da censimento, individuando le tratte viarie da analizzare prioritariamente.

A tal fine, è necessario analizzare gli aspetti legati alla viabilità e alle caratteristiche delle reti stradali sì da minimizzare le conseguenze di eventuali carenze strutturali su comunità ed economie locali.

Tra questi, occorre valutare il *volume di traffico*, considerando il Traffico Giornaliero Medio e gli eventuali *carichi eccezionali*, ritenendo prioritarie le tratte stradali considerate fondamentali per la circolazione veicolare, la cui chiusura potrebbe causare disagi rilevanti ad attività economiche e sociali, anche perché assenti adeguati percorsi alternativi e la *vetustà della tratta stradale*, funzione quindi del suo anno di realizzazione, tenendo ovviamente conto dei successivi interventi di manutenzione e rimodernamento.

Oltre a fattori prettamente legati alle caratteristiche delle reti stradali, occorre considerare le informazioni già disponibili sullo *stato di conservazione* delle opere, ottenute, ad esempio, da ispezioni periodiche pregresse o comunque note all'ente gestore/proprietario, in modo da dare maggiore priorità alle ispezioni alle tratte che includano opere per le quali è già stata segnalata la presenza di fenomeni di degrado o di possibili criticità.

In definitiva, si sottolinea l'importanza di definire parametri e criteri, quali quelli sopra citati o qualsiasi altro ritenuto significativo, che permettano di individuare le priorità con cui eseguire le attività di censimento, ispezione e classificazione, da avviare contestualmente al progredire di ciascuna attività.

1.6 MODELLI INFORMATIVI

La classificazione e le azioni di verifica e monitoraggio delle infrastrutture, per essere efficaci, devono essere inserite in un quadro complessivo di gestione anche informativa delle opere che, tenendo conto delle effettive necessità e delle risorse disponibili, miri a garantire livelli di sicurezza adeguati al patrimonio infrastrutturale nazionale.

L'articolo 23, comma 13, del decreto legislativo 18 aprile 2016, n. 50, definisce le modalità di introduzione, da parte delle stazioni appaltanti, delle amministrazioni concedenti e degli operatori economici, dei metodi e strumenti elettronici specifici, quali quelli di modellazione per l'edilizia e le infrastrutture, nelle fasi di progettazione, costruzione e gestione delle opere e relative verifiche. Tali metodi sono introdotti progressivamente con un orizzonte temporale di obbligatorietà al 2025 nell'ambito della realizzazione delle opere pubbliche.

Si raccomanda pertanto agli Enti gestori, nell'ambito delle attività di classificazione, verifica e monitoraggio, l'adozione progressiva di modelli informativi dell'infrastruttura, ovvero l'insieme di contenitori di informazione strutturata e non strutturata, generata da tali strumenti digitali, che consentono una gestione efficace e trasparente del cespite attraverso l'utilizzo di ambienti di condivisione dati e piattaforme interoperabili dei dati, degli oggetti costruttivi e dei modelli informativi.

Tali modelli informativi, creati in un primo tempo nell'ambito della verifica strutturale approfondita (Livello 4), sulla base dei rilievi, delle prove materiche e dei monitoraggi effettuati ed in corso, possono costituire lo scheletro informativo dell'Archivio Informatico Nazionale delle Opere Pubbliche (AINOP). Si raccomanda inoltre che detti modelli possano essere anche aggiornati in tempo reale, costituendo quindi un banca dati aggiornata per le necessarie azioni di *asset management*.

Gli Enti gestori infine creano progressivamente una banca dati digitale aperta di tutti i ponti e viadotti, da rendere disponibile ai competenti uffici del Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti, iniziando da quelle opere che presentano una classe di attenzione più alta e procedendo, gradualmente, verso la completa digitalizzazione delle infrastrutture di che trattasi.

1.7 COMPETENZE DEGLI OPERATORI

Le attività ispettive e valutative previste dalle presenti Linee Guida saranno affidate a personale di adeguate competenze. I requisiti per la competenza degli operatori saranno definiti con regolamento emanato previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

1.8 LABORATORI DI PROVA

In generale, ai fini delle applicazioni di cui alle presenti Linee Guida, il prelievo e le prove distruttive sui materiali da costruzione di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC s.m.i., le prove di laboratorio sulle terre e sulle rocce di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7618/STC s.m.i. nonché le prove ed i controlli sui materiali da costruzione su strutture e costruzioni esistenti di cui alla Circolare 03 dicembre 2019 n. 633/STC e s.m.i., devono essere effettuate e certificate da un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001 e s.m.i., dotato di specifica autorizzazione, ove prevista.

2. LIVELLO 0. CENSIMENTO DELLE OPERE

2.1 OBIETTIVI DEL CENSIMENTO

Il censimento dei ponti previsto dal Livello 0 dell'approccio multilivello consiste nel catalogare tutte le opere presenti sul territorio, al fine di conoscere il numero di strutture da gestire e le loro caratteristiche principali, sia in relazione a geometria ed elementi strutturali, sia relativamente alla rete stradale in cui sono inserite ed al sito in cui è ubicata.

La raccolta dei dati inerente il censimento da parte degli enti proprietari/gestori permette altresì di creare un database dei ponti italiani, finalizzato a catalogare il vasto patrimonio infrastrutturale esistente. È importante che i dati siano aggiornati quando si acquisisce nuova documentazione.

Le informazioni raccolte nel censimento consentono altresì di suddividere i ponti in macro-classi ed individuare un ordine di priorità utile per programmare le ispezioni visive in situ e avviare le attività previste dal Livello 1 dell'approccio.

Inoltre, l'utilizzo dei dati raccolti nel censimento e le successive ispezioni visive sulle strutture (Livello 1) permettono di individuare i casi in cui è direttamente necessaria una verifica approfondita della sicurezza (prevista dal Livello 4), superando la fase di classificazione (Livello 2). Tali casi sono analizzati nel dettaglio nel § 3.5.

2.2 MODALITÀ DI ACQUISIZIONE E DI RAPPRESENTAZIONE DEI DATI

L'acquisizione dei dati contenuti nel censimento si esegue sulla base dell'analisi delle informazioni e della documentazione disponibile e dell'uso di sistemi di mappatura informatizzati.

Il reperimento della documentazione tecnica ed amministrativa inerente il ponte è un'operazione cruciale per raccogliere le informazioni necessarie per la successiva valutazione preliminare dei fattori di rischio. Si sottolinea pertanto l'importanza di eseguire una ricerca documentaria approfondita ed accurata, sia dei documenti prettamente tecnici (relativi a progetto, esecuzione, successivi interventi, ecc.) sia di documenti amministrativi, che consentono di ricostruire le vicende e le trasformazioni subite dall'opera nel corso degli anni. L'attendibilità dei dati reperiti è poi verificata nelle fasi successive di ispezione e rilievo in situ. Occorre porre anche attenzione al reperimento di eventuali dati esistenti inerenti la conoscenza del ruolo che il manufatto riveste all'interno del sistema di trasporto definendo la rilevanza del manufatto rispetto al soddisfacimento di bisogni di mobilità e trasporto e quindi dal punto di vista socioeconomico. A tal proposito occorre analizzare le reti stradali o di trasporto di appartenenza delle opere censite, relativamente a volumi e tipologia di traffico, oltre ad informazioni che permettono di stimare la presenza, lunghezza e percorribilità delle alternative stradali disponibili in caso di eventuali limitazioni o chiusure al transito dei veicoli sui ponti classificati. Tali informazioni possono essere acquisite, ad esempio, mediante raccolta dei risultati di studi trasportistici specifici già condotti o, in mancanza di questi, fornite dall'ente amministrativo di competenza.

Per ogni struttura è predisposta una "*Scheda di censimento di Livello 0*" (Allegato A), che consente di raccogliere le informazioni disponibili. La struttura della scheda e le informazioni contenute sono coerenti con quanto previsto al D.M. n. 430, 08.10.2019, del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti per la formazione dell'Archivio Informativo Nazionale delle Opere Pubbliche (AINOP).

3. LIVELLO 1. ISPEZIONI VISIVE E SCHEDE DI DIFETTOSITÀ

3.1 MODALITÀ E FINALITÀ DELLE ISPEZIONI VISIVE

Il Livello 1 dell'approccio multilivello prevede l'esecuzione di ispezioni visive su tutte le opere presenti sul territorio e catalogate nel censimento di Livello 0.

Le ispezioni visive sono finalizzate a verificare l'attendibilità dei dati raccolti nel censimento di Livello 0, raccogliere ulteriori informazioni circa le effettive caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera in esame e del sito di costruzione e valutare, seppur in maniera speditiva e sommaria, il grado di conservazione delle strutture. Esse forniscono una "fotografia" ed una descrizione quanto più oggettiva possibile delle effettive condizioni dell'opera e dell'ambiente circostante, mediante un accurato rilievo fotografico, il rilievo geometrico e il rilievo dei principali fenomeni di degrado presenti.

Le ispezioni visive richiedono l'esame sia dell'estradosso sia dell'intradosso del ponte in ogni loro elemento in modo da avere una visibilità completa ed adeguata anche, ove opportuno, di vani chiusi quali cassoni o pile cave. A tal proposito, si consideri che l'accessibilità o l'ispezionabilità del ponte è talvolta limitata; è necessario, pertanto, assicurare, per quanto possibile, l'accesso al ponte in maniera più semplice ed agevole possibile e di garantirne, anche nel tempo, la completa ispezionabilità.

La strumentazione minima di base suggerita comprende semplici strumenti di misura per eseguire il rilievo geometrico della struttura, strumenti fotografici di prestazioni adeguate all'esecuzione di rilievi fotografici anche a distanza ed eventuali altri strumenti ritenuti utili per il rilievo.

3.2 SCHEDE DI RILIEVO E VALUTAZIONE DEI DIFETTI

In sede di ispezione visiva, oltre ad un accurato rilievo fotografico e ad un rilievo geometrico delle dimensioni principali dell'opera (laddove possibile), è eseguito il rilievo dello stato di conservazione della struttura, finalizzato ad individuare, evidenziare e segnalare, in apposite schede, i fenomeni di degrado ed i difetti presenti. La compilazione di schede permette di indicare la presenza di specifici fenomeni di degrado e l'intensità e l'estensione con cui essi si manifestano. Le indicazioni riportate sulle schede sono poi utilizzate per la determinazione del livello di difettosità, uno dei principali parametri considerati nel metodo di classificazione di Livello 2.

Nell'Allegato B sono fornite le *schede di difettosità* da impiegare in fase di ispezione di Livello 1.

Le schede proposte nelle presenti linee guida sono state sviluppate assumendo come riferimenti principali le schede di valutazione disponibili in letteratura, integrandole e modificandole sulla base della letteratura tecnica e delle risultanze di numerose applicazioni a ponti esistenti.

Sono previste schede di difettosità differenziate per ogni tipologia di elementi costituenti il ponte e materiale di realizzazione (spalle in c.a., spalle in muratura, travi e traversi in c.a., ecc.). Una scheda apposita è dedicata agli elementi accessori caratterizzanti la carreggiata stradale al di sopra del ponte. Questi non forniscono indicazioni circa "lo stato di salute strutturale" del ponte, ma incidono sull'onere complessivo degli interventi di manutenzione che interesseranno l'opera, anche in considerazione di quanto previsto dal D.Lgs. 15 marzo 2011, n. 35, riportante *"Attuazione della direttiva 2008/96/CE sulla gestione della sicurezza delle infrastrutture"*. Alcuni fenomeni di degrado, inoltre, sono strettamente correlati con il non idoneo funzionamento di uno o più elementi accessori; i fenomeni di degrado superficiale più frequenti, ad esempio, sono causati dalla mancanza o carenza di un efficace sistema di regimentazione delle acque meteoriche. È bene, pertanto, non trascurare il rilievo di tali elementi. Particolare attenzione deve essere posta al rilievo della tipologia e delle condizioni delle barriere a bordo ponte, specialmente al loro collegamento alla struttura di impalcato ed al loro effettivo stato di conservazione.

Ogni scheda di difettosità riporta un elenco dei difetti tipici di quell'elemento e di quel determinato materiale, numerati con un codice alfa-numerico corrispondente a quello identificativo delle *schede di rilievo e valutazione dei difetti* in Allegato C.

Ad ognuno dei difetti è associato un peso (G), variabile da 1 a 5: difetti meno gravi hanno peso 1, i difetti più gravi hanno peso 5. I difetti con peso 5 sono evidenziati sulle schede, al fine di rimarcare la necessità di eseguirne un rilievo accurato. La loro presenza, infatti, potrebbe essere indice di rilevanti e/o immediati problemi strutturali e, pertanto, si considerano particolarmente influenti sulla determinazione del livello di difettosità.

Inoltre, in corrispondenza dei soli difetti di gravità più elevata (di peso $G = 4$ e $G = 5$) è presente la possibilità di segnalare il caso in cui la presenza di tale difetto possa pregiudicare la statica dell'opera e rappresentare un rischio rilevante (casella "PS").

Nell'intestazione di ogni scheda di rilievo, per ciascun elemento, è necessario indicare:

- la localizzazione del ponte mediante l'indicazione toponomastica o la denominazione della strada servita e la progressiva chilometrica;
- gli elementi a cui la scheda è riferita (N) e un riferimento utile per identificarne la posizione nell'insieme strutturale;
- la data di ispezione e il tecnico che l'ha svolta.

Per ogni difetto, è necessario indicare se esso è stato oggetto o meno di indagine, segnalandolo grazie all'apposita casella nella colonna "visto". Nel caso in cui il difetto sia rilevato sulla struttura, occorre indicarne l'estensione, mediante il coefficiente k_i

variabile da 0,2 e 1,0, e l'intensità, mediante il coefficiente k_2 , anch'esso variabile tra 0,2 e 1,0. I valori che possono assumere i due coefficienti sono indicati nelle *schede di rilievo e valutazione dei difetti* (Allegato C).

Nel caso in cui il difetto elencato nella scheda non sia rilevato sulla struttura, occorre segnalarlo mediante:

- la casella NA nel caso in cui il difetto non sia applicabile alla tipologia di manufatto ed elemento in esame;
- la casella NR se il difetto non si può rilevare mediante ispezione visiva (es. per presenza di vegetazione invasiva, zone non accessibili, ecc.);
- la casella NP se il difetto non è effettivamente presente.

Nella colonna "N° foto" si riporta la numerazione digitale delle foto effettuate allo specifico difetto. Queste ultime sono adeguatamente catalogate, numerate e provviste di didascalie, riportanti la tipologia di difetto che si intende rappresentare e la sua localizzazione nel complesso strutturale.

Infine, in ogni scheda è presente un apposito spazio per riportare eventuali note e osservazioni. Si sottolinea l'importanza di acquisire il maggior numero possibile di dati in sede di ispezione, pertanto è bene avere l'accortezza di segnalare qualsiasi ulteriore informazione utile anche se non espressamente indicata nelle schede.

Oltre alle schede di rilievo della difettosità, per ogni ponte, occorre compilare la *scheda descrittiva di ispezione* (Allegato B) con le caratteristiche principali della struttura rilevate durante l'ispezione visiva, quali tipologia strutturale, tipologia e materiale degli elementi strutturali, caratteristiche idro-geomorfologiche del territorio, schemi geometrici di massima e così via. Le informazioni raccolte in tale scheda sono utili per verificare l'affidabilità dei dati raccolti nel censimento iniziale e per incrementare la conoscenza del manufatto in esame. Si sottolinea, inoltre, che nella *scheda descrittiva di ispezione* vi è un'apposita sezione dedicata al rilievo degli elementi critici, definiti al § 3.3, particolarmente influenti nella definizione del livello di difettosità attuale e, di conseguenza, della classe di attenzione strutturale e fondazionale e della classe di attenzione sismica, come specificato ai § 4.2.2 e § 4.3.3.

3.3 DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI CRITICI

L'ispezione visiva in situ e la compilazione delle schede di difettosità permette di individuare la presenza di "elementi critici", indicando con tale termine gli elementi particolarmente soggetti ai fenomeni di degrado e i cui eventuali malfunzionamenti possono incidere significativamente sul comportamento strutturale globale del ponte, ovvero gli elementi o le condizioni per i quali la presenza di uno stato di degrado avanzato è da segnalare immediatamente.

Gli elementi critici dipendono dalla tipologia strutturale del ponte in esame. A titolo di esempio, sono considerati elementi critici o condizioni critiche ai fini della determinazione della classe di attenzione strutturale e fondazionale (§ 4.2) le selle Gerber, i cavi da precompressione, quadri fessurativi molto estesi ed intensi, meccanismi di incipiente perdita di appoggio o cinematismi in atto, giunzioni di elementi chiave per la staticità del ponte, scalzamento delle fondazioni. In particolare, si sottolinea l'importanza di ispezionare visivamente gli elementi critici, laddove possibile, o altrimenti di segnalare l'impossibilità della loro ispezione diretta e quindi la mancata completa valutazione delle loro condizioni di conservazione.

Analogamente, ai fini della determinazione della classe di attenzione sismica (§ 4.3), si considerano elementi critici apparecchi di appoggio molto degradati o danneggiati, sottostrutture caratterizzate da difettosità estesa e rilevante ai fini del comportamento sismico e, ancora, meccanismi di incipiente perdita di appoggio o cinematismi in atto.

A quelli sovra citati, si aggiungono tutti gli elementi o le condizioni che, secondo il tecnico incaricato dell'ispezione, necessitano di particolare attenzione e richiedono provvedimenti immediati.

Ove l'ispezione possa non essere completa e non siano stati ispezionati elementi critici (selle Gerber, appoggi, cavi di precompressione, fondazioni scalzate, ecc.), questo va segnalato all'atto di classificazione dell'opera. L'ente gestore/proprietario dovrà riclassificare l'opera a seguito di un'ispezione speciale tesa alla valutazione dello stato di conservazione di tali elementi.

3.4 SCHEDA FRANE E IDRAULICA

In sede di ispezione visiva, sulla scorta della documentazione reperita al Livello 0 e di un accurato esame dell'area sulla quale sorge il ponte, tecnici adeguatamente formati sono chiamati a valutare fattori primari e secondari atti a definire la Classe di Attenzione nei riguardi di potenziali eventi franosi e/o alluvionali.

Detti fattori sono individuati e raccolti in un'apposita *Scheda "Frane e idraulica"* (Allegato B), da compilare e allegare alle schede di difettosità strutturale.

Come dettagliatamente descritto al § 4.4, gli elementi costituenti la scheda, per la parte relativa alle frane, sono correlati alle tre componenti della Classe di Attenzione: pericolosità/suscettibilità, vulnerabilità, esposizione. Per la **suscettibilità** sono individuati tre fattori primari:

1. la magnitudo della potenziale frana, intesa come volume mobilizzabile,
2. la sua potenziale massima velocità di spostamento,
3. il suo stato di attività,

che valutano il livello di instabilità di versante (cinque livelli, da basso ad alto). Quest'ultimo è poi corretto in funzione di due fattori secondari, rispettivamente relativi al grado di affidabilità della valutazione e alla presenza – o meno – di misure di mitigazione e di controllo.

La **vulnerabilità** è stimata sulla base della tipologia strutturale (es: struttura iperstatica vs. isostatica) e dell'estensione dell'interferenza, che può interessare l'intera struttura o solo parte di essa, nonché della tipologia delle fondazioni.

L'esame accurato dell'area deve al contempo consentire l'individuazione – relativamente agli elementi naturali – di eventuali problematiche di "carattere idraulico", individuando innanzitutto i meccanismi di natura idraulica che potrebbero interessare l'area. In particolare, come meglio dettagliato nel § 4.5, è necessario disporre di una procedura per la valutazione speditiva del franco idraulico e di eventuali riduzioni di sezione dell'alveo dovute a fenomeni erosivi, al fine di dedurre la **pericolosità/suscettibilità** associata al ponte, oltre che valutare la presenza di particolari condizioni che contribuiscono ad incrementare la **vulnerabilità** del ponte ai fenomeni idraulici.

Il livello di **esposizione** al rischio idraulico, infine, porta alla valutazione delle potenziali conseguenze negative di future alluvioni – oltre che per la struttura interessata – anche quali conseguenze indotte (inondazione).

Occorre inoltre considerare, quando rilevante, la possibile interazione tra due distinte opere d'arte.

La scheda di rilievo contiene quindi tutte le indicazioni necessarie per la stima dei parametri influenti per la determinazione della classe di attenzione frane e della classe di attenzione idraulica, meglio dettagliati nei § 4.4 e § 4.5, rispettivamente.

3.5 CASI IN CUI SONO NECESSARIE VALUTAZIONI ACCURATE E DI DETTAGLIO: DAL LIVELLO 1 AL LIVELLO 4

I dati raccolti nel censimento delle opere di Livello 0 e acquisiti durante le ispezioni di Livello 1 permettono di identificare i casi nei quali è richiesta l'esecuzione diretta di valutazioni approfondite e di dettaglio previste dal Livello 4 dell'approccio multilivello e che, quindi, non sono oggetto di classificazione.

Tali casi sono essenzialmente i seguenti:

- casi in cui è necessaria la valutazione della sicurezza secondo le Norme Tecniche al Cap. 8.3 "VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA", per quanto applicabile ai ponti esistenti;
- opere caratterizzate da elevata "fragilità" intrinseca, per le quali una variazione, anche minima, delle caratteristiche strutturali compromette i meccanismi resistenti per i quali sono stati progettati e non garantisce il comportamento strutturale originario previsto, portando a situazioni di crisi di tipo fragile. È il caso, ad esempio, dei ponti a giunti in c.a.p., in cui la trasmissione a taglio tra i conci avviene grazie allo sviluppo di attrito tra i conci stessi.

In ogni caso, tale possibilità si considera valida ogni qualvolta si ritiene necessario ed utile un approfondimento immediato delle indagini e una valutazione di rischio accurata.

3.6 ISPEZIONI SPECIALI

Nel caso di ponti in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi resi aderenti, nel seguito indicati come ponti in c.a.p. a cavi post-tesi, e ponti in aree ad evidenza di fenomeni alluvionali, erosionali e franosi, o riconosciute ad elevato rischio idrogeologico, con evidenze di possibile interferenza con la struttura, occorre eseguire delle ispezioni speciali atte a verificare la necessità di procedere con l'esecuzione diretta di valutazioni approfondite e di dettaglio di Livello 4. Nella pianificazione delle ispezioni speciali, priorità deve essere data ai ponti in c.a.p. a cavi post-tesi la cui costruzione risale agli anni '60/'70 e comunque a quelli per cui si rileva un avanzato e rilevante stato di degrado.

I ponti di calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi sono strutture particolarmente critiche, in quanto né le tecniche di indagine convenzionali e ancor meno le ispezioni visive consentono di fornire un quadro conoscitivo adeguato sulle loro reali condizioni di degrado. D'altro canto, il degrado del calcestruzzo e la corrosione dell'armatura di precompressione possono generare importanti problemi di affidabilità, compromettendo l'effettiva capacità portante della struttura. Occorre pertanto eseguire ispezioni speciali secondo le modalità operative descritte nel dettaglio al § 7.4.3.1; esse sono mirate all'individuazione del tracciato dei cavi e alla localizzazione di eventuali vuoti o difetti mediante la raccolta dei documenti originari di progetto e la redazione ed esecuzione di un piano di indagini non distruttive (ad esempio indagini pacometriche, Indagini Georadar, Tomografie ultrasoniche, tecniche di Impact-Echo, tecniche di indagine basate sul metodo di dispersione del flusso magnetico (MFL – Magnetic Flux Leakage), metodi elettrochimici di misura del potenziale di corrosione) e alla valutazione del grado di difettosità mediante la progettazione ed esecuzione di un piano di indagini semi-distruttive (ad esempio prove endoscopiche, prove vacuometriche, saggi localmente distruttivi, valutazione dello stato di tensione del filo o del calcestruzzo, prelievo di materiale di iniezione su cui eseguire prove chimiche).

Qualora le indagini svolte evidenzino fenomeni e/o difetti rilevanti, quali importanti stati di corrosione o rotture, anche parziali, dei cavi da precompressione, o nel caso in cui si ritenga che le ispezioni speciali non siano sufficienti a definire con adeguato grado di affidabilità lo stato di conservazione generale dell'opera ed il quadro completo dei difetti, occorre procedere a valutazioni di sicurezza approfondite, previste dal Livello 4 dell'approccio multilivello, assumendo come riferimento la parte delle presenti linee guida ad esse dedicate. Dove ritenuto necessario, occorre comunque prevedere immediati interventi di correzione dei difetti di iniezione e ripristino.

Se, invece, non si evidenziano condizioni con difettosità di elevata entità che richiedano analisi accurate e provvedimenti immediati, i ponti in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi sono soggetti all'analisi di Livello 1 per la redazione delle schede di difettosità (se non già effettuata contestualmente all'ispezione speciale) e quindi ai metodi di classificazione previsti dal Livello 2 dell'approccio multilivello, al pari delle altre categorie di ponti, stimando quindi le classi di attenzione ad essi associate e calibrando di conseguenza l'approfondimento e le tempistiche delle operazioni di ispezione periodica, monitoraggio e verifica.

In quest'ultimo caso, i risultati delle indagini effettuate nell'ambito delle ispezioni speciali sono ovviamente tenuti in debito conto nella stima del livello di difettosità della struttura a Livello 1.

Tutte le attività svolte nell'ambito delle ispezioni speciali sui ponti di c.a.p. a cavi post-tesi, nonché i risultati ottenuti, sono descritte e dettagliate mediante le apposite schede di ispezione predisposte e allegate al presente documento (Allegato D).

4. LIVELLO 2. ANALISI DEI RISCHI RILEVANTI E CLASSIFICAZIONE SU SCALA TERRITORIALE

La classificazione dei ponti su scala territoriale consiste nella stima, semplificata e speditiva, dei fattori di “rischio” associati ai manufatti, censiti ed ispezionati nei livelli precedenti.

Il rischio associato ai ponti è stimato in modo approssimato mediante la *Classe di Attenzione* (CdA). Si ritiene, infatti, fuorviante parlare di rischio vero e proprio, in quanto la sua analisi richiede valutazioni ed indagini più complesse ed approfondite rispetto a quelle semplici e speditive previste dal Livello 2 e non può basarsi sulle sole informazioni raccolte mediante ispezioni visive. La classe di attenzione è, invece, una stima approssimata dei fattori di rischio, utile per la definizione di un ordine di priorità per l’approfondimento delle indagini/verifiche/controlli nonché per la programmazione degli interventi manutentivi e strutturali necessari.

La presente Linea Guida prevede 5 Classi di Attenzione:

- Classe Alta
- Classe Media-Alta
- Classe Media
- Classe Medio-Bassa
- Classe Bassa

Il valore della Classe di Attenzione è individuato mediante la valutazione semplificata della pericolosità, dell’esposizione e della vulnerabilità associati alla singola opera, effettuata elaborando i risultati scaturenti dalle ispezioni visive. In ogni caso, la Classe di Attenzione determinata non può essere inferiore a CdA Bassa e superiore a CdA Alta.

Nello specifico occorre innanzitutto specificare quali sono i rischi considerati rilevanti per le strutture da ponte considerando le loro peculiarità e quelle dei contesti in cui esse sono generalmente inserite. Anche in considerazione dei diversi periodi di ritorno e della diversa natura delle azioni preponderanti da cui esse dipendono, risulta conveniente distinguere quattro tipologie di rischio:

- Rischio strutturale e fondazionale;
- Rischio sismico;
- Rischio frane;
- Rischio idraulico.

È dunque utile e necessario analizzare i rischi rilevanti in maniera separata ed indipendente, definendo un metodo di classificazione e, quindi, una Classe di Attenzione diversa per ognuno di essi distinguendo:

- Classe di Attenzione strutturale e fondazionale;
- Classe di Attenzione sismica;
- Classe di Attenzione frane;
- Classe di Attenzione idraulica.

I metodi con cui sono valutati e, di conseguenza, classificate le diverse CdA si basano su regole e approcci comuni. I parametri che le definiscono sono invece differenti e scelti tra quelli ritenuti maggiormente rilevanti per le diverse tipologie di rischio considerate.

Note le CdA associate ai rischi rilevanti, esse sono poi combinate tra loro (come descritto al § 4.6) in modo da ottenere la CdA complessiva del ponte, su cui basare le successive azioni da intraprendere così come illustrato sinteticamente in *Figura 1.1*.

4.1 STRUTTURA GENERALE DEL METODO DI CLASSIFICAZIONE DELLA CLASSE DI ATTENZIONE

La definizione di classe di attenzione proposta è ispirata al noto schema di definizione di rischio, ossia è il risultato della combinazione di tre fattori principali: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.

Tali fattori sono a loro volta determinati considerando i principali parametri che li influenzano. Questi ultimi sono distinti in “parametri primari” e “parametri secondari”, includendo tra i primi quelli con maggiore importanza ai fini della classificazione.

La determinazione dei fattori e quindi della classe di attenzione, si esegue mediante un approccio per “classi ed operatori logici”, ossia raggruppando ogni parametro principale e secondario in classi e combinando le classi tra loro mediante flussi logici.

I parametri primari e secondari sono determinati elaborando i dati raccolti mediante il censimento (§ 2) e le ispezioni visive (§ 3). A seconda del valore dei parametri primari si individuano 5 classi – bassa, medio-bassa, media, medio-alta, alta – definite con criteri e range di variazione specifici per ogni parametro. Tali classi sono poi corrette in funzione dei parametri secondari, classificati in 2 o più classi.

Si individuano, quindi, le classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, tra le 5 previste - bassa, medio-bassa, media, medio-alta, alta – combinando le classi dei parametri primari e secondari relativi. La classe di attenzione, anch’essa distinta nelle solite 5 classi, si ottiene infine dalla combinazione delle classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Il percorso logico alla base della determinazione della classe di attenzione è sintetizzato in *Figura 4.1*.

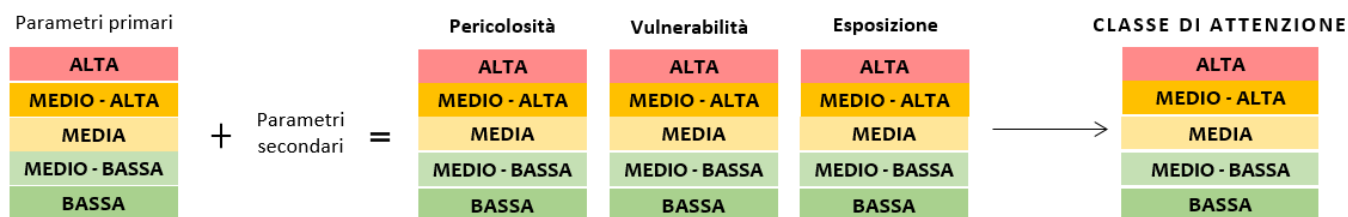


Figura 4.1. – Flusso logico per la determinazione della classe di attenzione

Particolare cautela deve essere posta ai casi in cui non si dispone di tutte le informazioni necessarie per la definizione dei parametri, non potendo eseguire una classificazione accurata ed affidabile; tali casi devono essere segnalati esplicitamente.

Si sottolinea che, nell'approccio per classi ed operatori logici utilizzato, non è previsto il calcolo di termini numerici.

4.2 CLASSE DI ATTENZIONE STRUTTURALE E FONDAZIONALE

La definizione della classe di attenzione strutturale e fondazionale considera i principali parametri influenti sul comportamento strutturale dell'opera nelle sue usuali condizioni di esercizio. Si tratta quindi di parametri relativi all'entità e alla frequenza dei carichi da traffico, nonché fattori inerenti alle caratteristiche prettamente strutturali delle opere o, ancora, parametri legati al corretto funzionamento e gestione della rete stradale di appartenenza. Essi sono distinti in "parametri primari" e "parametri secondari", come indicato in *Tabella 4.1*.

Tabella 4.1 - Parametri primari e secondari per la determinazione di fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione strutturale e fondazionale

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità	Entità dei carichi presenti con particolare riferimento al transito di trasporto eccezionale	-
Vulnerabilità	Livello di difettosità Schema statico, luce, materiale e numero di campate	Rapidità di evoluzione del degrado Norma di progettazione
Esposizione	Livello di TGM e luce media della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Trasporto di merci pericolose

4.2.1 STIMA DEL LIVELLO DI PERICOLOSITÀ STRUTTURALE E FONDAZIONALE

La pericolosità è legata alla probabilità che il ponte sia interessato dal passaggio di carichi di massa rilevante, tra cui i veicoli commerciali, ossia i veicoli la cui sagoma corrisponde a tipologie con portata superiore a 3,5 t.

A parità di condizioni, un ponte su cui transitano frequentemente veicoli con rimorchio di massa rilevante risulta più a rischio di un ponte con le stesse caratteristiche strutturali interessato da flussi ordinari di traffico, costituiti per la maggior parte da veicoli leggeri. A ciò consegue che risulterebbe estremamente utile classificare le stesse strade, non solo in funzione delle caratteristiche costruttive, tecniche e funzionali, ma anche in funzione della massima massa ammissibile (*Tabella 4.2*). Quest'ultima dovrebbe essere stata stabilita dall'ente di gestione della strada in relazione allo stato di conservazione dei ponti presenti sull'arteria stradale considerata, con l'imposizione delle conseguenti limitazioni al traffico. È poi onere dell'ente di gestione assicurarsi che tale limitazione sia rispettata. L'attribuzione della CdA fa quindi riferimento alle limitazioni di transito vigenti all'atto della relativa valutazione.

Tabella 4.2. – Classificazione delle strade in funzione della massima massa ammissibile

(*) le percentuali sono riferite ai carichi concentrati su due assi in tandem, complessivamente pari a 600 kN, previsti dallo schema di carico I delle Norme Tecniche

Classe A	Carichi di progetto previsti dalle Norme Tecniche
Classe B	Limitazione di carico a 44 t ($\approx 73\%$ dei carichi di progetto previsti dalle Norme Tecniche) (*)
Classe C	Limitazione di carico a 26 t ($\approx 43\%$ dei carichi di progetto previsti dalle Norme Tecniche) (*)
Classe D	Limitazione di carico a 8,0 t ($\approx 13\%$ dei carichi di progetto previsti dalle Norme Tecniche) (*)
Classe E	Limitazione di carico a 3,5 t ($\approx 6\%$ dei carichi di progetto previsti dalle Norme Tecniche) (*)

Ai fini delle presenti Linee Guida, incrociando la classe della strada con la frequenza con cui è previsto il transito di carichi di massa significativa, si può individuare la **classe di pericolosità** del ponte, come indicato in Tabella 4.3. Tale parametro è definito sulla base del numero medio di veicoli commerciali previsti su una singola corsia di marcia nell'arco di un'intera giornata (24 h), ed è classificato in Alta, Media e Bassa secondo i criteri di Tabella 4.4.

Tabella 4.3. – Classi di pericolosità in funzione della classe stradale e della frequenza del passaggio di veicoli commerciali

Classe A Carichi di progetto previsti dalle Norme Tecniche	Frequenza passaggi di veicoli commerciali		
	Alta	Media	Bassa
	ALTA	ALTA	MEDIO-ALTA
Classe B Limitazione di carico a 44 t	Frequenza passaggi di veicoli commerciali		
	Alta	Media	Bassa
	ALTA	MEDIO-ALTA	MEDIA
Classe C Limitazione di carico a 26 t	Frequenza passaggi di veicoli commerciali		
	Alta	Media	Bassa
	MEDIO-ALTA	MEDIA	MEDIO-BASSA
Classe D Limitazione di carico a 8,0 t	Frequenza passaggi di veicoli commerciali		
	Alta	Media	Bassa
	MEDIA	MEDIO-BASSA	BASSA
Classe E Limitazione di carico a 3,5 t	BASSA		

Tabella 4.4. – Frequenza del transito di veicoli commerciali per singola corsia di marcia

Alta	Media	Bassa
≥ 700 veicoli/giorno	$300 < \text{veicoli /giorno} < 700$	≤ 300 veicoli/giorno

4.2.2 STIMA DEL LIVELLO DI VULNERABILITÀ STRUTTURALE E FONDAZIONALE

Il fattore vulnerabilità dipende da diversi parametri; in particolare:

- Parametri principali: livello di difettosità, schema strutturale, luce, materiale e numero di campate;
- Parametri secondari: rapidità di evoluzione del degrado e norma di progettazione.

Esso è il risultato della combinazione dei vari parametri, secondo lo schema logico riportato in *Figura 4.2*.

Dallo schema in *Figura 4.2* si nota che, qualora il livello di difettosità attuale risulti elevato, il ponte ha comunque classe di vulnerabilità alta, a prescindere dagli altri fattori considerati.

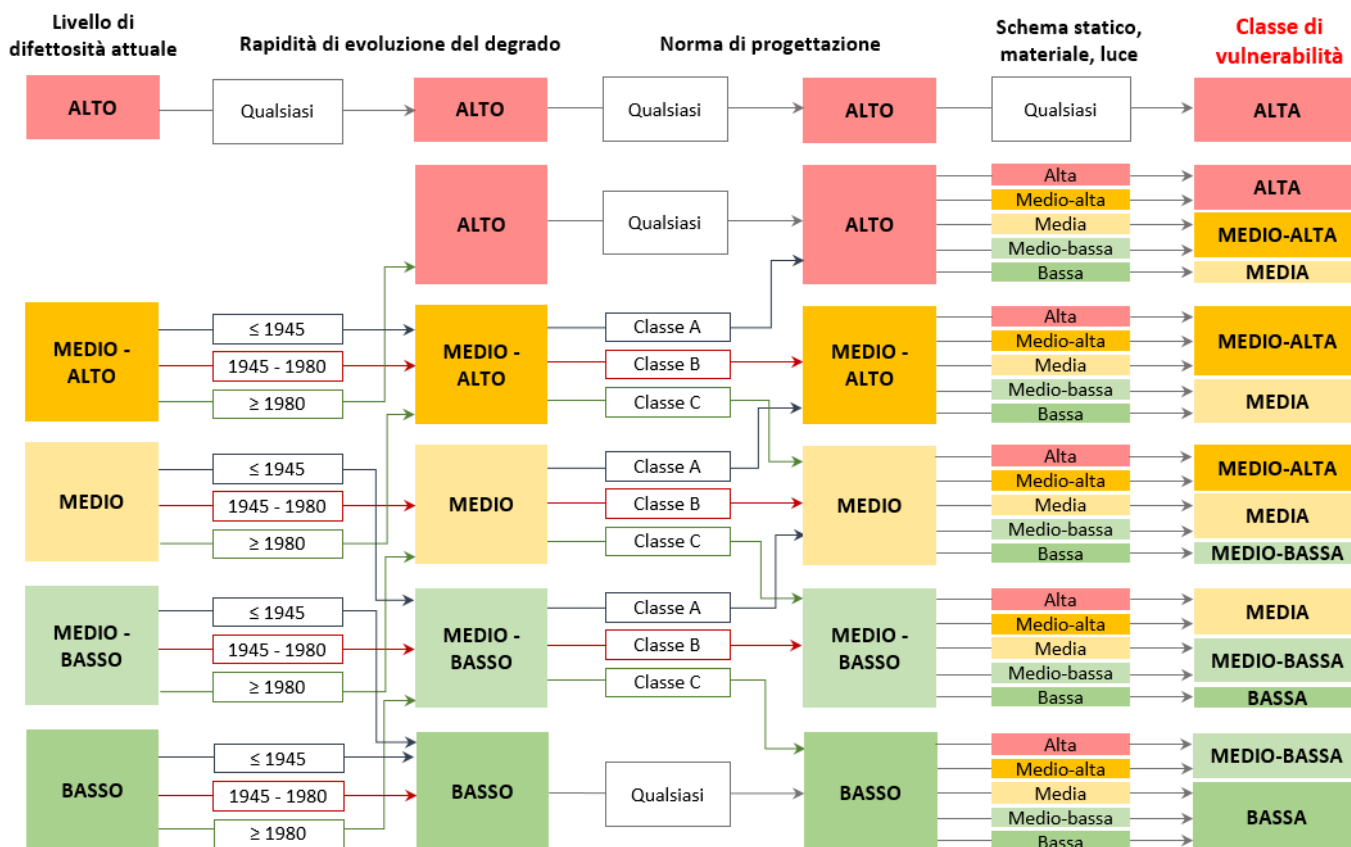


Figura 4.2. – Determinazione della classe di vulnerabilità strutturale e fondazionale.

Livello di difettosità

Il livello di difettosità è legato all'attuale stato di conservazione della struttura ed è valutabile dall'elaborazione dei risultati delle indagini speditive e del rilievo difettologico previsto dal Livello 1 dell'approccio multilivello (§ 3). Esso è classificato in 5 classi (da bassa ad alta), come mostrato in *Tabella 4.5*, in funzione della gravità, dell'intensità e dell'estensione dei difetti rilevati, nonché dell'elemento interessato da tali difetti e della sua rilevanza sul comportamento strutturale globale del ponte.

Tabella 4.5. – Classificazione del livello di difettosità

ALTO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di qualsiasi intensità su elementi critici (selle Gerber, appoggi, cavi di precompressione, fondazioni scalzate, si veda definizione del § 3.3) o presenza di condizioni critiche (quadri fessurativi molto estesi ed intensi, cinematismi in atto, incipiente perdita di appoggio)
MEDIO-ALTO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di intensità elevata su elementi la cui crisi può compromettere la statica dell'opera, come segnalato nella scheda di rilievo all'Allegato B
MEDIO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di intensità elevata su elementi la cui crisi non può compromettere il comportamento statico globale dell'opera e difetti di gravità alta ($G=5$) e di intensità medio-bassa
MEDIO-BASSO	Difetti di gravità medio-alta ($G=4$) con intensità medio-bassa e difetti di gravità media e bassa ($G=3$, $G=2$, $G=1$) e di qualsiasi intensità, in numero elevato
BASSO	Difetti di gravità media e bassa ($G=3$, $G=2$, $G=1$) e di qualsiasi intensità, in numero esiguo

Il significato dei termini in *Tabella 4.5* è descritto al § 3.2 del presente documento.

Le informazioni che permettono di identificare il livello di difettosità del ponte si ricavano dalle schede di difettosità proposte nell'Allegato B e descritte nel § 3.2 del presente documento.

Rapidità di evoluzione del degrado

Il livello di difettosità non è sufficiente per stimare la vulnerabilità del ponte in quanto essa dipende anche dalla rapidità con cui tale livello di difettosità è stato raggiunto. Infatti, mentre un determinato livello di difettosità su un ponte in opera da un tempo significativo (per esempio, 50 anni) si può considerare "fisiologico", lo stesso livello di difettosità rilevato su un ponte recentemente costruito richiede una maggiore attenzione, in quanto indica che si è sviluppato con una rapidità elevata e che, probabilmente, raggiungerà rapidamente livelli significativi.

Il confronto in funzione dell'anno di costruzione è ovviamente significativo nel caso in cui i ponti non siano stati oggetto di rilevanti interventi manutentivi. Al contrario, nel caso in cui si abbia evidenza di interventi manutentivi, opportunamente documentati, che abbiano limitato in maniera significativa i fenomeni di degrado, riconducendo lo stato di conservazione dell'opera nella pratica alle sue condizioni iniziali, occorre fare riferimento all'anno dell'ultimo intervento di manutenzione effettuato, attribuendo una vulnerabilità più alta ai ponti per cui gli interventi sono più recenti ma che attualmente si trovano allo stesso livello di degrado di opere su cui si è intervenuto meno recentemente. Utilizzando la documentazione disponibile dal censimento di Livello 0 e un attento esame visivo dell'opera, occorre valutare la tipologia degli interventi di manutenzione a cui è stata soggetta l'opera e la loro efficacia nel riparare i difetti o i danneggiamenti conseguenti ai fenomeni di degrado.

Secondo quanto detto, la rapidità di evoluzione del degrado è stimata, in funzione del periodo di costruzione del ponte, nel caso di assenza di interventi manutentivi, o del periodo di attuazione dell'ultimo intervento di manutenzione significativo, in caso contrario.

A tal fine si distinguono 3 categorie in funzione del periodo di costruzione o dell'ultimo intervento di manutenzione significativa:

- Periodo di costruzione o dell'ultimo intervento di manutenzione significativo antecedente al 1945;
- Periodo di costruzione o dell'ultimo intervento di manutenzione significativo compreso tra il 1945 e il 1980;
- Periodo di costruzione o dell'ultimo intervento di manutenzione significativo posteriore al 1980.

Noto l'anno di realizzazione del ponte e degli interventi manutentivi effettuati o ipotizzandoli, laddove ci siano condizioni sufficienti per farlo, si stabilisce a quale categoria occorre fare riferimento e si corregge la classificazione del livello di difettosità attuale, secondo il percorso logico rappresentato in *Figura 4.2*. L'eventuale esposizione dell'opera a correnti di vento marine ("aerosol marini") o all'azione aggressiva dei sali antigelo può determinare una maggiore rapidità di evoluzione del degrado.

Norma di progettazione

Al fine di poter stimare il livello di vulnerabilità delle opere, oltre allo stato di conservazione che le contraddistinguono, è importante la conoscenza delle ipotesi alla base della loro realizzazione e, tra queste, i carichi previsti nelle fasi di progettazione. All'evoluzione del panorama normativo storico italiano è infatti corrisposta una variazione nella definizione dei carichi da traffico e dei metodi di progettazione impiegati.

Confrontando i valori dei carichi da traffico considerati dalle norme nel corso degli anni rispetto a quelli previsti dalle Norme Tecniche attualmente vigenti, si nota che, innanzitutto, occorre distinguere i ponti progettati in 1° categoria, ossia i ponti destinati al transito di carichi civili e militari, da quelli di 2° categoria, destinati al transito dei soli carichi civili. Se, infatti, gli effetti dei carichi civili considerati fino al 1980 erano molto meno gravosi rispetto a quelli previsti attualmente, gli effetti dei carichi militari previsti dal 1952 in poi sono paragonabili a quelli indotti dagli schemi di traffico attuali.

Gli effetti dei carichi da traffico sul ponte dipendono, oltre che dal loro valore, dallo schema statico del ponte e dalla loro disposizione sulla sede stradale, ovvero dalla luce e dalla larghezza dell'impalcato. Sulla base di tali caratteristiche andrebbe stabilito se i carichi di esercizio impiegati nella progettazione rappresentano un aggravante o meno della vulnerabilità del ponte.

In mancanza di valutazioni più accurate, sulla base del solo anno di progettazione, è possibile distinguere tre classi:

Classe A: ponti di I categoria progettati con norme pubblicate precedentemente al 1952; ponti di II categoria progettati con norme pubblicate precedentemente al 1990.

Classe B: ponti di I categoria progettati con norme pubblicate dal 1952 al 1990, inclusi, per luci inferiori ai 10 m e con norme dal 1952 al 2005, inclusi, per luci superiori ai 10 m; ponti di II categoria progettati con le norme pubblicate nel 1990 per luci inferiori ai 10 m e con norme dal 1990 al 2005, inclusi, per luci superiori ai 10 m.

Classe C: ponti di I e II categoria progettati con norme pubblicate dal 2005, incluso, ad oggi per luci inferiori ai 10 m e con norme dal 2008, incluso, ad oggi per luci superiori ai 10 m.

Nella *Figura 4.2*, il livello di difettosità atteso è corretto in funzione di ciascuna categoria sopra indicata.

Nel caso in cui non sia disponibile documentazione sulla categoria di progettazione del ponte e non sia possibile risalire, in alcun modo, ad essa occorre fare riferimento ai ponti di 2° categoria.

Schema statico, luce, materiale e numero di campate

La vulnerabilità delle opere è strettamente connessa alle caratteristiche strutturali, in termini di schema statico, luce e materiale da costruzione e a come esse rispondono alle richieste provenienti dalle azioni a cui il ponte è soggetto.

Alcuni dei parametri tenuti in conto per stimare la vulnerabilità nei confronti delle azioni statiche e geotecniche di opere con diverso schema statico, materiale (inteso come materiale dell'impalcato) e luce (intesa come luce della campata più lunga) sono la ridondanza dello schema statico (strutture con maggiore grado di iperstaticità sono considerate meno vulnerabili di strutture meno iperstatiche o isostatiche), la suscettibilità a crisi fragili, quali crisi di taglio per travate Gerber, e la sensibilità del materiale ai fenomeni di degrado. Con riferimento alla *Tabella 4.6*, individuati lo schema statico, il materiale e la luce si individua la classe di vulnerabilità da associare alle caratteristiche strutturali del ponte oggetto di valutazione, che, combinata con gli altri parametri, permette di ricavare la classe di vulnerabilità complessiva del ponte, come mostrato in *Figura 4.2*.

Tabella 4.6. – Classi di vulnerabilità in funzione di schema statico, luce e materiale (L = luce della campata più lunga).

**Con il termine "misto" si fa riferimento ad impalcati con struttura composta acciaio-c.a.*

Schema statico	Materiale	$L \leq 5 \text{ m}$	$5 \text{ m} < L < 15 \text{ m}$	$15 \text{ m} \leq L < 25 \text{ m}$	$L \geq 25 \text{ m}$
Travate appoggiate	C.a.	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIO-ALTA	ALTA
	C.a.p.	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIA	MEDIO-ALTA
	Acciaio	BASSA	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIO-ALTA
	Metallo (Ponti storici)	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIO-ALTA	ALTA
	Legno	MEDIA	MEDIO-ALTA	ALTA	ALTA
	Misto*	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIO-ALTA	ALTA
Travate continue / Telaio	C.a.	BASSA	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIO-ALTA
	C.a.p.	BASSA	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIA
	Acciaio	BASSA	BASSA	MEDIO-BASSA	MEDIA
	Metallo (Ponti storici)	BASSA	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIO-ALTA
	Misto*	BASSA	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIO-ALTA
Arco massiccio	Muratura	BASSA	MEDIO-BASSA	MEDIO-BASSA	MEDIA
	C.a.	BASSA	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIA
Arco sottile	C.a.	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIA	MEDIO-ALTA
Travate Gerber / Ponti a stampella con travi tampone	C.a.	MEDIO-ALTA	ALTA	ALTA	ALTA
	C.a.p.	MEDIO-ALTA	MEDIO-ALTA	MEDIO-ALTA	ALTA
	Acciaio	MEDIA	MEDIO-ALTA	MEDIO-ALTA	ALTA
	Metallo (Ponti storici)	MEDIO-ALTA	MEDIO-ALTA	ALTA	ALTA
	Misto*	MEDIO-ALTA	ALTA	ALTA	ALTA
Soletta appoggiata	C.a.	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIO-ALTA	ALTA
Soletta incastrata	C.a.	BASSA	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIO-ALTA

La *Tabella 4.6* è da considerarsi indicativa ma non esaustiva di tutte le possibili situazioni che possono verificarsi.

Qualora il ponte abbia campate con diverso schema strutturale (ad esempio, campate centrali ad arco e campate di riva con travate appoggiate), si consideri la classe di vulnerabilità più gravosa tra quelle associate ai due differenti schemi statici.

Le classi in *Tabella 4.6*, in funzione del numero di campate dell'opera, si modificano nel seguente modo:

- la classe aumenta di un livello (da Bassa a Medio-Bassa, da Medio-Bassa a Media, e così via) se il numero di campate è superiore a 3;
- la classe rimane invariata se il numero di campate è inferiore o uguale a 3.

4.2.3 STIMA DEL LIVELLO DI ESPOSIZIONE STRUTTURALE E FONDAZIONALE

La stima del livello di esposizione è basata sui dati di traffico relativi alla rete stradale di interesse, in termini di frequenza dei veicoli transitanti, oltre che su fattori legati alla capacità della rete di fronteggiare situazioni impreviste, ossia alla sua resilienza.

I parametri da considerare per la valutazione del fattore esposizione sono:

- parametri primari: Livello di Traffico Giornaliero Medio (TGM) e luce della campata;
- parametri secondari: presenza o meno di alternative stradali, tipologia di ente scavalcato, trasporto di merci pericolose.

Analogamente agli altri fattori, il valore dei parametri primari determina una distinzione in 5 classi o livelli di esposizione che è poi modificata dal valore dei parametri secondari, secondo lo schema mostrato in *Figura 4.3*. In questo caso, il parametro legato al trasporto di merci pericolose, non incluso nello schema in *Figura 4.3*, influisce sulla classificazione finale della classe di attenzione, al fine di stabilire un ordine di priorità tra opere appartenenti ad una stessa classe.

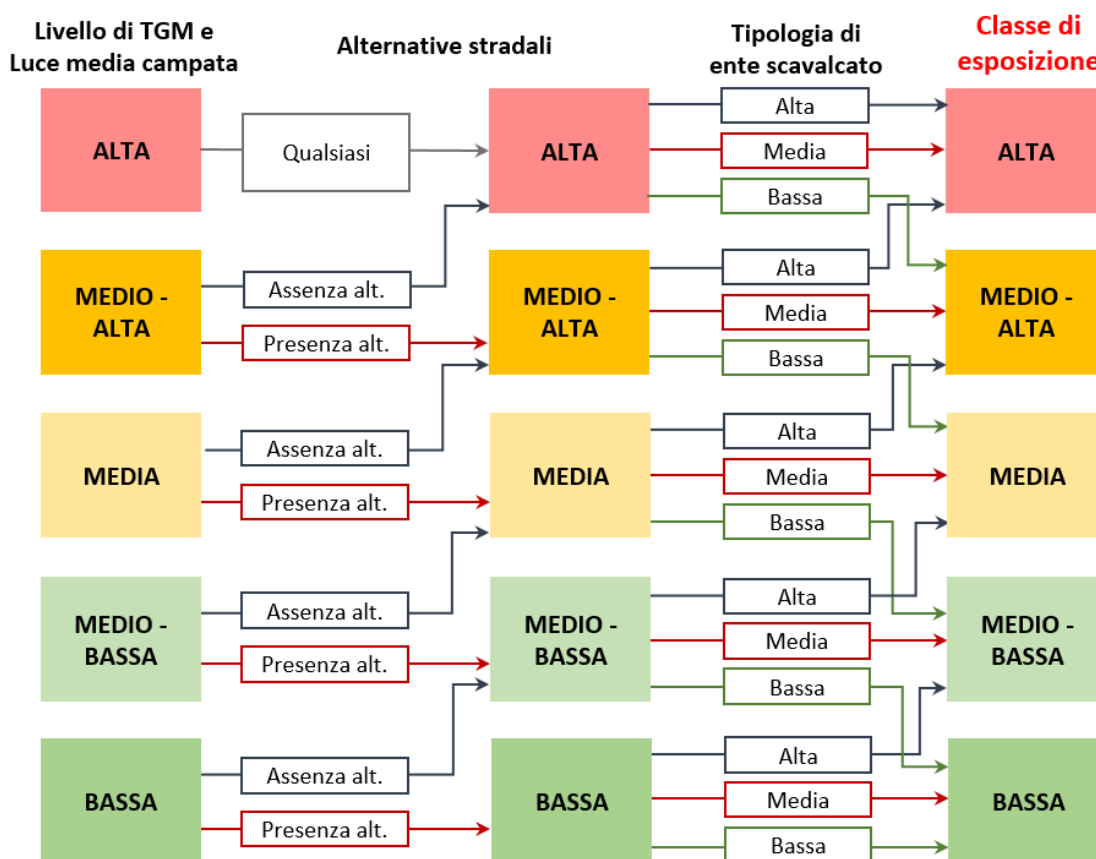


Figura 4.3. - Flusso logico per la determinazione della classe di esposizione strutturale e fondazionale

Tipologia e volume di traffico

Mediante le informazioni relative alle reti stradali di appartenenza raccolte nel censimento di Livello 0, acquisite a seguito di studi trasportistici specifici o fornite dagli enti gestori di competenza, si può ricavare il volume di traffico previsto, in termini di Traffico Medio Giornaliero (TGM) ossia il numero medio di veicoli transitanti in un giorno sull'intera larghezza di carreggiata servita dal ponte. Sulla base di questo, si determina il livello di TGM come in *Tabella 4.7*.

Tabella 4.7. – Livello di Traffico Medio Giornaliero (veicoli/giorno sull'intera carreggiata)

Alta	Media	Bassa
≥ 25000 veicoli/giorno	10000 < veicoli /giorno < 25000	≤ 10000 veicoli/giorno

Eventuali aggiornamenti delle misurazioni dei dati di traffico che evidenzino variazioni del livello di traffico di cui alla *Tabella 4.7*, comportano l'aggiornamento della classe di esposizione e la conseguente rivalutazione della classe di attenzione.

Oltre che dal livello di TGM previsto sulla strada di interesse, il livello di esposizione, inteso come probabilità di subire perdite di vite umane a seguito di un evento quale il crollo di un ponte, dipende dalla luce media della campata della struttura, in quanto al suo aumentare, aumenta il rischio a cui l'utente della strada è esposto. Il livello di TGM individuato mediante la *Tabella 4.7*, pertanto, si corregge in funzione della luce media della campata del ponte, secondo la *Tabella 4.8*, distinguendo:

- Grande luce: per ponti con campate di luce media maggiore di 50 m;
- Media luce: per ponti con campate di luce media maggiore di 20 m e non maggiore di 50 m;
- Piccola luce: per ponti con campate di luce media non maggiore di 20 m.

Tabella 4.8. – Livello di Traffico Medio Giornaliero e luce media della campata del ponte

Luce media della campata	Livello di TGM		
	Alta	Media	Bassa
Grande luce	Alta	Medio-Alta	Media
Media luce	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa
Piccola luce	Media	Medio-Bassa	Bassa

Nei casi in cui l'ente gestore/proprietario ritenga che il frequente passaggio di persone possa comportare un aumento significativo di esposizione, come potrebbe accadere per opere all'interno di centri abitati aventi carreggiate che ospitano marciapiedi riservati al transito di pedoni, la classe definita in *Tabella 4.8* può essere incrementata di un livello (da Bassa a Medio-bassa, da Medio-bassa a Media, e così via).

Alternative stradali

La possibile chiusura o le limitazioni di traffico sul ponte causano inevitabili disagi alle economie locali. Tali disagi sono contenuti nel caso siano individuati itinerari stradali adeguati su cui eventualmente deviare i flussi di traffico. È pertanto considerata la presenza e l'adeguatezza, in termini di costi, tempo e distanze, delle alternative stradali percorribili in caso di chiusura del ponte. La classe identificata sulla base di livello di TGM e luce media della campata, quindi, aumenta se non sono presenti alternative stradali adeguate (vedi *Figura 4.3*), in quanto il ponte acquisisce una maggiore importanza strategica per il corretto funzionamento del sistema viario ed è pertanto necessario preservarne l'efficienza ed evitare quanto più possibile crolli o perdite di funzionalità. Le informazioni necessarie per valutare tale fattore sono deducibili da studi trasportistici specifici, qualora disponibili, inclusi nel censimento di Livello 0. Nel caso in cui non siano disponibili dati sufficienti, si considera il caso di "assenza di alternative" per procedere in via cautelativa.

Tipologia di ente scavalcato

Il diverso livello di esposizione associato alla tipologia di ente scavalcato dipende dalle conseguenze, economiche e sociali che l'eventuale crollo del ponte avrebbe sull'ente stesso ed è messo in conto mediante la definizione di tre classi, descritte in *Tabella 4.9* ed utilizzate per correggere il livello di esposizione secondo lo schema in *Figura 4.3*.

Tabella 4.9. – Tipologia di ente scavalcato

ALTA	Ente scavalcato il cui uso preveda affollamenti significativi e/o con funzioni pubbliche e sociali essenziali e/o la cui interruzione provochi situazioni di emergenza e/o enti di elevato valore naturalistico, economico e sociale (Ferrovia, zona edificata/antropizzata, strade a viabilità primaria, etc.)
MEDIA	Ente scavalcato il cui uso preveda normali affollamenti, senza funzioni pubbliche e sociali essenziali, la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza e/o enti con limitato valore naturalistico, economico e sociale (strade a viabilità secondaria, corsi d'acqua, laghi, specchi d'acqua marini, etc.)
BASSA	Ente scavalcato con presenza occasionale di persone e privi di valore naturalistico, economico e sociale (discontinuità naturali, depressioni del terreno, etc.)

Trasporto di merci pericolose

Per materie pericolose si intendono quelle sostanze che per la loro particolare natura sono in grado di produrre danni significativi alle persone e all'ambiente. Il transito di materiale di questo tipo comporta inevitabilmente un incremento di esposizione e quindi di classe di attenzione. Tale parametro è utilizzato come elemento di discriminare tra ponti appartenenti alla stessa classe di attenzione, consentendo di definire un ordine di priorità interno ad ogni classe e prevedendo una priorità più alta per i ponti per

cui il trasporto di merci pericolose non sia di carattere meramente occasionale, ma dettato da specifiche esigenze del territorio. Le informazioni relative al passaggio di merci pericolose devono essere fornite dall'ente di gestione.

4.2.4 STIMA DELLA CLASSE DI ATTENZIONE STRUTTURALE E FONDAZIONALE

Noti i parametri in gioco, si procede con la determinazione della classe di attenzione (CdA) strutturale e fondazionale, combinando la classe di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione del ponte. È considerato un totale di 5³ combinazioni, riportate in *Tabella 4.10*, al fine di valutare tutte le possibili situazioni. Il numero effettivo di combinazioni, tuttavia, si reduce tenendo conto che i tre fattori non hanno lo stesso peso nella definizione della CdA. Una maggiore importanza è data alla classe di vulnerabilità del ponte: se essa è alta, la CdA è alta qualsiasi siano le classi di pericolosità ed esposizione. In tal modo, poiché la classe di vulnerabilità è strettamente connessa con il livello di difettosità, un ponte con uno stato di conservazione preoccupante ha sempre una CdA e quindi una priorità elevata.

Tabella 4.10. – Determinazione della **classe di attenzione strutturale e fondazionale** in funzione di classe di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione

Classe di pericolosità ALTA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Alta		Medio-Alta		
	Media	Alta	Medio-Alta		Media	
	Medio-Bassa	Medio-Alta	Media			
	Bassa	Medio-Alta	Media		Medio-Bassa	

Classe di pericolosità MEDIO-ALTA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Alta	Medio-Alta			Media
	Media	Medio-Alta		Media		
	Medio-Bassa	Media			Medio-Bassa	
	Bassa	Media		Medio-Bassa		Bassa

Classe di pericolosità MEDIA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Medio-Alta			Media	
	Media	Medio-Alta	Media			
	Medio-Bassa	Media			Medio-Bassa	
	Bassa	Media		Medio-Bassa	Bassa	

Classe di pericolosità MEDIO-BASSA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Medio-Alta		Media		
	Media	Medio-Alta	Media		Medio-Bassa	
	Medio-Bassa	Media		Medio-Bassa		Bassa
	Bassa	Media	Medio-Bassa		Bassa	

Classe di pericolosità BASSA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Medio-Alta	Media			Medio-Bassa
	Media	Media			Medio-Bassa	Bassa
	Medio-Bassa	Media		Medio-Bassa	Bassa	
	Bassa	Medio-Bassa		Bassa		

4.3 CLASSE DI ATTENZIONE SISMICA

4.3.1 DEFINIZIONE GENERALE DEL METODO

La definizione della classe di attenzione sismica tiene conto dei principali parametri che influenzano la risposta alle azioni sismiche dei ponti e delle reti stradali di appartenenza. Analogamente alla definizione della classe di attenzione strutturale e fondazionale, la classe di attenzione sismica dipende da fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati mediante la combinazione di parametri primari e secondari. Questi ultimi sono indicati in *Tabella 4.11*. L'approccio utilizzato per la determinazione della CdA sismica è, ancora una volta, un approccio per classi e operatori logici, per cui devono essere seguiti flussi logici che permettono di passare dalla classificazione dei parametri primari e secondari, alla classificazione dei fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione e, infine, alla determinazione della Classe di Attenzione sismica.

Come si evince dal confronto della *Tabella 4.11* e della *Tabella 4.1*, relativa alla classe di attenzione strutturale e fondazionale, alcuni dei parametri considerati sono gli stessi. A differenza però dei parametri di esposizione, ossia Traffico Medio Giornaliero (TGM) e luce media della campata, alternative stradali, tipologia di ente scavalcato e trasporto di merci pericolose, la cui definizione può essere presa tal quale a quella impiegata per la CdA strutturale e fondazionale, i parametri di vulnerabilità, quali schema statico, luce e materiale e livello di difettosità, seppur indicati con la stessa dicitura, sono tenuti in conto con criteri, in parte o del tutto, differenti.

Tabella 4.11. - Parametri primari e secondari per la determinazione di fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione sismica

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità	Accelerazione di picco al suolo e categoria topografica	Categoria di sottosuolo
Vulnerabilità	Schema strutturale, luce e materiale Livello di difettosità	Criteri di progettazione
Esposizione	Livello di TGM e luce media della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Trasporto di merci pericolose Strategicità dell'opera

4.3.2 VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Per la valutazione della pericolosità sismica si fa riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti assumendo come parametri significativi l'accelerazione di picco al suolo, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni e riferita a suoli rigidi, la categoria topografica e l'amplificazione stratigrafica valutata attraverso l'approccio semplificato della categoria di sottosuolo. Sono quindi parametri legati esclusivamente alle caratteristiche geomorfologiche e stratigrafiche del sito di costruzione. Per le definizioni specifiche si rimanda al D.M. 17.01.2018 (§ 3.2).

Mentre i primi due parametri, accelerazione di picco al suolo e categoria topografica, si possono determinare in tutti i casi mediante i dati relativi alla localizzazione del ponte raccolti nel censimento di Livello 0 e dalle ispezioni visive di Livello 1, la determinazione della categoria di sottosuolo necessita di informazioni specifiche sulla stratigrafia del sottosuolo, ricavabili dai documenti progettuali disponibili o da indagini apposite. Nel caso tali informazioni non siano disponibili, occorre procedere in via cautelativa assumendo la peggiore tra le categorie di sottosuolo ragionevolmente prevedibili per quel sito.

La combinazione di tali parametri permette di determinare la classe di pericolosità sismica associata ai ponti, secondo il percorso logico in *Figura 4.4*.

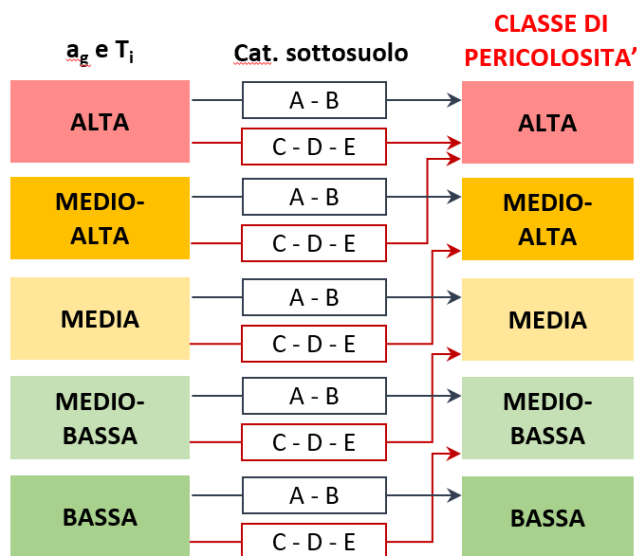


Figura 4.4. – Flusso logico per la determinazione della classe di pericolosità sismica

Accelerazione di picco al suolo e categoria topografica

La classificazione riportata nella prima colonna della *Figura 4.4* si basa sulle sole accelerazione di picco al suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni e riferita a suoli rigidi, e sulla categoria topografica (T_i) della zona di interesse e si determina mediante la *Tabella 4.12*. Classi più alte sono associate ad accelerazioni maggiori e a condizioni topografiche più sfavorevoli (es. T4).

Tabella 4.12. – Classificazione sulla base dell'accelerazione di picco al suolo (a_g) e categoria topografica (T_i)

	T1, T2, T3	T4
$a_g \geq 0,25 \text{ g}$	ALTA	ALTA
$0,15 \text{ g} \leq a_g < 0,25 \text{ g}$	MEDIO-ALTA	ALTA
$0,10 \text{ g} \leq a_g < 0,15 \text{ g}$	MEDIA	MEDIO-ALTA
$0,05 \text{ g} \leq a_g < 0,10 \text{ g}$	MEDIO-BASSA	MEDIA
$a_g < 0,05 \text{ g}$	BASSA	MEDIO-BASSA

Categoria di sottosuolo

L'indicazione della categoria di sottosuolo permette di correggere la classificazione effettuata con i precedenti parametri, per tener conto dell'amplificazione dell'accelerazione sismica in funzione del sito di costruzione, seguendo il flusso logico in *Figura 4.4*.

Qualora tale parametro non sia deducibile dalle informazioni disponibili, si assume la peggiore tra le categorie di sottosuolo ragionevolmente prevedibili per quel sito.

4.3.3 STIMA DEL LIVELLO DI VULNERABILITÀ SISMICA

Analogamente a quanto già visto per la vulnerabilità strutturale e fondazionale, la vulnerabilità sismica dei ponti dipende dalle caratteristiche strutturali influenti sul loro comportamento sismico, e da come esse rispondono alle richieste indotte dalle azioni sismiche. La sua classificazione è pertanto determinata considerando i parametri indicati in *Tabella 4.11* e combinati secondo la *Figura 4.5*.

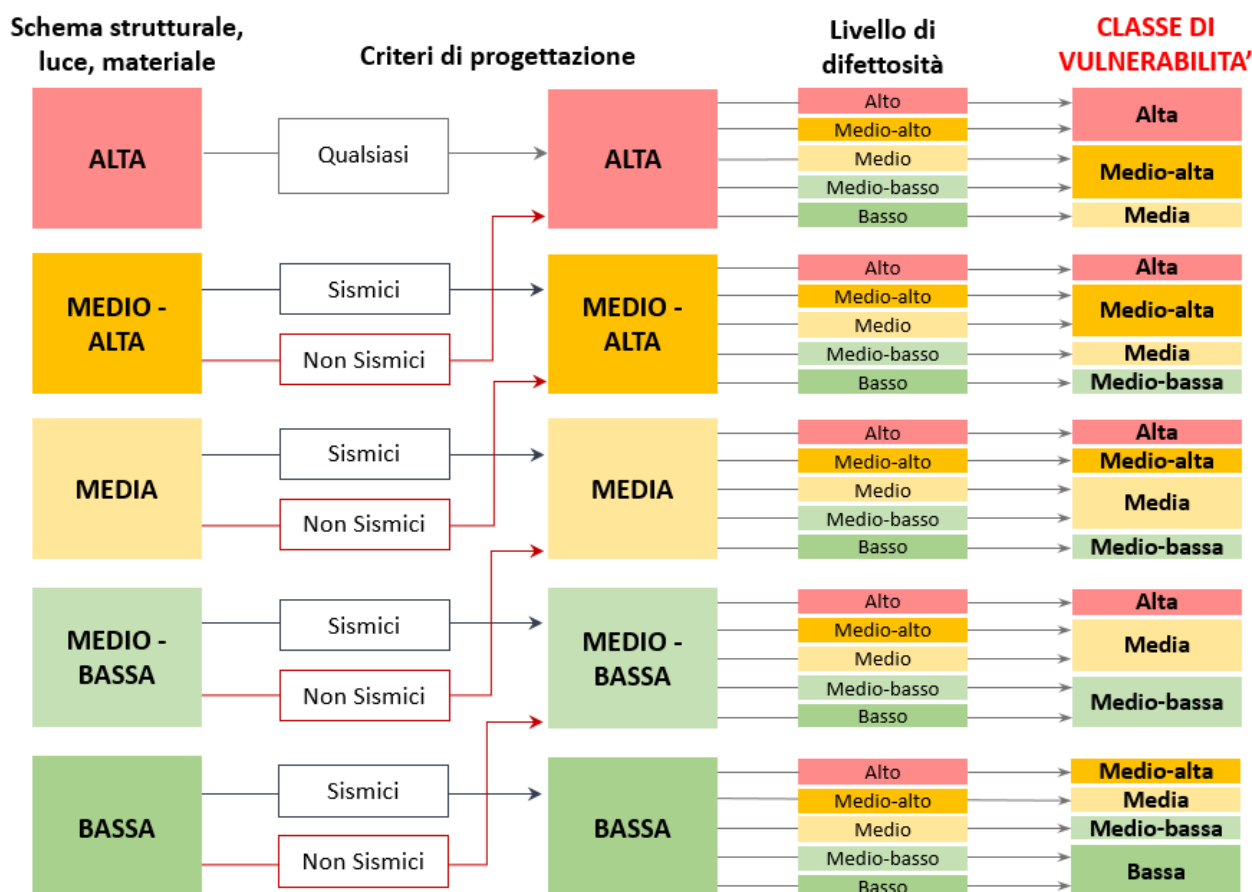


Figura 4.5. – Flusso logico per la determinazione della classe di vulnerabilità sismica

Schema strutturale, luce e materiali

È evidente che ponti caratterizzati da schemi statici, luci e materiali differenti hanno comportamenti diversi nei confronti delle azioni sismiche. Ciò dipende essenzialmente dalla ridondanza degli schemi statici e dal loro comportamento dinamico, dal numero di elementi vulnerabili soggetti all'azione sismica, quali pile ed apparecchi di appoggio, dalla massa delle strutture, dal livello di conservazione dei manufatti al momento dell'evento sismico e dalla presenza di eventuali altri elementi che contribuiscono ad incrementare la vulnerabilità del ponte alle azioni sismiche; è questo il caso, ad esempio, degli impalcati sghembi. Per tener conto di tali differenze di comportamento, la prima classificazione che occorre fare dipende da schema statico, luce e materiale, secondo le indicazioni in Tabella 4.13.

Tabella 4.13. – Classificazione sulla base di schema statico, luce e materiale

		Schema isostatico		Schema iperstatico	
		L medio-piccola	L elevata	L medio-piccola	L elevata
C.A.	Singola campata	Media	Medio-alta	Bassa	Medio-bassa
	Multi-campata	Medio-alta	Alta	Medio-bassa	Media
C.A.P.	Singola campata	Media	Medio-alta	-	-
	Multi-campata	Medio-alta	Alta	Medio-bassa	Media
Muratura	Singola campata	-	-	Bassa	Medio-bassa
	Multi-campata	-	-	Medio-bassa	Media
Acciaio	Singola campata	Medio-bassa	Medio-bassa	Bassa	Bassa
	Multi-campata	Media	Media	Medio-bassa	Medio-bassa

dove per luci medio-piccole si intendono luci non maggiori di 20 m, per luci elevate le luci maggiori di 20 m.

Secondo la classificazione proposta, ponti multi-campata, ad esempio, sono da considerare più vulnerabili di ponti a singola campata, in quanto caratterizzati da un maggior numero di pile, elementi particolarmente vulnerabili alle azioni sismiche.

La *Tabella 4.13* è da considerarsi indicativa ma non esaustiva di tutte le possibili situazioni che possono verificarsi. Casi non previsti devono essere valutati opportunamente e, se possibile, ricondotti a quelli considerati in *Tabella 4.13*.

Qualora il ponte abbia campate con diverso schema statico (ad esempio, campate centrali ad arco e campate di riva con travate appoggiate), si consideri la classe di vulnerabilità più gravosa tra quelle associate ai due differenti schemi statici.

La presenza di ulteriori parametri di vulnerabilità sismica che caratterizzano specificatamente lo schema strutturale del ponte, quali impalcati sghembi o in curva, pile a singola colonna o con altezza molto disuniforme, presenza di appoggi particolarmente soggetti a degrado (quali appoggi a pendolo interamente in metallo, tipicamente soggetti ad elevata corrosione) o comunque situazioni che determinano concentrazioni di sforzo, moti rotazionali o quant'altro costituisce un aggravante alla vulnerabilità del ponte è da tenersi in debito conto.

A tal fine, la classificazione basata su schema statico, luce e materiale, riportata in *Tabella 4.13*, si modifica nella seguente maniera:

- la classe di vulnerabilità di schema statico, luce e materiale aumenta di un livello nel caso siano presenti elementi di vulnerabilità (da Bassa a Medio-bassa, da Medio-bassa a Media, e così via);
- la classe di vulnerabilità di schema statico, luce e materiale resta invariata nel caso gli elementi di vulnerabilità siano assenti o poco influenti sul comportamento del sistema strutturale.

Criteri di progettazione

Ulteriore variabile che influenza il comportamento sismico delle strutture è la modalità con cui esse sono state progettate e, in particolare, l'impiego di criteri di progettazione sismica specifici. Occorre infatti considerare l'eventualità per cui l'azione sismica non sia stata affatto messa in conto nel progetto delle strutture. Tali aspetti sono strettamente correlati con la normativa tecnica di riferimento per la progettazione del ponte. Storicamente, infatti, ad eccezione di decreti specifici emanati a seguito di forti terremoti avvenuti sul territorio italiano, sulla base dei quali erano individuate zone caratterizzate da alta sismicità (ad esempio il Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909 a seguito del terremoto di Messina), occorre aspettare la legge n. 64 del 1974 per avere un approccio più attento al problema della sicurezza sismica e addirittura l'Ordinanza n. 3274 del 2003 per la classificazione sismica su base probabilistica dell'intero territorio italiano e per le prime norme tecniche di progettazione antisismica in un unico documento comprendente le diverse tipologie di costruzioni e materiali.

Sulla base della normativa di progettazione, l'anno di progettazione e il sito di costruzione, pertanto, occorre distinguere i ponti realizzati secondo criteri di progettazione antisismica e i ponti realizzati con criteri nei quali l'azione sismica non era messa in conto nella progettazione. Ovviamente, i primi hanno un livello di vulnerabilità minore rispetto ai secondi: tale considerazione porta a correggere la classificazione fatta sulla base di schema statico, luce e materiale secondo il flusso logico rappresentato in *Figura 4.5*.

Qualora l'analisi della documentazione disponibile non consenta di risalire alle informazioni necessarie per la valutazione dei criteri di progettazione adottati, si considera il ponte come progettato con criteri "non sismici", per procedere a favore di sicurezza.

Livello di difettosità

Il livello di difettosità e, quindi, lo stato di conservazione del ponte è stimato elaborando i dati raccolti dalle ispezioni visive di Livello 1 (§ 3), ponendo l'attenzione sugli elementi e i dettagli costruttivi particolarmente influenti sul comportamento sismico globale del manufatto. Si tratta quindi di pile, strutture di fondazione, apparecchi di appoggio, ecc.

L'elaborazione dei dati porta alla distinzione di 5 livelli di difettosità, definiti con criteri simili a quelli utilizzati per la determinazione della classe di vulnerabilità strutturale e fondazionale, riportati nel § 4.2.2, ma relativi al comportamento sismico delle strutture, come si legge dalla *Tabella 4.14*.

Tabella 4.14. – Livelli di difettosità ai fini della classificazione della vulnerabilità sismica

ALTO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di qualsiasi intensità su elementi critici (apparecchi di appoggio, sezioni di estremità delle pile) o presenza di condizioni critiche (cinematismi in atto, incipiente perdita di appoggio)
MEDIO-ALTO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di intensità elevata su elementi la cui crisi può compromettere il comportamento globale dell'opera nei confronti delle azioni sismiche
MEDIO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di intensità elevata su elementi la cui crisi non può compromettere il comportamento globale nei confronti delle azioni sismiche dell'opera e difetti di gravità alta ($G=5$) e di intensità medio-bassa
MEDIO-BASSO	Difetti di gravità medio-alta ($G=4$) e di intensità medio-bassa e difetti di gravità media e bassa ($G=3$, $G=2$, $G=1$) e di qualsiasi intensità, in numero elevato
BASSO	Difetti di gravità media e bassa ($G=3$, $G=2$, $G=1$) e di qualsiasi intensità, in numero esiguo

Il significato dei termini in *Tabella 4.14* è descritto al § 3.2 del presente documento.

Le informazioni che permettono di identificare il livello di difettosità del ponte si ricavano dalle *schede di difettosità* proposte nell'Allegato B e descritte nel § 3.2 del presente documento.

4.3.4 STIMA DEL LIVELLO DI ESPOSIZIONE SISMICA

La definizione del livello di esposizione sismica segue gli stessi criteri e considera gli stessi parametri impiegati per la stima della classe di esposizione strutturale e fondazionale al § 4.2.3, ossia il livello di TGM e la luce media della campata, la presenza di alternative stradali, la tipologia di ente scavalcato e il trasporto di merci pericolose, oltre che un ulteriore parametro legato alla strategicità del ponte in caso di emergenza. La classe di esposizione sismica pertanto è determinata a partire dalla classe di esposizione strutturale e fondazionale, valutata secondo lo schema in *Figura 4.3*, corretta in funzione della strategicità dell'opera come in *Figura 4.6*.

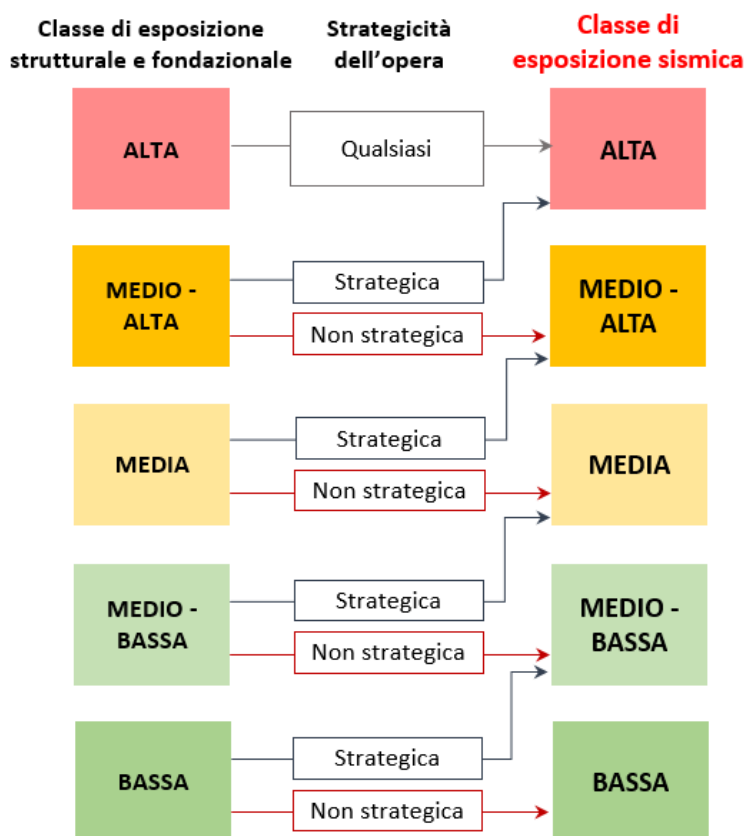


Figura 4.6. – Flusso logico per la determinazione della classe di esposizione sismica

Traffico Medio Giornaliero (TGM) e luce media della campata, alternative stradali, tipologia di ente scavalcato e trasporto di merci pericolose

Relativamente ai parametri necessari per la determinazione della classe di esposizione strutturale e fondazionale, si rimanda al paragrafo § 4.2.3 per definizioni e criteri di classificazione.

Strategicità dell'opera

Le opere considerate di interesse strategico, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, devono avere una più elevata priorità, in quanto è necessario garantirne l'efficienza in caso di emergenza.

A tal fine, la classe identificata secondo gli altri parametri aumenta, come riportato in *Figura 4.6*, nel caso in cui il ponte rientri tra le opere ritenute di interesse strategico per le emergenze a seguito di un evento sismico (con riferimento alle Condizioni Limite di Emergenza) o, in altre parole, se rientra nelle classi d'uso III o IV. Tali opere sono espressamente indicate dalla protezione civile o dall'ente amministrativo competente.

4.3.5 STIMA DELLA CLASSE DI ATTENZIONE SISMICA A LIVELLO TERRITORIALE

Note le classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione sismica del ponte, si procede con la determinazione della classe di attenzione (CdA) sismica, combinandole in modo analogo a quanto visto per la determinazione della classe di attenzione strutturale e fondazionale, ossia come mostrato in *Tabella 4.10*.

4.4 CLASSE DI ATTENZIONE ASSOCIATA AL RISCHIO FRANE

4.4.1 DEFINIZIONE GENERALE DEL METODO DI DETERMINAZIONE DELLA CLASSE DI ATTENZIONE LEGATA AL RISCHIO FRANE

La definizione della classe di attenzione (CdA) associata al rischio frane tiene conto di alcuni specifici parametri che indicano il livello di coinvolgimento della struttura in eventuali fenomeni franosi, sia dal punto di vista spaziale che temporale.

Analogamente alla definizione della classe di attenzione strutturale e fondazionale e della classe di attenzione sismica, la classe di attenzione per rischio frane fa riferimento a fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati mediante la combinazione di parametri primari e secondari. L'approccio utilizzato per la determinazione della CdA frane è, ancora una volta, un approccio per classi e operatori logici. Ne consegue che devono essere seguiti flussi logici che permettano di passare dalla classificazione dei parametri primari e secondari, alla classificazione dei fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione e, infine, alla determinazione della Classe di Attenzione frane.

Si sottolinea che, a differenza dell'usuale nomenclatura impiegata per la definizione degli altri tipi di CdA analizzati, si adotta il termine di "suscettibilità" piuttosto che di pericolosità; in tal modo, viste le specifiche difficoltà intrinseche alla definizione della probabilità di accadimento dell'evento, si vuole far riferimento alla sola previsione spaziale, trascurando la previsione di tipo temporale.

I parametri primari e secondari individuati come rilevanti per la determinazione delle CdA frane sono riportati in *Tabella 4.15*.

Tabella 4.15. - Parametri primari e secondari per la determinazione di fattori di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione associati al rischio frane

	Parametri primari	Parametri secondari
Suscettibilità	Instabilità di versante (Magnitudo, Velocità, Stato di attività)	Incertezza di modello Misure di mitigazione
Vulnerabilità	Tipologia/robustezza del ponte e tipologia di fondazioni	Estensione dell'interferenza
Esposizione	Livello di TGM e luce della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalco Strategicità dell'opera

Come si evince confrontando la *Tabella 4.15* con quelle relative alla classe di attenzione strutturale e fondazionale (*Tabella 4.1*) e alla classe di attenzione sismica (*Tabella 4.11*), alcuni dei parametri considerati sono gli stessi. In particolare, i parametri di esposizione – livello di TGM e luce della campata, alternative stradali, tipologia di ente scavalco e strategicità dell'opera – hanno definizione analoga a quella impiegata per i parametri di esposizione associati alla CdA strutturale e fondazionale e CdA sismica, così come il parametro di vulnerabilità legato alla tipologia e alla robustezza strutturale del ponte, il quale è classificato in maniera analoga a quanto previsto per la determinazione della CdA sismica.

4.4.2 STIMA DEL LIVELLO DI PERICOLOSITÀ/SUSCETTIBILITÀ LEGATO AL RISCHIO FRANE

Il livello di pericolosità/suscettibilità legato al rischio frane dipende dall'ambito geomorfologico (aree di pianure/versanti) in cui il ponte è inserito. Tale informazione si può acquisire attraverso i dati di censimento di Livello 0 e confermare mediante l'esecuzione di ispezioni visive di Livello 1.

Qualora si possa ritenere che la probabilità di accadimento di un evento franoso coinvolgente la struttura in esame sia assente, non occorre proseguire con la valutazione della CdA frane, in quanto non influente ai fini della determinazione della CdA complessiva associata al ponte.

D'altra parte, come già discusso nel § 3.5, l'eventuale collocazione delle strutture in aree coinvolte da accadimenti pregressi, inducono la necessità di proseguire con valutazioni più approfondite di Livello 4, superando, quindi, la valutazione della classe di attenzione e la conseguente classificazione.

Documentazioni quali le carte di pericolosità e rischio delle Autorità distrettuali territorialmente competenti, così come quelle di altri processi pianificatori o derivanti da analisi tecnico-scientifiche, costituiscono solo un primo riferimento, utile ma certamente non esaustivo. A tal riguardo, particolarmente utili risultano quindi le ispezioni visive e la compilazione delle appropriate schede di rilievo di Livello 1. È inoltre da evidenziare che in talune situazioni l'analisi di dati satellitari potrebbe rivelarsi utile a definire instabilità nel tempo e nello spazio costituendo le strutture del ponte riferimenti per le elaborazioni.

Per la valutazione della suscettibilità da frana sono utilizzati alcuni dei consueti parametri di classificazione e la nomenclatura propria delle “*instabilità di versante*”, quali la magnitudo, la velocità e lo stato di attività, i quali sono poi combinati con parametri secondari legati alle incertezze di modello e alla presenza o meno di misure di mitigazione, secondo lo schema in *Figura 4.7*.

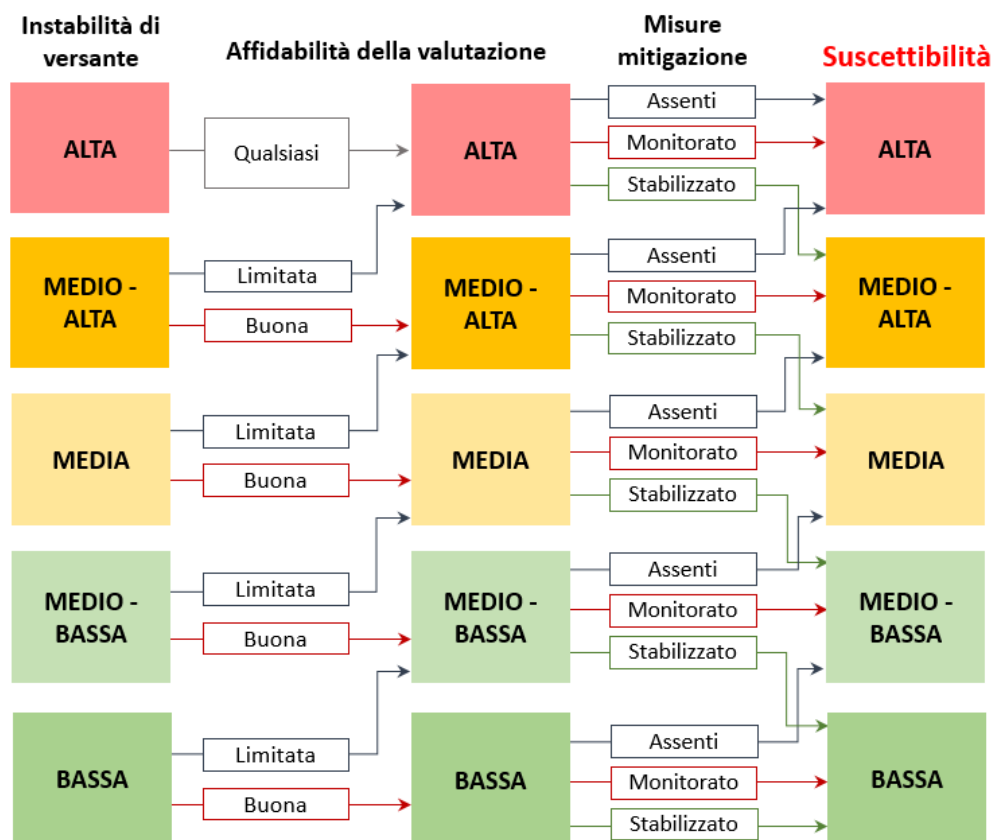


Figura 4.7. – Flusso logico per la determinazione della classe di suscettibilità

Instabilità di versante (Magnitudo, velocità, stato di attività)

Ribadita la complessità della previsione di accadimento, si è valutata fondamentale la definizione di tre parametri ritenuti di specifica importanza nel caso di ponti e di viadotti, rilevabili o deducibili dalle documentazioni e dalle osservazioni in situ. Tali parametri sono:

- parametro dello stato di attività per le frane riconosciute (P_A), o di grado di criticità per le frane potenziali (P_C).
- parametro della massima velocità potenziale di spostamento in funzione della tipologia di frana in atto o potenziale P_V ;
- parametro della magnitudo, intesa come volume mobilizzabile P_M .

Al fine di giungere ad una gerarchizzazione del livello di instabilità di versante, è qui proposto un sistema a punti, attribuendo valori numerici ai tre parametri principali considerati, così come si ricava dalla *Tabella 4.16*. La valutazione del livello di instabilità è quindi sviluppata sulla base della sommatoria dei valori associati ai tre parametri ovvero $P = P_A + P_M + P_V$ per le frane riconosciute e $P = P_C + P_M + P_V$ per le frane potenziali, secondo la classificazione in *Tabella 4.17*.

Il compito del tecnico incaricato in sede di sopralluogo è quello di confermare la presenza di frane già riconosciute, sia in atto che inattive, nonché di individuare eventuali frane potenziali (ivi compresi i movimenti franosi superficiali indotti da pioggia), non riconosciute alla data dell'ispezione. In quest'ultimo caso sarà compito del tecnico incaricato illustrare, anche avvalendosi di documentazione fotografica, le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e geo-meccaniche che hanno portato a individuare la frana potenziale, e segnalare l'eventuale necessità di approfondimenti e verifiche tese a definirne con maggior dettaglio i caratteri geometrici e cinematici e le cause di innesco presunte. Per quanto attiene allo stato di attività (parametro P_A), per le frane riconosciute si fa riferimento alla *Tabella 4.16*; per quelle potenziali, in funzione delle evidenze geomorfologiche e del tipo di fenomeno riconosciuto, il tecnico incaricato valuta un preliminare livello di criticità. Per questo parametro occorre aver cura di fare scelte cautelative, in funzione dei possibili cinematismi, delle loro evoluzioni e dei meccanismi di innesco, specialmente laddove possono manifestarsi eventi caratterizzati da fenomeni improvvisi e dotati di elevate energie d'impatto. Infine, sulla scorta della tipologia di frana e dei cinematismi in atto o potenziali, e avvalendosi delle classificazioni disponibili nella letteratura scientifica, si definiscono le possibili massime velocità di spostamento (parametro P_V) e la magnitudo attesa (parametro P_M); entrambi concorrono alla definizione del grado di instabilità di versante complessivo (parametro P).

Tabella 4.16. - Attribuzione dei valori numerici dei parametri di suscettibilità in funzione dello stato di attività, magnitudo, e velocità dell'evento

Stato di attività per le frane riconosciute o di grado di criticità per le frane potenziali			
Frana riconosciuta (P_A)	Attiva al momento del rilievo o con segni di movimento in atto	Inattiva Non attiva da diversi cicli stagionali	Stabilizzata
Frana potenziale (P_C)	Altamente critica	Critica	Scarsamente critica
P_A o P_C	5	3	1

Massima velocità attesa in funzione della tipologia di frana in atto o potenziale

	> 3 m/min	3 m/min – 1,8 m/h	1,8 m/h – 13 m/mese	13 m/mese – 1,6 m/anno	< 1,6 m /anno
	Estremamente/molto rapida	Rapida	Moderata	Lenta	Estremamente/molto lenta
P_V	5	4	3	2	1

Magnitudo attesa su base volumetrica in metri cubi

	> 10^6	$2,5 \cdot 10^5 - 10^6$	$2,5 \cdot 10^5 - 10^4$	$10^2 - 10^4$	< $5 \cdot 10^2$
	Estremamente/molto grande	Grande	Media	Piccola	Molto piccola
P_M	15	12	9	6	3

Tabella 4.17 - Determinazione dell'instabilità di versante in funzione della sommatoria dei valori numerici associati ai parametri influenti

$P = P_A + P_M + P_V$ (frana riconosciuta) $P = P_C + P_M + P_V$ (frana potenziale)	Instabilità di versante
20 – 25	ALTA
16 – 19	MEDIO – ALTA
12 – 15	MEDIA
8 – 11	MEDIO – BASSA
5 – 7	BASSA

Incertezza di modello

Le considerazioni prima sviluppate riguardanti le difficoltà relative alla previsione di tipo spaziale, che dipendono anche dai dati pregressi disponibili e dalla stessa storia degli eventi, hanno indotto la necessità di introdurre un parametro secondario relativo all'incertezza delle determinazioni effettuate. Il livello di conoscenza del fenomeno o della situazione predisponente gli eventi di frana, infatti, può essere naturalmente di vario grado. Qualora il livello di conoscenza (LC) del cinematisma di frana e della corrispondente previsione spaziale sia limitato, è opportuno tenere conto della conseguente incertezza nella definizione del livello di suscettibilità. Di conseguenza, l'affidabilità delle valutazioni si riduce e il livello di suscettibilità e, quindi, la classe di attenzione aumenta necessariamente. Ciò si traduce nella correzione delle classi definite in funzione dell'instabilità di versante, secondo lo schema in Figura 4.7.

Misure di mitigazione

Ulteriore parametro che determina la classe di suscettibilità del ponte è la presenza o meno di sistemi di stabilizzazione, quali reti e gallerie paramassi, barriere per flussi detritici, interventi di drenaggio, strutture di sostegno, ecc., oltre che sistemi di monitoraggio, e il loro attuale stato di conservazione. Si distinguono pertanto i ponti *stabilizzati*, qualora le misure di mitigazione del rischio dette sopra siano effettivamente attuate, *monitorati*, nel caso di presenza di sistemi di monitoraggio atti a controllare l'insorgere di eventuali eventi franosi, e i ponti per cui le misure di stabilizzazione/monitoraggio risultano assenti. L'assenza di sistemi finalizzati alla mitigazione del rischio frane induce l'innalzamento della classe di suscettibilità e quindi della classe di attenzione, secondo il flusso logico mostrato in *Figura 4.7*.

4.4.3 STIMA DEL LIVELLO DI VULNERABILITÀ LEGATO AL RISCHIO FRANE

Alla base della definizione della vulnerabilità nel caso di rischio frane vi è la classificazione delle tipologie strutturali dei ponti. Quest'ultima è poi corretta mediante un parametro legato all'estensione dell'interferenza tra il possibile evento di frana e la struttura o parti di essa, secondo lo schema in *Figura 4.8*.

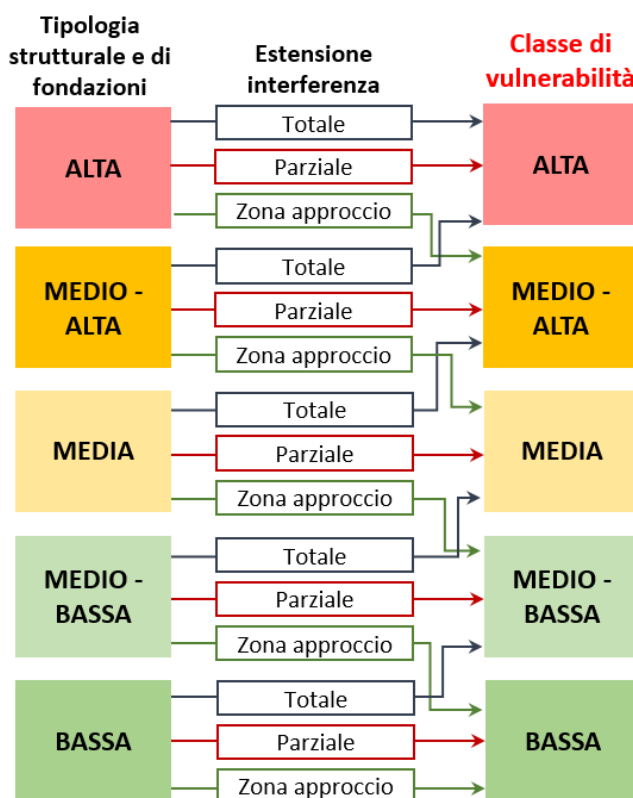


Figura 4.8. – Flusso logico per la determinazione della classe di vulnerabilità

Tipologia strutturale e tipologia di fondazioni

La classificazione delle tipologie strutturali è funzione della robustezza, ossia la capacità di resistere alle azioni generate nel movimento frana, generalmente non considerate in modo esplicito nella progettazione.

Sono quindi classificate le tipologie strutturali, in funzione di:

- schema statico, luce e materiale distinguendo schemi iperstatici e schemi isostatici e luci medio-piccole e elevate;
- numero di campate, distinguendo ponti a singola campata e ponti multi-campate,

in modo analogo alla classificazione utilizzata per stimare la vulnerabilità sismica. Si rimanda pertanto alla *Tabella 4.13* per la determinazione della classe di vulnerabilità associata alla tipologia strutturale, da impiegare nella stima della classe di attenzione associata al rischio frane.

In riferimento al rischio frane, un dettaglio particolarmente rilevante è la tipologia di fondazioni di spalle e pile, specialmente in relazione alla loro capacità di resistere alle azioni orizzontali.

Per tale ragione, nel caso in cui ci sia evidenza, dalla documentazione originaria disponibile e/o dalle ispezioni visive effettuate, di presenza di fondazioni superficiali o comunque non progettate per resistere alle azioni orizzontali, occorre aumentare di un livello la classe definita in *Tabella 4.13*.

Estensione dell'interferenza

La definizione della vulnerabilità nel caso del rischio frane, tenuto conto della stretta dipendenza sussistente tra la tipologia di spostamento delle masse e le dimensioni, fa riferimento al livello dell'interferenza tra il possibile evento di frana e la struttura o

parti di essa, mediante un parametro secondario “estensione dell’interferenza” che modifica la classificazione basata sulle tipologie strutturali, secondo lo schema in *Figura 4.8*. La presenza di questa interferenza, sebbene in alcuni tipi d’instabilità potrebbe essere di difficile definizione, può condurre ad una classe di attenzione maggiorata qualora sia l’intera struttura ad essere coinvolta, o comunque interessata dall’instabilità.

4.4.4 STIMA DEL LIVELLO DI ESPOSIZIONE LEGATO AL RISCHIO FRANE

La definizione del livello di esposizione nel caso di rischio frane segue gli stessi criteri e considera gli stessi parametri impiegati per la stima del livello di esposizione sismica al § 4.3.4, ossia il livello di TGM e la luce media della campata, la presenza di alternative stradali, la tipologia di ente scavalcato e la strategicità del ponte in caso di emergenza, prescindendo dal parametro “trasporto di merci pericolose”. Tali parametri si combinano secondo lo schema in *Figura 4.6*.

4.4.5 STIMA DELLA CLASSE DI ATTENZIONE FRANE A LIVELLO TERRITORIALE

Note le classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione legate al rischio frane del ponte, si procede con la determinazione della classe di attenzione (CdA) frane, combinandole come riportato in *Tabella 4.18*.

Tabella 4.18. – Determinazione della **classe di attenzione frane** in funzione di classe di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione

Classe di suscettibilità ALTA						
		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta			Medio-Alta	
	Medio-Alta	Alta		Medio-Alta		
	Media	Alta	Medio-Alta			
	Medio-Bassa	Medio-Alta				Media
	Bassa	Medio-Alta			Media	

Classe di suscettibilità MEDIO-ALTA						
		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta	Medio-Alta			
	Medio-Alta	Medio-Alta				Media
	Media	Medio-Alta			Media	
	Medio-Bassa	Medio-Alta		Media		
	Bassa	Medio-Alta	Media			

Classe di suscettibilità <i>MEDIA</i>						
		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Medio-Alta			Media	
	Medio-Alta	Medio-Alta		Media		
	Media	Medio-Alta	Media			
	Medio-Bassa	Media				Medio-Bassa
	Bassa	Media			Medio-Bassa	

Classe di suscettibilità **MEDIO-BASSA**

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Medio-Alta	Media			
	Medio-Alta	Media				Medio-Bassa
	Media	Media			Medio-Bassa	
	Medio-Bassa	Media		Medio-Bassa		
	Bassa	Media	Medio-Bassa			

Classe di suscettibilità **BASSA**

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Media			Medio-Bassa	
	Medio-Alta	Media			Medio-Bassa	
	Media	Media	Medio-Bassa			
	Medio-Bassa	Medio-Bassa				Bassa
	Bassa	Medio-Bassa			Bassa	

4.5 CLASSE DI ATTENZIONE ASSOCIATA AL RISCHIO IDRAULICO DEGLI ATTRAVERSAMENTI FLUVIALI

In generale, il rischio idraulico dipende da alcuni specifici parametri rappresentativi del coinvolgimento della struttura sia da un punto di vista spaziale che temporale.

Per la preliminare valutazione spaziale, si può ritenere assente il rischio idraulico per strutture che non vadano ad interessare l'alveo (come definito dal § 5.1.2.3. della Circolare 21.01.2019 n.7 del CSLP) con le pile e/o con le spalle e sempre che l'impalcato garantisca il rispetto del franco libero così come prescritto nelle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018, § 5.1.2.3). Tali valutazioni possono essere suffragate o dall'evidenza dei luoghi o da idonea "relazione di compatibilità idraulica" (D.M. 17.01.2018). Pertanto, qualora si possa ritenere che il determinarsi di un evento di piena non possa coinvolgere la struttura in esame, non risulta necessario proseguire con la valutazione della CdA idraulica, in quanto non influente ai fini della determinazione della CdA complessiva associata al ponte.

D'altra parte, come già discusso nel § 3.6, l'eventuale collocazione delle strutture in aree coinvolte da accadimenti pregressi (fenomeni di escavazione, allagamenti, modificazioni delle sezioni idriche, riduzione delle capacità idrovetriche dell'alveo, ecc.), inducono la necessità di proseguire con ispezioni speciali, con grado di approfondimento maggiore rispetto alle ispezioni iniziali previste per la valutazione della classe di attenzione.

Documentazioni quali le carte di pericolosità e rischio delle Autorità distrettuali territorialmente competenti, così come quelle di altri processi pianificatori o derivanti da analisi tecnico-scientifiche, costituiscono solo un primo riferimento, adeguato ma certamente non esaustivo. A tal riguardo, particolarmente utili risultano quindi le ispezioni visive e la compilazione delle appropriate schede di rilievo di Livello 1.

Analogamente alle precedenti definizioni di "classe di attenzione" associata a problematiche strutturali e fondazionali, sismiche e da frane, la classe di attenzione per rischio idraulico fa riferimento a fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Si ritiene opportuno adottare il termine "suscettibilità" piuttosto che pericolosità, come per il rischio frane, attese le specifiche difficoltà intrinseche relative alla definizione della probabilità di accadimento dell'evento. Tuttavia non si può prescindere, in merito alla consistenza dell'accadimento, dall'associazione della previsione spaziale e di quella temporale, in ragione dell'estensione, dell'intensità e della durata del verificarsi di eventi meteorologici con specifiche caratteristiche.

I parametri generalmente rilevanti per la determinazione del rischio idraulico sono sintetizzati in *Tabella 4.19*.

Tabella 4.19 - Parametri primari e secondari per la determinazione di fattori di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione associati al rischio idraulico

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità/Suscettibilità	Probabilità di accadimento e consistenza evento	Incertezza di modello Misure di mitigazione
Vulnerabilità	Resilienza all'evento naturale	Tipologia, magnitudo e frequenza evento Tipologia ed efficienza opere di mitigazione
Esposizione	Danno potenziale	Tipologia di ente scavalcato Importanza strategica dell'opera Estensione del danno

Come si evince dalla Tabella 4.19, al contrario di altre tipologie di rischio, occorre tenere in conto la probabilità di accadimento dell'evento meteorico e la sua consistenza in termini di intensità, durata ed estensione areale sulla base dei dati registrati, di analisi speditive e degli studi sugli sviluppi a lungo termine, tra cui, in particolare, le conseguenze dei cambiamenti climatici.

Comunque, atteso che tra i principali fenomeni che da un punto di vista idraulico possono dare luogo a condizioni di crisi dei ponti occorre considerare i fenomeni di sormonto o di insufficienza di franco e quelli di erosione del fondo alveo di natura generalizzata e/o localizzata, si riportano nel seguito alcuni approcci speditivi per la loro stima. Tali fenomeni sono valutati separatamente al fine di determinare due classi di attenzione distinte: una relativa al rischio idraulico da sormonto o insufficienza di franco e una al rischio idraulico di crisi per erosione. Quest'ultima, in particolare, si ricava dalla combinazione delle classi di attenzione relative ai due fenomeni erosivi di diversa natura, ovvero l'erosione generalizzata e l'erosione localizzata. La classe di attenzione idraulica complessiva è quindi la più severa tra le due classi di attenzione determinate.

È indispensabile precisare che, atteso il carattere probabilistico intrinseco del problema idraulico, allorquando si individuano ponti in aree ad evidenza di fenomeni alluvionali, erosionali e franosi, o riconosciute ad elevato rischio idrogeologico, con evidenze di possibile interferenza con la struttura, si rende indispensabile procedere ad ispezioni speciali ed eventualmente alle verifiche di dettaglio (Livello 4) con idonea modellazione idraulica atta a valutare il comportamento dell'intero reticolo idrografico su cui insiste il ponte, tenendo altresì in conto le eventuali esistenti opere di laminazione/mitigazione delle piene. In tali casi, la valutazione del periodo di ritorno per il quale il ponte non sia più rispondente alle NTC2018 e Circolare n.7/2019 CSLLPP consentirà di assumere i conseguenti provvedimenti di messa in sicurezza, quali ad esempio monitoraggio e fissazione delle soglie di allarme.

4.5.1 STIMA DELLA PERICOLOSITÀ LEGATA AL RISCHIO IDRAULICO

Per la valutazione della pericolosità/suscettibilità idraulica, oltre alle caratteristiche geometriche della struttura in rapporto con il territorio attraversato, occorre fare riferimento ai livelli di pericolosità come definiti dal D.Lgs. 23.02.2010, n. 49 – “Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni” e simili che assumono la probabilità di accadimento come parametro principale di gerarchizzazione:

- alluvioni rare di estrema intensità: tempo di ritorno dell'evento fino a 500 anni (P1: bassa probabilità, 2 per mille di superamento in un anno);
- alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno fra 100 e 200 anni (P2: media probabilità, tra il 5 ed il 10 per mille);
- alluvioni frequenti: tempo di ritorno fra 20 e 50 anni (P3: elevata probabilità, tra il 2 ed il 5%).

Le analisi del livello di pericolosità hanno intrinseci problemi di incertezza relativi al reticolo idrografico modellato, in quanto spesso viene trascurato quello secondario che, in talune condizioni morfologiche, può dare luogo anche alle maggiori criticità.

Inoltre, il livello di pericolosità/suscettibilità legato al rischio idraulico dipende dall'ambito geomorfologico nonché dall'evidenza di fenomeni pregressi, o peggio in atto, di scalzamento delle pile. Tale informazione si può acquisire attraverso i dati di censimento di Livello 0 e confermare mediante l'esecuzione di ispezioni visive di Livello 1 ovvero, successivamente all'implementazione, con l'elaborazione di dati di monitoraggio delle strutture in aree ad evidenza di rischio idraulico.

La valutazione della pericolosità dovrà inoltre tenere in conto la tipologia e il livello di efficienza di eventuali opere di mitigazione o di laminazione delle portate di piena.

Volendo stimare la suscettibilità idraulica con riferimento al **sormonto arginale o insufficienza di franco**, è possibile operare una valutazione speditiva dei franchi idraulici per i corsi d'acqua principali e secondari, in particolare se oggetto di mappatura ai sensi della direttiva alluvioni, stimando in prima approssimazione il franco F come la differenza tra la quota minima dell'intradosso del ponte con la stimabile quota di pelo libero, da individuare come segue:

- per alvei non arginati di corsi d'acqua principali, la quota massima della fascia di terreno interessata dallo scenario di alluvione P2; analogamente per lo scenario di alluvione P3;
- per alvei non arginati di corsi d'acqua secondari, la quota massima della fascia di terreno interessata dallo scenario di alluvione P2;
- per alvei arginati, la minore quota della sommità arginale esistente incrementata di 20 cm.

Pertanto, è possibile stimare speditivamente le classi di suscettibilità per sormonto in alvei oggetto di mappatura per esondazione come nella *Tabella 4.20* e nella *Tabella 4.21* relative ai corsi d'acqua principali e secondari, rispettivamente.

Tabella 4.20 - Classi di pericolosità per il fenomeno di sormonto (corsi d'acqua principali non arginati)

Alta	$F_{P2} \leq 0.80 \text{ m e } F_{P3} \leq 1.50 \text{ m}$
Medio-Alta	$F_{P2} \leq 0.80 \text{ m e } F_{P3} > 1.50 \text{ m}$
Media	$0.80 \text{ m} < F_{P2} \leq 1.00 \text{ m}$
Medio-Bassa	$1.00 \text{ m} < F_{P2} < 1.50 \text{ m}$
Bassa	$F_{P2} \geq 1.50 \text{ m}$

Tabella 4.21 - Classi di pericolosità per il fenomeno di sormonto (corsi d'acqua secondari non arginati)

Alta	$F < 0.80 \text{ m}$
Medio-Alta	$0.80 \text{ m} < F < 1.00 \text{ m}$
Media	$1.00 \text{ m} < F < 1.20 \text{ m}$
Medio-Bassa	$1.20 \text{ m} < F < 1.50 \text{ m}$
Bassa	$F > 1.50 \text{ m}$

Con riferimento ai **fenomeni di erosione**, la stima degli effetti (profondità massima raggiungibile dallo scavo) è resa complessa dalla natura ciclica del fenomeno, sia esso generalizzato sia localizzato, e pertanto di difficile valutazione con osservazioni dirette.

Il fenomeno dell'erosione alla base delle pile dei ponti si può ritenere costituito dalla sovrapposizione di tre processi, che vengono solitamente stimati indipendentemente per poi sommarne gli effetti: (a) l'abbassamento (o l'innalzamento) dell'alveo in prossimità del ponte, per variazioni globali del profilo del corso d'acqua, sostanzialmente indipendenti dalla presenza del ponte medesimo (*general scour*); (b) l'erosione generalizzata in corrispondenza della sezione ristretta del ponte, causata dall'aumento locale della velocità della corrente, indotto dal restringimento dovuto alla presenza dell'attraversamento (*contraction scour*); (c) l'erosione localizzata alla base delle pile e delle spalle del ponte, causata dalle deviazioni del flusso idrico indotte dalla presenza delle strutture in alveo, che causano aumenti locali della velocità della corrente (*local scour*).

L'eventuale tendenza dell'alveo ad abbassamenti globali nel tratto di corso d'acqua in cui il manufatto è inserito è considerata come un fattore di vulnerabilità, che si associa alla pericolosità per erosione generalizzata o alla pericolosità per erosione localizzata. Queste ultime sono stimate separatamente e permettono di definire due classi di attenzione distinte, una relativa all'erosione generalizzata, l'altra all'erosione localizzata, salvo poi combinarle al fine di ricavare una classe di attenzione complessiva relativa al rischio di crisi idraulica per fenomeni di erosione d'alveo.

L'**erosione generalizzata** in prossimità del ponte è dovuta alla riduzione, operata dall'attraversamento, della sezione trasversale indisturbata caratteristica dell'alveo tale da ingenerare un'accelerazione locale della corrente.

In prima approssimazione, secondo formulazioni empiriche di letteratura di frequente utilizzo, si può ritenere che l'erosione da contrazione dipenda dal rapporto tra la larghezza dell'alveo in assenza del manufatto di attraversamento e la larghezza dell'alveo lasciata libera dall'attraversamento medesimo. Nel presente approccio speditivo, ai fini della stima della suscettibilità si definiscono:

$$C_a = \frac{W_{a,l}}{W_a} \cdot 100 \quad C_g = \frac{W_{g,l}}{W_g} \cdot 100$$

dove

C_a è il fattore di restringimento dell'alveo inciso, essendo $W_{a,l}$ la larghezza complessiva dell'alveo inciso occupata dall'ingombro di pile e spalle e W_a la larghezza complessiva dell'alveo inciso a monte del ponte; C_g è il fattore restringimento delle aree golenali, essendo $W_{g,l}$ la larghezza complessiva delle golene occupate dai rilevati di accesso, dalle spalle e dalle pile e W_g la larghezza complessiva delle golene a monte del ponte.

Le classi di pericolosità vengono individuate in accordo alla *Tabella 4.22*.

Tabella 4.22 – Classe di pericolosità relativa al fenomeno di erosione generalizzata

C _a	C _g				
	> 45 %	35-45 %	25-35 %	15-25 %	<15 %
>35 %	Alta				
25-35 %	Alta		Medio-alta		
15-25 %	Alta		Medio-alta	Media	
10-15 %	Alta	Medio-alta	Media	Medio-bassa	
<10%	Alta	Medio-alta	Media	Medio-bassa	Bassa

L'**erosione localizzata** alla base delle pile o delle spalle è una delle cause più frequenti di crollo o di danneggiamento dei manufatti di attraversamento fluviale. La causa principale dell'erosione localizzata in corrispondenza delle pile è la formazione di vortici alla loro base.

I principali fattori che influenzano il processo di erosione alla base delle pile sono la velocità e la profondità della corrente, la larghezza della pila e la sua forma, la lunghezza della pila e l'angolo d'attacco della corrente, la natura del materiale d'alveo e l'eventuale presenza di detriti trasportati dalla corrente. Occorre inoltre considerare con attenzione i fenomeni di evoluzione morfologica del letto del fiume.

L'altezza di scavo raggiungibile in condizioni di assenza di trasporto solido (*clear-water scour*) è superiore alla corrispondente in presenza di trasporto (*live bed scour*). Per questo motivo, il trasferimento alle pratiche applicazioni di numerose formule di letteratura è da valutare con attenzione.

Per la valutazione della pericolosità da erosione localizzata, si suggerisce in prima approssimazione la stima della massima profondità di scavo d_s . Valutato d_s , è possibile definire un indice adimensionale IEL dato dal rapporto tra d_s e la profondità di posa del piano di fondazione d_f rispetto all'alveo:

$$IEL = \frac{d_s}{d_f}$$

La valutazione di IEL non è semplice, essendo complesso valutare sia d_s che d_f . La valutazione di quest'ultima può essere fatta sulla base della documentazione di progetto dell'opera, se disponibile, o di indicazioni specifiche derivanti da evidenze di campo; nel caso molto frequente di mancanza di entrambi, si può assumere in prima approssimazione una profondità di riferimento d_f pari 2.00 m, risultante dai valori medi normalmente adottati nella pratica costruttiva per fondazioni superficiali.

Per la valutazione di d_s non si ritiene utile raccomandare rilievi della sezione fluviale in prossimità della pila; ciò sia per le ovvie difficoltà di esecuzione degli stessi quale mezzo speditivo di valutazione, dovendo peraltro operare su un parco opere molto ampio, sia per il fatto che lo scavo localizzato tende a riempirsi nella fase finale della piena e quindi le indicazioni che si otterrebbero dal rilievo spesso non risulterebbero adeguate allo scopo.

In base alle risultanze di letteratura, per una pila di forma circolare di diametro a , la massima profondità di scavo d_s in presenza di trasporto generalmente varia tra 1.4 a e 2.3 a , si suggerisce di assumere prudenzialmente:

$$d_s = 2a$$

Per la valutazione dell'erosione localizzata in corrispondenza delle spalle dei ponti, a si assume pari al doppio dell'aggetto della spalla.

La medesima formula si applica anche per forme di pile non circolari, assumendo per a la larghezza della pila. Per pile non circolari, nel caso in cui la direzione del filone principale della corrente sia obliqua rispetto all'asse longitudinale della pila (angolo di attacco diverso da zero), si assume per a la larghezza della proiezione della pila sul piano trasversale alla direzione della corrente.

In funzione del valore assunto dall'indice di erosione localizzata IEL si definiscono le classi di pericolosità in *Tabella 4.23*.

Tabella 4.23 – Classe di pericolosità per il fenomeno di erosione localizzata

Alta	$IEL > 1.2$
Medio-Alta	$1.00 < IEL \leq 1.20$
Media	$0.80 < IEL \leq 1.00$
Medio-Bassa	$0.80 < IEL \leq 0.60$
Bassa	$IEL < 0.60$

4.5.2 STIMA DELLA VULNERABILITÀ LEGATA AL RISCHIO IDRAULICO

Ai fini della individuazione della vulnerabilità che, unitamente all'esposizione, porta alla definizione del rischio, risulta indispensabile valutare – per gli scenari di suscettibilità prima individuati – i seguenti parametri: il valore della portata della piena; l'estensione dell'area interessata dell'inondazione; l'altezza e la relativa quota idrica nonché le caratteristiche cinematiche della corrente.

La vulnerabilità dei ponti, con specifico riferimento al fenomeno di crisi per sormonto o insufficienza di franco, può sintetizzarsi come nella *Tabella 4.24*.

Tabella 4.24 - Classi di vulnerabilità per il fenomeno di sormonto

Alta	Sussistenza di almeno 2 delle seguenti 3 condizioni: - Evidenza di accentuati fenomeni di deposizione di sedimenti, soprattutto se grossolani, o di fenomeni d'erosione d'alveo. - Evidenza di trasporto di materiale vegetale di notevole dimensione. - Dimensioni del bacino idrografico $S < 100 \text{ km}^2$
Medio-Alta	Sussistenza di almeno 1 delle seguenti 3 condizioni: - Evidenza di accentuati fenomeni di deposizione di sedimenti, soprattutto se grossolani, o di fenomeni d'erosione d'alveo. - Evidenza di trasporto di materiale vegetale di notevole dimensione. - Dimensioni del bacino idrografico $S < 100 \text{ km}^2$
Media	Sussistenza di almeno 1 delle seguenti 3 condizioni: - Evidenza di significativi fenomeni di deposizione di sedimenti o di d'erosione d'alveo. - Evidenza di significativo trasporto di materiale vegetale di notevole dimensione. - Dimensioni del bacino idrografico $S < 500 \text{ km}^2$
Medio-Bassa	Sussistenza di almeno 2 delle seguenti 3 condizioni: - Assenza di evidenza di significativi fenomeni di deposizione o di erosione d'alveo. - Assenza di evidenza di trasporto di materiale vegetale di notevole dimensione. - Dimensioni del bacino idrografico $S > 500 \text{ km}^2$
Bassa	Assenza di evidenza di significativi fenomeni di deposizione o di erosione d'alveo. Assenza di evidenza di trasporto di materiale vegetale di notevole dimensione. Dimensioni del bacino idrografico $S > 500 \text{ km}^2$

Con riferimento ai fenomeni di erosione generalizzata e localizzata, la classe di vulnerabilità è stimata secondo quanto riportato nella *Tabella 4.25* e *Tabella 4.26*, rispettivamente.

Tabella 4.25 – Classe di vulnerabilità per il fenomeno di erosione generalizzata

Alta	Sussistenza di tutte e 3 le seguenti 3 condizioni: - Evidenza di presenza di fondazioni superficiali delle pile e delle spalle del ponte. - Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e a valle del ponte. - Ponte posizionato in tratto di alveo avente sensibile curvatura.
Medio-Alta	Sussistenza di almeno 2 delle seguenti 3 condizioni: - Evidenza di presenza di fondazioni superficiali delle pile e delle spalle del ponte. - Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e a valle del ponte. - Ponte posizionato in tratto di alveo avente sensibile curvatura.
Media	Sussistenza di almeno 1 delle seguenti 3 condizioni: - Evidenza di presenza di fondazioni superficiali delle pile e delle spalle del ponte. - Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e a valle del ponte. - Ponte posizionato in tratto di alveo avente sensibile curvatura.
Medio-Bassa	Evidenza di presenza di fondazioni profonde delle pile e delle spalle del ponte. Sussistenza di almeno 1 delle seguenti 2 condizioni: - Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e a valle del ponte. - Ponte posizionato in tratto di alveo avente sensibile curvatura.
Bassa	Evidenza di presenza di fondazioni profonde delle pile e delle spalle del ponte. Insussistenza delle seguenti condizioni: - Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e a valle del ponte. - Ponte posizionato in tratto di alveo avente sensibile curvatura.

Tabella 4.26 – Classe di vulnerabilità per il fenomeno di erosione localizzata

Alta	Sussistenza di almeno 3 delle seguenti 4 condizioni: - Evidenza di presenza di fondazioni superficiali delle pile e delle spalle del ponte. - Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e a valle del ponte. - Presenza di accumuli di detriti o materiale flottante a monte della pila. - Tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica
Medio-Alta	Sussistenza di almeno 2 delle seguenti 4 condizioni: - Evidenza di presenza di fondazioni superficiali delle pile e delle spalle del ponte. - Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e a valle del ponte. - Presenza di accumuli di detriti o materiale flottante a monte della pila. - Tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica
Media	Sussistenza di almeno 1 delle seguenti 4 condizioni: - Evidenza di presenza di fondazioni superficiali delle pile e delle spalle del ponte. - Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e a valle del ponte. - Presenza di accumuli di detriti o materiale flottante a monte della pila. - Tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica
Medio-Bassa	Sussistenza di almeno 2 delle seguenti 3 condizioni: - Evidenza di presenza di fondazioni profonde delle pile e delle spalle del ponte. - Evidenza di presenza di protezione al piede delle pile e delle spalle del ponte. - Presenza di una briglia di protezione immediatamente a valle del ponte.
Bassa	Sussistenza di entrambe le seguenti condizioni: - Evidenza di presenza di fondazioni profonde delle pile e delle spalle del ponte. - Evidenza di protezione al piede delle pile e delle spalle del ponte.

4.5.3 STIMA DELL'ESPOSIZIONE LEGATA AL RISCHIO IDRAULICO

La stima dell'esposizione al rischio idraulico porta alla valutazione delle potenziali conseguenze negative di future alluvioni – oltre che per la struttura interessata – anche quali conseguenze indotte (inondazione) per la salute umana e per il territorio, tenendo conto di elementi quali la topografia, la localizzazione dei corpi idrici superficiali e le loro caratteristiche idrologiche e geomorfologiche generali, le aree di espansione naturale delle piene, la strategicità del ponte in situazioni emergenziali nonché la localizzazione delle aree popolate.

In definitiva, la classe di esposizione idraulica può determinarsi in analogia allo schema di *Figura 4.6*, relativo alla classificazione sismica.

4.5.4 STIMA DELLA CLASSE DI ATTENZIONE RISCHIO IDRAULICO

Note le classi di pericolosità/suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione legate al rischio idraulico del ponte (e delle zone contigue laddove interessate da inondazione), si procede con la determinazione della classe di attenzione (CdA) idraulica. La difficoltà di quantificazione dei parametri e la frequente indisponibilità di dati attendibili di sufficiente dettaglio che concorrono alla definizione dei livelli di rischio (soprattutto in riferimento all'analisi della pericolosità) rende opportuno adottare criteri metodologici semplificati per una valutazione e rappresentazione del rischio.

Volendo stimare le Classe di Attenzione del rischio idraulico riferita ai fenomeni di sormonto o insufficienza di franco idraulico e ai fenomeni erosivi, generalizzati o localizzati, si può far riferimento a combinazioni dei fattori di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione ad essi relativi, analoghe a quelle impiegate per la determinazione della classe di attenzione strutturale e fondazionale e della classe di attenzione sismica, ossia analoghe a quelle riportate in *Tabella 4.10*.

Note le classi di attenzione del ponte, distinte per fenomeni di erosione generalizzata e per fenomeni di erosione localizzata, si determina la classe di attenzione in relazione ai fenomeni erosivi dalla combinazione delle due, come in *Tabella 4.27*.

Tabella 4.27 – Classe di attenzione idraulica del ponte in relazione ai fenomeni erosivi

		Classe di attenzione per erosione generalizzata				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di attenzione per erosione localizzata	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Alta			Medio-alta	
	Media	Alta		Medio-Alta	Media	
	Medio-Bassa	Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	
	Bassa	Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa

In definitiva, la Classe di Attenzione complessiva legata al rischio idraulico del ponte è la più elevata tra quelle risultanti dall'analisi separata dei due meccanismi di crisi (per sormonto e per fenomeni erosivi).

4.6 ANALISI MULTI-RISCHIO E DEFINIZIONE DELLA CLASSE DI ATTENZIONE COMPLESSIVA

Alle valutazioni separate della CdA strutturale e fondazionale, CdA sismica, CdA legata al rischio idraulico e CdA legata al rischio frane deve conseguire la valutazione di un parametro unitario che permetta di pervenire ad un indice sintetico. Quest'ultimo parametro indica la Classe di Attenzione complessiva del ponte ed è il risultato della combinazione delle CdA associate alle quattro tipologie di rischio, condotta, ancora una volta, secondo un approccio per classi e operatori logici. La CdA complessiva è classificata, in analogia a quanto visto per le singole CdA, in bassa, medio-bassa, media, medio-alta e alta. Sulla base di tale classificazione, si stabiliscono le azioni da intraprendere in termini di indagini/controlli/verifiche, secondo lo schema proposto in *Figura 1.1*.

Nella definizione delle possibili combinazioni, un peso maggiore è dato alla CdA strutturale e fondazionale in quanto legata alle usuali condizioni di esercizio delle strutture. Ciò comporta che se essa è alta, la CdA complessiva è alta qualsiasi siano le CdA sismica e idraulica e frane. I risultati, in termini di CdA complessiva, di tutte le possibili combinazioni sono ricavabili dalla *Tabella 4.28*. Per semplicità di esposizione, in *Tabella 4.28* la classe di attenzione legata al rischio idraulico e la classe di attenzione legata al rischio frane sono accorpate in un unico indicatore "Classe di attenzione idraulica e frane" determinato sempre utilizzando l'approccio per classi e operatori logici finora impiegato, come in *Tabella 4.29*.

Tabella 4.28. – Combinazioni delle CdA per la determinazione della **classe di attenzione complessiva***Classe di attenzione strutturale/fondazionale ALTA*

		Classe di attenzione idraulica e frane				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di attenzione sismica	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Alta				
	Media	Alta				
	Medio-Bassa	Alta				
	Bassa	Alta				

Classe di attenzione strutturale/fondazionale MEDIO - ALTA

		Classe di attenzione idraulica e frane				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di attenzione sismica	Alta	Alta		Medio-Alta		
	Medio-Alta	Alta	Medio-Alta			Media
	Media	Medio-Alta			Media	
	Medio-Bassa	Medio-Alta		Media		
	Bassa	Medio-Alta	Media			

Classe di attenzione strutturale/fondazionale MEDIA

		Classe di attenzione idraulica e frane				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di attenzione sismica	Alta	Alta	Medio-Alta		Media	
	Medio-Alta	Medio-Alta		Media		
	Media	Medio-Alta	Media			
	Medio-Bassa	Media				Medio-Bassa
	Bassa	Media			Medio-Bassa	

Classe di attenzione strutturale/fondazionale MEDIO-BASSA

		Classe di attenzione idraulica e frane				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di attenzione sismica	Alta	Medio-Alta	Media			
	Medio-Alta	Media				Medio-Bassa
	Media	Media			Medio-Bassa	
	Medio-Bassa	Media		Medio-Bassa		
	Bassa	Media	Medio-Bassa			

Classe di attenzione strutturale/fondazionale BASSA

		Classe di attenzione idraulica e frane				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di attenzione sismica	Alta	Media			Medio-Bassa	
	Medio-Alta	Media		Medio-Bassa		
	Media	Media	Medio-Bassa			
	Medio-Bassa	Medio-Bassa				Bassa
	Bassa	Medio-Bassa		Bassa		

Tabella 4.29. – Combinazioni delle CdA per la determinazione della ***classe di attenzione idraulica e frane***

		Classe di attenzione frane				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di attenzione idraulica	Alta	Alta		Medio-Alta		Media
	Medio-Alta	Alta	Medio-Alta		Media	
	Media	Medio-Alta		Media		Medio-Bassa
	Medio-Bassa	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa		Bassa
	Bassa	Media			Medio-Bassa	Bassa

Nota la CdA complessiva, si raccomanda, sì di basare le indagini, i controlli e le verifiche, previsti dai livelli successivi dell'approccio multilivello, sulla classe di attenzione complessiva, ma di tenere sempre conto delle classi di attenzione risultanti dalle valutazioni separate delle diverse tipologie di rischio, in modo da indirizzare e approfondire tali indagini, controlli e verifiche dove e come necessario. Questi devono servire alla valutazione accurata degli aspetti legati specialmente alle più gravose classi di attenzione ottenute, oltre che alla valutazione del comportamento globale dell'opera. Ciò implica che le banche dati istituzionali (es. AINOP) devono archiviare e rendere fruibili sia la CdA complessiva sia le singole CdA componenti.

5. LIVELLO 3: VALUTAZIONE PRELIMINARE DELL'OPERA

Le valutazioni preliminari di Livello 3 mirano a valutare la qualità e la tipologia dei difetti rilevati al Livello 1 (o dalle ispezioni periodiche) ed a stimare, preliminarmente, le risorse dell'opera in funzione, prioritariamente, delle norme di progetto dell'opera. In primo luogo, infatti, se pur non siano stati rilevati, ad un primo esame visivo, difetti o fenomeni di degrado tali da giustificare immediate verifiche di sicurezza (CdA Alta), è necessario, nel caso di CdA Medio-Alta, analizzare con maggior dettaglio tali problematiche osservate nelle ispezioni eseguite al Livello 1 individuandone le possibili cause. In secondo luogo, inoltre, occorre valutare, se pur in una analisi preliminare sicuramente approssimata, le risorse garantite dalle norme utilizzate all'epoca della progettazione dell'opera rispetto alle normative attualmente vigenti. Assumendo, salvo evidenti indicazioni contrarie che evidenzino macroscopici errori progettuali, che il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca della sua realizzazione e ottimizzato per far fronte ai corrispondenti carichi da traffico, ciò può essere eseguito valutando il rapporto tra la domanda indotta sui vari elementi che compongono il ponte (solette, traversi, travi e/o strutture principali, pile, spalle, apparecchi di vincolo e fondazioni) dai carichi da traffico previsti dalle norme dell'epoca (intesa quindi in questa valutazione come minima capacità garantita dalla norma di progettazione originaria) e la domanda ottenuta utilizzando i modelli di traffico previsti dalle norme attualmente vigenti.

Tale analisi consente di stimare, se pur preliminarmente, le risorse minime garantite dalle diverse normative al variare dei modelli di traffico rispetto alle normative vigenti. Essi, infatti, almeno fino al 1980, rispecchiavano, nei pesi e nella geometria, i mezzi di trasporto effettivamente transitanti ed erano diversificati nel caso in cui sul ponte era previsto transito di mezzi militari (ponte di 1° categoria) o transito di soli mezzi civili (ponte di 2° categoria). In termini generali, mentre gli effetti indotti dai carichi associati ai mezzi militari di progetto sono tuttora paragonabili, se non talvolta superiori, agli schemi di traffico previsti dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, quelli indotti dai carichi con cui erano progettati i ponti di 2° categoria sono oggi spesso inferiori.

Come già riportato al § 1.3, l'ente proprietario e/o gestore deve quindi valutare, caso per caso, la necessità di eseguire valutazioni accurate di Livello 4, sulla base della tipologia e qualità dei difetti riscontrati mediante le diverse tipologie di ispezione livelli previsti (valutando se, ad esempio, essi possano essere stati causati proprio dai carichi verticali da traffico) e delle analisi preliminari. Le informazioni aggiuntive ricavabili dai sistemi di monitoraggio, descritti al § 7.6, ove previsti, possono essere di ausilio alle valutazioni preliminari di Livello 3.

Esempio applicativo

Nel seguito si presenta un caso esemplificativo di applicazione di valutazioni preliminari di Livello 3, mostrando il procedimento generale per il calcolo del rapporto di sicurezza approssimato, inteso come rapporto tra la domanda indotta dai carichi da traffico previsti dalle norme dell'epoca e la domanda ottenuta utilizzando i modelli di traffico previsti dalle norme attualmente vigenti.

Si faccia riferimento ad un ponte stradale ad unica campata di luce circa 20 m, la cui costruzione risale agli anni '40, progettato dunque secondo la Normale n. 8 del 14.09.1933. L'impalcato è costituito da tre travi parallele in calcestruzzo armato ordinario, semplicemente appoggiate alle estremità e collegate da traversi e soletta in c.a., tali da rendere l'impalcato torsio-rigido.

In generale, la Normale n. 8, primo riferimento normativo italiano in materia di progettazione di ponti stradali, forniva schemi di carico che riproducevano i reali mezzi transitanti sulle strade, differenziati per tre categorie stradali, in funzione dell'entità del traffico atteso (1° categoria – strade di grande traffico, 2° categoria – strade di medio traffico, 3° categoria – strade di piccolo traffico). Nel seguito, si ricordano gli schemi di carico previsti per le tre categorie stradali.

Per strade di tipo 1°

- 1.1. Due treni tipo (schema 1°, *Figura 5.1*) indefiniti di autocarri del peso totale di 12 tonnellate affiancati e, contemporaneamente, folla compatta 400 kg/m² sui marciapiedi;
- 1.2. Un treno tipo (schema 1°, *Figura 5.1*) indefinito di autocarri del peso di 12 tonnellate e un treno tipo (schema 2°) con veicoli di peso massimo 40 tonnellate affiancati e contemporaneamente folla compatta 400 kg/m² sui marciapiedi;
- 1.3. Folla compatta 400 kg/m² su tutta la larghezza del ponte.

Per il calcolo delle solette e delle nervature secondarie deve essere considerato il passaggio di un rullo compressore da 18 t (schema 3°) qualora le sollecitazioni che ne derivano siano più gravose di quelle prodotte dai carichi precedenti.

Per strade di tipo 2°

- 2.1. Due treni tipo (schema 1°, *Figura 5.1*) indefiniti di autocarri del peso totale di 12 tonnellate affiancati e, contemporaneamente, folla compatta 400 kg/m² sui marciapiedi;

- 2.2. Un treno tipo (schema 1°, *Figura 5.1*) indefinito di autocarri del peso di 12 tonnellate e una colonna di due rulli compressori da 18 tonnellate (schema 3°, *Figura 5.1*) affiancati e, contemporaneamente, folla compatta sull'area non occupata dai veicoli;
- 2.3. Due rulli compressori da 18 tonnellate (schema 3°, *Figura 5.1*) affiancati e, contemporaneamente folla compatta 400 kg/m² sull'area non occupata dai rulli;
- 2.4. Folla compatta 400 kg/m² su tutta la larghezza del ponte.

Per strade di tipo 3°

- 3.1. Un treno tipo (schema 1°, *Figura 5.1*) di autocarri del peso di 12 tonnellate e, contemporaneamente, folla compatta 400 kg/m² sull'area non occupata dai veicoli;
- 3.2. Un rullo compressore (schema 3°, *Figura 5.1*) da 18 tonnellate e, contemporaneamente, folla compatta 400 kg/m² sull'area non occupata dal rullo compressore;
- 3.3. Folla compatta su tutta la larghezza del ponte.

Per tener conto delle azioni dinamiche i carichi accidentali definiti dovevano essere aumentati del 25%, indipendentemente dalla tipologia di ponte.

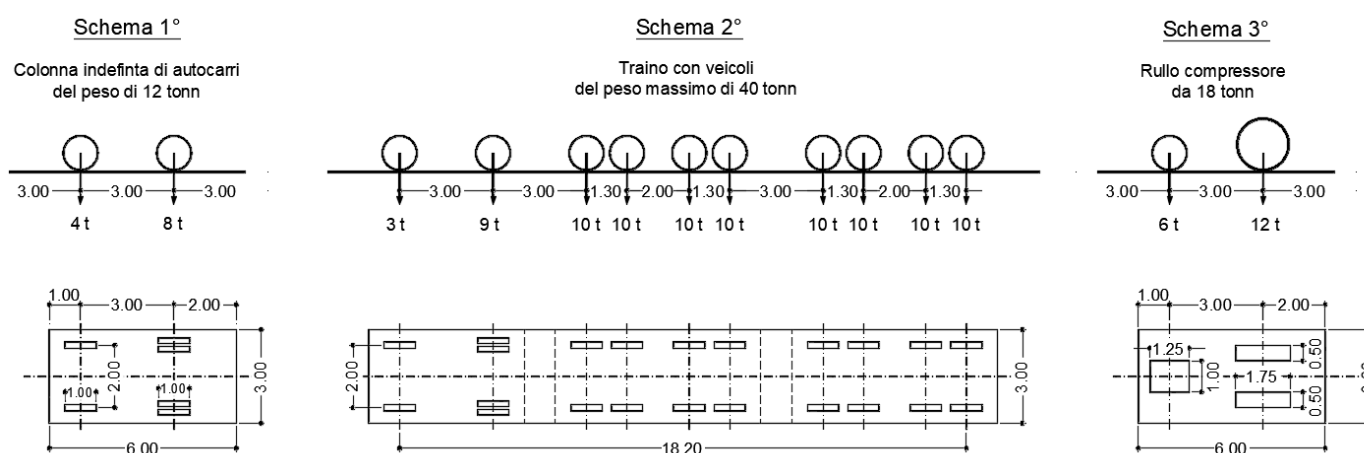


Figura 5.1 - Schemi di carico previsti dalla Normale n. 8 del 1933

La prima informazione che è necessario acquisire per condurre la valutazione preliminare di sicurezza è la categoria di strada per cui è stato progettato il ponte. Ovviamente questa è nota nel caso in cui si disponga del progetto originario; è difficilmente determinabile e, quindi, solo ipotizzabile, nel caso in cui il progetto originario non sia disponibile. In questo ultimo caso, occorre procedere in via cautelativa, assumendo la categoria di strada a cui sono associati gli schemi di carico che inducono gli effetti meno gravosi sugli elementi strutturali in confronto a quelli indotti dagli schemi di carico attualmente previsti dalle norme.

Il ponte preso ad esempio è a servizio di una strada di 2° categoria (secondo quanto deducibile dal progetto originario), ha una carreggiata stradale di larghezza complessiva pari a 9 m, con piano viabile di larghezza pari a 7 m e due marciapiedi pedonali laterali, ognuno di larghezza pari ad 1 m, come visibile dalla sezione in *Figura 5.2*.

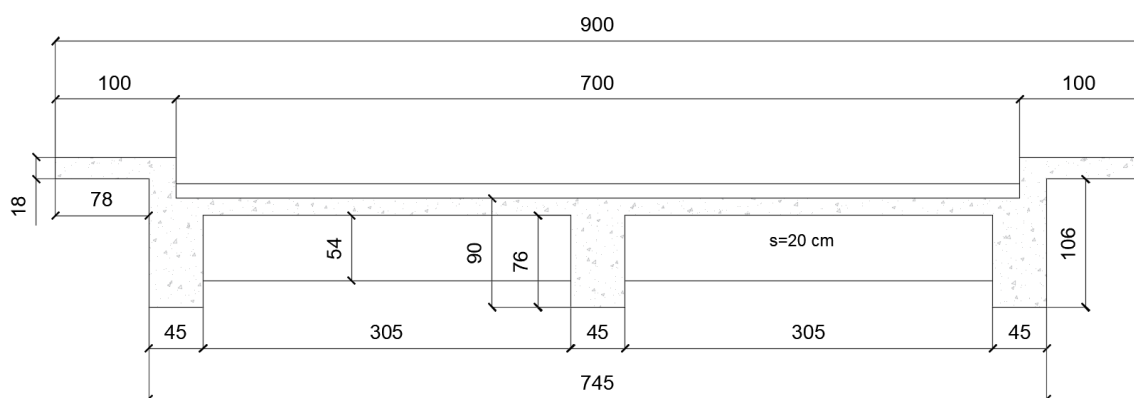


Figura 5.2 – Sezione trasversale dell'impalcato del ponte (quote in cm)

Ipotizzando che gli elementi strutturali siano stati progettati per avere risorse sufficienti nei confronti delle massime sollecitazioni indotte dai carichi da traffico previsti dalla norma, si procede disponendo, sulla sezione trasversale di impalcato, gli schemi di carico relativi alla categoria di interesse, in questo caso la 2°, in modo da massimizzare gli effetti sulle travi longitudinali. Sfruttando la teoria di Courbon - Engesser, quindi tenendo conto della ripartizione trasversale dei carichi, si valutano le reazioni ai carichi applicati, sia concentrati sia distribuiti, in corrispondenza delle travi. In *Figura 5.3* è rappresentata l'applicazione degli schemi di carico previsti dalla combinazione 2.3, disposti in modo da massimizzare le reazioni indotte sulla trave laterale. L'effetto dei carichi distribuiti è tenuto in conto solo nel caso in cui il suo contributo sia sfavorevole per la trave considerata.

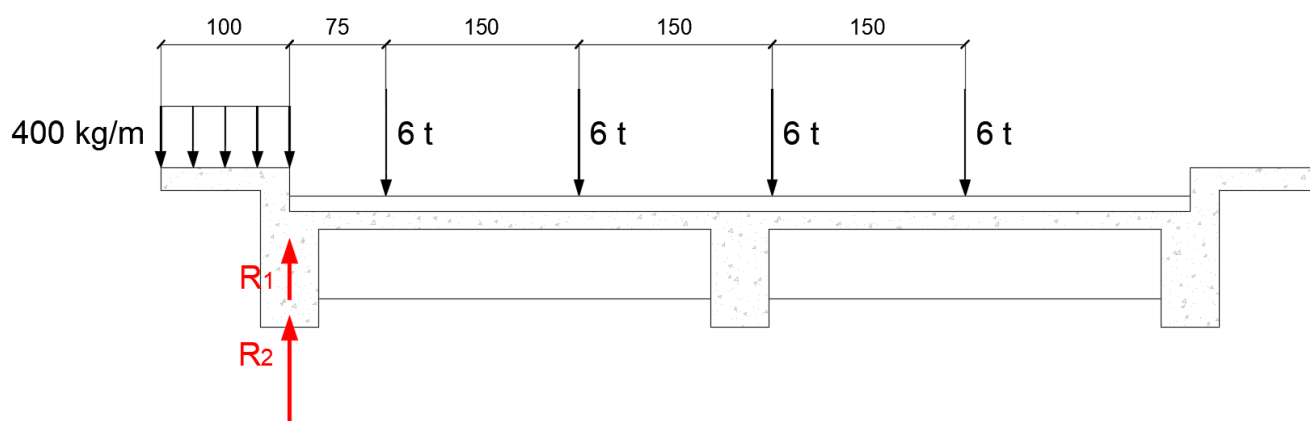


Figura 5.3 – Esempio di disposizione trasversale dello schema di carico previsto dalla combinazione 2.3 della Normale n. 8 (quote in cm).

R_1 = reazione dovuta ai carichi distribuiti su una larghezza di 1 m, pari a 0.45 t/m;

$R_2 =$ reazione dovuta ai carichi concentrati, pari a 12,14 t.

Le reazioni indotte dai carichi ottenute per tutte le combinazioni previste per la categoria di strada di interesse, sono applicate sullo sviluppo longitudinale della trave, schematizzata come trave semplicemente appoggiata di luce 20 m, in modo da determinare gli effetti più gravosi, ovvero valutando, sulla base della teoria delle linee di influenza, la posizione dei carichi concentrati che massimizza, ad esempio, le sollecitazioni flettenti, come esemplificato in *Figura 5.4* relativa alla combinazione 2.3.

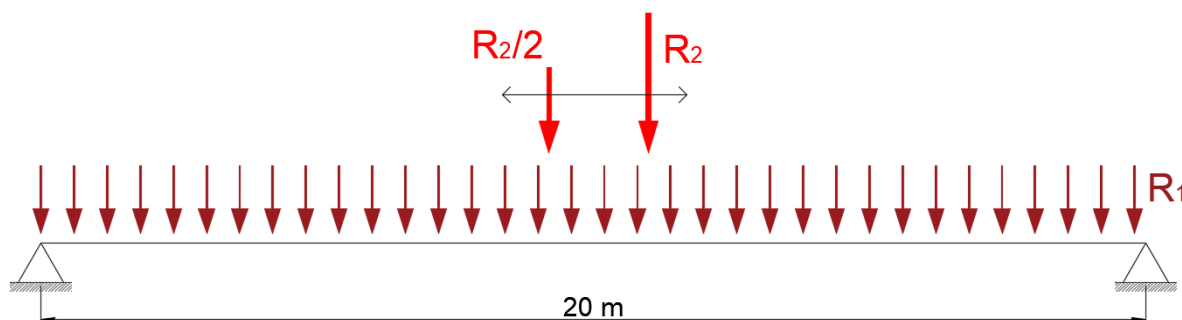


Figura 5.4 – Schema di carico longitudinale (combinazione 2.3)

Procedendo allo stesso modo per le altre combinazioni di carico, emerge che quella a cui corrisponde il momento flettente più elevato, assunto quindi come riferimento per la stima delle risorse della struttura, è la combinazione 2.2.

Il procedimento sopra descritto è applicato in maniera analoga per calcolare le massime sollecitazioni flettenti indotte sulla stessa trave di impalcato dagli schemi di carico da traffico previsti dalle Norme Tecniche attualmente vigenti (D.M. 17.01.2018), anch'essi disposti nelle posizioni più sfavorevoli, sia trasversalmente sia longitudinalmente.

Il rapporto tra le sollecitazioni indotte dai carichi di progettazione e quelle indotte dai carichi attualmente previsti dalle Norme Tecniche permette di stimare, se pur preliminarmente, le risorse minime garantite dall'applicazione della normativa di progettazione nei confronti della domanda calcolata secondo le Norme attuali, sulla base delle quali determinare la necessità di eseguire valutazioni accurate di Livello 4. I valori ottenuti nel presente esempio sono riportati in *Tabella 5.1*.

Tabella 5.1 – Massime sollecitazioni flettenti calcolate con la Normale n.8 del 1933 e il D.M. 17.01.2018 e loro rapporto.
($M_{max,1933}$ = momento flettente massimo calcolato secondo la Normale n.8 del 1933; $M_{max,2018}$ = momento flettente massimo calcolato secondo il D.M. 17.01.2018, al netto dei fattori parziali)

$M_{max,1933}$	$M_{max,2018}$	$M_{max,1933}/ M_{max,2018}$
1319 kNm	2217 kNm	0.59

PARTE II

LIVELLO 4: VERIFICA ACCURATA DELLA SICUREZZA

6. LIVELLO 4: VERIFICA ACCURATA

Il presente capitolo ha come oggetto la valutazione di sicurezza dei ponti esistenti, così come indicato al § 1.1, con l'obiettivo, ai fini dell'attuazione della procedura di cui alle presenti Linee Guida ed illustrata al § 1, di fornire indicazioni utili sia sulle impostazioni concettuali, sia sulle modalità operative di verifica, a partire dalle prime fasi, volte alla conoscenza del manufatto, sino alle fasi conclusive di intervento e/o come indicazioni tecniche per l'assunzione dei relativi conseguenti provvedimenti, definite in funzione dei risultati delle verifiche stesse. Le informazioni procedurali fornite sono da considerarsi indicative ma non esaustive di tutte le possibili situazioni riscontrabili. Caso per caso, è necessario specificare o dettagliare maggiormente le fasi di conoscenza, modellazione, analisi e valutazione della sicurezza in funzione delle peculiarità riscontrate. Come previsto al § 1.1, ferma restando la valenza generale di quanto indicato, il presente capitolo declina i dettagli operativi nel caso dei ponti stradali.

Il presente capitolo è organizzato in diversi paragrafi. Una breve introduzione illustra l'approccio della normativa vigente nei riguardi del tema affrontato. Nel § 6.1 sono presentati i concetti fondamentali e le strategie di valutazione alla base delle indicazioni fornite. Particolare riguardo è dedicato alla fase conoscitiva e alla definizione dei livelli di analisi in funzione della finalità della verifica che si intende perseguire, esplicitando nel dettaglio i casi in cui la valutazione della sicurezza è necessaria. Nel § 6.2, un'estesa e dettagliata trattazione è dedicata alle fasi del processo conoscitivo e le operazioni da svolgere per giungere ad avere buona consapevolezza del manufatto esistente. Il § 6.3 ha infine l'obiettivo di fornire indicazioni pratiche per l'esecuzione della valutazione della sicurezza, illustrando le fasi di modellazione, analisi e verifica e proponendo valori dei fattori parziali di sicurezza in funzione del livello di conoscenza raggiunto e della conseguente riduzione delle incertezze.

6.1. CONCETTI FONDAMENTALI E STRATEGIE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

6.1.1. LA NORMATIVA VIGENTE

Le presenti Linee Guida sono coerenti con le Norme tecniche delle Costruzioni (D.M. 17.01.2018, GU 20.02.2018) e con la relativa Circolare esplicativa (Circ. 21.01.201, n.7/CSLLPP, GU 11.02.2019). Di particolare riferimento è il Capitolo 8, sia per quanto riguarda i riferimenti espliciti ai ponti esistenti (paragrafo C8.8 della Circolare), sia per tutti gli aspetti relativi alle costruzioni in generale e quindi ai ponti, anche se non esplicitamente richiamati. Il problema della valutazione della sicurezza dei ponti esistenti è caratterizzato, del resto, da aspetti peculiari che richiederebbero una trattazione specifica e dettagliata al pari di quanto accade per i ponti di nuova costruzione, ai quali la norma dedica un proprio capitolo. In tale ottica, con riferimento alle problematiche che possono essere indotte sulle strutture esistenti da azioni idrauliche o da instabilità di versante occorre tenere in debito conto le indicazioni dettate dalle NTC2018 e dalla circolare esplicativa (G.U. 11.02.2019) con particolare riferimento alla "compatibilità idraulica" (§ C5.1.2.3), alle azioni idrodinamiche (§ C5.1.3.8) alla "progettazione geotecnica" (capitolo C6.3) in tutti i casi in cui la verifica di sicurezza dei ponti è dovuta al rischio idrogeologico, come precisato nel § 3.6.

Le presenti Linee Guida costituiscono, evidentemente, una prima integrazione delle norme vigenti sul tema specifico, costituendo così un punto di partenza per valutazioni più accurate e approfondite in materia.

6.1.2. IL RUOLO FONDAMENTALE DELLA CONOSCENZA

La conoscenza del manufatto è un passaggio cruciale per comprendere il reale comportamento della costruzione, in funzione delle vicende costruttive, dei fenomeni di degrado e delle eventuali trasformazioni subite nel corso degli anni.

L'obiettivo principale del processo conoscitivo è la riduzione delle incertezze legate alla valutazione di carichi, comportamento dei materiali e delle strutture, ecc., così da raggiungere livelli di conoscenza appropriati in funzione delle verifiche da eseguire.

A tal fine sono definiti, come previsto dalla Circolare Esplicativa, livelli progressivi di approfondimento di conoscenza, indagine e verifica. Le informazioni sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali si possono ricavare dall'esecuzione di campagne conoscitive successive, di volta in volta caratterizzate da maggior dettaglio, pianificate sulla base delle indicazioni ricavate da una valutazione preliminare di sicurezza che permette l'individuazione delle criticità e la messa a punto dei diversi piani di indagine. L'approfondimento delle indagini sulla base dei risultati ottenuti dalle verifiche preliminari consente di incrementare e dettagliare la conoscenza in maniera organica e critica, focalizzando l'attenzione laddove necessario. L'approfondimento progressivo delle indagini garantisce l'elaborazione di modellazioni strutturali caratterizzate da crescente accuratezza e pertanto l'esecuzione di valutazioni di sicurezza più attendibili e meglio rappresentative del reale comportamento strutturale del manufatto, nonché l'impiego, opportunamente motivato, di fattori di confidenza e fattori parziali, ove possibile, via via minori.

6.1.3. LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E RELATIVI PROVVEDIMENTI

La valutazione della sicurezza dei ponti esistenti, da condursi secondo i dettami delle Norme Tecniche, presenta delle peculiarità in merito alla valutazione della vita di riferimento da assumere nel calcolo delle azioni, all'influenza dello stato di degrado sulla verifica e alla valutazione dei carichi da discutere con maggiore accuratezza. La definizione di tali peculiarità è basata sulle seguenti considerazioni concettuali:

- l'orizzonte temporale per cui si richiede il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza va assunto in funzione dello scopo cui è destinata l'analisi svolta. A tal proposito, si introduce il concetto di "tempo di riferimento", t_{ref} , ossia l'arco temporale cui è convenzionalmente riferita la verifica. Al termine di tale arco temporale, si presuppone in generale che le analisi

siano da ripetere e vadano svolte ulteriori verifiche ed adottati i necessari provvedimenti per garantire il dovuto livello di sicurezza, in termini, ad esempio, di opere di rinforzo e riparazione o riduzione dei carichi. È quindi opportunamente definito, in funzione dello stato dell'opera e dell'intervento stesso, un intervallo di tempo, comunque non maggiore di t_{ref} , in cui occorre adottare interventi strutturali per garantire la sicurezza. Nelle more dell'effettuazione di tali interventi, è cura del soggetto proprietario e/o concessionario e/o gestore, mettere in atto tutti provvedimenti e/o le limitazioni conseguenti idonei a garantire comunque la sicurezza e l'incolumità pubblica. Il suddetto tempo definito per l'effettuazione degli interventi o per l'adozione dei provvedimenti atti a garantire la sicurezza e l'incolumità pubblica è comunicato agli Organi di controllo ed alle previste Banche dati.

- I ponti esistenti su cui non è stata eseguita una costante e corretta manutenzione anche strutturale sono generalmente affetti da numerosi fenomeni di degrado dovuti alle azioni ambientali (diverso è il caso degli edifici dove gli elementi resistenti primari sono, in genere, maggiormente protetti dalle intemperie). Occorre pertanto considerare con attenzione le effettive condizioni di conservazione del ponte e una sua configurazione di verifica degradata nel caso in cui i fenomeni di ammaloramento esistenti abbiano ridotto la capacità della struttura.
- L'entità delle azioni da traffico previste dalle Norme Tecniche costituisce un riferimento convenzionale da adottarsi per la progettazione dei ponti nuovi.

A tal proposito si richiama il punto 2.5.2 delle NTC 2018:

“Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni.”

Dunque il valore caratteristico del carico da traffico, che poi va ulteriormente amplificato per il calcolo allo Stato Limite Ultimo, dovrebbe avere periodo di ritorno 1000 anni; tale valore, purché si proceda ad un monitoraggio nei confronti del traffico, può essere sottoposto ad una riduzione, salvo prevedere adeguate verifiche, al termine della vita residua, e adottare conseguenti provvedimenti, inclusa, in ultima istanza nei casi estremi, la messa fuori uso e la sostituzione.

Inoltre, il carico verticale di calcolo, da amplificare mediante fattore parziale e quindi da considerare come carico di calcolo caratteristico, è costituito da un tandem a due assi complessivamente da 600 kN, insieme ad una stesa uniforme di carico sull'intera corsia di larghezza 3,0 m da 9 kN/m². Con tale stesa di carico, se si considera convenzionalmente una lunghezza del mezzo pari a 16,3 m (c.d. sagoma limite), si ottiene una risultante corrispondente ad un mezzo da 440 kN:

$$9 \text{ kN/m}^2 \times 3,0 \text{ m} \times 16,3 \text{ m} = 440 \text{ kN}.$$

Su tale lunghezza, il carico di norma risultante è dunque pari a:

$$600 \text{ kN} + 440 \text{ kN} = 1040 \text{ kN}.$$

Tale mezzo è largamente eccedente rispetto a quanto definito dal Codice della Strada; ne va autorizzato il transito da parte dell'ente gestore volta per volta.

La presenza, nella normativa tecnica per le costruzioni per le nuove opere, di un'unica categoria di ponte (ponti di prima categoria, non essendo più previsti i ponti di seconda categoria) è peraltro limitativa per la verifica dei ponti esistenti. Non è infatti possibile, seguendo le vigenti norme tecniche per le costruzioni per i ponti nuovi, distinguere tra opere d'arte che nella loro vita sperimentano carichi da traffico significativamente diversi tra di loro.

Qualora non vengano soddisfatte le verifiche di sicurezza richieste dalle norme, dovranno essere presi gli adeguati provvedimenti descritti nel § 6.1.5.

6.1.4. CASI IN CUI È NECESSARIA LA VALUTAZIONE DI SICUREZZA

I casi in cui è necessaria la valutazione della sicurezza secondo le Norme Tecniche si possono individuare da quanto riportato nel Cap. 8.3 “VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA” delle NTC 2018, dove viene affermato:

“La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- *riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;*
- *provati gravi errori di progetto o di costruzione;*
- *cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;*
- *esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidezza;*
- *ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4;*

- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e su quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.”

La Circolare, nel corrispondente punto C8.3, aggiunge il fondamentale concetto secondo cui:

“Tra i casi per i quali è obbligatorio procedere alla verifica della costruzione è escluso il caso conseguente ad una eventuale variazione dell’entità delle azioni a seguito di una revisione o della normativa o delle zonazioni che differenziano le azioni ambientali (sisma, neve, vento) nelle diverse parti del territorio italiano.”

Entrando nel merito del testo, si analizzano, in particolare, le parti sottolineate. Innanzitutto, risentendo forse della stesura pensata per edifici, non si menzionano effetti idraulici che possono essere cruciali nella valutazione della sicurezza dei ponti per cui le azioni ambientali da considerare diventano: *sisma, vento, neve, temperatura, frane, alluvioni*.

Riguardo la necessità di effettuare la valutazione di sicurezza nel caso di esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali che interagiscano comunque con gli elementi strutturali, si sottolinea l’importanza di valutare l’eventuale aggravio di carichi permanenti portati in relazione alle variazioni apportate alle barriere di sicurezza stradale (*guardrail* e *New Jersey*), oltre a controllare che le modalità di messa in opera delle stesse non abbiano arrecato problemi di durabilità al ponte (possibili infiltrazioni d’acqua).

La valutazione della sicurezza (§8.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni) è inoltre contemplata nel caso in cui si eseguano gli interventi strutturali previsti dal cap. 8.4 delle Norme Tecniche, ad esclusione delle riparazioni o interventi locali di cui al § 8.4.1. delle stesse NTC.

Infine, è fatto esplicito riferimento al “titolo abitativo”, rendendo obbligatoria la verifica di sicurezza nel caso in cui si riscontri la sua assenza o eventuali difformità. Tale indicazione ha significato solo per edifici da abitazione e non per i ponti, a meno che il termine “titolo abitativo” non venga esteso con la dizione “titolo abitativo/autorizzativo” dandone un significato più generale.

Si evidenzia infine un punto di assoluta rilevanza nella concezione normativa nazionale: emerge infatti con chiarezza che non vi è generale obbligo di verifica strutturale qualora cambino solo le norme. Ciò implica che, nel caso dei ponti esistenti, non è strettamente necessario effettuare verifiche di sicurezza qualora siano cambiati i modelli di traffico e più in generale le azioni sui ponti, in seguito a variazioni dell’apparato normativo. Ciò ovviamente vale anche per le variazioni di zonizzazione sismica, da neve e da vento.

Le presenti Linee Guida, nell’ambito della classificazione del rischio associato ai ponti esistenti, analizzano i casi per cui la valutazione di sicurezza è comunque necessaria secondo la definizione data nel § 3.5 e quindi i Ponti e Viadotti con una Classe di Attenzione Alta e che richiedono livelli di approfondimento delle indagini e delle valutazioni più elevati e di essere soggetti, quindi, a valutazioni di sicurezza approfondite con i metodi trattati nel presente documento.

6.1.5. LIVELLI DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel capitolo 8.3 delle Norme Tecniche è precisato:

“La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- *l’uso della costruzione possa continuare senza interventi;*
- *l’uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell’uso);*
- *sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi”;*
- *(...)*

È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell’uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall’uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.”

La Circolare, in posizione analoga, precisa ulteriormente che:

“Nel caso in cui l’inadeguatezza di un’opera si manifesti nei confronti delle azioni non sismiche, quali carichi permanenti e altre azioni di servizio combinate per gli stati limite ultimi secondo i criteri esposti nel § 2.5.3 delle NTC (eventualmente ridotte in accordo con quanto specificato al §8.5.5 delle NTC), è necessario adottare gli opportuni provvedimenti, quali ad esempio limitazione dei carichi consentiti, restrizioni all’uso e/o esecuzione di interventi volti ad aumentare la sicurezza, che consentano l’uso della costruzione con i livelli di sicurezza richiesti dalle NTC. Gli interventi da effettuare per eliminare le vulnerabilità più importanti possono anche essere parziali e/o temporanei, in attesa di essere completati nel corso di successivi interventi più ampi, atti a migliorare/adeguare complessivamente la costruzione e/o parti di essa.

Attesa l’aleatorietà dell’azione, nel caso in cui l’inadeguatezza di un’opera si manifesti nei confronti delle azioni sismiche, le condizioni d’uso, la necessità e la conseguente programmazione dell’intervento sono stabiliti sulla base di una pluralità di fattori, quali: la gravità dell’inadeguatezza e le conseguenze che questa comporterebbe anche in termini di pubblica incolumità, le disponibilità economiche, etc”

Nei casi in cui ciò non si verifichi, in relazione ai carichi verticali e dunque al traffico, le decisioni che si possono prendere sono:

- (a) limitare i carichi consentiti;
- (b) prevedere una restrizione all'uso del ponte;
- (c) eseguire interventi volti ad aumentare la sicurezza.

Partendo da tali presupposti normativi, nel seguito, ai fini della presente Linea Guida, si definisce:

- 1) ADEGUATO, un ponte esistente per cui siano soddisfatte le verifiche eseguite secondo le Norme Tecniche utilizzando i carichi e i fattori parziali in esse previsti. La sola variazione in diminuzione ammessa è quella del fattore parziale relativo ai carichi permanenti, qualora se ne verifichino le ipotesi come previsto nel § 8.5.5 delle Norme Tecniche.
- 2) OPERATIVO, un ponte per cui siano soddisfatte le verifiche eseguite utilizzando i principi esposti nelle Norme Tecniche ma facendo riferimento nella valutazione dei fattori parziali relativi ai carichi e ai materiali ad un tempo di riferimento ridotto. Il valore del tempo di riferimento, t_{ref} , convenzionalmente assunto a livello indicativo nelle presenti Linee Guida è pari a 30 anni. Nel calcolo del fattore parziale relativo ai carichi permanenti è ovviamente ancora possibile prevedere la diminuzione come previsto nel § 8.5.5 delle Norme Tecniche, qualora se ne verifichino le ipotesi. Occorre, quindi, segnalare il ponte e gli esiti delle verifiche in banche dati istituzionali regionali e nazionali.
- 3) TRANSITABILE, un ponte per cui siano soddisfatte le verifiche eseguite su un orizzonte temporale ridotto, entro il quale si progettino e realizzino lavori di adeguamento o operatività, adottando i provvedimenti: (a) "limitazione dei carichi consentiti" o (b) "restrizione d'uso del ponte". La programmazione temporale dettagliata (crono programma) dei lavori occorre sia nota e trasferita a banche dati istituzionali regionali e nazionali. Nella valutazione dei fattori parziali relativi ai carichi e ai materiali si adotta quindi un tempo di riferimento ridotto che nelle presenti Linee Guida è assunto non maggiore di $t_{ref} = 5$ anni. Nel calcolo del fattore parziale relativo ai carichi permanenti è ovviamente ancora possibile prevedere la diminuzione come previsto nel § 8.5.5 delle Norme Tecniche, qualora se ne verifichino le ipotesi.

Per tutti i livelli di analisi, le valutazioni sono condotte coerentemente con l'approccio agli stati limite con l'uso dei coefficienti parziali previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Il livello di sicurezza è quantificato, assumendo per ogni livello di analisi il tempo di riferimento e i carichi da traffico previsti per esso, attraverso i parametri di verifica ζ_E e $\zeta_{v,i}$ definiti nel capitolo 8.3 delle Norme Tecniche:

"Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

La restrizione dell'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'i-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto $\zeta_{v,i}$ tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione".

La Circolare, nella parte analoga, precisa inoltre che:

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo agS.
- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione."

Norma e Circolare chiariscono dunque la necessità di valutare i due parametri di verifica per azioni sismiche e per azioni controllate dall'uomo; la Circolare a riguardo riporta il termine "edifici", ma può ritenersi che tale parte si riferisca a qualunque Costruzione o Struttura come riportato nel testo della Norma e nel resto del testo della Circolare appena trascritto.

Il calcolo del parametro ζ_E è previsto per le sole valutazioni del livello di sicurezza secondo le Norme Tecniche vigenti (Adeguamento), ma non nei livelli successivi (livelli di analisi Operatività e Transitabilità) i quali si concentrano sulla valutazione di sicurezza nei confronti delle sole azioni statiche e geotecniche.

Si precisa, inoltre, che la definizione formale del rapporto di sicurezza ζ_v fornita dalla norma a rigore ha significato per il solo livello di analisi "adeguamento", in quanto, nei livelli successivi, la domanda per la quale si svolgono le valutazioni di sicurezza è determinata in condizioni differenti da quelle che si avrebbero per nuove costruzioni (t_{ref} ridotto, restrizioni all'uso, limitazioni di carico). Nella valutazione del rapporto di sicurezza, non si fa quindi riferimento al sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione bensì al sovraccarico verticale variabile relativo alle specifiche condizioni di verifica previste dal livello di analisi svolto.

Naturalmente entrambi i parametri di norma possono essere inferiori all'unità e quindi può accadere che la verifica possa non essere soddisfatta. Si precisa che dopo avere adottato i provvedimenti e le calcolazioni descritte nelle presenti linee guida, tutti i valori aggiornati di $\zeta_{v,i}$ devono essere non inferiori all'unità, nei limiti dei valori dei carichi e dei fattori parziali assunti. Per quanto riguarda invece ζ_E , la Norma e la Circolare introducono valori di riferimento e valutazioni specifiche.

6.1.5.1. Valutazione del livello di sicurezza secondo le Norme Tecniche

Si tratta di valutazioni a lungo termine finalizzate a determinare il livello di sicurezza nei confronti delle azioni previste dalle Norme Tecniche vigenti, tenendo conto dell'attuale stato di degrado strutturale del ponte. Sono previste, oltre che analisi e verifiche per carichi statici e analisi e verifiche sismiche, le verifiche di sicurezza nei confronti di alluvioni e frane. Nell'esecuzione delle verifiche è possibile variare in diminuzione il fattore parziale dei carichi permanenti, qualora si verifichino le condizioni descritte in § 6.3.3.2. Inoltre la valutazione dello stato di degrado e la pianificazione degli eventuali interventi di ripristino sono parte integrante e sostanziale della valutazione.

Eventuali livelli di sicurezza sismica o idraulica insoddisfacenti richiedono una appropriata programmazione di interventi di miglioramento o adeguamento come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e dalla Circolare esplicativa, da stabilire sulla base di una pluralità di fattori quali la gravità dell'inadeguatezza e le conseguenze che questa comporterebbe anche in termini di incolumità pubblica, etc. Livelli di sicurezza insoddisfacenti nei riguardi delle azioni non sismiche, invece, necessitano di attenzione immediata in quanto legati all'usuale condizione di esercizio del ponte. In tal caso, si procede con i livelli di analisi successivi.

6.1.5.2. Condizione di operatività

Qualora il livello di sicurezza per azioni non sismiche secondo le norme attuali sia insoddisfacente, nell'ottica di una programmazione degli interventi necessari in relazione all'insieme delle opere d'arte gestite, è possibile mantenere l'operatività del ponte anche al fine di garantire la corretta gestione della rete stradale e minimizzare i disagi al territorio. A tal proposito, è possibile assumere nella verifica di sicurezza un tempo di riferimento t_{ref} pari a 30 anni, durante il quale si assicura comunque il livello di sicurezza minimo per la salvaguardia della vita umana. Nella valutazione della sicurezza si assumono i carichi di riferimento previsti dalle Norme Tecniche e i fattori parziali valutati per il tempo di riferimento assunto, considerando la possibile riduzione dei fattori parziali relativi ai carichi permanenti funzione della riduzione delle incertezze ottenuta grazie all'approfondimento della conoscenza, come previsto al § 8.5.5 delle Norme Tecniche. La valutazione dello stato di degrado e la pianificazione degli interventi di ripristino sono parte integrante e sostanziale della valutazione.

Occorre segnalare il ponte e gli esiti delle verifiche in banche dati istituzionali regionali e nazionali. Al termine del tempo di riferimento, nel caso in cui non si sia provveduto all'adeguamento, occorre valutare e adottare idonei provvedimenti, compresa l'eventuale messa fuori servizio, ove necessaria.

6.1.5.3. Condizione di transitabilità

Qualora dalla valutazione del livello di sicurezza statico secondo le norme attuali emergano situazioni critiche tali da rendere necessaria in tempi brevi la progettazione di interventi strutturali finalizzati a raggiungere livelli di sicurezza accettabili, è comunque possibile, al fine garantire una minima transitabilità sul ponte, nel periodo necessario alla progettazione e realizzazione degli interventi, adottare provvedimenti di limitazione d'uso o di limitazione dei carichi.

Nel caso di limitazione d'uso, è possibile consentire il passaggio dei mezzi su un'unica corsia invece di due o provvedimenti simili, verificando nel complesso comportamento flessio-torsionale del ponte e delle parti laterali, quale sia la posizione più favorevole nei confronti della sicurezza per il passaggio. In tal caso è possibile assumere nella verifica di sicurezza e quindi dei fattori parziali, un tempo di riferimento t_{ref} pari a 5 anni, durante il quale occorre comunque assicurare il livello di sicurezza minimo allo stato limite ultimo.

Nel caso si adottino limitazioni di traffico occorre invece entrare nel merito del rapporto fra carichi da traffico "normativi", valutati cioè secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, e carichi da traffico "da Codice della Strada". Tale rapporto non è per nulla trattato nel contesto normativo e diventa cruciale dal punto di vista operativo, perché le eventuali limitazioni alla circolazione possono essere soltanto basate sul Codice della Strada. Ai fini della verifica di sicurezza, da riferirsi ancora ad un tempo di riferimento t_{ref} pari a 5 anni, durante il quale occorre comunque assicurare il livello di sicurezza minimo allo stato limite ultimo, nel seguito si forniscono i carichi da utilizzare (§ 6.3.2.2) e i relativi fattori parziali (§ 6.3.3.4) entrando nella cruciale questione della verifica operativa della limitazione del carico imposta mediante provvedimenti da Codice della Strada.

In tutti i casi, nella valutazione della sicurezza è ancora possibile considerare la riduzione dei fattori parziali relativi ai carichi permanenti funzione della riduzione delle incertezze ottenuta grazie all'approfondimento della conoscenza come previsto al § 8.5.5 delle Norme Tecniche. La valutazione dello stato di degrado e la pianificazione degli interventi di ripristino sono parte integrante e sostanziale della valutazione.

Entro il tempo di riferimento assunto, 5 anni, si provvede alla progettazione degli interventi ed alla loro attuazione. Resta inteso che la tempistica va rispettata in modo rigoroso, diversamente occorre valutare se consentire o meno l'ulteriore esercizio del ponte.

Gli esiti delle verifiche e l'iter di pianificazione, progettazione ed esecuzione degli interventi sono segnalate in banche dati istituzionali regionali e nazionali.

6.2. LA CONOSCENZA DEL PONTE

La conoscenza della storia del ponte rappresenta un elemento indispensabile, sia per la valutazione della sicurezza attuale, sia per la definizione degli interventi e la previsione della loro efficacia.

Il percorso conoscitivo comprende attività diverse e strettamente interconnesse tra loro da eseguirsi con livelli successivi di approfondimento al fine di ottimizzare, sia in termini quantitativi sia in termini di costi e tempi, l'interazione diretta con il manufatto. Tali attività comprendono:

- a. L'analisi storico-critica;
- b. L'analisi del progetto originario;
- c. Il rilievo (geometrico-strutturale, dei dettagli costruttivi, del quadro fessurativo e dei dissesti);
- d. La caratterizzazione geologico-tecnica del sito;
- e. Le indagini finalizzate alla caratterizzazione dei dettagli costruttivi e dei materiali.

Inoltre, nei casi in cui la verifica di sicurezza accurata sia necessaria per il rischio idrogeologico, a seguito delle ispezioni speciali come indicato nel § 3.6:

- f. L'inquadramento dell'ambito idraulico e l'evidenza di fenomeni di scalzamento delle pile o delle spalle nonché il livello di efficienza di eventuali opere di mitigazione o di laminazione delle portate di piena;
- g. L'inquadramento dell'assetto geo-morfologico e l'evidenza di movimenti di versante potenzialmente interagenti con la struttura o parti di essa, nonché la presenza e l'efficienza di passati interventi di stabilizzazione.

L'**analisi storico-critica** permette la ricostruzione del percorso morfologico-evolutivo del manufatto, tramite il reperimento di materiale documentario, relazioni tecniche, elaborati progettuali originari, ecc. Attraverso queste attività è possibile comprendere i dissesti, i fenomeni di degrado, i cimenti subiti dall'opera e le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario.

L'**analisi del progetto originario** consente la comprensione dell'idea progettuale e fornisce importanti indicazioni su possibili criticità in relazione a possibili errori o lacune di progettazione e all'affidabilità delle calcolazioni semplificate dell'epoca in termini di modellazione strutturale e di modelli di verifica.

Il **rilievo geometrico-strutturale** è finalizzato alla comprensione della geometria e dello schema strutturale del manufatto.

La documentazione progettuale disponibile corredata da un opportuno programma di indagini deve permettere di ricostruire con ragionevole confidenza il modello geometrico-meccanico della struttura, sulla base del quale effettuare le verifiche di sicurezza.

Il **rilievo del quadro fessurativo e dei dissesti**, permette l'individuazione delle patologie del manufatto e delle sue componenti. Unitamente alle risultanze dei rilievi architettonico e strutturale e dell'analisi storico-critica, consente anche l'elaborazione di ipotesi sulla genesi dei sintomi presenti e la progettazione di sistemi di monitoraggio finalizzati a valutarne l'evoluzione.

La **caratterizzazione e modellazione geologica e geotecnica** del sito prevede l'individuazione dei principali elementi stratigrafici, litologico-tecnici, geomorfologici e sismici del sito, mediante l'effettuazione di indagini specifiche o l'interpretazione critica di documentazione esistente.

Le **indagini finalizzate alla caratterizzazione dei dettagli costruttivi e dei materiali** si pianificano ed eseguono sulla base dei risultati ottenuti dalle precedenti attività di analisi storico-critica e di rilievo, mediante saggi in situ sugli elementi costruttivi e indagini in situ e/o in laboratorio sui materiali. La **caratterizzazione meccanica dei materiali** è volta ad individuare i parametri di resistenza e deformabilità dei materiali costituenti il ponte da impiegare in sede di modellazione, analisi e valutazione di sicurezza. In entrambi i casi è opportuno procedere per livelli successivi di approfondimento su elementi opportunamente selezionati, in maniera da ottenere una migliore conoscenza in corrispondenza delle zone caratterizzate da maggiore criticità e maggiore incertezza, limitando al minimo l'impatto delle indagini in situ, laddove non strettamente necessario.

Nei casi f) o g) è necessario effettuare ulteriori valutazioni e l'inquadramento nell'ambito idraulico e morfologico e l'inquadramento dell'assetto geo-morfologico che seguono.

L'**inquadramento dell'ambito idraulico e morfologico** e lo stato di conservazione delle opere eventualmente presenti in alveo (pile e spalle, opere di mitigazione/laminazione delle piene) consentono di formulare valutazioni di possibili danni che possano determinarsi al verificarsi di evento di frana o di piena. In condizioni di evidenza risulta indispensabile realizzare sistemi di monitoraggio atti alla valutazione in real-time della eventuale evoluzione dei fenomeni.

Analogamente, l'**inquadramento dell'assetto geo-morfologico** permette di individuare potenziali eventi di frana che possono coinvolgere la struttura o parti di essa, evidenziando possibili e specifici caratteri evolutivi e fattori di innesco. È opportuno rivolgere particolare attenzione alla presenza di passati interventi di stabilizzazione e alla loro attuale efficienza, nonché alla disponibilità di misure provenienti da piani di monitoraggio e controllo.

6.2.1. IL PERCORSO ITERATIVO DELLA CONOSCENZA

Come già premesso, il percorso conoscitivo è organizzato per livelli progressivi di approfondimento di conoscenza, indagine e verifica. Le informazioni sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali si possono ricavare dall'esecuzione di campagne

conoscitive successive, di volta in volta caratterizzate da maggior dettaglio, organizzate sulla base di una verifica preliminare di sicurezza che permetta l'individuazione degli elementi critici per il funzionamento del ponte e la messa a punto dei diversi piani di indagine.

A tal fine, la veridicità del materiale originario di progetto, se presente, può essere verificata in situ mediante saggi a campione finalizzati a valutare la rispondenza tra quanto ipotizzato in fase di progetto e quanto realizzato in fase di esecuzione. Qualora sia riscontrata buona rispondenza tra stato di progetto e stato di fatto, utilizzando le informazioni disponibili è possibile ricostruire un modello strutturale finalizzato alla valutazione preliminare della sicurezza. Al contrario, nel caso in cui la rispondenza tra stato di fatto e stato di progetto sia assente o parziale, le informazioni reperite possono comunque consentire una valutazione di sicurezza preliminare basata sull'assunzione di schemi strutturali semplificati anche al fine di indirizzare le indagini sperimentali verso le zone o elementi più critici rispetto al comportamento globale.

Nel caso invece in cui non sia stato reperito il materiale originario di progetto, l'analisi della sicurezza statica e della vulnerabilità sismica è preceduta da una preventiva campagna conoscitiva "diffusa" sull'intero manufatto, consistente in un numero limitato di indagini su elementi strutturali e dettagli costruttivi. In tal modo è possibile effettuare analisi strutturali preliminari, anche locali o semplificate, che garantiscano il raggiungimento di risultati attendibili. L'approfondimento delle indagini sulla base dei risultati forniti dalle verifiche preliminari consente di incrementare e dettagliare la conoscenza in maniera organica e critica, evitando quanto non strettamente necessario e ridondante e focalizzando l'attenzione laddove necessario. L'approfondimento progressivo delle indagini garantisce l'elaborazione di modellazioni strutturali caratterizzate da crescente accuratezza e pertanto l'esecuzione di valutazioni di sicurezza più attendibili e meglio rappresentative del comportamento strutturale del manufatto, nonché l'impiego, opportunamente motivato, di fattori di confidenza e fattori parziali via via minori.

6.2.2. INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI E DEI MATERIALI

Le campagne conoscitive sono finalizzate alla ricostruzione dei dettagli costruttivi ed alla caratterizzazione meccanica sperimentale dei materiali e delle strutture sulla base dei risultati dell'analisi storico-critica e dei rilievi geometrico e strutturale.

Anche in presenza di documentazione originaria di progetto possono essere opportune indagini per verificare ed integrare le informazioni possedute. In particolare, si individuano:

- saggi in situ sugli elementi costruttivi;
- prove sperimentali per la determinazione delle proprietà meccaniche dei materiali e delle strutture;
- rilievi in situ e carotaggi per la determinazione dello stato di durabilità dei materiali calcestruzzo, acciaio per c.a., acciaio per c.a.p., acciaio da carpenteria.

Come più volte accennato, le campagne conoscitive sono organizzate per livelli successivi di approfondimento:

- il primo livello di indagine è mirato al reperimento delle informazioni sufficienti all'esecuzione di una valutazione di sicurezza preliminare sulla costruzione, che permetta di individuare le zone affette da maggiori problematiche, maggiormente sollecitate, o anche meno conosciute;
- i livelli successivi di indagine sono 'calibrati' sui risultati delle verifiche precedenti, permettendo di ottimizzare la conoscenza e, conseguentemente, di elaborare modellazioni via via più raffinate e che garantiscono una maggiore attendibilità dei risultati.

La valutazione critica dei risultati ottenuti da ciascun livello di approfondimento di conoscenza/indagine effettuato, in riferimento alla tipologia di materiale ed alle relative caratteristiche meccaniche ipotizzate per l'elemento considerato, permette l'aggiornamento e l'integrazione delle campagne sperimentali.

I saggi in-situ finalizzati alla definizione dei dettagli costruttivi e dei materiali, sia in termini di caratterizzazione meccanica sia di durabilità, si eseguono su una congrua percentuale di elementi strutturali, privilegiando quelli che rivestono un ruolo di primaria importanza nella struttura.

Si sottolinea l'estrema importanza della valutazione di durabilità dei cavi da precompressione nel sistema post-teso, tramite indagine di integrità delle guaine e dello stato di corrosione in sezioni critiche per flessione o taglio e nelle zone di ancoraggio e della valutazione dell'integrità dell'opera nei casi di particolare fragilità strutturale, come, ad esempio, nel caso di appoggi tipo Gerber nei ponti di calcestruzzo armato.

Il quantitativo di saggi in-situ, sia per la caratterizzazione meccanica che di durabilità, dipende dal grado di conoscenza della struttura che si vuole raggiungere, tenendo presenti le informazioni effettivamente possedute al momento in cui si intraprendono le operazioni di rilievo, modellazione, analisi e valutazione della sicurezza.

La circolare applicativa alle Norme Tecniche per le Costruzioni (circ. 7/2019) individua tre diversi livelli di approfondimento per lo svolgimento delle indagini. Nello specifico:

- (a) Indagini limitate. Consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra quanto riportato nei disegni costruttivi (o ipotizzato attraverso il progetto simulato) e quanto presente in situ. I saggi si eseguono su un numero limitato di posizioni opportunamente selezionate.

- (b) Indagini estese. Quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali o quando le informazioni sono comunque insufficienti e/o incomplete, al fine di ottenere una conoscenza diffusa sul manufatto che consenta una valutazione preliminare della sicurezza, si eseguono saggi in situ su un numero maggiore di posizioni rispetto al caso di indagini limitate.
- (c) Indagini esaustive. Si effettuano quando si desidera raggiungere un accurato livello di approfondimento conoscitivo sul manufatto o su porzioni significative di esso e non sono disponibili gli elaborati progettuali originari. Si esegue, ad esempio, come fase successiva di approfondimento in corrispondenza delle zone affette da maggiori criticità o sulle quali persistono maggiori incertezze.

Nella Circolare delle Norme Tecniche, relativamente agli edifici esistenti, si lega il livello delle indagini (limitato, esteso, esaustivo) alla quantità di rilievi dei dettagli costruttivi e di prove da effettuarsi per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Le tabelle presenti in Circolare non sono evidentemente applicabili ai ponti esistenti. Il numero complessivo e la localizzazione delle indagini sugli elementi sono quindi calibrati dal tecnico incaricato in relazione alle informazioni reperite sul manufatto ed ai risultati ottenuti dalle eventuali valutazioni preliminari della sicurezza. Essi possono pertanto essere “modulati” in virtù del livello di conoscenza che si vuole raggiungere e di quanto già si conosce.

Nei casi indicati alle lettere (a) e (b), le informazioni reperite possono essere impiegate per l'esecuzione delle valutazioni preliminari di sicurezza sul manufatto, permettendo di individuare le zone affette da maggiori criticità e/o scarsa conoscenza, sulle quali concentrare i successivi approfondimenti. I saggi di cui al punto (c) consentono di elaborare modellazioni più raffinate e verifiche di sicurezza conseguentemente più accurate.

In particolare, relativamente alla caratterizzazione dei materiali di un ponte esistente, al pari di qualsiasi altra costruzione, si può far riferimento al punto 8.5.3 delle NTC 2018.

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei Materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR380/2001.

6.2.3. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Il problema è esaminato brevemente nella NTC al par. 8.5.4 ed in via più estesa nella Circolare al punto C8.5.4. Nella breve parte normativa sono solo enucleati i seguenti principi:

“8.5.4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i “livelli di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza. Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente: -LC1; - LC2; - LC3. Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso. Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili”

Dunque tanto le definizioni dei tre Livelli di Conoscenza, quanto il relativo valore numerico sono indicati in un documento di rango inferiore. Anche in questo caso è evidente che le Norme Tecniche si riferiscono prevalentemente agli edifici, ma molte parti sono applicabili, salvo qualche caso, anche ai ponti. Particolarmente rilevante è quanto riportato all'inizio di C8.5.4:

C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto. Limitatamente al caso di verifiche in condizioni non sismiche di singoli componenti (ad esempio solai sui quali siano state condotte indagini particolarmente accurate) oppure di verifiche sismiche nei riguardi dei meccanismi locali, è possibile adottare livelli di conoscenza differenziati rispetto a quelli impiegati nelle verifiche sismiche globali.

È quindi chiarito che si possono utilizzare livelli di conoscenza differenziati, approfondendo la conoscenza delle parti della struttura per le quali la verifica risulta più delicata, senza necessariamente estendere tale livello di conoscenza all'intera struttura, comprese parti difficili e costose da analizzare e che sono in sicurezza anche perseguendo livelli meno accurati. Tale concetto, oltre che per i solai di un edificio presi ad esempio nel testo della circolare, si può ritenere valido anche per parti di strutture da ponte, quali ad esempio parti di soletta, zone di transizione, dettagli strutturali locali, ecc. Analoghe considerazioni possono essere fatte per la verifica sismica. In tal senso, l'approccio iterativo, indicato nelle presenti linee guida, per l'esecuzione delle indagini ben interpreta quanto previsto dalla circolare, consentendo di approfondire le indagini solo laddove necessario e quindi di calibrare il livello di conoscenza e il relativo fattore di confidenza secondo le effettive esigenze.

Nell'analisi dei fattori di confidenza, FC, è importante sottolineare un ulteriore aspetto, a cui fa riferimento il punto C8.5.4 della Circolare:

“Di seguito, con riferimento alle specifiche contenute al § 8.5 delle NTC, è riportata una guida alla stima dei Fattori di Confidenza (FC), definiti con riferimento ai tre Livelli di Conoscenza (LC) crescenti, secondo quanto segue. LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$ (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC2 solo a causa di una non estesa conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione); LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$ (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC3 solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione); LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, come descritta al § C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, come descritto al § C8.5.2, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$ (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri parametri meccanici il valore di FC è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite).

Per raggiungere il livello di conoscenza LC3, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale.”

Dunque il fattore di confidenza, FC, varia da 1,0 a 1,35. Importante è interpretare la parte evidenziata con sottolineatura: per le “costruzioni di acciaio” si possono usare valori di FC ridotti “giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione”. È evidente la volontà di non penalizzare troppo il materiale che ha una intrinseca variabilità bassa, essendo noto che il coefficiente di variazione (COV) dell'acciaio ha valori limitati rispetto, ad esempio, al calcestruzzo gettato in opera.

Naturalmente quanto detto vale laddove si sia verificato che l'acciaio non abbia chiari segni di corrosione, nel qual caso la variabilità del risultato che si ottiene dalle prove può essere elevata, ma non a causa della variabilità delle caratteristiche meccaniche.

Particolare attenzione va comunque dedicata ai ponti d'epoca. Le proprietà meccaniche dei materiali costituenti i ponti metallici possono essere infatti caratterizzate da variabilità molto diverse a seconda dell'epoca di costruzione e della tecnica di produzione degli elementi metallici.

Si osservi, inoltre, come l'ultima parte del testo citato, sottolineato per semplicità espositiva, ribadisca il principio secondo cui livelli di conoscenza possono essere differenziati in funzione delle indagini e delle prove eseguite, lasciando al tecnico incaricato l'interpretazione e le limitazioni specifiche da imporre, stante la grande variabilità delle possibilità e la particolarità connesse all'esame dei ponti esistenti.

Con riferimento ai ponti, il livello di conoscenza da perseguire per i componenti strutturali critici dovrebbe essere sempre quello accurato (LC3), come già suggerito dalla Circolare 617/09, sia per l'importanza delle opere in esame, sia per la necessità di non sottostimare in maniera sovra-conservativa l'effettiva capacità delle strutture.

6.2.4. PONTI METALLICI STORICI

Particolari cautele devono essere prese nei riguardi dei ponti metallici storici, realizzati prevalentemente nel diciannovesimo secolo, in materia di conoscenza del ponte.

Si richiama al riguardo l'attenzione sui seguenti aspetti:

- **Materiali**

I materiali utilizzati in quel periodo, la ghisa e il ferro, hanno caratteristiche diverse da quelle dei materiali metallici attuali, sui quali sono tarati gli attuali coefficienti ponderali.

La ghisa, in particolare, ha bassa duttilità e occorre tenerne conto con adeguati aumenti dei coefficienti ponderali. Prove di laboratorio sui materiali impiegati atte a qualificarne la resistenza e l'allungamento a rottura sono in questi casi indispensabili.

- **Protezione**

L'uso frequente di elementi metallici in composizione chiodate rende altrettanto frequente, se la verniciatura non è stata correttamente rinnovata, l'ossidazione delle superfici giustapposte delle lamiere o profili che compongono le sezioni ed il distacco delle stesse a causa dell'espansione dell'ossido di ferro.

Queste situazioni, quando coinvolgono elementi strutturali principali, sono da sanare prima di autorizzare l'esercizio del ponte.

- **Sistemi costruttivi**

La conoscenza del sistema costruttivo del ponte che si presenta iperstatico è essenziale ed indispensabile per la interpretazione dello stato tensionale nel manufatto, e pertanto occorre acquisirla con analisi storico-tecnica e con un attento esame ingegneristico del manufatto.

6.3. MODALITÀ OPERATIVA DI VERIFICA

Nei paragrafi che seguono sono fornite le ipotesi e le indicazioni pratiche per lo svolgimento delle valutazioni, una volta terminata la fase conoscitiva.

Le indicazioni riportate sono riferite ai diversi livelli di analisi individuati, specificando di volta in volta le ipotesi e i criteri assunti.

Al netto della fase conoscitiva, ampiamente trattata nel capitolo precedente, le fasi operative di svolgimento delle valutazioni, schematicamente, sono:

- valutazione delle azioni: carichi permanenti, azioni da traffico, azione sismica e altre azioni;
- combinazioni di carico: combinazioni statiche e sismiche e relativi coefficienti parziali di sicurezza;
- valutazione dei parametri meccanici dei materiali e relativi coefficienti parziali di sicurezza;
- modellazione della costruzione, materiali ed azioni;
- analisi strutturale e valutazione delle azioni statiche e dinamiche;
- valutazione della resistenza e verifiche di sicurezza statiche e sismiche.

6.3.1. IPOTESI E FINALITÀ DEI LIVELLI DI VALUTAZIONE

Come già premesso, le valutazioni sono svolte su più livelli, in funzione della finalità per cui esse sono richieste e in modo da ottimizzare il processo decisionale successivo relativo ai provvedimenti e agli interventi da intraprendere.

La definizione dei livelli e i concetti fondamentali sono riportati nel § 6.1.5 del presente documento.

In *Tabella 6.3.1* si riportano, per chiarezza di esposizione, il riepilogo dei livelli di analisi da svolgere e i parametri fondamentali.

Tabella 6.3.1 - Livelli di analisi in funzione delle finalità delle verifiche

	Obiettivi	Carichi da traffico	t_{ref}
COMPLETA ADEGUATEZZA Valutazione del livello di sicurezza secondo le norme attuali (NTC 2018)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale, sismico e idraulico (alluvioni e frane) come previsto dalle NTC 2018, con eventuale riduzione fattori parziali carichi permanenti	Schemi convenzionali previsti dalle NTC 2018	Vita nominale (V_N) come da NTC 2018

Se il livello di sicurezza strutturale (statica/geotecnica) è insufficiente rispetto alle NTC

OPERATIVITA'	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ridotto e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con fattori parziali ridotti	30 anni
TRANSITABILITA' NTC 2018 (Immediata transitabilità 1)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto imponendo restrizioni all'uso del ponte e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con restrizioni di uso e fattori parziali ridotti	5 anni
TRANSITABILITA' CdS • PESANTE • INTERMEDIA • LEGGERA • AUTOVEICOLI (Immediata transitabilità 2)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto, imponendo limitazione dei carichi secondo CdS e con relativi fattori parziali ridotti	Schemi da CdS con relativi fattori parziali ridotti	5 anni

Nei paragrafi che seguono, sono riportate le indicazioni utili per eseguire le valutazioni di sicurezza per ogni livello di analisi (*Tabella 6.3.1*) relativamente a:

- carichi da traffico (§ 6.3.2.2)
- fattori parziali (§ 6.3.3).

6.3.2. VALUTAZIONE DELLE AZIONI

6.3.2.1. Carichi permanenti

Per la definizione dei carichi permanenti si fa riferimento a quanto specificatamente riportato nelle Norme Tecniche vigenti.

Nella valutazione dei carichi permanenti, la disponibilità di misurazione diretta di geometria e densità dei materiali strutturali e non strutturali costituisce certamente un vantaggio statistico rilevante.

A tal proposito è possibile richiamare la seconda parte del punto 8.5.5 delle Norme Tecniche:

8.5.5. AZIONI “I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo. Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.”

Dunque il valore di $\gamma_G = 1,35$ previsto per le nuove costruzioni rappresenta un massimo. Nel § 6.3.3.2 è precisato sotto quali condizioni e con quali regole si può assumere un valore inferiore.

6.3.2.2. Azioni variabili da traffico

Le azioni variabili da traffico da considerare in fase di verifica sono definite per ogni livello di analisi individuato.

In particolare, nel caso di ponte ADEGUATO, si applica la normativa tecnica vigente, per cui si fa riferimento agli schemi convenzionali di carico mobile descritti nel § 5.1.3.3.3 delle Norme Tecniche.

La norma non indica possibilità di diminuzione dei carichi da traffico rispetto alle nuove costruzioni. Deve essere però fatta una considerazione al riguardo. L’abbattimento dell’incertezza di modello che si ottiene da prove strutturali al vero ha un positivo valore statistico, senza nulla togliere alla variabilità dei carichi stessi. L’abbattimento di tale incertezza può valere fino ad 1.05 come riportato in molti documenti pre-normativi. Nelle presenti linee guida è considerata la possibilità di tener conto dell’abbattimento delle incertezze e forniti i relativi fattori parziali di sicurezza ridotti.

Il livello di verifica indicato come OPERATIVO, prevede la possibilità di riduzioni dell’uso del ponte, nel caso in cui il livello di sicurezza strutturale (statico e fondazionale) calcolato utilizzando le prescrizioni riportate nelle Norme Tecniche sia insoddisfacente. La valutazione di sicurezza, in tal caso, è svolta impiegando gli schemi di carico previsti dalle Norme Tecniche, ma con fattori parziali ridotti in considerazione del tempo di riferimento ridotto.

Nel livello di verifica indicato come TRANSITABILITA’ (1) o TRANSITABILITA’ NTC 2018, ovvero con limitazioni geometriche d’uso, si utilizzano ancora gli schemi di carico delle Norme Tecniche con coefficienti parziali ridotti, ma adattandoli alla nuova configurazione geometrica assunta dalla carreggiata stradale a seguito dell’introduzione del provvedimento preso. Nel caso in cui, ad esempio, sia prevista l’imposizione di un senso unico alternato su una strada a doppia corsia, gli schemi convenzionali di carico previsti dalla norma saranno applicati considerando la riduzione della larghezza della carreggiata.

Nel Livello di verifica indicato come TRANSITABILITA’ (2) o TRANSITABILITA’ AI MEZZI PESANTI, MEZZI INTERMEDI, MEZZI LEGGERI e AUTOVEICOLI si prevede l’imposizione di limitazioni di carico. La limitazione di carico è definita in modo coerente con quanto previsto dal Codice della Strada e il massimo peso dei veicoli ammesso sul ponte scelto in modo da garantire un adeguato livello di sicurezza della struttura. A seconda della limitazione di carico, si assumono quindi opportune distribuzioni di carico mobile che permettano di rappresentare gli effettivi mezzi circolanti. I fattori parziali differiscono in modo sostanziale a seconda del controllo che si effettua sui carichi che effettivamente transitano sul ponte. In tal senso, di elevata utilità è la pesatura dinamica dei carichi, integrata con regole di arresto immediato dei mezzi in tempo reale in caso di veicoli con eccesso di carico.

In particolare si considera un primo schema di carico corrispondente ad un autoarticolato a 5 assi da 440 kN (44 t), limitazione standard del Codice della Strada; potrebbe essere quella rappresentata in *Figura 6.3.1* considerando i 440 kN distribuiti su una lunghezza di 11 m. Tale caso è definito come “Transitabilità ai mezzi pesanti”.

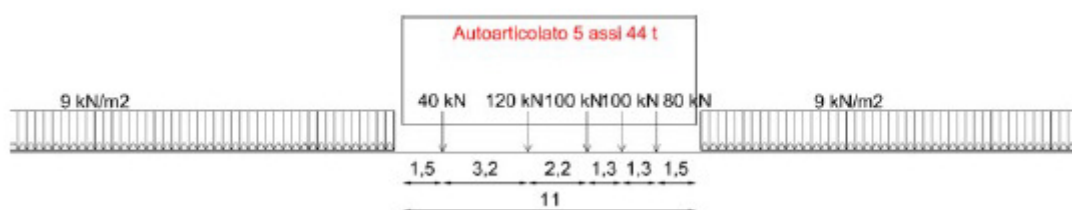


Figura 6.3.1 – Possibile distribuzione di carico corrispondente ad un mezzo di 440 kN

Si considera un secondo schema di carico, corrispondente a specifica limitazione da Codice della Strada a mezzi a 3 assi con massa limite da 26 t. Una possibile definizione dello schema di carico corrispondente è fornita in *Figura 6.3.1*, rappresentativa

di una condizione di “Transitabilità ai mezzi intermedi”:

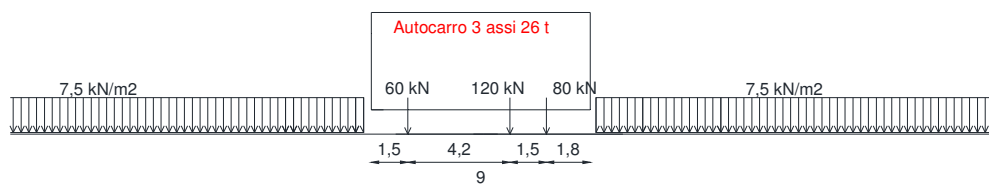


Figura 6.3.2. – Possibile distribuzione di carico corrispondente ad un mezzo di 260 kN

Analogamente, si considera un secondo schema di carico corrispondente ad un'altra limitazione da Codice della Strada, costituita dal mezzo da 75 kN ovvero un mezzo pesante di tipo “leggero”. Una possibile definizione dello schema di carico corrispondente è fornita in Figura 6.3.3. Tale caso è definito anche come “Transitabilità ai mezzi leggeri”.

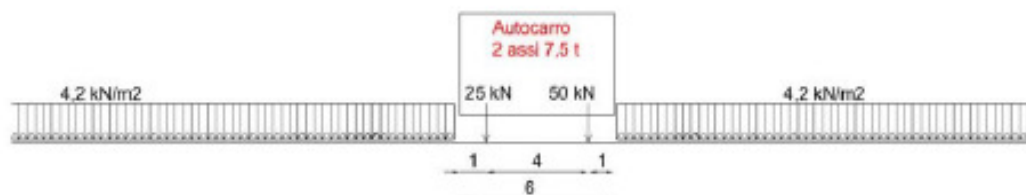


Figura 6.3.3– Possibile distribuzione di carico corrispondente ad un mezzo di 75 kN

La condizione di Codice della Strada con limitazione 3,5 t, che può definirsi come da “soli autoveicoli” o di “mezzi leggerissimi” si schematizza mediante un carico da 2,5 kN/m² lungo l'intera carreggiata o comunque nelle posizioni più sfavorevoli. Tale caso è definito anche come “Transitabilità agli autoveicoli”.

Gli schemi si estendono a tutte le corsie aperte, assumendo una larghezza della corsia pari a 3,0 m, coerentemente con le Norme Tecniche attualmente vigenti. Inoltre, nel caso che non vi siano delimitazioni fisiche insuperabili, essi si estendono alle corsie di emergenza ed alle eventuali corsie di accesso. Occorre disporre i carichi lungo entrambe le carreggiate dei due sensi di marcia e comunque nelle posizioni più sfavorevoli.

A tali carichi corrispondono dei fattori parziali che portano ai valori di progetto con sicurezza adeguata. Nella valutazione di tali fattori subentra con decisione il problema dell'incertezza del transito di mezzi di carico superiore ed in contrasto con il Codice della Strada, come descritto al § 6.3.3.4.

Le relative azioni di frenamento o accelerazione si ottengono, analogamente a quanto previsto dalle NTC, con la seguente espressione:

$$0,6 \times [\Sigma \text{ carichi assi CdS}] + 0,10 \times [\text{carico distribuito CdS}] \times [\text{lunghezza caricata}]$$

L'impronta di carico di ciascun asse si distribuisce, in termini di pressione, secondo le indicazioni geometriche delle NTC.

Laddove ai fini delle verifiche locali sia più gravoso considerare un mezzo singolo (rappresentato con assi tandem nella configurazione di cui agli schemi sopra riportati se trattasi di mezzo da 440 kN o 75 kN, con carico distribuito da 2,5 kN/mq altrimenti), oppure questo in transito generi condizioni più gravose della stesa di carico sopra definita quale rappresentativa della condizione di traffico congestionato, si applica il relativo coefficiente di incremento dinamico $\emptyset$, per il quale si può fare riferimento al D.M. 04 maggio 1990:

$$\emptyset = 1,4 - \frac{L - 10}{150}$$

con le limitazioni $\emptyset = 1,4$ per $L \leq 10$ m, $\emptyset = 1$ per $L \geq 70$ m.

Per L si assume:

- (a) per le travi di una sola campata: la luce di calcolo;
- (b) per le travi continue: la luce di calcolo della campata su cui è applicato il carico;
- (c) per le mensole: l'aggetto, aumentato della luce di calcolo della eventuale trave semplice sostenuta dalla mensola stessa;

(d) per gli elementi secondari d'impalcato: la loro luce di calcolo.

6.3.2.3. Azione sismica

Per quanto concerne le azioni sismiche di progetto, si fa riferimento a quanto specificatamente riportato nelle Norme Tecniche vigenti.

Per quanto riguarda la valutazione dell'azione sismica, al punto C8.8.1 della Circolare n. 7 del 21/01/2019 è indicato quanto segue:

AZIONE SISMICA Si fa riferimento a quanto previsto nel § 3 delle NTC.

Inoltre, al punto C8.5.5 della Circolare è precisato che:

C8.5.5 AZIONI Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate tenendo conto di tutte le azioni presenti, sia non sismiche, sia sismiche. Con riferimento a quanto espresso nel § 8.5 delle NTC si precisa che, nel caso di combinazioni di carico che includano l'azione sismica, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sopportabili dalla struttura si considerano i carichi permanenti effettivamente riscontrati e quelli variabili previsti dalle NTC. L'azione sismica è definita, per i diversi stati limite, al § 3.2 delle NTC, tenuto conto del periodo di riferimento definito al § 2.4 delle NTC (v. anche § C8.3). Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, valgono i criteri di cui al § 2.5.3 delle NTC. Le diverse componenti dell'azione sismica sono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 delle NTC.

6.3.2.4. Azioni idrodinamiche e verifica della stabilità dei versanti

Qualora ricorrano le condizioni "f" o "g" (§ 6.2) o indicate dalla Norma al punto 8.3 (vedi § 6.1.4), per quanto concerne le azioni idrodinamiche agenti sulle pile, si fa riferimento a quanto specificatamente riportato nelle Norme Tecniche vigenti (§ 5.1.3.8).

Analogamente, le valutazioni della stabilità dei versanti e delle possibili azioni indotte sull'intera struttura o parti di essa sono definite sulla base delle modellazioni geologiche e geotecniche svolte secondo quanto indicato dal capitolo 6.3 delle NTC e dalla relativa Circolare.

6.3.2.5. Altre azioni variabili

Si fa riferimento a quanto specificatamente previsto dalle Norme Tecniche vigenti. Ricordando che in passato si sono utilizzati metodi e modelli di calcolo semplificati in assenza dei mezzi informatici odierni, occorre considerare, oltre agli stati di sollecitazione ottenibili dall'analisi lineare, anche gli stati di sollecitazione "secondari", quali quelli indotti, per esempio, dalle variazioni termiche negli elementi verticali di collegamento fra impalcato ed arco nei ponti tipo Maillart, che in alcune strutture iperstatiche possono risultare particolarmente gravosi. È compito del progettista valutare adeguatamente tali azioni considerando anche che l'insorgenza di fenomeni non lineari può talvolta ridurre i suddetti effetti.

6.3.3. VALORI DI PROGETTO DELLE AZIONI

Per i livelli di analisi Adeguamento, Operatività, Transitabilità, le combinazioni di carico da impiegare per l'analisi statica e sismica sono definite, per i diversi stati limite, dalle Norme Tecniche.

In particolare per la determinazione della domanda agli stati limite ultimi è impiegata la combinazione fondamentale (1), per la domanda agli stati limite di esercizio la combinazione caratteristica (2), per la domanda sismica la combinazione (3).

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + (...) \quad (1)$$

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + (...) \quad (2)$$

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + (...) \quad (3)$$

I contributi di carico sono quelli definiti in precedenza. Particolare attenzione deve essere posta sul valore delle azioni da traffico da considerare, che dipende dal livello di analisi che si sta eseguendo.

Per i coefficienti di combinazione Ψ si rimanda alla tabella 5.1.VI del capitolo 5 delle Norme Tecniche.

I coefficienti parziali di sicurezza γ sono forniti nelle relative tabelle ai § 6.3.3.2, § 6.3.3.3, § 6.3.3.4 e § 6.3.4.1 delle presenti Linee Guida, tenendo conto della progressiva riduzione delle incertezze ottenuta da una corretta esecuzione della campagna conoscitiva e dell'effettivo periodo di riferimento, t_{ref} , considerato nelle verifiche.

6.3.3.1. Fattori parziali di sicurezza delle azioni

Le Norme Tecniche prevedono l'applicazione del metodo semiprobabilistico agli stati limite per la valutazione della sicurezza strutturale, basato sull'impiego di fattori parziali di sicurezza. È espressamente previsto, inoltre, che per opere di particolare importanza, si possano adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità. I principi per la valutazione dei valori dei fattori per le strutture di calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso si possono ricercare in modo affidabile utilizzando l'EN 1990 "Eurocode 0, Basis of structural and geotechnical design". Vi sono poi altri documenti di elevato valore tecnico-scientifico, nel caso di ponti di calcestruzzo armato ordinario o precompresso, come il Codice Modello fib e negli ulteriori documenti fib che, come noto, costituiscono la base dell'EN 1992 "Eurocode 2 Design of concrete structures". In particolare, allo stato dell'arte, essenziale documento di riferimento è il Bollettino fib80 "Partial factor methods for existing concrete structures".

Nelle presenti Linee Guida è utilizzato il metodo *Adjusted Partial Factor Method* (APFM) per la calibrazione di coefficienti parziali di sicurezza in funzione dell'indice di affidabilità, β , a sua volta correlato alla probabilità di collasso nel tempo di riferimento t_{ref} .

I ponti, in generale, ricadono nella Classe di Conseguenza 3, CC3, secondo l'EN 1990. In funzione delle caratteristiche della rete stradale, è possibile assegnare all'opera la Classe di Conseguenza CC2 o CC1, come riportato nella scheda di censimento di cui all'Allegato A, dandone necessaria comunicazione alle Autorità Vigilanti ed alle banche dati istituzionali regionali e nazionali. Nel testo che segue sono riportati i valori dei fattori parziali da impiegare nel caso di classe di conseguenza CC3. Nel caso di diversa classe di conseguenza dell'opera, si fa riferimento ai valori dei fattori parziali riportati nell'Appendice A.

6.3.3.2. Fattori parziali di sicurezza dei carichi permanenti

Nel caso di verifiche di transitabilità e operatività, si possono assumere i valori dei fattori parziali dei carichi permanenti riportati in Tabella 6.3.2. Essi sono riferiti a tre diverse condizioni:

- 1) Condizioni standard, assumendo un coefficiente di variazione dei carichi pari a 0.10;
- 2) Con accurato controllo statistico di materiali e geometrie, assumendo un coefficiente di variazione dei carichi ridotto e pari a 0.05;
- 3) Come la 2) e con abbattimento delle incertezze di modellazione.

Tabella 6.3.2– Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti, γ_G per verifiche di transitabilità e operatività

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.26	1.16	1.10

Nel caso di verifica di ponte ADEGUATO, i valori dei fattori parziali da impiegare sono riportati in Tabella 6.3.3, per le tre condizioni sopra citate.

Tabella 6.3.3– Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti, γ_G per verifiche di adeguamento

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.35	1.25	1.20

Tutte le suddette assunzioni sono pienamente conformi al disposto delle Norme Tecniche che, per le costruzioni esistenti, al § 8.5.5 recitano: "Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati".

Nel caso di classe di conseguenza diversa dalla CC3, occorre fare riferimento alla Tabella A.2 dell'Appendice.

6.3.3.3. Fattori parziali di sicurezza delle azioni variabili, schemi di traffico da Norme Tecniche

Rimandando al *Bollettino fib80* per le espressioni esplicite per il calcolo dei coefficienti, si riportano, nelle Tabella 6.3.4 e Tabella 6.3.5, i valori dei fattori parziali dei carichi da traffico e dell'azione del vento rispettivamente, assumendo alternativamente t_{ref} pari a 5 anni e a 30 anni e classe di conseguenza CC3. Si rimanda alla Tabella A.3 e Tabella A.4 nell'Appendice A per le altre classi di conseguenza.

Tabella 6.3.4– Fattori parziali di sicurezza considerando come azioni principali le azioni variabili da traffico

Classe di conseguenza	Tempo di riferimento t_{ref}	Fattori parziali per le azioni variabili da traffico, γ_Q
CC3	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.20
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.20

Tabella 6.3.5 – Fattori parziali di sicurezza considerando come azione principale l'azione del vento

Classe di conseguenza	Tempo di riferimento tref	Fattori parziali per l'azione del vento, γ_Q
CC3	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.26
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.50

6.3.3.4. Fattori parziali di sicurezza delle azioni variabili, schemi di traffico da Codice della Strada

La valutazione dei fattori parziali da utilizzare per i carichi da codice della strada è estremamente complessa, non disponendosi di studi in merito.

Certamente si può affermare che in nessun caso è possibile utilizzare le modalità di verifica da Transitabilità semplicemente ponendo dei divieti di circolazione senza adeguati controlli sulle infrazioni.

Ciò premesso, si distinguono tre condizioni:

- Livello 1): il controllo del superamento del carico del peso da parte dei mezzi è effettuato a campione, su base documentale o di pesatura diretta, mediante una pianificazione sistematica nel tempo;
- Livello 2): il controllo del superamento del carico da parte dei mezzi è effettuato in modo sistematico e continuo nel tempo, su base documentale o di pesatura diretta, con procedure per il blocco dei mezzi in caso di eccesso di carico e invio su altra viabilità;
- Livello 3): analogo al Livello 2) ma utilizzando pesatura dei mezzi e blocco garantito degli stessi in caso di eccesso di carico, da parte di proprietario/gestore dei ponti e invio su altra viabilità.

Per i tre casi considerati è sicuramente prevedibile un coefficiente di variazione e una probabilità di superamento, in 5 anni, molto diversa cosicché occorre assumere fattori parziali diversificati per i modelli di carico da Codice della strada definiti in § 6.3.2.2:

- Livello 1) : $\gamma_{CdS,1} = 1,60$
- Livello 2) : $\gamma_{CdS,2} = 1,35$
- Livello 3) : $\gamma_{CdS,3} = 1,10$

Resta inteso che i carichi da CdS vanno disposti in tutte le corsie aperte al traffico senza alcuna limitazione, nelle condizioni più sfavorevoli di posizionamento.

Particolare attenzione deve essere fatta nel caso di ponti vicini a sorgenti di carichi elevati, quali acciaierie, centri di trasformazioni acciai, cave, porti.

6.3.3.5. Riduzione delle incertezze di modellazione

Relativamente ai coefficienti di sicurezza dei carichi permanenti, nel caso di strutture esistenti, in funzione del livello di approfondimento delle indagini condotte in termini di misure geometriche, caratteristiche dei materiali, modellazione strutturale, eventuali analisi di identificazione dinamica, riscontro con prove di carico di progetto, si può ottenere una riduzione significativa delle incertezze di modello e, quindi, un'ulteriore riduzione del fattore parziale, che dunque assume il seguente valore:

$$\gamma_G = 1.10$$

corrispondente alla condizione (3) riportata in Tabella 6.3.2, ossia nelle condizioni in cui si dispone di un accurato controllo statistico della geometria della struttura e delle parti non strutturali e delle densità dei materiali. In tal caso la geometria delle sezioni trasversali è da rilevare con la precisione, ossia entro la tolleranza di $\pm 5\text{mm}$, le distanze tra gli appoggi con precisione di $\pm 20\text{mm}$, ed i pesi unitari dei materiali misurati con pesature di campioni diretti estratti per carotaggio.

I fattori parziali di sicurezza, infatti, permettono di tener conto in maniera implicita delle incertezze legate alla modellazione dei carichi e alla loro variabilità, nonché delle incertezze associate alla modellazione degli effetti delle azioni. Quest'ultima è connessa al passaggio dalle azioni esterne alle sollecitazioni da utilizzare nelle verifiche locali.

Data la rilevanza delle strutture da ponte e la necessità di conoscenza del comportamento reale della struttura in vista del monitoraggio della stessa, è consigliata la scelta e l'aggiornamento del modello complessivo strutturale anche mediante confronti con prove statiche ed eventualmente con analisi di identificazione dinamica. È suggerito, specialmente nel caso di strutture da ponte dal comportamento complesso, la riduzione dell'incertezza di modello strutturale.

In altri termini, l'identificazione dinamica, in unione alla riproduzione delle prove di collaudo dell'epoca, ove disponibili, o con prove di carico progettate ad hoc, consentono di calibrare opportunamente i modelli numerici alla base delle calcolazioni, ridurre le incertezze di modello nella definizione di coefficienti di sicurezza parziali e permettere un monitoraggio affidabile (si veda per un'estensiva descrizione delle prove statiche e dinamiche e dei sistemi di monitoraggio i § 7.5 e § 7.6). Le prove di collaudo statico e prove eventualmente progettate ad hoc hanno il vantaggio di riprodurre stati tensionali, per quanto in regime di elasticità, più elevati rispetto alle condizioni ordinarie della struttura, riconducibili ad una combinazione rara dei carichi variabili. L'analisi modale sperimentale basata sull'applicazione di un input noto alla struttura risulta particolarmente onerosa nel caso di grosse

strutture quali i ponti. In alternativa, prove di identificazione dinamica in condizioni di input incognito (Analisi Modale Operativa - OMA) quale il rumore ambientale, consentono spesso di ottenere informazioni significative sul comportamento strutturale del ponte in esame.

I risultati dell'analisi modale sono finalizzati alla calibrazione del modello (c.d. "model updating"), oltre che alla eventuale individuazione di danni o malfunzionamenti strutturali. L'analisi modale operativa consente di sfruttare il rumore ambientale per l'identificazione strutturale evitando, così, il ricorso ad attrezzature particolari (vibrolinee, martelli strumentati, eccitatori oleodinamici o elettrodinamici) che eccitano direttamente la struttura. In tal modo, i parametri modali che si ottengono sono rappresentativi del comportamento dinamico della struttura nelle sue reali condizioni di utilizzo, ancorché in presenza di bassi stati tensio-deformativi. La prova può essere condotta in assenza di traffico oppure, talvolta, in presenza di mezzi viaggianti che inducono carichi di esercizio di entità ridotta. L'identificazione dinamica ha le seguenti finalità:

- consentire la calibrazione e successiva validazione del modello numerico sulla base delle forme modali e delle frequenze di vibrazione sperimentali;
- stimare i livelli di smorzamento della struttura e valutarne l'entità rispetto a eventuali scenari di danneggiamento.

Nella procedura di calibrazione del modello può essere necessario introdurre un modulo di elasticità dinamico del calcestruzzo più elevato di quello statico, che sia rappresentativo di un comportamento puramente elastico lineare per bassi livelli tensionali. In presenza di opere con schemi strutturali ripetitivi, tali prove possono essere eseguite su un numero ridotto di elementi che possano ritenersi rappresentative del comportamento della struttura. Qualora il modello strutturale sia realizzato interagendo con la prova di identificazione dinamica, fino a trovarsi con approssimazione da prefissare tanto con le frequenze proprie quanto con le forme modali più significative, e contemporaneamente il modello strutturale riproduca con approssimazione prefissata i risultati in termini di spostamenti e più in generale le deformate ottenute da prove di collaudo o da prove di carico progettate ad hoc, allora si può ritenere di aver portato a livelli trascurabili il coefficiente di incertezza di modello, in genere, incorporato nei fattori parziali delle azioni.

6.3.4. VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

La determinazione dei valori di progetto delle caratteristiche dei materiali, come previsto dalle vigenti Norme Tecniche, avviene sempre su base statistica, correggendo, nel caso di costruzioni esistenti, i valori delle caratteristiche meccaniche considerando nelle valutazioni il fattore di confidenza (FC), funzione del livello di conoscenza (LC), e i coefficienti parziali di sicurezza γ_M .

La grandezza statistica, f_k o f_m , per le caratteristiche meccaniche da considerare non è chiarita completamente dalle Norme Tecniche; dal testo delle norme, riportato di seguito per chiarezza espositiva, si evince, senza dubbio, come non sia possibile far riferimento al valore medio, ma si debba considerare "l'entità della dispersione", facendo ad esempio riferimento al valore caratteristico che si ottiene dall'analisi sperimentale con prove distruttive (ad esempio carote per il calcestruzzo) e non distruttive.

8.5.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

In altro punto della Circolare è riportato quanto segue:

C 8.5.4.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO "I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%).

Tale affermazione fa ritenere che il riferimento vada fatto al valor medio della resistenza; ciò vale anche per analoga affermazione del punto C 8.7.2.2 della Circolare n. 7 del 21/01/2019 mentre le Norme Tecniche chiariscono come si debba motivatamente tenere conto dell'entità delle dispersioni.

Si sottolinea inoltre che la normativa italiana considera i fattori FC, che incorporano vari tipi di incertezze comprese quelle sulla disposizione delle armature e sui dettagli costruttivi. Il sistema degli Eurocodici considera invece unicamente i fattori parziali dei materiali che incorporano le incertezze di modello e la variabilità dei materiali in maniera forfettaria. È dunque necessario ottenere una sintesi dei due diversi approcci.

Si ritiene che un'adeguata interpretazione rispettosa delle Norme Tecniche e della Circolare, senza essere contraddittoria della filosofia degli Eurocodici, sia di far riferimento al valore medio diviso per il fattore di confidenza e il fattore parziale senza però mai eccedere il valore caratteristico diviso il fattore di confidenza, sì da tenere conto della dispersione.

In altri termini si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

$$f_d = \min \left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC} \right)$$

Si osservi che nei ponti, strutture spesso isostatiche o poco iperstatiche, il riferimento al valore medio f_m come valore di calcolo sarebbe certamente pericoloso, anche in considerazione del fatto che nel caso di crisi per carichi gravitazionali (al contrario di quanto accade nel caso di azioni cicliche proprie del sisma) la distinzione fra rottura fragile e rottura duttile è poco rilevante ai fini della salvezza delle vite umane. Si consideri anche che tendenzialmente nei ponti si deve raggiungere il livello di confidenza 3 e dunque FC risulta spesso pari all'unità.

Per quanto concerne la stima del valore f_k , un'adeguata valutazione conservativa della resistenza caratteristica basata su un numero limitato di campioni n si effettua con la modalità di seguito descritta. Nell'ipotesi di distribuzione log-normale e tenendo conto dell'incertezza associata alla stima della media campionaria, dato il campione casuale $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ della grandezza di interesse (resistenza a compressione del calcestruzzo, tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio dolce e dell'acciaio armonico), ne sono calcolate media e deviazione standard campionarie dei logaritmi:

$$\begin{cases} \bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \\ \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \bar{\mu}]^2} \end{cases}$$

Avendo sottratto alla media stimata l'errore standard dello stimatore, si ottiene una stima del sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria:

$$\bar{\mu}_{0.16} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

da cui calcolare il valore caratteristico, assumendo una distribuzione log-normale, come segue:

$$\hat{x}_{0.05} = e^{\bar{\mu}_{0.16} - 1.64\bar{\sigma}}$$

Per la valutazione completa delle resistenze di calcolo, i valori dei Fattori di Confidenza FC sono analizzati nel § 6.2.3, mentre i valori dei fattori parziali di sicurezza γ_M sono forniti nel § 6.3.4.1.

6.3.4.1. Fattori parziali di sicurezza

Nel caso di verifiche di transitabilità e operatività, analogamente a quanto visto per i fattori parziali di sicurezza lato azioni, anche i coefficienti parziali di sicurezza relativi alle caratteristiche dei materiali da impiegare nella valutazione di sicurezza di strutture esistenti possono essere ridotti.

Tenendo conto dei vari tipi di incertezze relativi alle caratteristiche dei materiali, ovvero incertezze geometriche e di modellazione e incertezze dovute alla distribuzione statistica delle caratteristiche dei materiali, i valori dei coefficienti di sicurezza da applicare alle caratteristiche di resistenza dei materiali, nel caso di classe di conseguenza CC3, sono riportati in *Tabella 6.3.6*. Nel caso di classi di conseguenza diverse dalla CC3, si rimanda alla *Tabella A.5* dell'Appendice per i valori dei fattori parziali da impiegare.

Tabella 6.3.6– Fattori parziali di sicurezza per le caratteristiche di resistenza dei materiali da cemento armato

Classe di conseguenza	Materiale	γ_M
CC3	Calcestruzzo	$\gamma_c = 1.26$
	Acciaio di rinforzo da c.a.	$\gamma_s = 1.10$

Si ritiene che il valore $\gamma_s = 1,10$ valutato per l'acciaio ordinario da cemento armato possa essere utilizzato, in mancanza di valutazioni più accurate, anche per l'acciaio da precompressione.

Per quanto concerne le strutture in carpenteria metallica, il valore di calcolo delle Norme Tecniche è pari a $\gamma_a = 1,05$ e non si ritiene che tale valore possa essere ulteriormente ridotto.

Per quanto riguarda invece i connettori acciaio-calcestruzzo che caratterizzano i ponti in struttura composta acciaio calcestruzzo, il valore di calcolo delle Norme Tecniche è pari a $\gamma_v = 1,25$ che all'incirca è la media aritmetica dei rispettivi valori relativi agli acciai da carpenteria metallica e di rinforzo per strutture di calcestruzzo: ciò è logico considerando che il meccanismo complessivamente richiede l'interazione dei due meccanismi.

Pertanto, considerando i valori di *Tabella 6.3.6* e quindi i valori da considerare per condizioni di Operatività e Transitabilità, si ottiene il valore da assumere pari a:

$$\gamma_v = \sqrt{\gamma_a \cdot \gamma_c} = \sqrt{1,05 \cdot 1,26} = 1,15$$

Tabella 6.3.7– Fattori parziali di sicurezza per le caratteristiche di resistenza dei materiali, condizioni di Operatività e Transitabilità

Materiale	Fattore parziale
Calcestruzzo	$\gamma_c = 1,26$
Acciaio da c.a. e c.a.p.	$\gamma_s = 1,10$
Acciaio da carpenteria	$\gamma_a = 1,05$
Connettori Acciaio-calcestruzzo	$\gamma_v = 1,15$

I valori proposti sono da ritenersi degli utili riferimenti per l'applicazione alle strutture di calcestruzzo armato ordinario e precompresso, acciaio e composte acciaio calcestruzzo. Per altre tipologie di strutture occorre evidentemente eseguire apposite valutazioni sui coefficienti di variazione relativi alle incertezze di modellazione, alle incertezze geometriche ed alla distribuzione statistica delle proprietà dei materiali. Non si ritiene che per le verifiche di Transitabilità si possa scendere al di sotto di tali valori che dunque vanno adottati sia nei calcoli di Operatività che di Transitabilità.

6.3.5. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza si eseguono secondo le indicazioni delle Norme Tecniche vigenti. Il livello di sicurezza è quantificato attraverso il rapporto ζ_v e il rapporto ζ_e , secondo quanto discusso al § 6.1.5.

Occorre porre particolare attenzione, vista la criticità delle opere in esame, sulle verifiche del sistema di fondazione, sulle verifiche locali e sulle verifiche agli Stati Limite di Esercizio.

6.3.5.1. Verifica del sistema di fondazione

La Norme Tecniche regolano con chiarezza i casi in cui non è necessario effettuare la verifica del sistema di fondazione mediante quanto riportato al punto 8.3:

“Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- *nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;*
- *siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;*
- *siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.*

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.”

La Circolare nel punto analogo precisa che:

“Nella valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti va vagliata l'opportunità di procedere ad una verifica della stabilità geomorfologica del sito e del sistema terreno-fondazione, ferma restando l'obbligatorietà di quest'ultima verifica al ricorrere anche di una sola delle condizioni elencate al § 8.3 delle NTC. Nella relazione indicata dalla norma, il tecnico dovrà esplicitare che non sussistono le condizioni indicate al § 8.3 delle NTC tenendo ovviamente conto anche della gravità del dissesto (in atto o prodottosi in passato).”

6.3.5.2. Problemi di verifica locale

Talune volte le formule previste dalle Norme Tecniche per le verifiche locali, ad esempio per la verifica a taglio delle solette di c.a., sembrano eccessivamente cautelative. Tale cautela è un problema marginale per la nuova progettazione, mentre diventa importantissima per le costruzioni esistenti in quanto può costringere ad interventi tecnicamente molto invasivi ed economicamente molto costosi, senza in realtà essere davvero necessari. Inoltre metodi di calcolo più sofisticati e meno

convenzionali sono suggeriti per studiare situazioni complesse in cui formule semplificate e convenzionali potrebbero portare a risultati impropri.

In particolare per la verifica a taglio negli elementi in cemento armato poco armati o non armati, in alternativa alle formule delle NTC, è consentito l'uso della seguente espressione:

$$V_{Rd} = \frac{0.3\sqrt{f_{ck}}b_w d}{\gamma_c (1 + 0.0022d)}$$

dove le grandezze sono misurate in MPa e mm ed i simboli hanno lo stesso significato della NTC.

Tale formulazione è una semplificazione conservativa delle SIA 262.

Per quanto concerne il taglio nel cemento armato precompresso, si può valutare con la formulazione (4.1.24) delle NTC 2018 dove σ_{cp} è intesa come l'intera tensione media di precompressione nella sezione considerata.

Nelle verifiche occorre considerare le eventuali carenze dovute a problemi di durabilità, in particolare, l'eventuale riduzione della sezione dovuta a degrado o dilavamento del calcestruzzo superficiale che può comportare la riduzione della sezione utile, l'eventuale diminuzione di area di acciaio dovuta alla corrosione, l'eventuale assenza o carenza di staffe causate dalla corrosione delle stesse che in genere hanno copriferro ridotto o l'eventuale inefficacia delle staffe dovute alla corrosione degli spigoli d'armatura. Occorre porre attenzione agli sbalzi laterali dei ponti, particolarmente esposti agli effetti del degrado; è bene che essi siano verificati per gli effetti di urto, svio e azione delle barriere di sicurezza nelle condizioni più sfavorevoli di carichi previsti dalla verifica di sicurezza prescelta.

6.3.5.3. Situazioni che richiedono lo svolgimento delle verifiche di esercizio

Le verifiche agli Stati Limite di Esercizio sono regolate dal punto 8.3 delle Norme Tecniche:

“La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.”

Si deve tuttavia rilevare che, per strutture di notevole età, ad esempio di vita superiore a 30 anni e cioè circa 10.000 giorni, tutti gli effetti di viscosità e ritiro del calcestruzzo nonché rilassamento dell'acciaio armonico si sono virtualmente manifestati; inoltre lo sviluppo di problemi di durabilità è facilmente verificabile (ad esempio, per le strutture di c.a., con prove di carbonatazione e verifica di presenza di solfati e cloruri nel calcestruzzo). Le verifiche dei valori delle tensioni, delle deformazioni e dell'ampiezza delle fessure sono in genere superflue, potendosi vedere e constatare direttamente gli effetti mediante misure ad hoc sulla struttura reale, a meno che le condizioni ambientali non siano significativamente variate (peggiorate) durante la vita (o perlomeno l'ultima parte della vita) della struttura.

Quando si proceda all'adeguamento del ponte, occorre evidentemente effettuare le verifiche agli SLE tenendo in conto come gli effetti reologici si siano, in parte o in maggioranza, già sviluppati nel corso della vita della struttura.

Si sottolinea, in ogni caso, che la disponibilità dell'opera dopo anni di utilizzo, è una grande fonte di informazioni sugli effetti nel tempo. Il tecnico può, in particolare, tenere conto nella costruzione del modello strutturale della valutazione dei reali valori delle frecce e delle deformate così come delle altre possibili valutazioni utili allo scopo. Si ricorda infine come sia sempre necessario assicurare un corretto smaltimento delle acque piovane che costituiscono una delle principali cause del degrado strutturale delle opere da ponte. A tal riguardo, può farsi utile riferimento alle istruzioni C.N.R. “Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale. Ponti e viadotti” (B.U. 165. 1993).

6.3.5.4. Verifiche di sicurezza per il transito di mezzi eccezionali

Le verifiche di sicurezza per il transito di mezzi eccezionali si effettuano con le regole delle presenti Linee Guida, considerando i fattori parziali per azioni e materiali con un tempo di riferimento pari a 5 anni (condizione di transitabilità). In particolare, in presenza di certezza del carico del mezzo, il coefficiente parziale relativo al carico verticale provocato dal mezzo eccezionale γ_Q può essere assunto pari a 1,10. Nelle verifiche si deve tenere conto dell'effettiva distribuzione dei pesi fra i diversi assi.

6.3.5.5. Verifica in sito della sicurezza per transitabilità temporanea

Nel caso in cui su di un ponte o viadotto siano riscontrate difettosità strutturali che, da un'analisi di Livello 2, abbiano comportato una Classe di Attenzione Alta dell'opera e, per gravi motivi di viabilità sia necessario verificare la possibilità di una transitabilità provvisoria nelle more di una verifica di transitabilità ai sensi del § 6.1.5.3 delle presenti Linee Guida, si può procedere nel seguente modo.

Si effettua una prova di carico sul ponte/viadotto, applicando i carichi da Codice della Strada del § 6.3.2.2 amplificati dal valore appropriato γ_{cds} prescelto fra i tre livelli del § 6.3.3.4 e dal fattore parziale del materiale γ_M , considerando il valore più alto fra quelli relativi ai materiali costituenti la struttura (§ 6.3.4.1).

La prova deve restituire un aumento sostanzialmente lineare degli effetti all'aumentare dei carichi, un valore degli spostamenti residui trascurabile allo scarico, ossia *minori del 5% dello spostamento massimo*, e non deve mostrare alcun aumento della difettosità riscontrata.

La prova si effettua con adeguata gradualità e in piena sicurezza per operatori ed utenti. Occorre valutare con attenzione il carico massimo di prova, il quale deve essere tale da non indurre danneggiamenti irreversibili alla struttura.

Indicando con $R_{el,exp}$ la soglia elastica sperimentale della struttura, e con S_{Cds} le sollecitazioni indotte dai carichi da Codice della Strada, tale prova corrisponde a verificare che sia:

$$\gamma_{Cds} \cdot S_{Cds} < \frac{R_{el,exp}}{\max(\gamma_M)}$$

La verifica di transitabilità di cui al § 6.1.5.3 si esegue entro un limite massimo di 60 giorni dall'esecuzione della prova e deve confermare la valutazione di transitabilità temporanea; diversamente occorre valutare ed adottare gli idonei provvedimenti sulla circolazione del ponte, compresa, se del caso, la chiusura al traffico del ponte/viadotto.

La prova non si esegue nei casi in cui la difettosità può essere collegata all'insorgere di meccanismi fragili e nei casi di elevata corrosione di cavi di precompressione o parti metalliche principali.

La prova è preceduta da un attento esame visivo che escluda possibili dissesti degli apparecchi d'appoggio che confermi il non aggravamento delle condizioni riscontrate dalle ispezioni precedenti.

Occorre segnalare immediatamente la Transitabilità temporanea e la tempistica alle banche dati istituzionali regionali e nazionali.

PARTE III

SISTEMA DI SORVEGLIANZA E MONITORAGGIO

BIBLIOGRAFIA

7. SISTEMA DI SORVEGLIANZA E MONITORAGGIO

7.1. INTRODUZIONE

Il presente capitolo riporta le indicazioni, i criteri ed i requisiti minimi delle procedure adottate dagli Enti pubblici e privati gestori di trasporto sul territorio nazionale, per pianificare ed effettuare le attività di gestione della sicurezza strutturale (quali sorveglianza, controllo, ispezione e monitoraggio) dei ponti esistenti, in maniera uniforme per tutto il territorio nazionale, in applicazione della procedura generale prevista dalle presenti Linee Guida, in funzione della loro collocazione nelle diverse Classi di Attenzione secondo quanto descritto nel § 4, a valle della quale i gestori attiveranno le funzioni di sorveglianza da estendersi all'intera vita operativa delle infrastrutture.

Nello sviluppo della presente sezione delle Linee Guida si è tenuto conto dei sistemi di sorveglianza già in uso presso alcuni gestori, individuando criteri operativi sufficientemente generali da poterli attuare senza necessità di revisioni sostanziali dei sistemi stessi. I dati già acquisiti nel tempo, mediante le attività di sorveglianza, costituiscono un patrimonio di informazioni assai importante per lo studio e la caratterizzazione statistica dei fenomeni di degrado che interessano gli asset infrastrutturali in Italia e che potrà essere convenientemente valorizzato in un approccio di vasta scala.

Il modello di sistema di sorveglianza proposto nelle presenti Linee Guida comprende sia le attività di ispezione periodica, da condurre secondo metodologie tradizionali, sia le più moderne tecnologie di monitoraggio strumentale di cui è raccomandato l'impiego per le opere di Classe di Attenzione Medio-Alta e Alta e per alcune classi di opere ritenute a maggior rischio o di particolare interesse.

Si rileva tuttavia che la conduzione di attività ispettive ed il dispiegamento di sistemi di monitoraggio strumentale non esime i gestori dalla sorveglianza continua e capillarmente diffusa che il personale di esercizio deve compiere, anche in modo non formalizzato, mediante l'osservazione di eventuali danneggiamenti, anomalie o malfunzionamenti delle strutture, dei dispositivi ausiliari e dell'ambiente che le circonda, segnalando le situazioni significative ai responsabili della gestione ed espletando, ove possibile, le necessarie azioni di presidio e correttive in regime di automanutenzione continua.

Le ispezioni periodiche ed il monitoraggio di un'opera esistente, condotto con metodologie tradizionali o innovative, ha lo scopo di consentire la valutazione dello "stato di condizione" dell'opera stessa (diagnosi) con riferimento alla sua "idoneità all'uso previsto", comprendente sia gli aspetti di sicurezza strutturale e fondazionale sia quelli relativi alle eventuali pericolosità di natura ambientale ed all'efficienza degli apparati ausiliari, e di stimarne le tendenze evolutive (prognosi). Tali parametri, unitamente allo studio dei dati riguardanti la storia dell'opera raccolti nell'inventario/censimento di livello 0 (anamnesi), costituiscono infatti la base di informazioni necessaria a:

- migliorare la conoscenza dell'opera riducendo le incertezze di natura epistemica (azioni, resistenze, modelli);
- aggiornare la valutazione del rischio dell'opera e quindi il suo inserimento in una Classe di Attenzione corrente;
- pianificare in modo efficace, in termini tecnico-economici, gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria.

E' fondamentale che la formazione e l'aggiornamento del personale tecnico dedicato alle attività di sorveglianza, monitoraggio, manutenzione e gestione delle opere infrastrutturali costituisca oggetto di particolare attenzione e cura da parte dei gestori, a riguardo si faccia anche riferimento a quanto indicato nel §1.7.

Nel testo sono anche indicati i riferimenti a normative nazionali ed internazionali e a documentazione tecnico-scientifica, ritenuti utili.

7.1.1. STRUMENTI OPERATIVI DEL SISTEMA DI SORVEGLIANZA E MONITORAGGIO

Sono strumenti operativi del sistema di sorveglianza e monitoraggio:

- Ispezioni periodiche ordinarie;
- Ispezioni straordinarie;
- Indagini non distruttive e semidistruttive;
- Prove di carico statiche e rilievi della risposta dinamica;
- Monitoraggio strumentale;
- Algoritmi di analisi e interpretazione dati;
- Modelli rappresentativi del comportamento reale;
- Indici dello stato di condizione e modelli di degrado;
- Basi dati informatiche (BMS, di cui al §7.8).

Nel seguito sono fornite indicazioni di maggiore dettaglio a proposito di tali strumenti, sul Sistema di Sorveglianza (§7.2) e sul Sistema di Identificazione degli elementi dei ponti (§ 7.3).

7.2. IL SISTEMA DI SORVEGLIANZA

7.2.1. GENERALITÀ

Il sistema di sorveglianza rappresenta il complesso delle attività di controllo, ispezione e monitoraggio sulle opere d'arte che il gestore di una rete infrastrutturale deve svolgere allo scopo di assicurare la disponibilità, la funzionalità e il mantenimento delle condizioni di sicurezza dell'infrastruttura stessa. Tali attività coinvolgono aspetti organizzativi e strumenti operativi con le relative procedure che riguardano le modalità con cui i dati relativi alla condizione e funzionalità dei ponti devono essere raccolti, analizzati ed interpretati nel loro sviluppo temporale anche affinché sia resa possibile una efficace programmazione degli interventi di manutenzione ordinaria e, ove del caso, di manutenzione straordinaria, nonché sia periodicamente rivalutata la classe di attenzione del ponte, procedendo, nel caso, alle necessarie verifiche di sicurezza di Livello 4 di cui al § 6.

Come ricordato nel § 7.1, le attività previste dal sistema di sorveglianza si collocano, infatti, a valle di una classificazione o eventuale riclassificazione, dei ponti presenti in una rete, in una Classe di Attenzione in attuazione di quanto previsto al § 4. Le relazioni funzionali tra la suddivisione in Classi di Attenzione dei ponti e le attività di monitoraggio sono descritte nel diagramma di *Figura 1.1*.

Le attività di sorveglianza e monitoraggio sono nel seguito strutturate secondo una strategia cosiddetta “*risk-based*”, cioè dipendente dalla Classe di Attenzione caratteristica del ponte nello stato corrente. Esse comprendono ispezioni ordinarie (definite di 2° Livello) e straordinarie, l'esecuzione di test statici e dinamici occasionali e l'installazione di sistemi per il monitoraggio strumentale in modalità periodica o permanente. L'attuazione di un sistema di monitoraggio strumentale permanente può anche essere inclusa fra le strategie di riduzione del rischio e quindi, seppur non direttamente influenzante l'attribuzione della Classe di Attenzione, può contribuire a ridurre l'impegno per le ispezioni, eventualmente riducendone la frequenza. Tuttavia, tale opzione può essere eventualmente adottata dopo un congruo periodo di sperimentazione e messa a punto dei sistemi di monitoraggio strumentale.

Il sistema di sorveglianza fornisce evidenza della corretta gestione dell'infrastruttura ai sensi delle presenti Linee Guida e costituisce, altresì, supporto alle decisioni in ordine alla programmazione degli investimenti di manutenzione da svilupparsi: (1) a livello di singola opera (*project level*) e (2) a livello dell'intera rete (*network level*). Nella programmazione degli investimenti a livello di rete si deve anche tener conto degli aspetti relativi alla resilienza, soprattutto delle reti strategiche (Livello 5 § 1.3), in cui assumono particolare significato le considerazioni sulla ridondanza della rete stessa.

Il decreto-legge 28 settembre 2018, n.109, convertito, con modificazioni, dalla legge 16 novembre 2018, n. 130, prevede, all'articolo 12, comma 4, lettera b), che i Sistemi di Gestione della Sicurezza adottati da parte dei gestori delle reti stradali ed autostradali siano certificati da organismi di parte terza riconosciuti, secondo le procedure che saranno, allo scopo, emanate.

7.2.2. DOCUMENTAZIONE DEL SISTEMA

Il sistema di sorveglianza è formalizzato e documentato, in forma scritta, in una serie di manuali e/o procedure operative che trattino i diversi aspetti della gestione della sicurezza dei ponti ed in particolare degli strumenti operativi per il monitoraggio. Il contenuto tipico di tale documentazione può essere articolato come segue.

Organizzazione del sistema di sorveglianza

Dovranno essere specificate le linee di comando e controllo e di comunicazione per l'esecuzione delle attività di sorveglianza e monitoraggio. A riguardo può farsi utile riferimento alle norme della serie UNI ISO 55000 “Gestione dei beni (asset management)”.

Sistema di identificazione dei ponti e degli elementi costruttivi

Il sistema di identificazione dei ponti e degli elementi costruttivi rappresenta la base operativa per la conduzione delle attività di monitoraggio, per la sintesi e per l'analisi e interpretazione dei dati.

Catalogo dei difetti

Si descrivono i difetti tipici che possono essere osservati sui ponti a seconda del materiale di cui sono costituiti. L'Allegato C alle presenti Linee Guida contiene una serie di schede di rilievo e valutazione dei difetti, comprensive dei parametri di valutazione che, oltretutto per le attività di cui al Livello 1 di ispezione iniziale, § 3, può essere convenientemente utilizzato per le attività di sorveglianza.

Schede descrittive di ispezione

L'Allegato B alle presenti Linee Guida contiene modelli di schede descrittive delle ispezioni che possono essere utilizzate, in forma cartacea ovvero informatizzate, anche per le ispezioni periodiche con le precisazioni di cui al successivo § 7.4.

Altre attività di sorveglianza

Sono descritte le modalità con cui il gestore deve svolgere le ulteriori attività di sorveglianza, ove necessario, e segnatamente: le ispezioni straordinarie, le prove non distruttive e semidistruttive, le prove di carico statiche e i rilievi della risposta dinamica.

Monitoraggio periodico o continuo

Sono descritte le modalità con cui il gestore deve svolgere, ove richiesto, in particolare per le Classi di Attenzione Medio-Alta e Alta, le attività di monitoraggio periodico e continuo.

Software per l'archiviazione dei dati

Costituito dalle componenti di archiviazione e elaborazione dei dati e per il supporto alle decisioni, denominata BMS (Bridge Management System).

Modelli di interpretazione

Per il necessario supporto alle decisioni, nonché per l'eventuale individuazione di comportamenti strutturali anomali, i dati provenienti dalle ispezioni e dal monitoraggio strumentale devono essere interpretati, mediante idonei modelli interpretativi da considerarsi nel BMS e nei sistemi di gestione di monitoraggio strutturale.

Schemi decisionali per la gestione del traffico e la manutenzione in funzione dei risultati del sistema di sorveglianza e monitoraggio

In funzione dell'applicazione dei modelli di cui al punto precedente, può essere determinato lo stato di condizione del ponte ad un certo istante di tempo e la sua probabile evoluzione. Il sistema di sorveglianza deve definire quali decisioni il gestore deve assumere in funzione di questi parametri e quindi delle classi di attenzione attuali e tendenziali, in ordine alla conduzione delle verifiche di sicurezza e alle decisioni conseguenti, secondo quanto specificato nel § 7.7 e nel § 7.8. Inoltre, per le situazioni che non richiedono interventi immediati deve specificare in base a quali criteri sono pianificate le attività di manutenzione nel medio periodo.

7.3. IL SISTEMA DI IDENTIFICAZIONE

7.3.1. SCOPO DEL SISTEMA DI IDENTIFICAZIONE

Il sistema di identificazione ha lo scopo di associare dati e informazioni provenienti dal sistema di sorveglianza e monitoraggio ai diversi elementi costruttivi del ponte, alle dotazioni ausiliarie, agli apparati di appoggio degli impalcati e in generale a "oggetti" il cui stato di condizione può essere osservato (o determinato attraverso rilievi e misure strumentali) indipendentemente gli uni dagli altri e che costituisca un'entità a sé stante dal punto di vista dei fenomeni di degrado e danneggiamento subiti e dei possibili interventi di manutenzione, sostituzione e/o ripristino.

La scomposizione del ponte in "oggetti" può, tra l'altro, essere resa compatibile con l'eventuale costruzione di modelli BIM o di modelli agli elementi finiti (eventualmente incorporati nei modelli BIM) su cui possono essere attivate procedure di condivisione dei dati (interoperabilità) con i software BMS e di gestione dei sistemi di monitoraggio strumentale nonché di analisi e verifica strutturale e di gestione della manutenzione.

Per poter identificare gli elementi nella loro posizione è necessario che a ciascuno di essi sia associato un codice identificativo, univoco all'interno dell'opera, anche se la logica di formazione dei codici potrà essere comune alle diverse tipologie strutturali ed ai diversi materiali.

La struttura è già stata definita e identificata a livello di censimento iniziale, Livello 0, comprendendo gli elementi sintetici che descrivono l'opera stessa. Tale insieme di elementi è qui denominato *Elementi Nazionali*. Ad essi sono aggiunti altri elementi e dati secondo quanto specificato al § 3 e che sono qui denominati *Elementi di Rete*, poiché essi hanno lo scopo di consentire l'attribuzione di Classi di Attenzione, Livello 2, la cui utilità si manifesta nelle pianificazioni a livello di rete e sono definiti in modo tale da rendere efficace la conduzione delle ispezioni iniziali di Livello 1.

Il sistema di identificazione è ulteriormente arricchito con le informazioni utili ai fini della valutazione quantitativa dello stato di condizione dell'opera, ad esempio le eventuali valutazioni di Livello 3 o verifiche accurate di Livello 4, i risultati della conduzione delle ispezioni periodiche o straordinarie e del monitoraggio periodico o continuo e la pianificazione ed esecuzione degli interventi a livello della singola opera. L'insieme di questi elementi è qui denominato *Elementi di Opera*. Ovviamente, il sistema di etichettatura degli elementi ai diversi livelli deve essere coerente e intercomunicante, cioè utilizzare codici numerici (CUP) in sequenza.

La relazione fra i diversi livelli del sistema di identificazione è illustrata nella *Figura 7.3.1*.

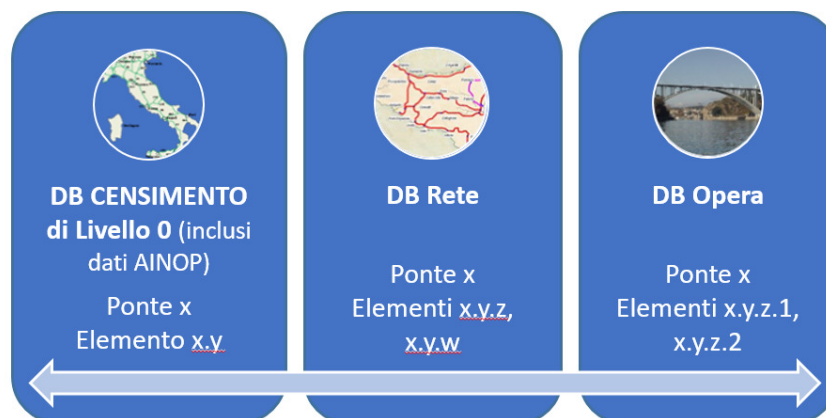


Figura 7.3.1– Sistema di identificazione a più livelli interconnessi

In particolare, la sezione “Ponti e Viadotti Stradali” della base dati AINOP contiene, per ciascuna opera, un record composto da vari gruppi di campi alfanumerici che rappresentano gli Elementi Nazionali. Oltre a campi che contengono dati descrittivi di tipo generale, il record è articolato nei seguenti gruppi di campi: schema statico, spalle, pile, impalcato, sistemi di protezione, giunti, apparecchi di appoggio. L'esempio riportato in Appendice illustra come il campo “Tipologia soletta” del gruppo “Impalcato” potrebbe essere suddiviso in Elementi di Opera.

7.4. LE ISPEZIONI

Fermo restando quanto indicato nel § 3 in merito alle ispezioni visive finalizzate alla determinazione della classe di attenzione, nel generale ambito del Sistema di Gestione della Sicurezza, le ispezioni visive sono utili al rilievo di difetti causati dal degrado, dall'uso o da fenomeni ambientali nelle componenti strutturali e accessorie dell'opera che presentino manifestazioni esterne e che possano anche essere valutati mediante semplici misure e prove ND, oppure di situazioni al contorno di natura idraulica o geologica potenzialmente pericolose per l'integrità e la funzionalità dell'opera stessa.

Devono essere previste ispezioni periodiche (ordinarie) ed ispezioni straordinarie più approfondite da compiersi quando se ne verifichi la necessità e comunque non oltre un predeterminato lasso di tempo. Le ispezioni ordinarie sono documentate mediante i modelli di schede riportati nell'Allegato B (o equivalenti); le ispezioni straordinarie sono documentate in appositi specifici Rapporti. Tutte le documentazioni delle ispezioni devono essere registrate nel BMS e rese accessibili per le successive analisi ed elaborazioni.

Le ispezioni sono accompagnate, ove necessario, dall'esecuzione di prove non distruttive e semidistruttive secondo quanto indicato nel seguito.

Per i requisiti del personale impiegato nelle attività ispettive e dei laboratori si fa riferimento al § 1.7 e § 1.8.

7.4.1. ISPEZIONI ORDINARIE

Le ispezioni ordinarie saranno eseguite con frequenze minime, secondo lo schema di *Tabella 7.4.1*, in funzione della Classe di Attenzione corrente del manufatto e del fatto che siano opere (Tipo 1) già inserite in un sistema di sorveglianza conforme alla Circolare n° 6736/61/AI del 1967 (delle quali è quindi sufficientemente noto lo stato di conservazione e l'evoluzione attesa dei difetti) o opere (Tipo 2) sia nuove, sia già in esercizio da diversi anni, ma per le quali non sono state effettuate le ispezioni periodiche di cui alla Circolare sopra citata e che quindi non sia noto lo stato conservativo/manutentivo, il progredire dei difetti presenti (curva di degrado reale).

Tabella 7.4.1– Frequenza minima delle ispezioni ordinarie¹

<i>CDA -</i>	<i>Bassa</i>	<i>Medio - Bassa</i>	<i>Media</i>	<i>Medio-Alta</i>	<i>Alta</i>
Frequenza Opere “Tipo 1”	Biennale	18 mesi	Annuale	In funzione del monitoraggio o semestrale	In funzione del monitoraggio o semestrale
Frequenza Opere “Tipo 2”	Annuale	9 mesi	Semestrale	In funzione del monitoraggio o trimestrale	In funzione del monitoraggio trimestrale

Nella conduzione delle ispezioni ordinarie le schede di rilevamento devono essere compilate separatamente per ciascuno degli elementi definiti a livello opera e devono essere complete di tutti gli indicatori rappresentati nelle schede. Le ispezioni devono essere condotte visivamente e con l’ausilio di semplici strumenti, quali martelli, strumenti di misura delle lunghezze, sensori portatili, eccetera. Tutti i difetti riscontrati devono essere fotografati con risoluzione adeguata e con riferimenti metrici; le fotografie devono essere identificate e trasferite nel BMS in associazione alla scheda. L’Ispettore deve fare menzione di situazioni particolarmente significative nel campo “NOTE”.

In ausilio allo svolgimento delle ispezioni visive, è possibile avvalersi di droni o di mezzi teleguidati o robotizzati dotati di ottica nei campi visibile e infrarosso ovvero mediante scanner RGB. Si sottolinea la necessità che le immagini acquisite con tali mezzi siano geolocalizzate e referenziabili geometricamente rispetto all’elemento indagato e che l’estensione del difetto sia misurabile. Per le pavimentazioni, oltre alla caratterizzazione visiva dei difetti, possono essere eseguite scansioni con veicoli attrezzati o attrezzature a conduzione manuale.

La compilazione delle schede può essere eseguita mediante terminali elettronici/digitali (es. tablets, palmari, smartphones, etc.) gestiti dal BMS ed eventualmente facilitata dal riconoscimento automatico degli elementi mediante targhe con codici QR o a barre preventivamente fissate su di essi.

Nel corso delle ispezioni ordinarie è raccomandata l’esecuzione di semplici test non distruttivi quali, a titolo esemplificativo e non esaustivo: prove sclerometriche, misure di spessori di protezione, misure di umidità e pH (anche mediante applicazione di soluzione di fenolftaleina), misure di potenziale elettrico. I risultati dei test devono essere riportati nella scheda utilizzata.

Si richiama l’attenzione sul fatto che le ispezioni ordinarie, oltre che le strutture, le opere di fondazione e le dotazioni ausiliarie, devono riguardare le condizioni dell’ambiente circostante ai fini del rilevamento di situazioni anomale con riferimento al rischio alluvioni e frane. Allo scopo possono essere utilizzati gli specifici modelli di schede riportate nell’Allegato B. Frequenza e modalità di queste ultime ispezioni possono essere basate sulle indicazioni dei livelli di rischio fornite dai Piani di Bacino e dagli altri documenti tecnici regionali disponibili.

Le ispezioni ordinarie sono finalizzate all’attribuzione di un valore numerico/quantitativo rappresentativo dello stato di condizione per ciascun elemento indagato e per l’intera opera. Tale attribuzione può essere eseguita in via automatica dagli algoritmi integrati nel BMS.

Le ispezioni ordinarie non sostituiscono le verifiche di sicurezza (Livello 3 e Livello 4), che richiedono una conoscenza dettagliata della struttura e del degrado subito, ma orientano le modalità di esecuzione delle indagini da compiersi nell’ambito delle ispezioni straordinarie, di selezione degli obiettivi dei programmi di monitoraggio strumentale e le conseguenti verifiche di sicurezza, eventualmente da compiersi come riportato al § 6.

7.4.2. ISPEZIONI STRAORDINARIE

Le ispezioni straordinarie hanno lo scopo di acquisire informazioni utili ad approfondire la conoscenza dei fenomeni di degrado e della condizione strutturale dell’opera quando le ispezioni ordinarie abbiano riscontrato criticità evidenti, ad esempio di gravità 5, nonché quando si siano verificati eventi eccezionali, quali incidenti rilevanti, urti, sismi, alluvioni e frane che possano avere influito sulla stabilità dell’opera e ancora, in generale, quando lo studio dei modelli predittivi evidenzia dei comportamenti anomali del degrado, come descritto § 7.7, eventualmente in abbinamento a sistemi di monitoraggio periodici o continui, come per le Classi di Attenzione Medio-Alta e Alta. Nei casi ora menzionati, per i quali la Classe di Attenzione si è evoluta in senso negativo, le ispezioni straordinarie devono essere eseguite al più presto e comunque non oltre 60 giorni da quando ne venga resa nota la necessità.

¹Si osserva che la Circolare LL PP 6736/61/AI del 19.07.67 prevedeva per tutti i ponti della rete stradale italiana l’esecuzione di ispezioni trimestrali. Tuttavia, tale frequenza non trova corrispondenza nelle normative e nelle prassi internazionali, che prevedono frequenze più basse e quanto meno annuali. Inoltre, poiché i fenomeni di degrado si sviluppano in tempi generalmente lunghi, la frequenza trimestrale appare non utile nel caso generale. Pertanto, sia per ragioni di continuità che in considerazione dell’età avanzata della maggior parte dei ponti e dei viadotti esistenti sul territorio nazionale, si ritiene opportuno conservare la frequenza trimestrale per le sole opere classificate in Classi di Attenzione Medio-Alta e Alta, ove peraltro è prevista, ove possibile, l’installazione di un sistema di monitoraggio periodico o continuo.

In ogni caso, l'esecuzione di ispezioni straordinarie deve avvenire non oltre 5 anni dalla precedente ispezione per manufatti con Classi di Attenzione Bassa e Medio-Bassa e non oltre 2 anni negli altri casi.

Le ispezioni straordinarie, che vanno eseguite a contatto diretto con le strutture, devono essere accompagnate da prove non distruttive fra cui, ad esempio e non esaustivamente, le seguenti:

- prelievo di campioni per prove meccaniche e chimico-fisiche,
- prove sclerometriche, sonreb (con carotaggi di calibrazione, come da documenti di riferimento) o equivalenti,
- prove di pull-out,
- prove ultrasoniche o georadar per rilevamento di vuoti e discontinuità,
- mappature di potenziale elettrico,
- sondaggi e ispezioni con endoscopio,
- prove magnetiche e/o georadar sui cavi di precompressione,
- misure diffuse di umidità e pH,
- Determinazione dello stato di tensione.

Inoltre, per le strutture metalliche:

- misure dello spessore residuo delle vernici protettive,
- prove di serraggio dei bulloni,
- controllo delle saldature con ultrasuoni e/o liquidi penetranti.

Le ispezioni straordinarie devono in particolar modo concentrarsi sui difetti evidenziati dalle ispezioni ordinarie allo scopo di accertarne origine, stato e tendenze evolutive.

Le zone di prelievo dei campioni e di esecuzione dei sondaggi e prove semidistruttive devono essere accuratamente ripristinate.

Le ispezioni straordinarie possono, se ritenuto opportuno, essere accompagnate da prove di carico statiche e da rilievi dinamici, da eseguirsi come discusso nel § 7.5.

Le indagini straordinarie devono essere compiutamente documentate in un rapporto, con la precisa descrizione delle operazioni effettuate, degli elementi indagati, identificati attraverso il loro codice, delle risultanze delle prove eseguite in situ ed in laboratorio ed essere corredate da idonea documentazione fotografica e dei necessari rilievi geometrici. La relazione deve concludersi con la valutazione sullo stato dell'opera e sulle tendenze evolutive del degrado con indicazioni per le successive azioni.

I Rapporti delle ispezioni straordinarie devono essere registrati e resi accessibili nella loro interezza all'interno del BMS mediante il codice identificativo del ponte. La relazione, integrata con i risultati delle ispezioni ordinarie, con le analisi dei dati provenienti dal sistema di monitoraggio strumentale, ove installato, e dal confronto con i modelli predittivi è valutata dai responsabili della gestione per formulare la riattribuzione o la conferma della Classe di Attenzione, come descritto nel successivo § 7.7.3.

7.4.3. CASI CHE RICHIEDONO PARTICOLARE ATTENZIONE

Tanto nella conduzione delle ispezioni ordinarie che di quelle straordinarie, ma soprattutto nel corso di queste ultime, deve essere posta particolare cura ed attenzione all'accertamento della presenza, estensione e intensità di fenomenologie di degrado particolarmente significative per la stabilità dei ponti e dei viadotti, quali quelle di seguito illustrate.

7.4.3.1. Strutture precomprese a cavi post-tesi

Le strutture precomprese a cavi post-tesi e iniettati, fra le quali, in particolare, quelle realizzate negli anni '60 e '70, possono essere soggette a pericolose situazioni di degrado che possono comportare corrosione dei cavi di precompressione e che, pertanto, possono influire negativamente sulla resistenza della struttura e provocare collassi improvvisi, anche in assenza di sovraccarico e/o di traffico. Tali situazioni possono essere in prevalenza causate da difetti nelle iniezioni dei cavi che, in presenza di stati di corrosione delle guaine o degli ancoraggi e/o infiltrazioni di acqua, possono costituire zone di innesco della corrosione.

Nel corso delle ispezioni periodiche deve essere posta particolare attenzione alla presenza di difetti catalogati (Allegato C) sub c.a.p._4, c.a.p._5, c.a.p._6, c.a.p._7 e c.a.p._10. Il difetto c.a.p._9 corrisponde ad una situazione in cui il danneggiamento dei fili o dei cavi di precompressione risulta evidente anche ad un esame visivo.

Inoltre, la corrosione dei cavi provoca una diminuzione della forza di precompressione che può causare la comparsa di lesioni, anche modeste, nelle sezioni critiche a flessione o a taglio e spostamenti a carattere permanente. Tali manifestazioni, in associazione con i difetti sopradescritti, denunciano la probabile presenza di uno stato di corrosione significativo delle armature di precompressione ma, anche in assenza di difetti tipici concomitanti, vanno comunque considerate con attenzione.

In detti casi è necessario ridefinire la Classe di Attenzione dell'opera e quindi procedere con urgenza, e comunque entro il termine già detto di 60 giorni, ad una accurata ispezione straordinaria da compiersi con l'ausilio di metodi non distruttivi e semidistruttivi. Allo stato, non sono disponibili metodi di indagine non distruttivi capaci di rilevare la diminuzione delle sezioni

dei cavi prodotta dalla corrosione con adeguata affidabilità ed è quindi necessario procedere all'esecuzione di saggi che consentano l'ispezione diretta della condizione dei fili.

Si raccomanda che l'indagine sia condotta in accordo a standard di comprovata validità, quali le Linee Guida FHWA–HRT-13-028 *Guidelines for Sampling, Assessing, and Restoring Defective Grouts in Prestressed Concrete Bridge Post-Tensioning Ducts*.

E' possibile fare riferimento a quanto descritto per le ispezioni speciali di Livello 1, § 3.6, ed alla relativa scheda di cui all'Allegato D. In ogni caso, si raccomandano almeno le seguenti attività:

- Individuazione del tracciato dei cavi e localizzazione di eventuali difetti

Il reperimento e l'analisi del materiale di progetto originario è indispensabile per avere un'accurata conoscenza delle caratteristiche degli elementi in c.a.p. e, in particolare, della disposizione delle armature all'interno di essi.

Qualora tale materiale non sia stato reperito durante le operazioni di Censimento al Livello 0 o non sia esaustivo, o anche solo per validarne l'affidabilità, occorre eseguire indagini non distruttive, quali indagini *pacometriche*, indagini *Georadar*, *tomografie ultrasoniche* o tecniche di *Impact-Echo*, che, oltre a consentire l'individuazione delle armature, permettono di identificare eventuali discontinuità, vuoti o fessure all'interno degli elementi indagati.

Al medesimo scopo possono risultare di grande utilità i metodi magnetici, quali il metodo di dispersione del flusso magnetico (MFL – *Magnetic Flux Leakage*) e metodi elettrochimici, quali la *misura del potenziale di corrosione* che consente di stimare la velocità di corrosione delle armature.

- Esecuzione di una campagna di indagini per la valutazione del grado di difettosità degli elementi

I risultati delle indagini non distruttive, sopra citate, forniscono utili informazioni riguardo la localizzazione di eventuali difetti o discontinuità, sulla base delle quali è necessario redigere un opportuno e razionale piano di indagini che consenta di approfondire, laddove necessario, la conoscenza dello stato di conservazione degli elementi mediante tecniche di indagine dirette e maggiormente invasive.

Tenuto conto che la difettosità più grave e ricorrente per i ponti in c.a.p. a cavi post-tesi è legata alla possibile presenza di vuoti all'interno delle guaine di alloggiamento dei cavi, che può favorire la raccolta ed il ristagno d'acqua responsabili dell'innescio di pericolosi fenomeni corrosivi, risulta indispensabile procedere con *indagini endoscopiche* e *prove vacuometriche*, per verificare la presenza della malta di iniezione e di eventuali fenomeni ossidativi dei cavi e per quantificare il volume dei vuoti, ove presenti. Ove necessario, è possibile procedere a saggi localmente distruttivi, con rimozione del calcestruzzo e della guaina ed esame dello stato dei fili (conteggio dei fili interrotti e valutazione della riduzione di sezione e dello stato di tensione negli altri), nonché a prelievo di campioni del materiale di iniezione su cui eseguire prove chimiche per determinarne composizione e presenza di umidità e cloruri. I saggi devono essere condotti nelle sezioni critiche a momento e taglio e nelle zone ove si sono manifestati i difetti tipici. Si suggerisce, inoltre, di indagare mediante sondaggi diretti con asportazione della malta di protezione le testate di ancoraggio dei cavi, in modo da valutare visivamente e direttamente lo stato di conservazione dei vani di ancoraggio e dei cavi di acciaio.

Il rilevamento precoce della corrosione nei cavi di precompressione assume grande rilevanza nella valutazione della sicurezza delle strutture in esercizio ed è quindi oggetto di estensive ricerche e sperimentazioni nel campo dei metodi non distruttivi. E' pertanto necessario che i soggetti incaricati delle ispezioni siano costantemente aggiornati sui relativi sviluppi.

Qualora le indagini evidenzino fenomeni di difettosità rilevanti e perdite di efficienza dei cavi di precompressione significative, o nel caso in cui si ritenga che le ispezioni speciali non siano sufficienti a stimare con adeguato grado di affidabilità lo stato di conservazione generale dell'opera, è necessario ridefinire la Classe di Attenzione dell'opera in Alta e procedere immediatamente con le verifiche accurate di Livello 4 di cui al § 6.

7.4.3.2. Scalzamento delle pile e delle spalle

Lo scalzamento è una delle più frequenti cause di dissesto e collasso dei ponti con pile o spalle in alveo non adeguatamente protette. Il fenomeno è particolarmente insidioso poiché l'escavo del materiale circostante la fondazione è massimo in condizioni di piena ma in seguito si possono verificare fenomeni di deposizione di materiale fine sciolto che non rendono osservabile l'effetto dell'escavo ad una ispezione soltanto visiva.

E' raccomandato che ispezioni dettagliate, anche subacquee, vengano eseguite periodicamente, nel corso delle ispezioni ordinarie o straordinarie, e comunque a seguito di eventi di piena anche non eccezionali dei corsi d'acqua attraversati. Le ispezioni subacquee possono essere eseguite da sommozzatori o con ROV appositamente attrezzati e comandati dalla superficie.

Ispezioni visive accurate si rendono necessarie anche per la valutazione di fenomeni di alluvionamento, in particolare successivamente ad eventi di piena anche non eccezionali, con riferimento alla riduzione delle sezioni idrauliche.

Nel corso delle ispezioni è opportuno estendere l'indagine alle protezioni spondali, agli argini e alle opere di laminazione e/o di controllo delle portate liquide e solide in prossimità del ponte.

Il controllo del fenomeno dello scalzamento e alluvionamento è inserito tra gli obiettivi dei sistemi di monitoraggio permanente dei ponti di Classe di Attenzione Medio-Alta o Alta per elevato rischio idraulico.

7.4.3.3. Allontanamento delle acque di piattaforma

Come già evidenziato nel § 3.2, i sistemi di allontanamento delle acque di piattaforma devono essere oggetto di specifica attenzione nella conduzione delle ispezioni, in particolare in corrispondenza dei giunti di testata, di quelli posti al di sopra di selle Gerber o di altri particolari costruttivi difficilmente ispezionabili e manutenibili. E' infatti da ricordare che il prolungato disordine delle reti di allontanamento delle acque di piattaforma è responsabile di gran parte del degrado sia in strutture in cemento armato che in strutture in acciaio, anche per quanto riguarda gli apparecchi di appoggio.

7.5. PROVE DI CARICO STATICHE E RILIEVI DINAMICI

Prove di carico statiche e rilievi della risposta dinamica possono essere eseguiti in concomitanza con le ispezioni straordinarie o indipendentemente da esse, qualora se ne ravvisi l'opportunità o la necessità, ad esempio a seguito di interventi di manutenzione straordinaria anche qualora il collaudo non fosse richiesto dalla normativa.

Lo scopo di queste prove è duplice: da un lato, esse consentono di porre a confronto i valori di spostamenti e deformazioni ovvero delle caratteristiche dinamiche ottenuti dalle misure con i risultati di modelli numerici per una loro validazione sperimentale e, dall'altro, di aggiornare i parametri dei modelli ai risultati delle prove per renderli aderenti al comportamento reale delle strutture e poterli in tal modo utilizzare per interpretare eventuali anomalie riscontrate nel corso delle ispezioni o del monitoraggio strumentale. Esse sono anche utili ad accrescere l'affidabilità del modello dell'opera nell'effettuazione delle verifiche accurate di Livello 4, come previsto al § 6.3.3.4.

Le prove di carico statiche e i rilievi dinamici devono essere eseguiti sulla base di un progetto di prova redatto dal soggetto incaricato e concordato con il gestore. Le prove devono essere compiutamente documentate in rapporti, inclusivi del progetto, da memorizzare nel BMS e rendere accessibili attraverso il codice identificativo dell'opera.

Di per sé, le prove statiche o dinamiche condotte occasionalmente non forniscono, salvo casi particolari, informazioni direttamente utilizzabili per valutare la sicurezza della struttura ovvero per identificare danneggiamenti di carattere strutturale ma, tuttavia, costituiscono un valido supporto nei processi di valutazione dello stato di condizione di un manufatto basati sull'integrazione con esse dei risultati del monitoraggio. Si fa anche riferimento al § 6.3.5.5.

7.5.1. PROVE DI CARICO STATICHE

Le prove di carico possono essere eseguite in analogia con quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni al § 9.2 relativamente al collaudo delle opere, con le seguenti precisazioni:

- il carico di prova deve essere rapportato al carico originario di progetto ovvero ai carichi effettivi che possono gravare sul ponte;
- la risposta della struttura, in termini di spostamenti, rotazioni e deformazioni, è confrontata con la risposta teorica, determinata attraverso modelli attualizzati della struttura che tengano conto del degrado o del danneggiamento nonché delle variazioni di temperatura e delle condizioni atmosferiche intervenute nel corso della prova;
- il carico di prova può essere rapportato ai valori prescritti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni solo nel caso in cui il calcolo dimostri preliminarmente la capacità della struttura di sopportarlo con adeguato margine di sicurezza.

Prima dell'esecuzione della prova si raccomanda l'esecuzione di una accurata verifica della corrispondenza fra i difetti rilevati nell'ispezione immediatamente precedente e lo stato attuale. Si raccomanda in particolare la verifica del buon funzionamento degli apparecchi di appoggio.

Il carico di prova deve essere applicato gradualmente, in successivi cicli di carico-scarico, fino al valore di prova e mantenuto in ogni situazione di carico per un tempo sufficiente a stabilizzare le letture degli strumenti di misura. L'applicazione dei carichi deve essere interrotta qualora si manifestassero deviazioni dal comportamento lineare carico-spostamento ovvero apparissero lesioni, anche minime, alla superficie delle parti strutturali o si riscontrasse qualsiasi altro comportamento anomalo. A seguito di tali avvenimenti devono essere eseguite indagini di dettaglio e verifiche di sicurezza e di transitabilità. Gli spostamenti residui devono risultare inferiori al 5% dei valori massimi.

Le misure di spostamento, rotazione e deformazione devono essere effettuate con idonea strumentazione a contatto o remota in punti significativi della struttura ai fini del confronto con i valori teorici e di una loro corretta interpretazione.

Si consiglia di includere fra le grandezze fisiche misurate anche la temperatura dell'aria esterna e in parti significative della struttura, nonché dell'umidità relativa, allo scopo di effettuare le necessarie compensazioni. Ove rilevante, si raccomanda altresì la misura della velocità e della direzione del vento. La misura di tali grandezze e le loro variazioni nel corso della prova devono essere riportate nel rapporto, assieme ad ogni altra informazione concernente le condizioni ambientali in cui si è svolta la prova stessa.

7.5.2. RILIEVI DELLA RISPOSTA DINAMICA

In alternativa o in congiunzione con le prove di carico statiche possono essere condotti anche rilievi della risposta dinamica alle vibrazioni ambientali e al transito dei veicoli. L'uso di vibrodine è da considerarsi limitato a manufatti di piccola dimensione.

I rilievi dinamici devono essere condotti in conformità alla norma UNI 10985 *Vibrazioni su Ponti e Viadotti. Linee Guida per l'esecuzione di prove e rilievi dinamici* e alle norme ISO 14963:2003 *Mechanical Vibration and Shock – Guidelines for dynamic tests and investigations on bridges and viaducts* e ISO 18649:2004 *Mechanical Vibrations – Evaluation of measurement results from dynamic tests and investigations on bridges*.

Il rilevamento della risposta dinamica può essere effettuato con sensori di velocità, accelerazione, deformazione e spostamento (rotazione). Sono altresì possibili applicazioni della vibrometria laser, mentre per strutture con periodi propri molto grandi è possibile utilizzare sensori satellitari di posizione (stazioni GPS) per ottenere storie temporali di spostamento.

Si sottolinea che una corretta interpretazione della risposta ai fini della caratterizzazione della struttura richiede un numero e posizione dei sensori nonché una frequenza di lettura e tempi di osservazione tali da consentire l'identificazione di un congruo numero di frequenze proprie e di modi.

La determinazione delle proprietà dinamiche sperimentali della struttura può essere condotta con tecniche OMA (*Operational Modal Analysis*), verificandone l'applicabilità ai segmenti di registrazione utilizzati. L'identificazione dinamica può essere condotta utilizzando storie temporali di accelerazione o di spostamento/deformazione. Le metodologie software impiegate per il trattamento delle registrazioni ed i relativi risultati devono essere accuratamente documentati nel rapporto di prova.

E' necessario il rilevamento delle temperature e delle altre condizioni meteorologiche durante l'esecuzione della prova e che le relative misurazioni siano riportate nel rapporto.

L'eventuale confronto fra rilievi dinamici condotti in tempi diversi deve tener conto delle condizioni ambientali eventualmente diverse, della posizione, della tipologia e del numero dei sensori impiegati nelle diverse campagne di misura. Nel caso sia prevista una ripetizione periodica delle misure dinamiche, è quindi opportuno che i sensori vadano posizionati sempre negli stessi punti.

Le metodologie OMA non richiedono la conoscenza dell'eccitazione di ingresso, che viene assunta essere un rumore bianco. Tuttavia, per migliore interpretazione dei risultati è consigliabile predisporre per il periodo di prova un rilevamento dei transiti con sistemi *weigh-in-motion* abbinati a telecamere.

Le proprietà dinamiche sperimentali sono confrontate con quelle teoriche derivate da modelli analitici o numerici, interpretando le eventuali differenze. Le prove dinamiche occasionali hanno lo scopo primario di consentire l'attualizzazione dei modelli numerici, tenendo tuttavia conto dell'influenza dei parametri ambientali. Come più ampiamente discusso nel § 7.6, dedicato al monitoraggio strumentale, le prove dinamiche occasionali nella maggior parte dei casi pratici non consentono, da sole, di identificare in modo affidabile eventuali stati di danno strutturale.

7.6. MONITORAGGIO STRUMENTALE (SHM)

7.6.1. CONSIDERAZIONI GENERALI

Le metodologie di monitoraggio strumentale (*Structural Health Monitoring*) si basano sull'installazione per periodi di tempo abbastanza lunghi (diversi mesi o anni) o per l'intera vita operativa di una struttura, di reti di sensori gestiti da sistemi hardware/software che consentono di acquisire i dati provenienti dai sensori e di elaborarli in modo automatico o semiautomatico, identificando attraverso opportuni algoritmi la presenza di malfunzionamenti. In tal modo, il sistema composto dalla struttura e dall'impianto SHM si può pensare comportarsi come un sistema "intelligente", cioè capace di funzioni di autodiagnosi e di trasmissione di "messaggi" nei confronti di un operatore umano. Come ben noto, tali metodologie hanno avuto grande sviluppo nel campo dell'industria aeronautica e meccanica e negli ultimi due decenni stanno trovando importanti applicazioni anche nel settore dell'ingegneria delle infrastrutture.

In questo settore, l'interesse principale risiede nella potenziale capacità dei sistemi SHM di identificare stati di danno strutturale o malfunzionamenti delle dotazioni ausiliarie in modo precoce e quindi maggiormente affidabile rispetto alle tradizionali operazioni di sorveglianza, che si basano in prima istanza sull'osservazione visiva dei difetti. In altre parole, le aspettative nei confronti delle tecnologie SHM risiedono nel fatto che l'impianto installato sia capace di consentire una tempestiva segnalazione dei difetti o addirittura di situazioni pericolose ben prima che queste producano manifestazioni evidenti. In realtà, ciò non è sempre possibile e comunque richiede, anche nei casi meno complessi, lunghi periodi di osservazione che precedano il possibile manifestarsi di un evento rilevabile. Comunque detti sistemi possono ritenersi efficaci qualora inseriti in un processo di analisi e gestione dei dati anche capace, ove necessario, di determinare immediati provvedimenti di restrizione del traffico attuabili anche attraverso idonee apparecchiature di interdizione del traffico.

Tuttavia, mentre l'utilità di un impianto di monitoraggio per il controllo dell'evoluzione di un fenomeno già in atto (ad esempio cedimenti fondazionali, lesioni o movimenti di frana) è più facilmente comprensibile e, oltretutto, corrisponde ad approcci tradizionali e consolidati, il vantaggio in termini di efficienza e di affidabilità dell'implementazione di un sistema SHM come supporto stabile e sistematico alla gestione delle infrastrutture civili tarda ad essere riconosciuto, per ragioni oggettive e ragioni culturali.

A differenza dei sistemi industriali, realizzati attraverso processi standardizzati in grandi serie di esemplari di caratteristiche identiche, le strutture civili rappresentano ciascuna un caso a sé stante, anche se realizzate con un medesimo progetto, e quindi

ad esse non sono applicabili approcci unificati a livello globale. La “personalizzazione” dei sistemi SHM ad ogni specifico caso è pertanto una condizione necessaria per il loro successo.

Le tecnologie coinvolte nel monitoraggio strumentale sono profondamente interdisciplinari e quindi la loro diffusione dipende dalla sensibilità del contesto tecnico-scientifico verso conoscenze diverse da quelle della matrice culturale di origine e dall’attitudine più o meno grande ad assimilarne il contenuto di innovazione.

Ciononostante, la necessità di tenere sotto controllo il comportamento delle moderne strutture di grande dimensione e tecnologicamente molto complesse nonché la consapevolezza dei limiti degli approcci tradizionali alla sorveglianza delle opere d’arte che in altri Paesi, prima che nel nostro, si sono manifestati con gravi incidenti, hanno motivato la comunità tecnico-scientifica alla ricerca ed alla realizzazione di sistemi SHM adatti alle esigenze del settore infrastrutturale civile.

I fenomeni di degrado delle strutture civili sono nella normalità molto lenti e poiché le tecnologie SHM si sono sviluppate in tempi molto recenti e sono state principalmente applicate su ponti e edifici di nuova costruzione ad oggi non si dispone ancora di una completa evidenza sperimentale delle loro capacità di diagnosi precoce. Tuttavia, il numero delle applicazioni è in costante crescita in tutta Europa e nel mondo soprattutto in Oriente e negli Stati Uniti, e importanti iniziative di ricerca coordinata dedicate ai più diversi aspetti teorici e applicativi della metodologia sono ovunque in corso, con risultati di notevole interesse.

Ciò premesso, nel seguito sono presentate alcune indicazioni specifiche per il monitoraggio strumentale dei ponti con riferimento a due strategie, non necessariamente alternative, di monitoraggio: il monitoraggio occasionale o periodico, di durata relativamente breve ed eventualmente ripetuto con regolarità, ed il monitoraggio permanente, che invece è concepito per rimanere funzionante a lungo sino a coprire l’intera vita dell’opera. Le indicazioni fornite sono da intendersi complementari rispetto ai contenuti generali del documento UNI TR 11634:2016 *Linee Guida per il monitoraggio strutturale*, cui si farà utile riferimento. Tra le raccomandazioni di carattere generale qui si anticipa, in via preminente, che un sistema di monitoraggio deve essere definito negli obiettivi, concepito, progettato e gestito in funzione delle specifiche problematiche che caratterizzano la struttura ed il suo contesto. Tali problematiche, e quindi le funzioni che il sistema è chiamato ad assolvere, non possono che essere individuate, e quindi valutate nel corso dell’esercizio del sistema, da chi svolge le attività di sorveglianza e/o dai progettisti degli interventi di manutenzione o di nuova costruzione, secondo idonee specifiche procedure.

Va inoltre ricordato che i sistemi di monitoraggio del tipo in oggetto, per fornire informazioni utili alla gestione, necessitano di un periodo cosiddetto di *training*, la cui durata varia in funzione del problema e del sito, in cui lo stato di condizione della struttura è considerato stabile (stato di riferimento) e che ha lo scopo di consentire la costruzione di algoritmi e modelli predittivi sulla base dei quali potranno, in seguito, essere riconosciute anomalie comportamentali di parametri associabili alla presenza di degrado o danneggiamento. Analogamente, il riconoscimento di un’anomalia comportamentale e la sua eventuale associazione ad uno stato di danneggiamento del sistema richiedono un periodo di osservazione successivo al verificarsi di un livello di danno di entità rilevabile. La lunghezza del periodo di osservazione e l’entità del danno rilevabile dipendono a loro volta dalla natura del problema, dalle caratteristiche ambientali del sito e dagli algoritmi utilizzati.

Infine, tra i vantaggi dell’applicazione di tecniche SHM va evidenziato il fatto che le informazioni da essi ottenute possono orientare le ispezioni ordinarie e straordinarie, riducendone l’impegno e possono consentire di eseguirle in modo mirato. In ogni caso, la selezione della strategia di monitoraggio più opportuna può essere condotta in base ad analisi costo-beneficio, tenendo conto del valore delle informazioni sul comportamento delle strutture prodotte dal monitoraggio; esse infatti conducono a riduzioni delle incertezze di natura epistemica e alla caratterizzazione di fenomeni non altrimenti quantificabili o non conosciuti.

7.6.2. MONITORAGGIO OCCASIONALE E PERIODICO

Il monitoraggio occasionale consiste nell’installazione di un sistema SHM per una durata limitata (da alcuni mesi ad alcuni anni) ed eventualmente nel ripetere l’installazione ad intervalli più o meno regolari di tempo (monitoraggio periodico). Tale strategia è raccomandabile nei seguenti casi:

- Interventi di manutenzione straordinaria o adeguamento: è raccomandata l’installazione di sistemi strumentali prima, durante e dopo l’intervento per valutarne l’efficacia;
- Studio del comportamento di tipologie strutturali ripetitive;
- Situazioni al contorno di natura transitoria (ad esempio studio del comportamento dei versanti in vista di interventi preventivi di stabilizzazione);
- Analisi di fenomeni di degrado/danneggiamento anomali (per i quali è necessario comprendere, ad esempio, cause e natura evolutiva) e situazioni di rischio elevato (ad esempio: ponti con Classe di Attenzione Alta e Medio-Alta).

La finalità del monitoraggio occasionale è quella di acquisire informazioni su fenomeni di degrado o di dissesto la cui presenza sia nota e di cui sia necessario studiare le tendenze evolutive ovvero determinarne le cause attraverso la correlazione fra i parametri di comportamento.

L’installazione dei sistemi del tipo in oggetto è particolarmente indicata nei casi finalizzati allo studio di una fenomenologia già nota ed osservata nel corso delle ispezioni.

Le tipologie di sensori adatti allo scopo sono assai varie, sia per applicazioni strutturali che per applicazioni geotecniche e ambientali; analogamente si può affermare per quanto riguarda gli strumenti di acquisizione e trasmissione dei dati. Per questi

impieghi (temporanei) si utilizzano in genere sensori e apparati di misura con trasmissione del dato digitalizzato in modalità *wireless*, che risultano di più veloce installazione, anche in ambienti difficili. E' frequente l'impiego di apparecchi topografici robotizzati e di tecnologie laser e radar, per la misura degli spostamenti. Sono altresì disponibili piattaforme multisensoriali integrate, con trasmissione *wireless* o cablata, che forniscono in genere misure estensimetriche, di temperatura e di accelerazione e sono equipaggiate con microprocessori che possono provvedere funzioni anche complesse di sincronizzazione dei tempi, di memorizzazione e di pretrattamento dei dati misurati.

I software di gestione sono prevalentemente installati in elaboratori industriali portatili situati a distanza utile per la ricezione dei segnali in modalità *wireless* e che possono essere collegati ad un sistema remoto per la memorizzazione definitiva ed il processo mediante i comuni standard di trasmissione dati via telefonia cellulare. L'unità di elaborazione può essere alimentata a rete o con pannelli solari. I software di gestione commercialmente disponibili possono essere personalizzati in modo flessibile e possono generare e trasmettere messaggi di attenzione e allarme in tempo reale in base a limiti predefiniti dei valori delle misure fornite dai sensori. La frequenza di acquisizione va definita in funzione dalle caratteristiche del fenomeno che si vuole caratterizzare.

Rientrano in questa strategia i monitoraggi dinamici occasionali o periodici. In questo caso, fermo restando quanto già discusso a proposito delle prove dinamiche, per una corretta interpretazione dei risultati delle misure dinamiche periodiche ai fini dell'identificazione della condizione strutturale, è raccomandato che esse siano integrate con misure di altre grandezze fisiche (ad esempio spostamenti e deformazioni) significative per i fenomeni in esame. I valori delle frequenze sperimentali devono sempre essere compensati per la temperatura ad ogni campagna di acquisizione.

I risultati del monitoraggio devono essere opportunamente analizzati, riportati e valutati in una serie di rapporti periodici ed in un rapporto conclusivo contenente le valutazioni sullo stato di condizione e le raccomandazioni per le azioni conseguenti. Tutti i rapporti dovranno essere registrati nel BMS. I dati di origine sono anche conservati *off-line* per gli usi successivi. Possono essere considerati idonei sistemi di acquisizione, analisi e valutazione immediata, capaci di fornire tempestivi avvisi circa il raggiungimento di predefiniti valori di allarme.

7.6.3. MONITORAGGIO PERMANENTE O CONTINUO

L'adozione di una strategia di monitoraggio permanente, in cui il sistema hardware/software è concepito per rimanere operativo per lunghi periodi sino a coprire tutta la vita di servizio di una struttura, realizza compiutamente gli scopi dello *Structural Health Monitoring* e dell'integrazione a scala completa con le attività di sorveglianza. Esso è tuttavia più complesso e richiede idonee e specifiche procedure operative di gestione e di qualificazione del personale coinvolto.

Il monitoraggio continuo, con sistemi installati permanentemente, è raccomandabile nei seguenti casi:

- Ponti strallati o sospesi e ponti di grande luce (> 200 m).
- Ponti con campate di luce superiore ai 50 m in c.a.p. realizzati da più di 40 anni.
- Ponti con difficoltà di ispezione (travate a cassone e pile non ispezionabili) in c.a.p. o acciaio.
- Ponti con soluzioni strutturali innovative.
- Ponti di rilevanza storica.
- Ponti in ambienti critici, caratterizzati da elevati carichi da traffico (ad esempio frequente transito di trasporti eccezionali), con problematiche di fatica, in zone ad alto rischio sismico o con situazioni al contorno critiche, quali rischio inondazioni e frane elevato o ponti per i quali possono avere grande rilevanza fenomeni accidentali, quali urti o simili (per i quali, evidentemente, la Classe di Attenzione è evoluta o può evolvere in senso negativo, sino alla CdA Medio-Alta o Alta).

Nella progettazione dei sistemi di monitoraggio riguardanti i ponti deve essere posta particolare attenzione ai problemi di durabilità, robustezza e manutenibilità dei sensori e delle apparecchiature elettroniche di acquisizione e trasmissione dei dati. In particolare, devono essere considerati attentamente i seguenti aspetti:

- architettura del sistema,
- ridondanza e flessibilità della rete dei sensori,
- accuratezza del sistema di misura e affidabilità dei processi di trattamento dei dati,
- alimentazione, tipicamente a rete, delle apparecchiature elettroniche di acquisizione,
- affidabilità e insensibilità ai disturbi elettromagnetici degli apparati e delle linee di trasmissione dati,
- frequenze di acquisizione dei diversi dati,
- dimensione delle basi dati contenenti le misure e algoritmi di gestione dati (*big data*).

Per la selezione delle componenti hardware e software, si raccomanda di seguire le indicazioni delle Linee Guida UNI TR 11634. Per ragioni di durabilità e insensibilità ai disturbi elettromagnetici sono in generale da preferire tecnologie a fibra ottica. La disponibilità di tecnologie sensoristiche per misure a contatto o remote è comunque amplissima e non esistono significativi limiti pratici per la misura delle grandezze di interesse.

Nelle Linee Guida UNI TR 11634 sono altresì contenute indicazioni per l'analisi e l'interpretazione dei dati nonché per il loro utilizzo ai fini della determinazione dello stato di condizione delle strutture e della taratura dei modelli numerici statici e dinamici.

I sistemi di monitoraggio possono essere integrati nei sistemi di comunicazione per la gestione della rete e delle funzioni di raccolta e archiviazione dei dati nei relativi centri di controllo. I risultati del monitoraggio devono essere analizzati periodicamente, anche in occasione dell'eventuale transito di carichi eccezionali, e riportati in rapporti, almeno annuali, che descrivano altresì lo stato del sistema di monitoraggio e le azioni conseguenti. Tutti i rapporti devono essere registrati, con modalità che garantiscono sicurezza e inalterabilità, nel BMS e resi accessibili attraverso il codice identificativo del ponte. I dati delle misure in forma originale ed eventualmente in forma ridotta devono essere conservati nell'elaboratore centrale di governo e processo del sistema (o dei sistemi) SHM e resi disponibili al BMS attraverso funzioni di interfaccia. Detti rapporti devono essere utilizzati ai fini della determinazione della Classe di Attenzione attuale, § 7.7.3.

Nel seguito sono riportate alcune considerazioni relativamente alle applicazioni più tipiche.

Monitoraggio strutturale

Nella concezione di sistemi per il monitoraggio strutturale, si sottolinea l'opportunità di considerare l'installazione delle seguenti tipologie di sensori:

- Stazioni meteorologiche;
- Sistemi WIM (*Weigh-in-Motion*);
- Sensori per il controllo dei fenomeni di corrosione;
- Sensori di spostamento/rotazione, deformazione, accelerazione, temperatura e umidità relativa;
- Sensori di irraggiamento (piranometri);
- Sensori per il controllo dei fenomeni di scaldamento delle pile.

Per il rilevamento degli spostamenti assoluti (cioè rispetto ad un riferimento fisso) possono essere utilizzati sensori satellitari GPS o per altra costellazione geostazionaria, ove visibile. In via sperimentale possono essere impiegati metodi di rilevamento satellitare con tecnica SAR (metodo dei *permanent scatterers* o con riflettori) purché siano presenti anche sensori tradizionali a contatto o remoti terrestri per la convalida dei dati.

E' raccomandato di combinare sempre il rilievo della risposta dinamica con quello della risposta statica.

Per quanto riguarda l'interpretazione dei dati provenienti dalle misure della risposta dinamica, che sono acquisiti in vario modo (attivati da *trigger* e/o programmati a prefissati intervalli di tempo), ai fini dell'identificazione del danno si rimanda alle citate Linee Guida UNI e ai consolidati riferimenti tecnici disponibili. Si ricorda soltanto che non tutte le caratteristiche dinamiche della struttura determinate attraverso le misure sono sensibili al danno e soprattutto non lo sono nello stesso modo. Allo stato attuale delle ricerche e delle applicazioni, si considerano fra i più sensibili al danno lo smorzamento modale, le forme modali (modi superiori) e loro derivate, la densità spettrale di potenza (PSD) e i modi delle deformazioni, cioè i modi derivati dalle storie temporali delle deformazioni anziché dalle accelerazioni. E' possibile costruire in forma automatica l'andamento nel tempo della PSD (scattergramma) per porne in evidenza le eventuali anomalie.

Per la valutazione del danno a fatica nei ponti metallici, si utilizzano in genere l'algoritmo del flusso di pioggia (*rain flow count*) e la regola di Miner-Palmer.

Monitoraggio sismico

Per i ponti in zona sismica oggetto di monitoraggio continuo, devono essere installati, oltre ai sensori collocati sulla struttura, accelerometri con idonee caratteristiche dinamiche per il rilevamento del moto al suolo in corrispondenza delle spalle e almeno uno di riferimento in posizione lontana dal ponte; per viadotti di lunghezza notevole (oltre 1 km), è necessario il posizionamento di accelerometri al suolo in corrispondenza di posizioni intermedie significative. L'acquisizione nella memoria degli accelerometri è attivata da trigger e successivamente i dati sono trasferiti all'elaboratore di processo del sistema SHM.

Si osserva che il monitoraggio continuo è l'unica strategia che permette la registrazione della risposta della struttura sotto l'effetto del sisma. Prove statiche e dinamiche o monitoraggi strumentali attivati in seguito all'evento, anche se potrebbero rivelare danneggiamenti subiti dalla struttura mediante il confronto con informazioni eventualmente già disponibili, non ne consentirebbero una caratterizzazione sismica completa.

Monitoraggio geotecnico

Ove se ne manifesti l'opportunità, potranno essere installati strumenti per il monitoraggio continuo dei movimenti delle fondazioni delle pile, delle spalle e dei terreni interessati, integrati nel sistema principale.

Anche per tali applicazioni sono disponibili ampie tipologie di strumentazione e sensori adatti all'integrazione in sistemi SHM.

Monitoraggio idraulico

Per i ponti soggetti a rischio idraulico, dovrà essere valutata la necessità di installare lungo i corsi d'acqua attraversati ed in prossimità del ponte sezioni di misura di velocità, portata e livello idrico, eventualmente con segnalazioni automatiche di allarme e comunque interfacciati con il sistema principale, e correlate a stazioni meteorologiche. Si renderà inoltre necessario attivare

specifici sistemi di rilevamento per la verifica dell'efficienza delle opere di confinamento e di controllo delle portate nelle zone in prossimità del ponte.

Monitoraggio dei versanti naturali e artificiali coinvolgenti ponti

Per i ponti soggetti a rischio di franamento dei versanti, deve essere valutata l'opportunità di installare sistemi per il monitoraggio delle zone in frana potenzialmente incidenti sul ponte, eventualmente con segnalazioni automatiche di allarme e comunque interfacciati con il sistema principale.

L'accertamento delle possibili interferenze di un potenziale evento franoso o di una instabilità in atto non può non prescindere dalla modellazione dell'evento di frana in termini tridimensionali, definendo tipologie di movimento, cinematismi e possibili evoluzioni temporali. Di fatto da tali definizioni scaturiscono gli elementi fondamentali che consentono di delineare le caratteristiche dei sistemi di monitoraggio e, eventualmente, di segnalazione. Infatti, il processo di sviluppo dell'instabilità di un versante naturale non è generalizzabile; ciascun tipo di frana ha il proprio meccanismo di innesco determinato da fattori di influenza, modalità e tempi anche molto differenziati. Da ciò deriva che ogni singola instabilità ha la sua storia evolutiva, con fasi che variano da estremamente rapide (es: crolli e ribaltamenti di frane in roccia, colate) a estremamente lente (es: creep di versanti argillosi) e che sono funzione della natura dei terreni/rocce interessate e delle caratteristiche degli agenti instabilizzanti. Riguardo questi ultimi, si evidenzia che la valutazione dei fattori predisponenti è fondamentale al fine di valutare sia la suscettibilità di un versante alla frana che - nel caso di instabilità già presenti - le sue modalità di innesco. Di fatto, mentre l'innesco determinante l'evento è generalmente unico e relativamente semplice da individuare dopo che si è verificata l'instabilità, certamente più complessa è la sua previsione dal punto di vista temporale e spaziale. Spesso gli eventi di frana sono collegati ad azioni sismiche o a eventi pluviometrici di specifica intensità e durata, ma inneschi connessi alla riduzione progressiva della resistenza di terreni e rocce sono difficilmente rilevabili e quantificabili.

E' con tali premesse che il progetto di monitoraggio dei pendii instabili o potenzialmente instabili che coinvolgono ponti deve essere affrontato tenendo in stretta considerazione la tipologia di frana e i conseguenti meccanismi cinematici e d'innesco, fondamentali per la realizzazione di un sistema efficiente e funzionale a procedure emergenziali. In riferimento alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni ed alla relativa Circolare Applicativa, il monitoraggio in continuo di versanti naturali interessati da ponti può avere plurimi obiettivi, connessi sia al controllo dell'instabilità in termini di evoluzione sia alla gestione della sicurezza delle strutture presenti. Si rimanda quindi alla richiamata Circolare nonché all'ampia bibliografia esistente sull'argomento (es: *Modern technologies for landslide monitoring and prediction*, Springer Natural Hazards, 2016) per specifici orientamenti, anche operativi. Appare però opportuno evidenziare in questa sede che l'obiettivo preminente del monitoraggio è quello di definire modelli comportamentali del pendio in presenza ed in assenza di manufatti o di opere di stabilizzazione. Di conseguenza è necessaria l'installazione di dispositivi, calibrati in funzione delle tipologie di evento, che permettano di misurare l'evoluzione di grandezze fisiche significative quali spostamenti assoluti e relativi, superficiali e profondi, deformazioni di elementi strutturali, pressioni interstiziali e suzione, da porre in relazione con i dati di natura meteo-climatica.

Come ancora sottolineato da detta Circolare, attenzione deve essere poi posta alla pericolosità dell'evento e, in particolare, alla sua potenziale velocità di esplicazione, parametro di particolare significato nella definizione dei rischi per la vita umana, che dovrà essere garantita da sistemi ben strutturati, affidabili e ridondanti.

7.7. INDICATORI NUMERICI E MODELLI DI DEGRADO

7.7.1. INDICATORI NUMERICI DELLO STATO DI CONDIZIONE

Ferma restando la valutazione degli esiti delle ispezioni di livello 1 di cui al § 3 ai fini della determinazione delle Classi di Attenzione, da effettuarsi secondo la modulistica ed i metodi definiti nei §§ 3 e 4, l'utilizzo dei modelli di schede per le ispezioni ordinarie (Allegato C) può anche consentire di definire, qualora previsto dal Sistema di Gestione della Sicurezza adottato ai fini di una più efficace pianificazione degli interventi e per ciascuno degli elementi ispezionati, un indice numerico globale dalla combinazione dei parametri rilevati (G , k_1 e k_2). In particolare, per ogni tipologia di difetto di cui è stata osservata la presenza, il valore numerico prescelto (prodotto $G \times k_1 \times k_2$) rappresenta una "misura" dell'impatto che quel difetto può avere sulle strategie di manutenzione, mentre la somma dei valori calcolati per tutti i difetti osservati ($\sum_i G_i \times k_{1,i} \times k_{2,i}$) rappresenta la "misura" dello stato di condizione di quell'elemento. Quest'ultimo valore numerico può essere definito "Difettosità relativa" D_R e può essere determinato per ciascun elemento di opera, per gruppi omogenei di essi o per l'intero ponte attraverso rivalutazioni aggregate delle schede, somme pesate, medie, eccetera e quindi essere trasferito a livello di Rete.

E' possibile definire degli indicatori in modo diverso da quanto sopra descritto, se adeguatamente motivato e descritto nelle procedure del Sistema di Gestione della Sicurezza; in ogni caso eventuali diversi indicatori adottati devono:

- fornire una progressione continua o quasi continua dei loro valori numerici in funzione del degrado;
- poter stabilire limiti e intervalli di valori numerici cui associare:
 - corrispondenze con le Classi di Attenzione, allo scopo di attualizzarle periodicamente, come previsto nel § 7.7.3 al fine di aggiornare le basi dati di livello territoriale superiore, ed eseguire le conseguenti azioni da intraprendere, incluse le ispezioni straordinarie, secondo le relative tempistiche di attuazione;
 - soglie di attenzione e allarme;

- poter confrontare fra loro in modo univoco indicatori di elementi o manufatti diversi, onde poter formare delle liste ordinate a fini di classificazione in livelli di priorità, utili per la programmazione degli interventi.

Gli indicatori numerici dello stato di condizione, che in prima istanza sono determinati attraverso le ispezioni ordinarie, devono poi essere tempestivamente aggiornati e corretti sulla base delle risultanze delle ispezioni straordinarie e dei monitoraggi strumentali occasionali, periodici o permanenti (ove presenti) e conseguentemente, devono essere aggiornate le Classi di Attenzione. Tale operazione può essere condotta manualmente sulla base dell'esperienza dei tecnici preposti ma sono altresì applicabili algoritmi di supporto basati sulla simulazione del ragionamento esperto (ad esempio: tecniche di inferenza Bayesiana, Teoria dell'evidenza, eccetera).

E' di particolare rilevanza la questione dei modelli prognostici poiché, mentre gli indicatori numerici dello stato di condizione forniscono una rappresentazione di tale stato in un certo istante di tempo nella vita di servizio dell'opera, i modelli prognostici consentono di formulare previsioni dell'andamento del degrado a breve-medio termine e quindi di fornire preziose informazioni sulla probabile vita operativa residua dell'opera.

Modelli di degrado

I modelli prognostici sono anche denominati modelli di degrado, curve di degrado o modelli di *lifetime* e rappresentano l'andamento nel tempo dell'indice dello stato di condizione. L'uso dei modelli di degrado è vario poiché, oltre a consentire la previsione dell'evoluzione del degrado stesso, essi possono essere utilizzati nella ottimizzazione della pianificazione degli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria (oppure preventiva e correttiva) come descritto nel paragrafo successivo.

I modelli di degrado possono essere definiti per singoli elementi o per l'opera completa, a seconda del tipo di indicatore che si utilizza e, se realizzati sulla base delle osservazioni ottenute dalle ispezioni e dal monitoraggio, rappresentano una previsione degli andamenti attuali dei fenomeni di degrado. Le previsioni a lungo termine sono però affette da notevole incertezza e quindi i valori della vita residua forniti dai modelli possono essere considerati soltanto a titolo indicativo.

Gli andamenti attuali previsti possono essere confrontati con curve di degrado "tipo" derivate da formulazioni teorico-sperimentali o da ampie basi statistiche. Ad esempio, il *Model Code FIB 2010* fornisce formule teorico-sperimentali per alcune fenomenologie di degrado mentre una curva statistica basata sull'osservazione di un grande numero di ponti in cemento armato, e quindi valida per l'opera completa, è fornita in un allegato alla norma UNI EN 16991:2018 *Quadro di riferimento per le ispezioni basate sul rischio* ed è rappresentata nella Figura 7.7.1.

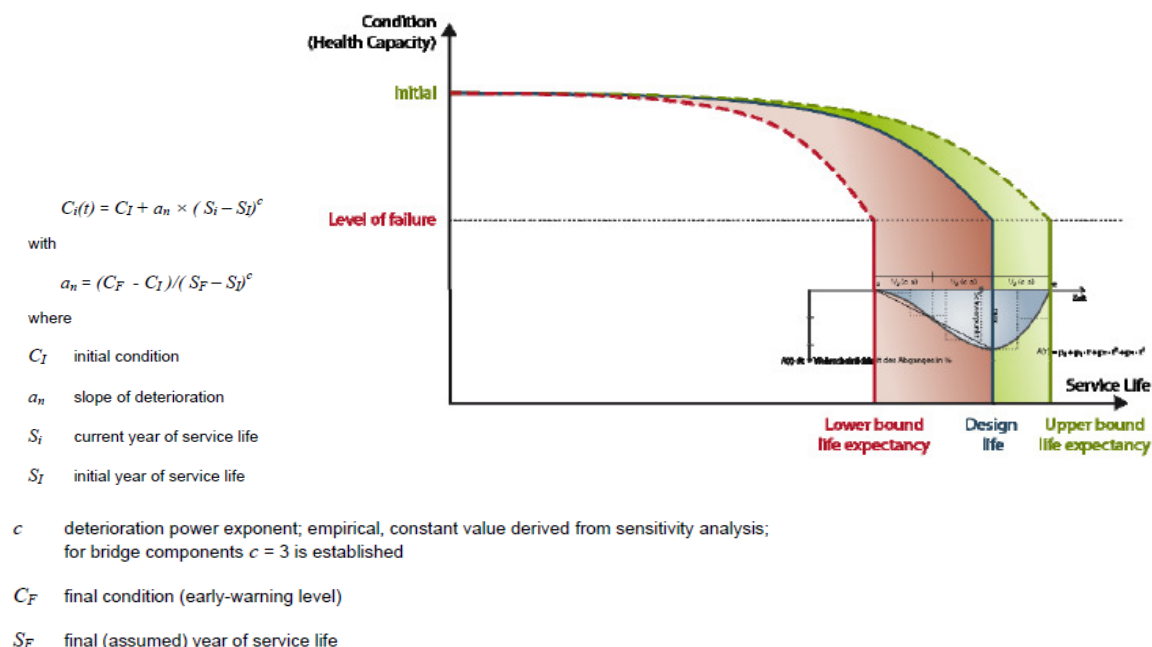


Figura 7.7.1– Curva di degrado tipica per ponti in cemento armato (UNI EN 16991:2018)

Differenti modelli caratterizzanti il fenomeno di degrado di altri materiali o singole componenti e rappresentabili mediante andamenti più complessi (curve concave, convesse e con flessi) o lineari possono essere reperiti in letteratura. Altri metodi internazionalmente utilizzati² utilizzano invece un modello di tipo Markoviano.

²Considerando ad esempio che la sequenza degli stati di condizione nel tempo sia rappresentabile da un processo Markoviano, per un insieme discreto composto da M stati di condizione il modello fornisce i valori più probabili degli stati di condizione m_{i+n} che un sistema, che si trovi in uno stato di condizione m_i al tempo t_i , può raggiungere ai tempi successivi $t_i + n\Delta t$. Cuore del processo è la conoscenza di una matrice che esprime

Ricordando che la logica di base dello *Structural Health Monitoring* si articola sul confronto tra due stati (uno stato precedente ed uno attuale, uno stato attuale ed uno stato di riferimento), qualsiasi sia il modello utilizzato (anche per esempio basato su algoritmi più semplici), il confronto tra il valore previsto dell'indicatore e quello attuale comporta l'assunzione di diverse decisioni. Se il valore attuale si mantiene superiore al valore previsto, il confronto è positivo e si può procedere ad un aggiornamento del modello predittivo. Se il valore attuale è inferiore, occorre prima valutare se il degrado della struttura manifesta una qualche anomalia oppure no.

Ad esempio, se il modello rappresentato nella *Figura 7.7.1* fosse stato ritenuto adottabile come modello tipo, il degrado della struttura può considerarsi normale se il valore attuale e i valori prevedibili a breve-medio termine si mantengono stabilmente all'interno della banda di confidenza, altrimenti si deve procedere ad accertamenti di maggior dettaglio con ispezioni straordinarie, prove sperimentali, analisi con modelli numerici e, ove disponibili, rianalisi approfondite delle serie temporali dei dati provenienti dai monitoraggi strumentali ed eventualmente procedere ad interventi di manutenzione, previo aggiornamento della CdA, § 7.7.3.

Nel caso più generale, si devono definire preventivamente (ed eventualmente aggiornare con l'aumento della conoscenza dei fenomeni di degrado) delle soglie di attenzione e di allarme come descritto nel § 7.7.2, in corrispondenza delle quali dovranno essere attivate le procedure più opportune. Ad esempio, il raggiungimento o il superamento della sola soglia di attenzione può comportare la ripetizione delle ispezioni e dell'analisi dei dati del monitoraggio, ovvero un aumento della loro frequenza, per verificare se la deviazione dalle risultanze del modello predittivo sia o meno stabile.

L'esecuzione di interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria ha lo scopo di migliorare lo stato di condizione dell'opera. Pertanto a seguito di essi la curva di degrado attuale presenterà una discontinuità proporzionale all'efficacia dell'intervento ma in seguito riprenderà a decrescere con una legge eguale oppure diversa da quella precedente.

Una formulazione di modelli di degrado che tenga conto degli effetti degli interventi di manutenzione o di retrofitting può fornire la base per procedure di pianificazione ottimale, come più avanti descritto al § 7.7.4.

7.7.2. SOGLIE DI ATTENZIONE E DI ALLARME

La *Figura 7.7.2* illustra un possibile metodo per la definizione di soglie di attenzione e allarme. Se lo stato di condizione al tempo t_i sulla curva di degrado attuale evolve al tempo $t_i + \Delta t$ in cui viene effettuata una nuova osservazione ad un valore distante dal valore atteso oltre limiti prefissati, si attiveranno soglie di attenzione o allarme. I limiti possono essere definiti in termini percentuali rispetto al valore atteso oppure, se è data la distribuzione di probabilità dei valori dell'indicatore al tempo $t_i + \Delta t$, da opportuni frattili.

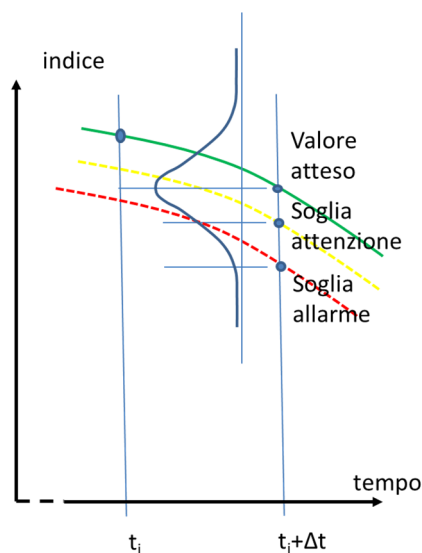


Figura 7.7.2– Soglie di attenzione e di allarme

7.7.3. AGGIORNAMENTO DELLA CLASSE DI ATTENZIONE

Come già ricordato, in corrispondenza di ogni ispezione straordinaria o dell'accertamento della presenza di un incremento del degrado documentato nei rapporti di analisi periodica dello stato del manufatto, deve essere effettuato un aggiornamento della Classe di Attenzione. Detto aggiornamento può essere condotto ripetendo la procedura descritta nel § 4. Tuttavia, l'adozione di curve di degrado di riferimento consente di definire criteri alternativi di tipo quantitativo, in funzione del valore dell'indice che

rappresenta lo stato di condizione, come illustrato in modo del tutto indicativo, esemplificativo e non esaustivo/normativo nella *Figura 7.7.3*.

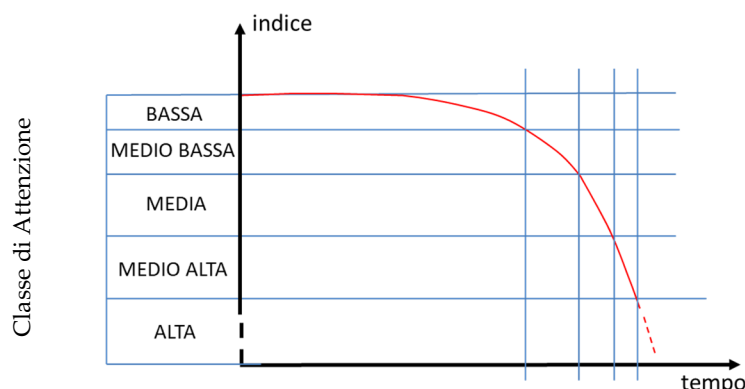


Figura 7.7.3– Classi di Attenzione in funzione dello stato di condizione

La corrispondenza tra gli intervalli di valore dell'indice dello stato di condizione indicati in *Figura 7.7.3* e le Classi di Attenzione può essere definita in vario modo. Ad esempio, correlando in modo opportuno l'indice rappresentato nella *Figura 7.7.3* alla Difettosità relativa D_R , la classe BASSA potrebbe farsi corrispondere ai valori dell'indice per cui $D_R < 5$ e la classe ALTA ai valori per cui $D_R > 25$. Il campo intermedio potrebbe essere suddiviso in intervalli eguali del valore dell'indice oppure, utilizzando la curva di degrado di riferimento per la tipologia di ponte in esame, in intervalli corrispondenti a periodi eguali di vita operativa, compresi fra l'età della costruzione cui corrisponde il valore limite della prima classe (BASSA) e quella cui corrisponde il valore limite della penultima (MEDIO ALTA).

Se si utilizzano misure del degrado diverse dalla Difettosità relativa si può procedere con criteri analoghi.

In particolare e sempre a titolo di esempio, assumendo per la funzione di degrado l'espressione matematica contenuta nel riferimento di cui alla *Figura 7.7.1*, ponendo S_F eguale alla vita di progetto, definito C_F in modo tale che in corrispondenza di esso il ponte inizi a trovarsi nella classe ALTA, il criterio di aggiornamento potrebbe essere definito in modo altrettanto semplice.

Una volta suddivisi i valori dell'indice dello stato di condizione in campi corrispondenti alle classi, la loro attribuzione al ponte in funzione del valore attuale dell'indice è immediata.

7.7.4. PIANIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MANUTENZIONE

Come descritto al punto C.2.4.1 della Circolare Ministeriale 21 gennaio 2019 n. 7 esplicativa delle Norme Tecniche NTC 2018 a proposito della vita nominale di progetto, gli interventi di riparazione e di manutenzione straordinaria possono essere in linea di principio gestiti e programmati secondo strategie ottimali che consentono di estendere nel tempo la vita nominale come illustrato nello schema di *Figura 7.7.4*, tratta per l'appunto dalla circolare citata.

La *Figura 7.7.4* mostra l'evoluzione dell'indice R di affidabilità strutturale in funzione delle strategie di intervento dispiegate nella gestione dell'opera. Nello schema, l'indice di affidabilità diminuisce per effetto dei fenomeni di degrado dal valore iniziale ad un valore minimo (comunque superiore al limite di collasso) che la struttura raggiunge al termine della vita di progetto con i soli interventi di manutenzione ordinaria e se le condizioni ambientali e d'uso che causano il degrado si mantengono nei limiti previsti dalle norme di progettazione. L'effetto degli interventi di riparazione o di manutenzione straordinaria è rappresentato in figura da un recupero del valore dell'indice di affidabilità, funzione della tipologia dell'intervento, seguito da un nuovo decadimento che tuttavia condurrebbe a raggiungere il valore minimo per una vita superiore a quella di progetto. Ripetendo l'operazione più volte, la vita attesa può essere significativamente estesa.

La *Figura 7.7.4* illustra inoltre i differenti effetti che due diverse strategie di intervento producono sull'andamento nel tempo del coefficiente di affidabilità e mostra come una strategia di interventi più frequenti ma tipicamente meno costosi (linea grigia) consenta di mantenere il valore dell'indice R a livelli più prossimi a quello originario per un periodo più lungo rispetto alla strategia alternativa (linea nera). L'esempio è prevalentemente di interesse concettuale poiché l'indice di affidabilità non è uno strumento operativo per la gestione di un'opera.

Per tradurre il concetto espresso dalla *Figura 7.7.4* in termini utili ai fini di una programmazione operativa si può invece ricorrere alle curve di degrado definite in precedenza, cioè sostituendo l'indice di stato di condizione all'indice di affidabilità. I due indici non sono ovviamente coincidenti perché lo stato di condizione determinato attraverso la sorveglianza ed il monitoraggio esprime la variazione, causata dal degrado e da danneggiamenti, dello stato attuale rispetto ad uno stato di riferimento che non è lo stato teorico di progetto ma è lo stato (privo di difetti, cioè integro) in cui si suppone trovarsi effettivamente l'opera *as built*.

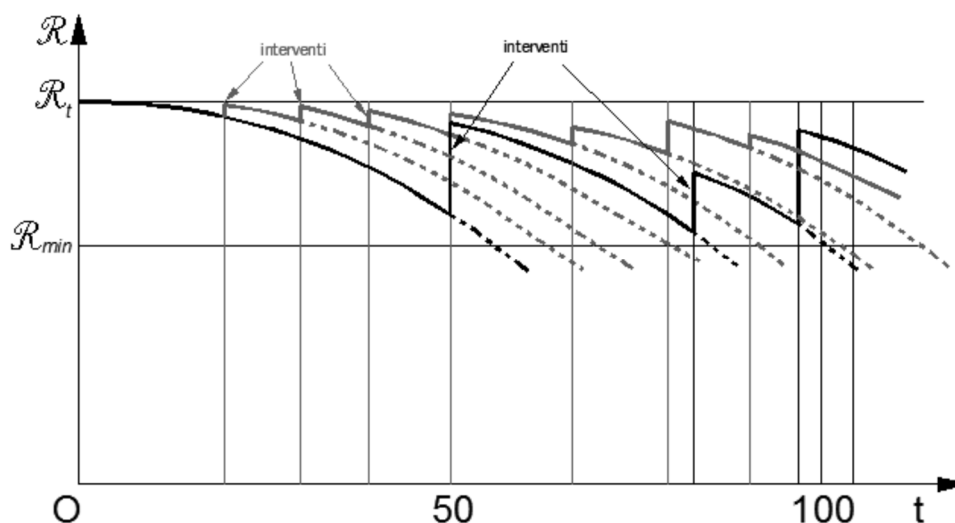


Figura 7.7.4– Evoluzione dell'indice di affidabilità e della vita utile in funzione degli interventi (Rif. Figura C.2.1 Circolare MIT 21 gennaio 2019 n. 7)

E' evidente che se l'indice di stato di condizione è il risultato di un processo di monitoraggio in cui le evidenze delle ispezioni visive sono combinate con indagini dirette, monitoraggi strumentali, analisi e verifiche su modelli numerici convalidate dalle osservazioni, esso può essere considerato ai fini pratici una "misura" del valore reale di R che non è, di per sé, una grandezza misurabile.

Nelle applicazioni alla gestione dell'integrità e della sicurezza delle opere infrastrutturali, l'obiettivo della pianificazione è dunque quello di ottimizzare l'efficienza degli investimenti da eseguire in un orizzonte temporale di riferimento per interventi di manutenzione ordinaria (di riparazione o ripristino) e straordinaria, tenendo conto del modello attuale di degrado³.

L'esempio della Figura 7.7.4 consente di mettere in evidenza l'importanza, anche ai fini della gestione ottimale delle risorse economiche nel tempo, della manutenzione preventiva (ordinaria) rispetto ad una strategia che preveda l'attuazione di una manutenzione correttiva (straordinaria) solo a seguito del verificarsi di situazioni rilevanti di degrado.

In conclusione si ricorda che gli elementi a livello di opera da inserire negli inventari di cui al § 7.3 devono essere tali da consentire un'agevole simulazione sia dei costi, che si baserà su di una base statistica di costi standard, sia degli effetti di miglioramento dell'indice di condizione che a sua volta si baserà su di un catalogo di interventi tipo.

Il processo descritto richiede l'impiego di software specialistici connessi alla base dati del BMS direttamente o attraverso varie funzioni di interfacciamento, anche attraverso l'uso di modelli BIM. Il tema del software BMS è trattato nel paragrafo successivo.

7.8. SOFTWARE PER LA GESTIONE DEI PONTI (BMS)

L'efficacia di un sistema di gestione delle infrastrutture, finalizzato in particolare al mantenimento delle migliori condizioni di efficienza e di sicurezza delle opere d'arte, dipende in modo sostanziale dalle funzioni che sono implementate nei sistemi di gestione dei dati e delle informazioni (Bridge Management Systems – BMS) relative alla sorveglianza, così come previsto e disciplinato dal Sistema di Gestione della Sicurezza adottato.

In termini generali, un BMS è uno strumento di supporto alla gestione che consiste, tipicamente, nell'inventario delle opere, nell'archiviazione di dati e informazioni che provengono dalle ispezioni e dalle altre forme di monitoraggio, in logiche capaci di fornire indicazioni, in attuazione delle procedure stabilite dal Sistema di Gestione della Sicurezza, sulle manutenzioni, sui

³. L'efficienza può essere rappresentata da parametri definiti con vari criteri: ad esempio, le norme svizzere SIA 269:2011 *Basi per la conservazione delle strutture portanti* propongono un "coefficiente di efficacia" degli interventi:

$$EF_M = \Delta R_M / SC_M$$

dove ΔR_M è una misura della riduzione del rischio e SC_M è il costo (valore attuale) dell'intervento. Il termine di riduzione del rischio può essere nella fattispecie sostituito dall'incremento dell'indice di stato di condizione ma possono essere assunte funzioni obiettivo per il processo di ottimizzazione anche più complesse, tenendo conto che in una realistica programmazione basata su ipotesi di beneficio/costo entrano in gioco considerazioni di natura finanziaria, di sostenibilità funzionale e altri fattori di natura incerta, dimodoché diventa essenziale la definizione di un obiettivo temporale di riferimento ragionevolmente breve (si fa riferimento al tempo di riferimento t_{ref} per le verifiche di sicurezza presentata nel § 6.1.5). Si pone inoltre in evidenza che nelle analisi beneficio/costo l'opzione demolizione/sostituzione di parti dell'opera o dell'opera intera andrebbe sempre considerata.

miglioramenti e sull'ottimizzazione dell'allocazione delle risorse secondo principi di priorità e di urgenza stabiliti nelle suddette procedure, in relazione all'applicazione delle presenti Linee Guida.

In genere, un software BMS⁴ consiste almeno nei seguenti componenti:

- archiviazione dati,
- modelli di degrado e di costo,
- modelli di analisi e ottimizzazione
- funzioni di aggiornamento.

Nel contesto attuale, sono altresì importanti le funzioni di comunicazione e interscambio (interoperabilità) con altri software, del medesimo tipo e di livello territoriale superiore, ovvero per l'esecuzione di funzioni specialistiche, come ad esempio la modellazione BIM, l'analisi e la progettazione strutturale degli interventi.

Il Software in uso dovrà essere organicamente inserito e disciplinato dal Sistema di Gestione della Sicurezza adottato.

Dal punto di vista funzionale, si raccomanda che i BMS abbiano almeno i seguenti requisiti:

- Gestione dell'inventario, con collegamenti ai dati di progetto e collaudo, ove disponibili, o ai dati di prima ispezione
- Interfaccia GIS
- Interfaccia utente di tipo colloquiale
- Gestione differenziata degli accessi
- Interfaccia con il data base AINOP
- Gestione delle ispezioni e delle sintesi dei risultati dei monitoraggi strumentali, con interfaccia verso il software di gestione dei sistemi di monitoraggio
- Gestione delle classi di attenzione
- Gestione dei risultati di indagini e prove
- Gestione delle soglie di allarme
- Eventuali limitazioni di transito e dei tempi previsti per gli interventi di manutenzione straordinaria/retrofitting
- Interfaccia con i modelli BIM e i modelli di calcolo
- Funzioni di elaborazione statistica e di creazione di rapporti periodici standard
- Gestione e ottimizzazione degli interventi di manutenzione
- Verifica e gestione dei transiti di trasporti eccezionali

8. BIBLIOGRAFIA

Il presente documento è stato sviluppato assumendo come riferimento parte della letteratura normativa, tecnica e scientifica, nazionale e non, attualmente disponibile a riguardo.

Si ricordano i principali codici normativi italiani emanati nel corso degli anni in tema di gestione, ispezione e manutenzione dei ponti esistenti e che possono ancora rappresentare utili documenti di riferimento tecnico-scientifico, oltre che indicativi in merito all'evoluzione storica del settore. Tra essi possono ricordarsi la Circolare n° 6736/61/AI del 1967, Circolare LL.PP. n° 34233 del 1991 e la Norma C.N.R. (Boll. Uff. n° 165) del 1993.

Ulteriori documenti disponibili nella letteratura tecnica e scientifica sono i manuali per l'ispezione e la valutazione dei ponti, pubblicati dall'associazione degli enti di gestione delle reti autostradali americane AASHTO (The Manual for Bridge Evaluation, 2018; Manual for Bridge Element Inspection, 2019), nonché la documentazione relativa ai sistemi di vigilanza e gestione sviluppati dall'ANAS Gruppo Ferrovie Italiane (Relazione di sintesi sulle attività di vigilanza di ponti e viadotti, 2018), al sistema adottato dalla rete ferroviaria italiana (RFI) per la gestione e la manutenzione dei ponti (cfr. procedura DTC PSE 44 1 0 e DPR MO SE 03 1 0), sviluppato nell'ambito del progetto DOMUS (Diagnostica Opera d'arte Manutenzione Unificata Standard), nonché i manuali e la documentazione adottata da altri Enti, fra i quali quello adottato dalla Provincia Autonoma di Trento. Analogamente, utili informazioni si possono rinvenire nei manuali relativi al progetto BRIME - Bridge Management in Europe, ossia un ampio progetto europeo finalizzato alla definizione di un sistema di gestione delle reti autostradali condiviso, nonché dall'ampia manualistica prodotta dai singoli Dipartimenti dei Trasporti degli Stati Uniti d'America. A documenti prettamente tecnici quali quelli sopracitati, si aggiungono le numerose pubblicazioni scientifiche elaborate in materia.

⁴A livello nazionale ed internazionale, esistono molti software per la gestione dei ponti e delle altre opere d'arte presenti nelle infrastrutture, ovviamente non solo stradali o ferroviarie. Alcuni di essi sono disponibili commercialmente mentre altri sono proprietari e sono stati sviluppati in Italia soprattutto internamente ai gestori di grandi reti.

Alcuni riferimenti bibliografici e tecnico-scientifici sulla Manualistica e Normative

AASHTO, *The Manual for Bridge Evaluation*, 3d Ed., 2018

AASHTO, *Manual for Bridge Element Inspection*, 2d Ed., 2019

CEN TC 250 N1148 *New European technical rules for the assessment and retrofitting of existing structures*

CIAS *Manuale per la valutazione dello stato dei ponti*

Circ. Min. LL.PP. n° 6736/61/A1 del 19.07.1967

Circ. Min. LL.PP. n° 20977 del 11.11.1980 (Capo 9. *Manutenzione ed Ispezione dei Ponti*).

Circ. Min. LL.PP. n° 34233 del 25.02.1991 (Capo 9. *La gestione dei Ponti stradali*)

C.N.R. B.U. Norme Tecniche, Anno XXXIII N.190. *Parte IV. Apparecchi di Appoggio per le Costruzioni*

C.N.R. Norma Tecnica B.U. 165. 1993. *Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale. Ponti e viadotti.*

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*

FHWA-HRT-13-028 *Guidelines for Sampling, Assessing, and Restoring Defective Grouts in Prestressed Concrete Bridge Post-Tensioning Ducts*

FIB *Model Code 2010*

ISO 14963:2003 *Mechanical Vibration and Shock. Guidelines for dynamic tests and investigations on bridges and viaducts*

ISO 18649:2004 *Mechanical Vibrations. Evaluation of measurement results from dynamic tests and investigations on bridges*

ISO 13822:2010 *Bases for design of structures. Assessment of existing structures*

UNI ISO 55000 *Sistemi di Gestione del Patrimonio*

UNI TR 11634:2016 *Linee Guida per il monitoraggio strutturale*

UNI 10985:2002 *Vibrazioni su Ponti e Viadotti. Linee Guida per l'esecuzione di prove e rilievi dinamici (in corso di revisione)*

UNI EN 16991:2018 *Quadro di riferimento per le ispezioni basate sul rischio*

UNI EN ISO 9712:2012 *Prove non distruttive. Qualificazione e certificazione del personale addetto alle prove non distruttive*

SIA 269:2011 *Basi per la conservazione delle strutture portanti*



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

APPENDICI E ALLEGATI

APPENDICE A: INDICE DI AFFIDABILITÀ E CLASSI DI CONSEGUENZE

Le NTC 2018 prevedono l'applicazione di un metodo agli stati limite per la valutazione della sicurezza strutturale. E' esplicitato (§ 2.3 NTC) che il metodo previsto, applicabile nella generalità dei casi, è di primo livello cd. "semiprobabilistico" in quanto basato sull'impiego dei coefficienti parziali. E' espressamente previsto, inoltre, che per opere di particolare importanza, si possano adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità di cui al capitolo 12.

I principi per la valutazione dei valori dei coefficienti per le strutture in cemento armato e cemento armato precompresso si possono ricercare in modo affidabile nel *Codice Modello Fib* e negli ulteriori documenti *Fib* che, come noto, costituiscono la base dell'Eurocodice 2 e quindi delle Norme a cui i paesi della CE si devono adeguare e comunque non essere in contraddizione; in particolare, allo stato dell'arte un documento avanzato è il *Bollettino Fib80 "Partial factor methods for existing concrete structures"*.

Le vigenti Norme tecniche per le Costruzioni (NTC18, Cap.8) riconoscono, in linea con l'orientamento generale che, per strutture esistenti, il conseguimento di livelli di affidabilità strutturale paragonabili a quelli di strutture nuove risulta eccessivamente conservativo anche in considerazione del fatto che le strutture esistenti hanno già superato eventuali problematiche relative, ad esempio, ai grandi errori progettuali, ai grandi errori costruttivi, a circostanze non prevedibili in fase di progettazioni ecc; dunque si può raggiungere l'usuale grado di rischio complessivo considerando, in termini equivalenti, fattori di sicurezza convenzionali nominalmente inferiori. Ciò operativamente si valuta, sempre in termini equivalenti, riducendo l'indice di affidabilità.

In particolare si considera nelle presenti Linee Guida la seguente *Tabella A.1* per i valori dell'indice di affidabilità, β_0 , delle strutture per le quali occorra eseguire la valutazione della sicurezza per le diverse Classi di Conseguenza.

Tabella A.1 – Indici di affidabilità e Classi di Conseguenze

Classe di Conseguenza secondo EN 1990	β_0
CC1	1.8
CC2	2.3
CC3	2.8

Nel seguito sono elencati i coefficienti parziali relativi alle diverse azioni ed alle tre Classi di Conseguenza.

Fattori parziali di sicurezza dei carichi permanenti

I fattori parziali dei carichi permanenti per le tre classi di conseguenza assumono i valori riportati in *Tabella A.2* e in *Tabella A.3*, per le verifiche di transitabilità e operatività e per le verifiche di adeguamento, rispettivamente.

Tabella A.2 – Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti, γ_c , per verifiche di transitabilità e operatività

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 2.4.3.4)
CC1	1.16	1.10	1.10
CC2	1.21	1.13	1.10
CC3	1.26	1.16	1.10

Tabella A.3 – Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti, γ_c , per verifiche di adeguamento

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 2.4.3.4)
CC1	1.26	1.18	1.13
CC2	1.31	1.21	1.15
CC3	1.35	1.25	1.20

Fattori parziali di sicurezza delle azioni variabili

I fattori parziali relativi alle azioni da traffico secondo gli schemi da NTC 2018 e del vento, per le tre classi di conseguenza, assumono i valori riportati in *Tabella A.4* e *Tabella A.5*, rispettivamente.

Tabella A.4– Fattori parziali di sicurezza considerando come azioni principali le azioni variabili da traffico

Classe di conseguenza	Tempo di riferimento t_{ref}	Fattori parziali per le azioni variabili da traffico, γ_Q
CC1	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.16
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.16
CC2	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.18
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.18
CC3	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.20
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.20

Tabella A.5 – Fattori parziali di sicurezza considerando come azione principale l'azione del vento

Classe di conseguenza	Tempo di riferimento t_{ref}	Fattori parziali per l'azione del vento, γ_Q
CC1	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.16
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.27
CC2	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.18
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.37
CC3	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.26
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.50

Fattori parziali di sicurezza dei materiali

I fattori parziali relativi alle caratteristiche dei materiali per le tre classi di conseguenza assumono i valori riportati in *Tabella A.6*.

Tabella A.6 – Fattori parziali di sicurezza per le caratteristiche di resistenza dei materiali da cemento armato

Classe di conseguenza	Materiale	γ_M
CC1	Calcestruzzo	$\gamma_c = \mathbf{1.06}$
	Acciaio di rinforzo da c.a.	$\gamma_s = \mathbf{1.02}$
CC2	Calcestruzzo	$\gamma_c = \mathbf{1.15}$
	Acciaio di rinforzo da c.a.	$\gamma_s = \mathbf{1.06}$
CC3	Calcestruzzo	$\gamma_c = \mathbf{1.26}$
	Acciaio di rinforzo da c.a.	$\gamma_s = \mathbf{1.10}$

APPENDICE B: CLASSIFICAZIONE GENERALE DELLE FRANE

La definizione dell'instabilità di versante, parametro significativo per la definizione del rischio frane, è relativa ad un generico fenomeno di frana che il rilevatore esperto deve innanzitutto classificare, facendo riferimento agli usuali sistemi classificativi, quali ad esempio quello riportato in *Tabella B.* (Varnes, 1978).

Tabella B.1 - Esempio di classificazione dei fenomeni di frana in funzione del tipo di materiale (Varnes, 1978)

Tipo di movimento		Tipo di materiale		
		Rocce	Terreni grossolani	Terreni fini
Crolli (<i>falls</i>)		Crolli di roccia	Crolli di detrito	Crolli-di-terra
Ribaltamenti (<i>topples</i>)		Ribaltamento di roccia	Ribaltamento di detrito	Ribaltamento di terra
Scorrimenti (<i>slides</i>)	Rotazionali	Scorrimento rotazionale di roccia	Scorrimento rotazionale di detrito	Scorrimento rotazionale di terra
	Traslazionali	Scorrimento traslazionale di roccia	Scorrimento traslazionale di detrito	Scorrimento traslazionale di terra
Espandimenti laterali (<i>lateral spreads</i>)		Espandimenti laterali di roccia	Espandimenti laterali di detrito	Espandimenti laterali di terra
Flussi (<i>flows</i>)		Flussi di roccia (deformazioni gravitative profonde di versante)	Flussi di detrito	Flussi di terra
Frane complesse / composite (<i>complex</i>)		Combinazione di 2 o più tipi nello spazio e/o nel tempo		

Oltre a questa attribuzione tipologica, che tiene conto del cinematismo e dei materiali coinvolti, è fondamentale la definizione delle possibili velocità di spostamento delle masse, che è uno dei principali fattori che concorrono al potenziale distruttivo dei movimenti franosi, come evidenziato dalla *Tabella B.* (Cruden e Varnes, 1996), ove vengono attribuite le classi (da 1 a 7) in funzione dei range di velocità. Queste ultime possono essere rivisitate alla luce dello stato di attività e tipologia in base alla *Tabella B.*

Tabella B.2 – Scala di intensità delle frane basata sulla velocità e sul danno prodotto (Cruden e Varnes, 1996)

Classe	Descrizione	Danni osservabili	Velocità	(m/s)
7	<i>Estremamente rapido</i>	Catastrofe di eccezionale violenza. Edifici distrutti per l'impatto del materiale spostato. Molti morti. Fuga impossibile.	5 m/s	5
6	<i>Molto rapido</i>	Perdita di alcune vite umane. Velocità troppo elevata per permettere l'evacuazione delle persone.	3 m/min	$5 \cdot 10^{-2}$
5	<i>Rapido</i>	Evacuazione possibile. Distruzione di strutture, immobili ed installazioni permanenti.	1,8 m/h	$5 \cdot 10^{-4}$
4	<i>Moderato</i>	Alcune strutture temporanee o poco danneggiabili possono essere mantenute.	13 m/mese	$5 \cdot 10^{-6}$
3	<i>Lento</i>	Possibilità di intraprendere lavori di rinforzo e restauro durante il movimento. Le strutture meno danneggiabili possono essere mantenute con frequenti lavori di rinforzo se il movimento totale non è troppo grande durante una particolare fase di accelerazione.	1,6 m/anno	$5 \cdot 10^{-8}$
2	<i>Molto lento</i>	Alcune strutture permanenti possono non essere danneggiate dal movimento.	16 mm/anno	$5 \cdot 10^{-10}$
1	<i>Estremamente lento</i>	Impercettibile senza strumenti di monitoraggio. Costruzione di edifici possibile con precauzioni.	-	-

Tabella B.3 – Velocità delle frane in base alla tipologia del movimento, al materiale coinvolto e allo stato di attività. (N=neoformazione; R=riattivazione)

Tipologia	Crollo	Scivolamento					Colamento		
Materiale	roccia	roccia		detrito	terra		roccia	detrito	terra
Stato di attività	-	N	R		N	R	-	-	-
Classe di velocità	6 - 7	5-6	1-5	1-6	5-6	1-5	1-2	1-7	1-4

ESEMPIO DI CUI AL §7.3.1

Con riferimento al caso di *Figura A.1*, che rappresenta l'impalcato di un tipico ponte a sezione aperta con travi parallele, l'esempio di identificazione riportato nel seguito a titolo meramente indicativo, e comunque non esaustivo, è inteso a meglio illustrare la sequenza di scomposizione in sottoelementi e lo schema per la loro identificazione (*Figura A.2*). I sottoelementi devono essere accompagnati da opportune misure (m o m²), utili per la valutazione dell'estensione del degrado e dei costi di ripristino.



Figura A.1 – Impalcato tipico di Ponte a travata in c.a.p. con sezione aperta e travi parallele

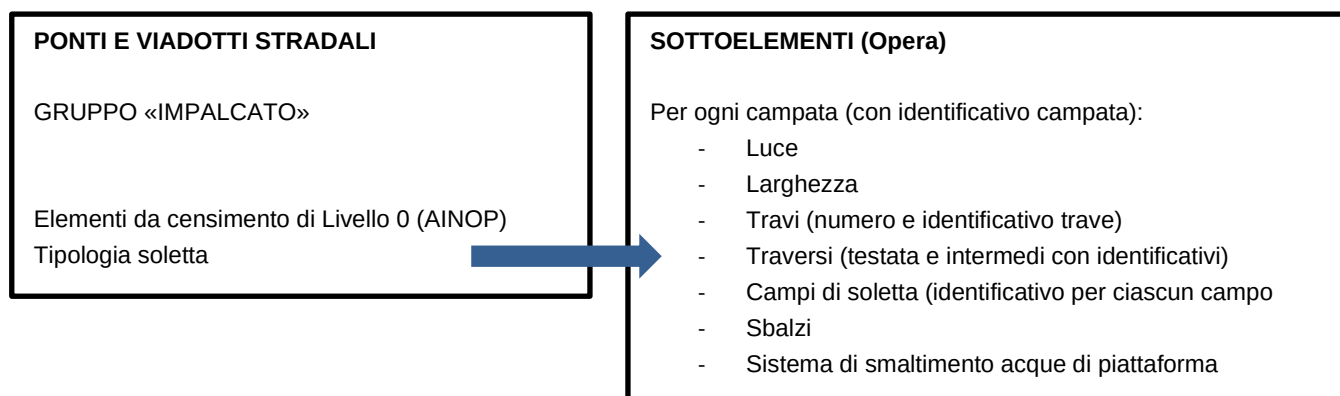


Figura A.2 – Suddivisione di elementi “nazionali” in elementi “opera”

ALLEGATO A. SCHEDE DI CENSIMENTO DI LIVELLO 0

ALLEGATO B.: SCHEDA DESCRITTIVA DI ISPEZIONE DI LIVELLO 1

SCHEDA FRANE E IDRAULICA

SCHEDA DI VALUTAZIONE DEI DIFETTI

ALLEGATO C. SCHEDE DIFETTOLOGICHE

ALLEGATO D. SCHEDA DI ISPEZIONE SPECIALE

Schede di censimento ponti di Livello 0



Codice IOP _____ Nome Ponte/Viadotto _____

Strada di appartenenza: _____ Progressiva km iniziale: _____ Progressiva km finale: _____

Localizzazione

Provincia/Regione: _____	Coordinate Geografiche ☐ ETRF2000 ☐ WGS84	Centro	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
Comune: _____		Iniziale	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
Località: _____		Finale	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
Sismicità dell'area [a_g/g] (Suolo A, $TR = 475$ anni) _____			

Fenomeni erosivi e di alluvionamento ☐ Assenti ☐ Già valutati ☐ Da verificare

Fenomeni franosi ☐ Assenti ☐ Già valutati ☐ Da verificare

Informazioni generali

Proprietario _____	Anno di costruzione/ ristrutturazione	Ultimazione costruzione (collaudo)	Eventuali interventi sostanziali
Concessionario _____			
Ente vigilante _____		☐ Effettivo	☐ Effettivo
		☐ Presunto	☐ Presunto

Dati di progetto

Progettista _____

Norma di progetto _____

Ente approvatore _____

Anno di progettazione	Data inizio	Data fine	Data approvazione
	☐ Effettivo	☐ Effettivo	☐ Effettivo
	☐ Presunto	☐ Presunto	☐ Presunto

Tutela ai sensi del Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n. 42

Provvedimenti di tutela _____

Autore della progettazione _____

Inserimento del ponte nell'ambito dei Piani Paesaggistici vigenti/adottati _____

Stato dell'opera

- | | | | | |
|---|--|--|--|--------------------------------------|
| ☐ A
Pienamente agibile | ☐ B
Agibile ma con scadenze di lavori di manutenzione ordinaria | ☐ C
Agibile ma con scadenze di lavori di manutenzione straordinaria | ☐ D
Condizioni critiche e agibile parzialmente/
lavori di manutenzione urgenti | ☐ E
Inagibile |
|---|--|--|--|--------------------------------------|

Classificazione del collegamento e Classificazione d'uso stradale

Tipo di collegamento

- | | | |
|--|--|---|
| ☐ Ponte su corso d'acqua | ☐ reticolo principale
☐ reticolo secondario | ☐ Ponte su specchi d'acqua marini |
| ☐ Viadotto su zona edificata | | ☐ Viadotto su zona urbanizzata |
| ☐ Viadotto su altra via di comunicazione | | ☐ Ponte/Viadotto su discontinuità orografica (<i>vallata, piccoli canali, ecc.</i>) |
| ☐ Ponte su ferrovia | | |

Classificazione d'uso stradale

- | | | |
|---|---|--|
| ☐ Autostrada o Ferrovia | ☐ Strada extraurbana secondaria | ☐ Strada urbana di quartiere |
| ☐ Strada extraurbana principale | ☐ Strada urbana di scorrimento | ☐ Strada locale |

Dati Geomorfologici

Morfologia del sito

- | | |
|---|--|
| ☐ Cresta | ☐ Pendio dolce (0 – 10°) |
| ☐ Pendio moderato (10° - 25°) | ☐ Pendio ripido (> 25°) |
| ☐ Pianura | ☐ Pianura alla base dei versanti |

Caratteristiche geometriche

- | | |
|--|---------------------------|
| Luce complessiva (Estesa) [m] _____ | N° campate _____ |
| Larghezza totale impalcato [m] _____ | Luce campate _____ |
| Tracciato ☐ Rettilineo ☐ In curva | |

Tipologia strutturale

- | | | | | |
|---|--|--|---|--|
| ☐ Arco in Muratura | ☐ Travate appoggiate | ☐ Travate continue | ☐ Soletta in C.A. | ☐ Sezione tubolare in c.a. |
| ☐ Arco in C.A. | ☐ Travate Gerber | ☐ Cassone in Precompresso | ☐ Sezione tubolare in acciaio | ☐ Arco in acciaio |
| ☐ Strallato o sospeso | ☐ Altro _____ | ☐ Travate in c.a.p. a cavi post-tesi | | |

Spalle

- | | |
|---|---------------------------------------|
| Tipologia spalla iniziale _____ | Tipologia spalla finale _____ |
| Fondazioni spalla iniziale _____ | Fondazioni spalla finale _____ |

Pile - Materiale costruttivo

- | | | | | |
|--------------------------------|------------------------------------|------------------------------|-------------------------------|--|
| ☐ Muratura | ☐ C.a. | ☐ C.A.P. | ☐ Acciaio | ☐ Misto (C.a./acciaio) |
| ☐ Legno | ☐ Altro: _____ | | | |

Pile

Tipologia sezione	_____	Geometria sezione (circolare, rettangolare, etc.):	_____
Tipologia fondazioni	_____	Numero fondazioni	_____
Altezza pile [m]	_____	Evoluzione eventuale rispetto al fondo alveo	_____

Impalcato - Materiale costruttivo

☐ Muratura	☐ C.a.	☐ C.A.P.	☐ Acciaio	☐ Misto (C.a./acciaio)
☐ Legno	☐ Altro: _____			

Impalcato - Tipologia soletta

☐ C.a.	☐ C.A.P.	☐ Misto (c.a./acciaio)	☐ Acciaio	☐ Legno
☐ Altro: _____				

Sistemi di protezione ed apparecchi di appoggio

Tipo sistemi di protezione	_____	Larghezza carreggiata [m]	_____
Tipologia apparecchi di appoggio	_____	Tipologia dispositivi antisismici	_____

Giunti

Tipologia giunti	_____	Numero totale giunti	_____
Lunghezza giunto spalla [m]	_____	Lunghezza giunto pila [m]	_____

Descrizione degli eventuali interventi strutturali eseguiti

☐ Volta in muratura	Descrizione: _____
---	--------------------

☐	Riparazione/Sostituzione di elementi strutturali	Descrizione:	
☐	Ampliamento di carreggiata e delle strutture	Descrizione:	
☐	Elementi strutturali aggiuntivi/consolidamento	Descrizione:	
☐	Interventi di carattere geotecnico in fondazione e/o in corrispondenza delle spalle	Descrizione:	
☐	Interventi di mitigazione/protezione dall'erosione di spalle e pile	Descrizione:	
☐	Altro: _____		

Interventi di manutenzione

☐	Presenti	☐	Assenti	☐	Non noti
-----------------------	----------	-----------------------	---------	-----------------------	----------

Piano di manutenzione _____

Numero di interventi manutentivi effettuati _____ Data ultimo intervento _____ Periodicità (se più di 1 intervento) _____

Tipo di manutenzione		Documentazione relativa
Intervento n. 1 (data _____)	_____	Allegato n. _____
Intervento n. 2 (data _____)	_____	Allegato n. _____

Intervento n. ... (data _____)

Allegato n. _____

Ispezioni pregresse



Presenti



Assenti



Non note

Programma di ispezioni _____

Numero di ispezioni effettuate _____

Data ultima ispezione _____

Periodicità (se più di 1 ispezione) _____

	Metodologia ispezioni	Documentazione relativa	Ente ispettivo
Ispezione n. 1 (data _____)	_____	Allegato n. _____	_____
Ispezione n. 2 (data _____)	_____	Allegato n. _____	_____
Ispezione n. ... (data _____)	_____	Allegato n. _____	_____

Risultati significativi

Attività di monitoraggio pregresse o in corso



Presenti



Assenti



Non note

Tipo rilevamento _____

Data inizio _____

Metodologia monitoraggio _____

Data ultimo aggiornamento _____

_____ Data fine _____

Tipologia strumentazione _____

Grandezze misurate _____

Risultati significativi _____

Livello Allerta _____

Documentazione relativa _____

Allegato n. _____

Rete stradale

Itinerario Internazionale	☐ SI	☐ NO	Rete TEN	☐ SI	☐ NO
Rete emergenza	☐ SI	☐ NO			
N° di carreggiate			N° corsie/carreggiata		
Presenza di curve	☐ SI	☐ NO			
Traffico Medio Giornaliero			_____ veicoli/giorno (sull'intera carreggiata)		
Traffico Medio Giornaliero – Veicoli commerciali*			_____ veicoli/giorno (sull'intera carreggiata)		
			_____ veicoli/giorno (per singola corsia di marcia)		

*veicoli la cui sagoma corrisponde a tipologie con portata superiore a 3,5 t

Limitazione di carico ☐ Nessuna limitazione presente

☐ Massima massa consentita _____ ton

Presenza di alternative stradali (in caso di chiusure/limitazioni di traffico)

☐ SÌ ☐ NO

Durata deviazione	Km _____	Minuti _____
Categoria del percorso alternativo individuato _____		
Disponibilità di studi trasportistici specifici	☐ SI ☐ NO	Allegato n. _____

Classi di conseguenza (secondo definizione EN 1990:2002)

☐	CC3 (Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o con conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali)
☐	Minore di CC3
	☐ CC2 (Conseguenze medie per perdita di vite umane, o con conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali considerevoli) ☐ CC1 (Conseguenze basse per perdita di vite umane, o con conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali)

In caso di classe di conseguenza **minore di CC3**, fornire adeguata giustificazione:

Documenti progettuali disponibili

Documentazione iniziale		Fonte		Allegato n.
Strumenti del finanziamento	☐ SI		☐ NO	
Piani e strumento di programmazione	☐ SI		☐ NO	
Progetto preliminare/di massima		Fonte		Allegato n.
Documenti descrittivi	☐ SI		☐ NO	
Documenti grafici	☐ SI		☐ NO	
Documenti inerenti l'iter di approvazione	☐ SI		☐ NO	
Progetto definitivo/esecutivo		Fonte		Allegato n.
Documenti descrittivi	☐ SI		☐ NO	

<i>Documenti grafici</i>	☐ SI		☐ NO	
<i>Documenti inerenti l'iter di approvazione</i>	☐ SI		☐ NO	
<u>Progetto esecutivo/cantierabile</u>		Fonte		Allegato n.
<i>Documenti descrittivi</i>	☐ SI		☐ NO	
<i>Documenti grafici</i>	☐ SI		☐ NO	
<i>Documenti inerenti l'iter di approvazione</i>	☐ SI		☐ NO	
<u>Documenti inerenti la direzione dei lavori</u>		Fonte		Allegato n.
<i>Documenti contabili</i>	☐ SI		☐ NO	
<i>Grafici allegati alla contabilità dell'appalto</i>	☐ SI		☐ NO	
<u>Documenti inerenti la realizzazione</u>		Fonte		Allegato n.
<i>Documenti contrattuali</i>	☐ SI		☐ NO	
<i>Documenti contabili</i>	☐ SI		☐ NO	
<u>Varianti in corso d'opera</u>		Fonte		Allegato n.
<i>Variante 1</i>				
<i>Documenti descrittivi</i>	☐ SI		☐ NO	
<i>Documenti grafici</i>	☐ SI		☐ NO	
<i>Documenti contrattuali e contabili</i>	☐ SI		☐ NO	
<i>Variante ...</i>				
<i>Documenti descrittivi</i>	☐ SI		☐ NO	
<i>Documenti grafici</i>	☐ SI		☐ NO	
<i>Documenti contrattuali e contabili</i>	☐ SI		☐ NO	
<u>Documenti inerenti il collaudo</u>		Fonte		Allegato n.

Relazione di collaudo	☐ SI		☐ NO	
Allegati alla relazione di collaudo	☐ SI		☐ NO	
<u>Interventi di manutenzione</u>		Fonte		Allegato n.
Manutenzione 1				
Documenti descrittivi	☐ SI		☐ NO	
Documenti grafici	☐ SI		☐ NO	
Documenti contrattuali e contabili	☐ SI		☐ NO	
Manutenzione ...				
Documenti descrittivi	☐ SI		☐ NO	
Documenti grafici	☐ SI		☐ NO	
Documenti contrattuali e contabili	☐ SI		☐ NO	
<u>Segnalazioni</u>		Fonte		Allegato n.
Segnalazione 1				
Documenti descrittivi con date	☐ SI		☐ NO	
Documenti grafici con date	☐ SI		☐ NO	
Segnalazione ...				
Documenti descrittivi con date	☐ SI		☐ NO	
Documenti grafici con date	☐ SI		☐ NO	
<u>Progetto di incremento del grado di sicurezza</u>		Fonte		Allegato n.
Progetto 1				
Documenti descrittivi	☐ SI		☐ NO	
Documenti grafici	☐ SI		☐ NO	

Progetto ...				
Documenti descrittivi	☐ SI		☐ NO	
Documenti grafici	☐ SI		☐ NO	
<u>Interventi di incremento del grado di sicurezza</u>		Fonte		Allegato n.
Intervento 1				
Documenti descrittivi	☐ SI		☐ NO	
Documenti grafici	☐ SI		☐ NO	
Intervento ...				
Documenti descrittivi	☐ SI		☐ NO	
Documenti grafici	☐ SI		☐ NO	

Documenti disponibili inerenti alle condizioni di rischio idrogeologico

Rischio idraulico	
Rischio frane	

Altre documentazioni (es. zonazioni da Enti locali)

Schede descrittive di ispezione ponti di Livello 1



Strada di appartenenza: _____

Progressiva km: _____

Tecnico rilevatore: _____

Data ispezione: _____

Localizzazione

Provincia/Regione: _____

Comune: _____

Località: _____

Coordinate Geografiche

☐ ETRF2000

☐ WGS84

Centro

Quota s.l.m. [m]: _____

Longitudine: _____ Latitudine: _____

Iniziale

Quota s.l.m. [m]: _____

Longitudine: _____ Latitudine: _____

Finale

Quota s.l.m. [m]: _____

Longitudine: _____ Latitudine: _____

Tipologia strutturale

☐ Arco in Muratura	☐ Travate appoggiate	☐ Travate continue	☐ Soletta in C.A.	☐ Sezione tubolare in c.a.
☐ Arco in C.A.	☐ Travate Gerber	☐ Cassone in Precompresso	☐ Sezione tubolare in acciaio	☐ Arco in acciaio
☐ Strallato o sospeso	☐ Altro _____		☐ Travate in c.a.p. a cavi post-tesi	

Tipologia delle Fondazioni

☐ Fondazioni dirette	☐ Fondazioni Indirette
☐ Murature	
☐ Pile in alveo	

Classificazione delle vie di attacco

☐ Rilevato in terra
☐ Rilevato in terra rinforzata/armata
☐ Rilevato in golena

☐ Non nota	☐ Su roccia
	☐ Viadotto in pendenza/curva
	☐ Altro: _____

Dati Geomorfologici

Morfologia del sito

☐ Cresta	☐ Pendio dolce (0 – 10°)
☐ Pendio moderato (10° - 25°)	☐ Pendio ripido (> 25°)
☐ Pianura	☐ Pianura alla base dei versanti

Schemi geometrici

Sezione trasversale	Sezione longitudinale

Pianta

Rilievo caratteristiche geometriche

Luce complessiva (spalla – spalla) [m]: _____

Luce singola campata [m]: _____

Lunghezza sbalzo soletta [m]: _____

Presenza di curve: _____

N° campate: _____

Altezza max pile [m]: _____

Larghezza impalcato [m]: _____
(dalla sede stradale)

	Tipologia elementi strutturali		
Materiale	Spalle	Pile	Impalcato
	n° elementi	n° elementi	n° campate
C.A.			
C.A.P.			
Acciaio			
Acciaio – Calcestruzzo			
Muratura			
Legno			
Altro			

	Tipologia elementi strutturali IMPALCATO							
Elemento strutturale	n° elementi totali	C.A.	C.A.P.	Acciaio	Acciaio - Calcestruzzo	Muratura	Legno	Altro
Soletta [n° campate]								
Travi [n° elementi]								
Traversi [n° elementi]								
Arco [n° elementi]								
Altro								

Apparecchi di appoggio

☐	Assenti				
☐	Presenti	Tipo di apparecchi		n° apparecchi tot	
		n° apparecchi rilevabili		Nessun apparecchio visibile	

Elementi critici (vedi § 3.3 delle Linee Guida)

☐	Assenti	
		Tipologia di elemento
☐	Presenti	Stato di degrado (descrizione sintetica)

Nota: Si definiscono elementi critici gli elementi particolarmente soggetti ai fenomeni di degrado e i cui eventuali malfunzionamenti possono incidere significativamente sul comportamento strutturale globale del ponte, ovvero gli elementi o le condizioni per i quali la presenza di uno stato di degrado avanzato è da segnalare immediatamente. La presenza di elementi critici con stato di degrado avanzato comporta un livello di difettosità attuale alto.

Informazioni Ispezione

Possibilità di accedere al di sotto del ponte	☐ SI	☐ NO	☐ PARZIALE (n° campate completamente ispezionate = _____)
Ispezionati entrambi i prospetti	☐ SI	☐ NO	

Prospetto Ispezionato: _____

Schede di ispezione ponti di Livello 1 – Fenomeni di frana e fenomeni idraulici



Codice IOP _____ Nome Ponte/Viadotto _____

Strada di appartenenza: _____ Progressiva km iniziale: _____ Progressiva km finale: _____

Rilevatore _____ Data _____

Localizzazione

Provincia/Regione	_____	Coordinate Geografiche ☐ ETRF2000 ☐ WGS84	Centro	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
Comune	_____		Iniziale	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
Località	_____		Finale	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
Coordinate CTR	_____			
Scala	_____			
Numero Toponimo	_____			

Ispezioni precedenti Numero _____ Data ultima ispezione _____ Esito _____

RISCHIO FRANA	☐ Assente	☐ Presente
RISCHIO IDRAULICO	☐ Assente	☐ Presente

Informazioni generali

Proprietario _____

Concessionario _____

Ente vigilante	
Autorità distrettuale	
Bacino idrografico	

Contesto Geomorfologico

Morfologia del sito

☐ Cresta	☐ Pendio poco acclive (0 – 10°)
☐ Pendio moderatamente acclive (10° - 25°)	☐ Pendio ripido (> 25°)
☐ Pianura	☐ Pianura alla base dei versanti

Unità fisiografica

☐ Montuosa	☐ Collinare
☐ Pianura intermontana	☐ Pianura bassa

Confinamento alveo

☐ Confinato	☐ Semiconfinato	☐ Non confinato
---------------------------------	-------------------------------------	-------------------------------------

Stralcio Cartografico. Satellitare attuale e storico. Foto Aeree (Indicare Fonti e reperibilità) (vedi allegati)

--

Riprese fotografiche e eventuale sezione schematica illustrativa (vedi allegati)

--

Rischio frane e rischio idraulico da documentazione disponibile

Condizione di pericolosità / rischio Cartografia PAI

Altri documenti (progetti, PUC cartografie tecnico scientifico)

Pericolosità PAI/PSAI – Frane

Pericolosità PAI/PSAI – Idraulico

Rischio frane

Area riconosciuta pericolosa (allegare riferimenti)

☐ Fenomeno riconosciuto ma non ancora studiato	☐ Fenomeno riconosciuto e studiato
☐ Fenomeno modellato e oggetto di monitoraggio	☐ Fenomeno oggetto di opere di mitigazione

Contesto geologico

Formazioni

Unità 1

Unità 2

....

Tipologia di fenomeno

☐ Accertato	☐ Potenziale		
☐ Crollo in roccia	☐ Ribaltamento	☐ Scorrimento rotazionale	☐ Scorrimento traslativo
☐ Colate e valanghe detritiche	☐ Colate viscosse e traslative	☐ Complesso e composito	☐ Fenomeni gravitativi profondi

Distribuzione di attività (se definibile dai dati in possesso)

☐ Costante	☐ Retrogressivo	☐ In allargamento	☐ Avanzante	☐ In diminuzione
☐ Confinato	☐ Multidirezionale			

Uso suolo dell'area potenzialmente coinvolta (incidente sulla difficoltà di determinazione)

☐ Area urbanizzata	☐ Area estrattiva	☐ Seminativo	☐ Colture	☐ Vegetazione riparia
☐ Rimboschimento	☐ Bosco ceduo	☐ Bosco d'alto fusto	☐ Incolto nudo	☐ Incolto macchia cespugliato

☐ Incolto prato pascolo ☐ Altro: _____

Morfometria frana

Posizione instabilità sul versante

☐ Alta

☐ Media

☐ Bassa

☐ Fondovalle

Dati generali (frane riconosciute / potenziali)

Quota orlo superiore zona distacco [m] _____

Quota ponte o viadotto [m] _____

Area totale [m²] _____

Profondità superficie di distacco [m] _____

Volume massa [m³] _____

Parametro dello Stato di Attività per la quantificazione di P_A (frane riconosciute / potenziali)

☐ Frane riconosciute

☐ Frane potenziali

☐ **Attivo** al momento del rilievo o con segni di movimento in atto

☐ **Sospesa** - attivo nell'ultimo ciclo stagionale

☐ **Quiescente** – non attivo da più di un ciclo stagionale ma riattivabile

☐ **Inattiva** – non attivo da diversi cicli stagionali

☐ **Stabilizzata**

Parametro della magnitudo su base volumetrica in metri cubi P_M (frane riconosciute / potenziali)

☐ **Estremamente/molto grande** ($> 10^6$)

☐ **Grande** ($2,5 \cdot 10^5 - 10^6$)

- ☐ **Media** ($2,5 \cdot 10^5 - 10^4$)
- ☐ **Piccola** ($10^2 - 10^4$)
- ☐ **Molto piccola** ($< 5 \cdot 10^2$)

Parametro della massima velocità attesa in funzione della tipologia di frana in atto o potenziale P_v

- ☐ **Estremamente/molto rapida** (> 3 m/min)
- ☐ **Rapida** (3 m/min – 1,8 m/h)
- ☐ **Moderata** (1,8 m/h – 13 m/mese)
- ☐ **Lenta** (13 m/mese – 1,6 m/anno)
- ☐ **Estremamente/molto lenta** ($< 1,6$ m /anno)

Estensione interferenza

- | | |
|--|---|
| ☐ Totale | ☐ Parziale (spalle o pile) |
| ☐ Zona di approccio | ☐ Altro _____ |

Affidabilità complessiva della valutazione

- | | |
|------------------------------------|---------------------------------------|
| ☐ Buona | ☐ Limitata |
|------------------------------------|---------------------------------------|

Rischio idraulico

Tipologia di fenomeno

- | | |
|--|----------------------------------|
| ☐ Accertato | ☐ Ipotizzato |
| ☐ Sormonto o insufficienza di franco | |
| ☐ Fenomeni di erosione localizzata e generalizzata | |

Area riconosciuta pericolosa (allegare riferimenti)

- | | |
|--|--|
| ☐ Fenomeno riconosciuto ma non ancora studiato | ☐ Fenomeno riconosciuto e studiato |
| ☐ Fenomeno modellato e oggetto di monitoraggio | ☐ Fenomeno oggetto di opere di mitigazione |

Individuazione area secondo le cartografie tematiche delle Autorità di Distretto

Individuazione delle parti della struttura che interessano l'alveo secondo le definizioni delle NTC 2018 e circolare

Confinamento alveo

- | | | |
|---------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| ☐ Confinato | ☐ Semiconfinato | ☐ Non confinato |
|---------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|

☐ A canale singolo	☐ Rettilineo
	☐ Sinuoso
	☐ Meandriforme
☐ Intrecciato	

Rischio di sormonto o insufficienza di franco

Tipologia di reticolo

☐ Reticolo principale	☐ Reticolo secondario	☐ Reticolo artificiale di scolo
Quota del pelo libero (scenario P3) _____	Ricadente in area mappata ai sensi della direttiva alluvioni per esondazione di corsi d'acqua principali ☐ SI ☐ NO	
Quota dell'intradosso dell'impalcato del manufatto _____	Quota del pelo libero (scenario P2) _____	
Franco idraulico, F_{P3} _____	Franco idraulico, F_{P2} _____	
Quota del pelo libero (scenario P2) _____		
Quota dell'intradosso dell'impalcato del manufatto _____		
Franco idraulico, F_{P2} _____		
Presenza di argini ☐ SI ☐ NO	Presenza di argini ☐ SI ☐ NO	
Quota della sommità arginale (<i>min tra le due</i>) _____	Quota della sommità arginale (<i>min tra le due</i>) _____	

Mappa di pericolosità Allegato n. _____

Tipologia di alveo

☐ In equilibrio

☐ Fondo fisso

☐ In fase evolutiva

☐ Fondo mobile

Fenomeni di erosione

Larghezza complessiva dell'alveo inciso occupata dall'ingombro di pile e spalle (W_a, l) _____ m

Larghezza complessiva dell'alveo inciso a monte del ponte (W_a) _____ m

Larghezza complessiva delle golene occupata dai rilevati di accesso, dalle spalle e dalle pile ($W_{g,l}$) _____ m

Larghezza complessiva delle golene a monte del ponte (W_g) _____ m

Caratteristiche geometriche Pile

Geometria sezione trasversale: _____

Dimensioni sezione trasversale: _____

Stato di conservazione
(giudizio sintetico) _____

Caratteristiche geometriche Spalle

Geometria sezione trasversale: _____

Dimensioni sezione trasversale: _____

Stato di conservazione
(giudizio sintetico) _____

Caratteristiche Alveo

Natura del materiale d'alveo: _____

Sensibile accumulo di detriti trasportati dalla corrente: ☐ SI ☐ NO

Massima profondità di scavo (d_s): _____ m

Profondità di posa del piano di fondazione rispetto all'alveo (d_f): _____ m (se da documentazione, indicare il numero di allegato _____)

Dimensioni del bacino idrografico (kmq) _____

Indicare l'eventuale sussistenza delle seguenti condizioni:

☐	Evidenza di accentuati fenomeni di deposizione di sedimenti, soprattutto se grossolani, o di fenomeni d'erosione d'alveo
☐	Evidenza di trasporto di materiale vegetale di notevole dimensione
☐	Dimensioni del bacino idrografico $S < 100$ kmq
☐	Evidenza di presenza di fondazioni superficiali delle pile e delle spalle del ponte
☐	Evidenza di presenza di fondazioni profonde delle pile e delle spalle del ponte
☐	Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e a valle del ponte
☐	Ponte posizionato in tratto di alveo avente sensibile curvatura
☐	Presenza di accumuli di detriti o materiale flottante a monte della pila
☐	Tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica
☐	Evidenza di presenza di protezione al piede delle pile e delle spalle del ponte
☐	Presenza di una briglia di protezione immediatamente a valle del ponte

Opere di arginatura, di alterazione delle portate liquide e solide

☐ Presenti	☐ Assenti
--------------------------------	-------------------------------

Tipologia _____

Stato di conservazione (giudizio sintetico) _____

Misure/opere di laminazione e mitigazione (casce di espansione, aree inondabili, ecc.)

☐ Presenti

☐ Assenti

Tipologia _____

Stato di conservazione (*giudizio sintetico*) _____

Sistemi di monitoraggio

☐ Presenti

☐ Assenti

Tipologia _____

Stato di conservazione (*giudizio sintetico*) _____

Tipologia aree di possibile allagamento

Affidabilità complessiva della valutazione

☐ Buona

☐ Limitata

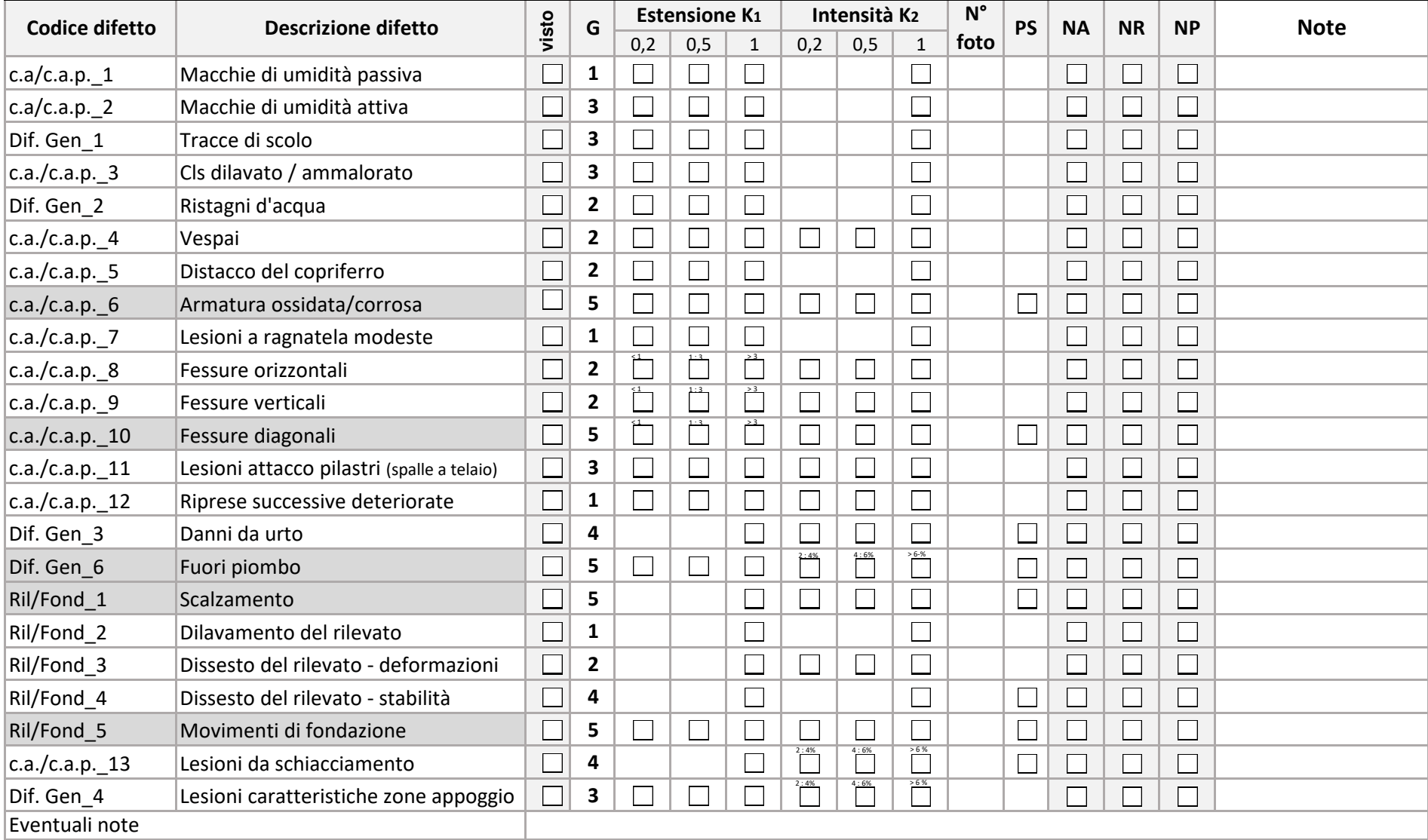
Schede di Valutazione dei Difetti

1	Spalle	Calcestruzzo armato
2	Spalle	Muratura
3	Pile	Calcestruzzo armato
4	Pile	Muratura
5	Pile	Acciaio o Metallo
6	Apparecchi di appoggio	
7	Giunti	
8	Piedritti	Calcestruzzo Armato
9	Piedritti	Acciaio o Metallo
10	Archi	Calcestruzzo Armato
11	Archi	Muratura
12	Archi	Acciaio
13	Archi	Legno
14	Travi	Calcestruzzo Armato
15	Travi	Calcestruzzo Armato Precompresso
16	Travi	Acciaio o Metallo
17	Travi	Legno
18	Soletta	Calcestruzzo Armato
19	Soletta	Legno
20	Elementi Accessori	

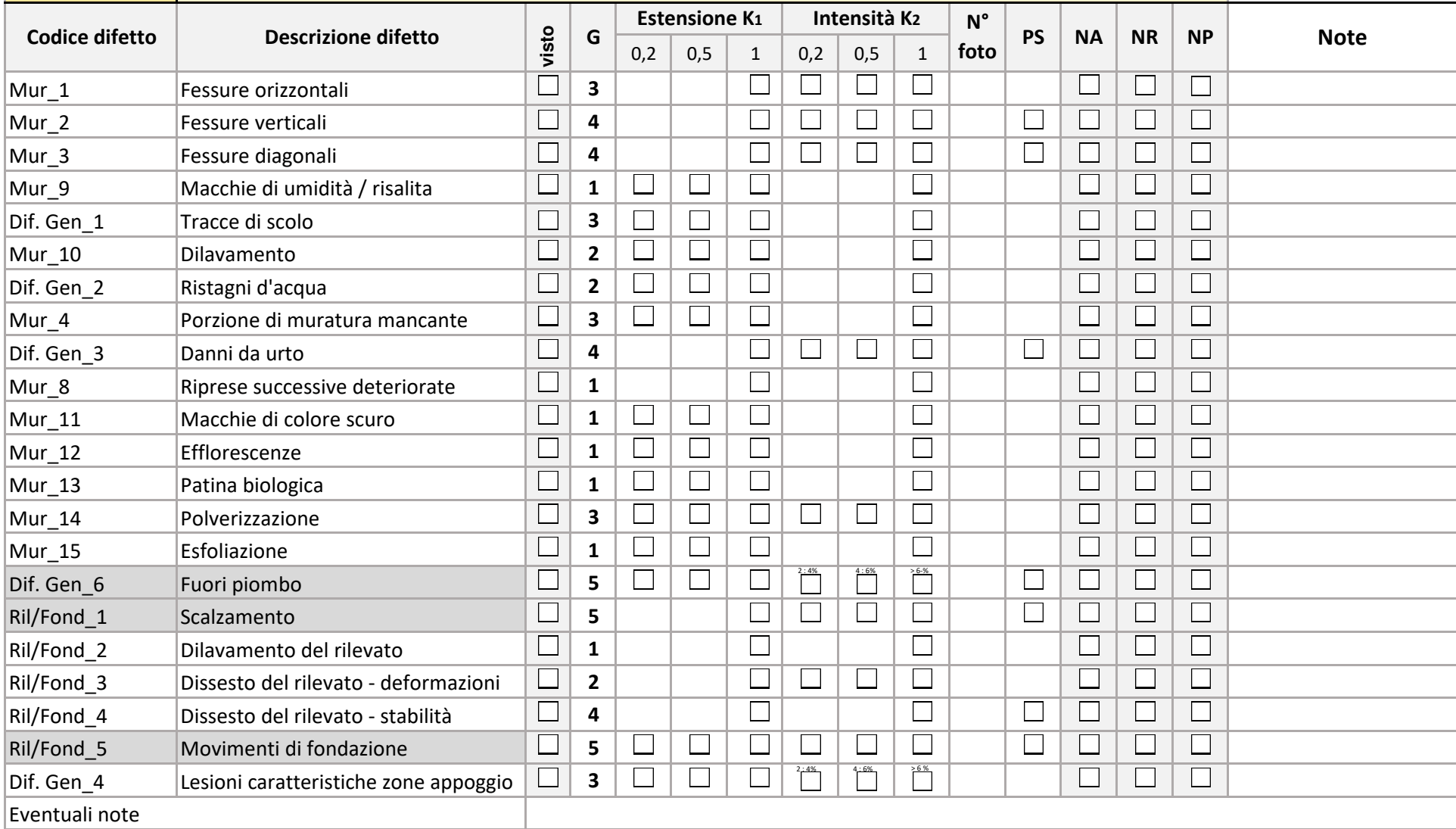
Legenda

PS	Pregiudica Statica	<i>spuntare se si ritiene che la presenza del difetto possa compromettere la statica dell'opera. È associato ai soli difetti di gravità 4 e 5</i>
NA	Non Applicabile	<i>spuntare se il difetto non è applicabile alla tipologia di manufatto in esame</i>
NR	Non Rilevabile	<i>spuntare se il difetto non si può rilevare mediante ispezione visiva (es. per presenza di vegetazione invasiva, zone non accessibili, ecc.)</i>
NP	Non Presente	<i>spuntare se il difetto non è stato rilevato</i>
N° FOTO		<i>Si riporti la numerazione digitale delle foto effettuate allo specifico difetto. Queste ultime sono adeguatamente catalogate, numerate e provviste di didascalie, riportanti la tipologia di difetto che si intende rappresentare e la sua localizzazione nel complesso strutturale; è necessaria, inoltre, una mappatura dei punti di ripresa fotografici.</i>

1	Spalle	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	Calcestruzzo		Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



2	Spalle	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	Muratura		Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



Scheda Ispezione Ponti di Livello 1

3		Pile N _____		Strada di appartenenza: _____		Progressiva km: _____									
Calcestruzzo		Tecnico rilevatore: _____		Data ispezione: ____ / ____ / ____											
Codice difetto	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
c.a./c.a.p._1	Macchie di umidità passiva	☐	1	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._2	Macchie di umidità attiva	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_1	Tracce di scolo	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._3	Cls dilavato / ammalorato	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_2	Ristagni d'acqua	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._4	Vespai	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._5	Distacco del copriferro	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._6	Armatura ossidata/corrosiva	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._7	Lesioni a ragnatela modeste	☐	1	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._15	Lesioni in corrispondenza staffe	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._8	Fessure orizzontali	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._9	Fessure verticali	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._10	Fessure diagonali	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._16	Staffe scoperte / ossidate	☐	3			☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._11	Lesioni attacco pilastri	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._23	Rottura staffe	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._17	Armatura longitudinale deformata	☐	5			☐			☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._12	Riprese successive deteriorate	☐	1			☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_3	Danni da urto	☐	4			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Dif. Gen_6	Fuori piombo	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Ril/Fond_1	Scalzamento	☐	5			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Ril/Fond_5	Movimenti di fondazione	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._13	Lesioni da schiacciamento	☐	4			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Dif. Gen_4	Lesioni caratteristiche zone appoggio	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Eventuali note															



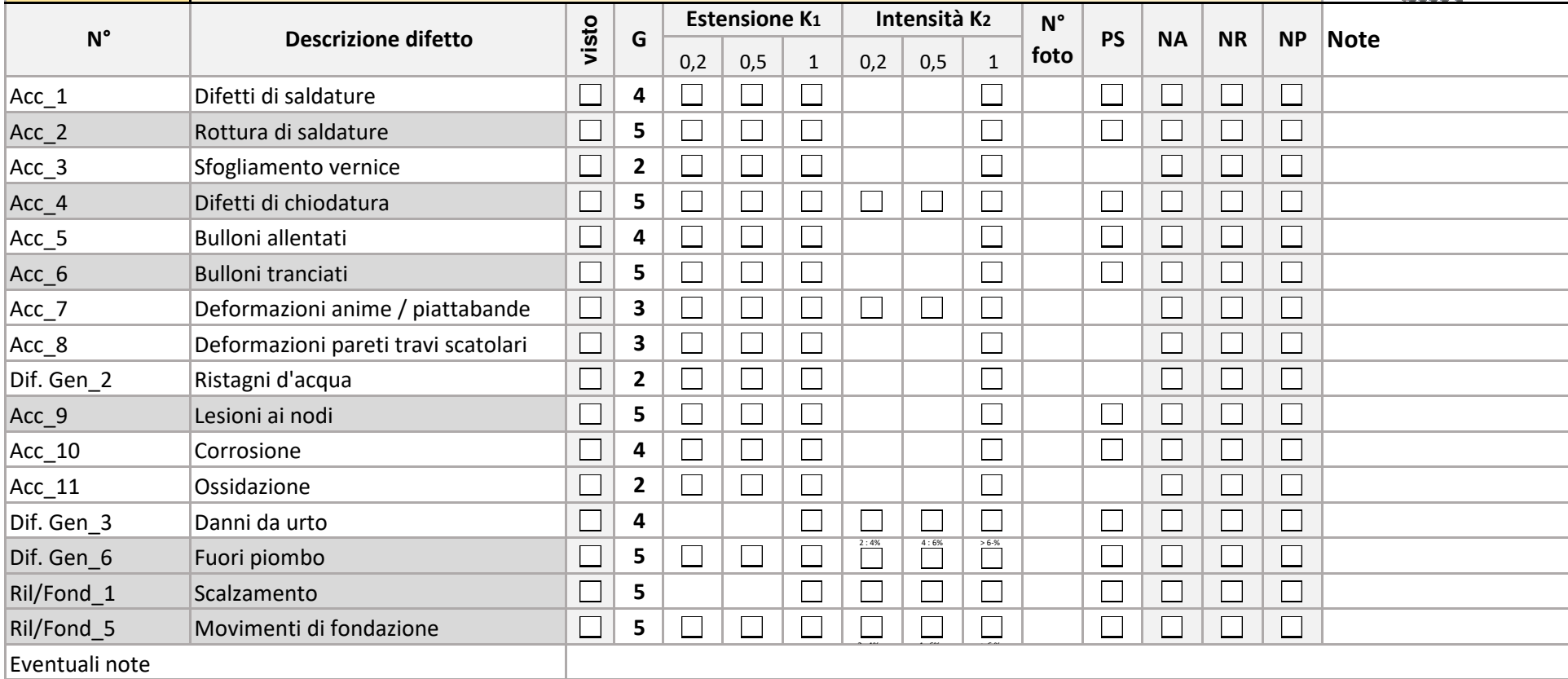
Scheda Ispezione Ponti di Livello 1

4	Pile	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	Muratura		Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__

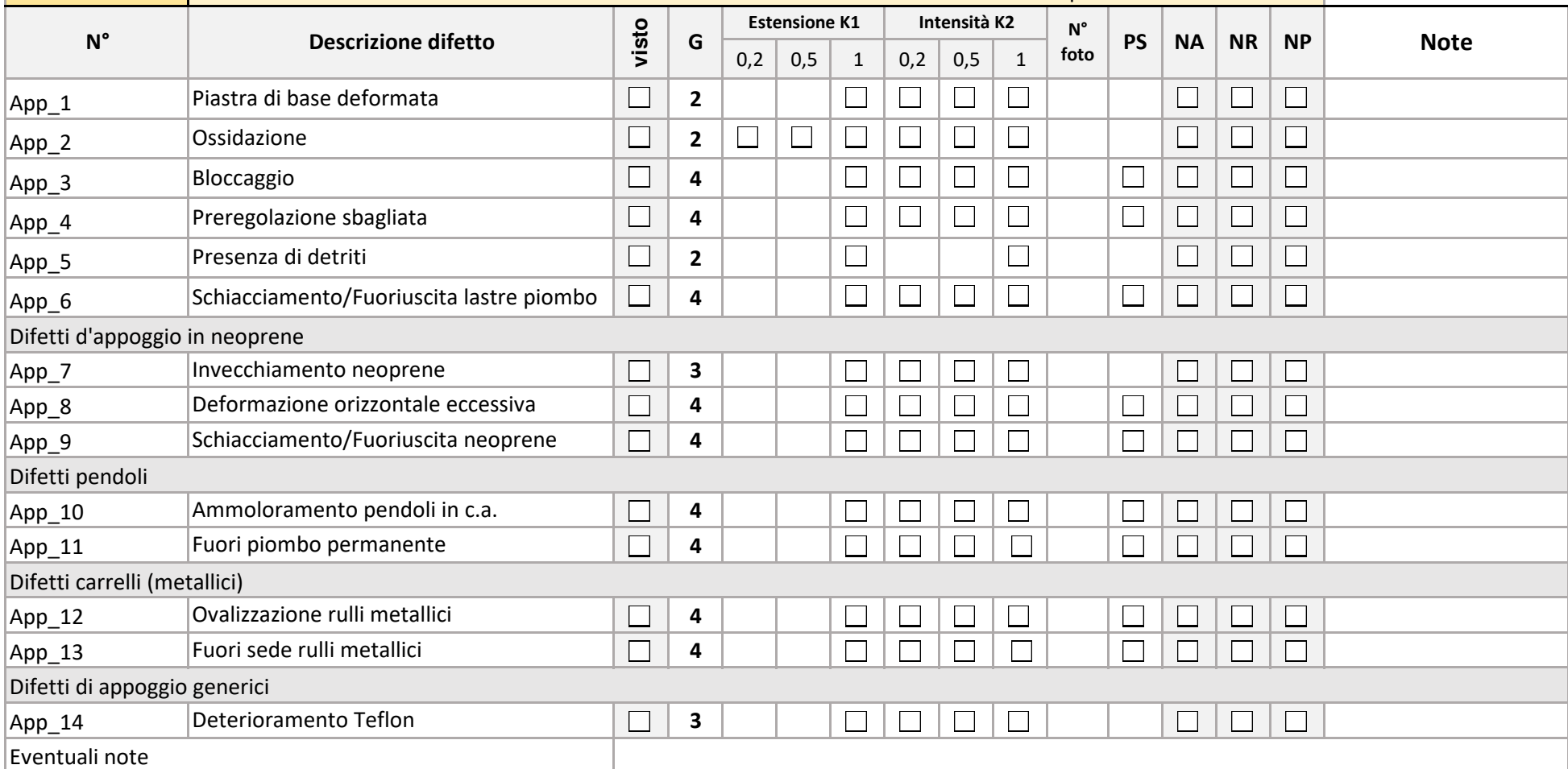


N°	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
Mur_1	Fessure orizzontali	☐	3			☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Mur_2	Fessure verticali	☐	4			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Mur_3	Fessure diagonali	☐	4			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Mur_9	Macchie di umidità / risalita	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_1	Tracce di scolo	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_10	Dilavamento	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_2	Ristagni d'acqua	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_4	Porzione di muratura mancante	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_3	Danni da urto	☐	4			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Mur_8	Riprese successive deteriorate	☐	1			☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_11	Macchie di colore scuro	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_12	Efflorescenze	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_13	Patina biologica	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_14	Polverizzazione	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Mur_15	Esfoliazione	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_6	Fuori piombo	☐	5	☐	☐	☐	2 : 4%	4 : 6%	> 6%		☐	☐	☐	☐	
Ril/Fond_1	Scalzamento	☐	5			☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Ril/Fond_5	Movimenti di fondazione	☐	5	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Dif. Gen_4	Lesioni caratteristiche zone appoggio	☐	3	☐	☐	☐	2 : 4%	4 : 6%	> 6%			☐	☐	☐	
Eventuali note															

5	Pile N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	Metallo o Acciaio	Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



6	Appoggi	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
			Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__

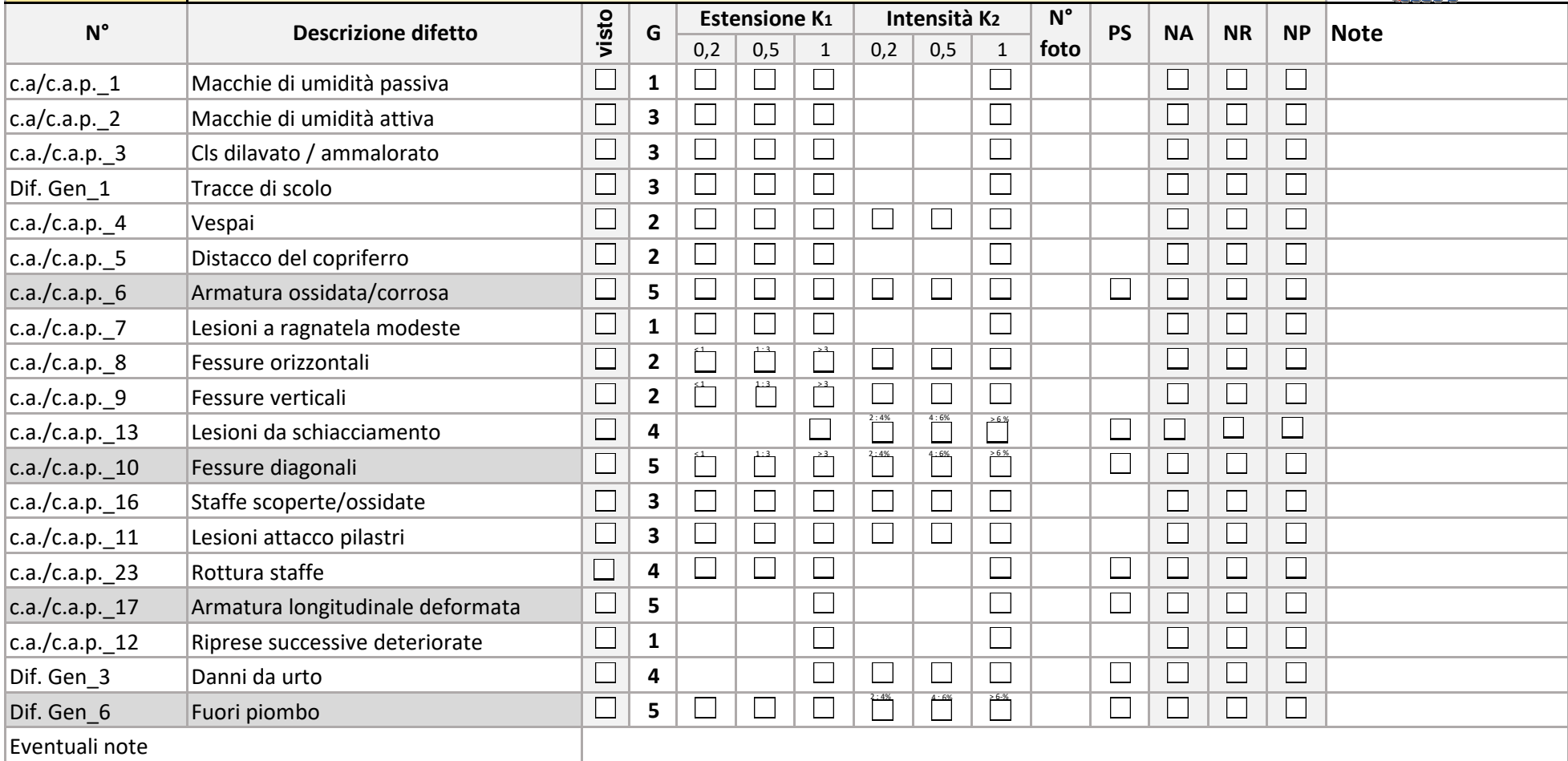


7	Giunti	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
			Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



N°	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
Giunt_1	Dislivello giunto pavimentazione	☐	1	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Giunt_2	Dislivello tra elementi contigui	☐	1	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Giunt_3	Riparazioni Provvisorie Giunti	☐	1			☐			☐			☐	☐	☐	
Giunt_4	Massetti lesionati	☐	2			☐			☐			☐	☐	☐	
Giunt_5	Distacco tampone	☐	1			☐			☐			☐	☐	☐	
Giunt_6	Deformazione tampone	☐	1			☐			☐			☐	☐	☐	
Giunt_7	Ammaloramento profilati	☐	2			☐			☐			☐	☐	☐	
Giunt_8	Deformazione/Rottura elementi di continuità	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Giunt_9	Scossalina permeabile o assente	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Eventuali note															

8	Piedritti	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	Calcestruzzo		Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__

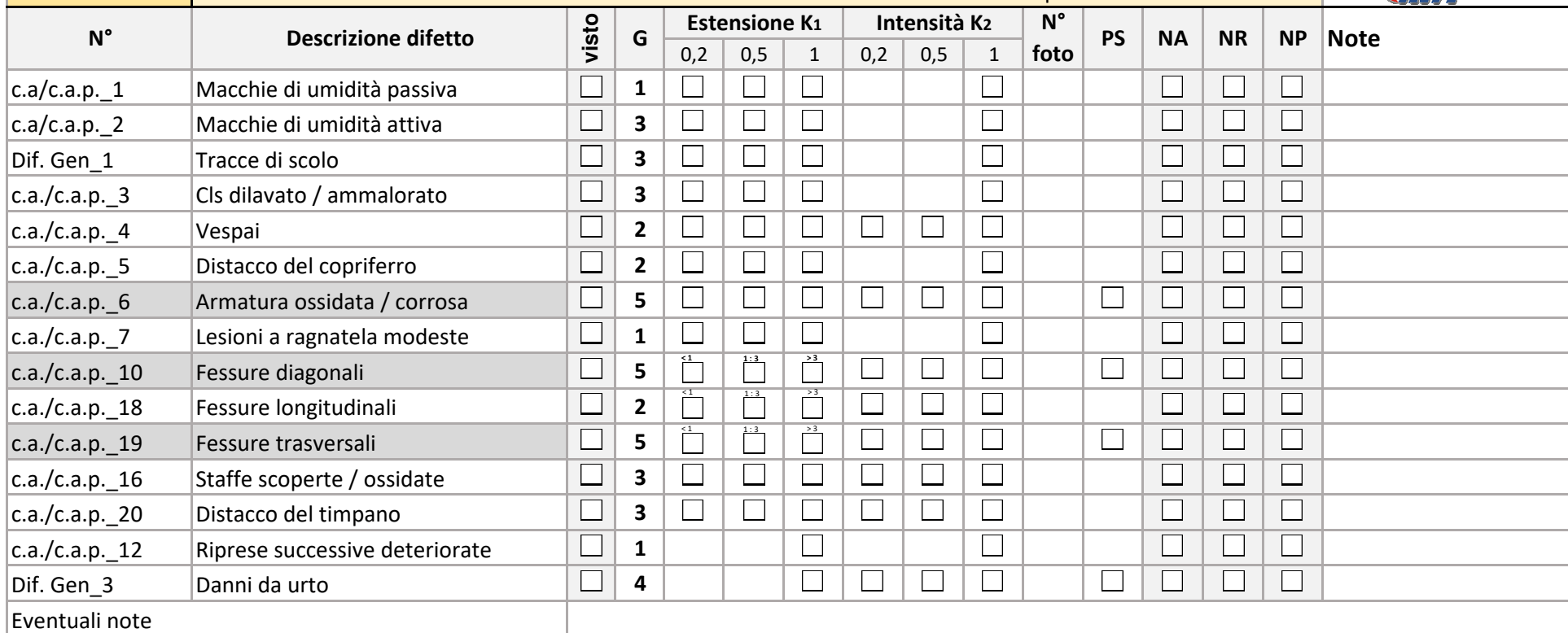


9	Piedritti	N _____	Strada di appartenenza:	_____	Progressiva km:	_____
	Metallo o Acciaio		Tecnico rilevatore:	_____	Data ispezione:	__/__/__



N°	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
Acc_1	Difetti di saldature	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_2	Rottura di saldature	☐	5	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_3	Sfogliamento vernice	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Acc_4	Difetti di chiodatura	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_5	Bulloni allentati	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_6	Bulloni tranciati	☐	5	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_7	Deformazioni anime / piattabande	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Acc_8	Deformazioni pareti travi scatolari	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_2	Ristagni d'acqua	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Acc_9	Lesioni ai nodi	☐	5	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_10	Corrosione	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_11	Ossidazione	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_3	Danni da urto	☐	4			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Dif. Gen_5	Fuori piombo	☐	5	☐	☐	☐	2 - 4%	4 - 6%	> 6%		☐	☐	☐	☐	
Eventuali note															

10	Archi	N _____	Strada di appartenenza:	_____	Progressiva km:	_____
	Calcestruzzo		Tecnico rilevatore:	_____	Data ispezione:	__/__/__



11	Archi	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	Muratura		Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



N°	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
Mur_1	Fessure orizzontali	☐	3			☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Mur_2	Fessure verticali	☐	4			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Mur_3	Fessure diagonali	☐	4			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Mur_7	Distacco del timpano	☐	3			☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Mur_9	Macchie di umidità / risalita	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_1	Tracce di scolo	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_10	Dilavamento	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_4	Porzione di muratura mancante	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_8	Riprese successive deteriorate	☐	1			☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_11	Macchie di colore scuro	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_12	Efflorescenze	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_13	Patina biologica	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_14	Polverizzazione	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Mur_15	Esfoliazione	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Mur_6	Fessure longitudinali	☐	4	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Mur_5	Fessure trasversali	☐	5			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Eventuali note															

12	Archi	N _____	Strada di appartenenza:	_____	Progressiva km:	_____
	Metallo o Acciaio		Tecnico rilevatore:	_____	Data ispezione:	__/__/__



N°	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
Acc_1	Difetti di saldature	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_2	Rottura di saldature	☐	5	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_3	Sfogliamento vernice	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Acc_4	Difetti di chiodatura	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_5	Bulloni allentati	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_6	Bulloni tranciati	☐	5	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_7	Deformazioni anime / piattabande	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Acc_8	Deformazioni pareti travi scatolari	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_2	Ristagni d'acqua	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Acc_9	Lesioni ai nodi	☐	5	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_10	Corrosione	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_11	Ossidazione	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Eventuali note															

13	Archi	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	Legno		Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



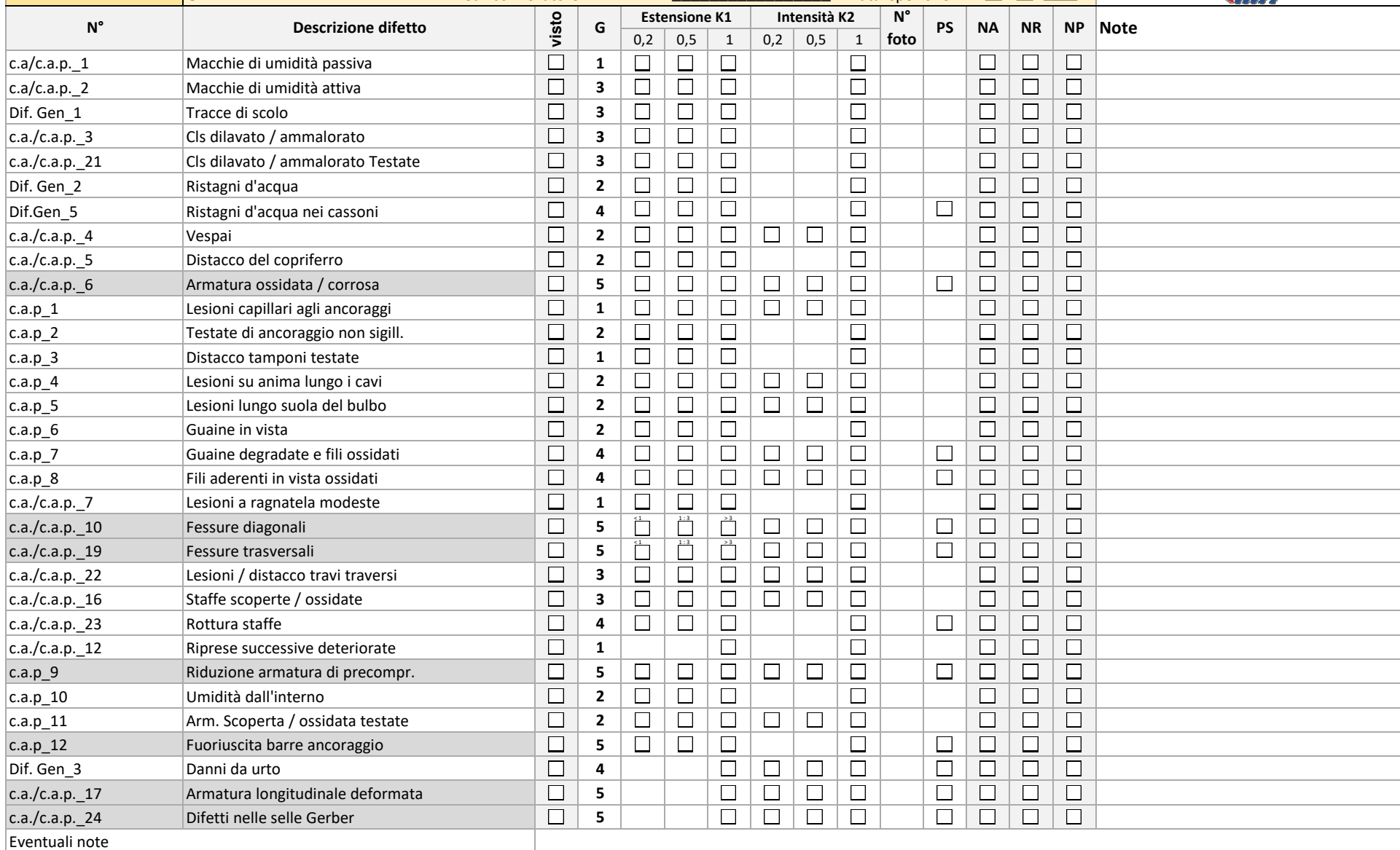
N°	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
Legno_1	Macchie di umidità	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Legno_2	Attacco di funghi	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_3	Attacco di insetti	☐	4	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_4	Fessure elicoidali	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Legno_5	Fessure longitudinali	☐	1	☐			☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Legno_6	Fessure trasversali	☐	5			☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_7	Ristagni / trappole d'acqua	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_8	Danni da urto	☐	4	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_9	Bulloni Allentati	☐	1			☐			☐			☐	☐	☐	
Legno_10	Delaminazione (legno lamellare)	☐	1	☐	☐	☐	☐ <1	☐ 1-3	☐ >3			☐	☐	☐	
Legno_11	Connessioni deteriorate	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Eventuali note															

14	Travi/Traversi	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	C.a.		Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



N°	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
c.a./c.a.p._1	Macchie di umidità passiva	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._2	Macchie di umidità attiva	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_1	Tracce di scolo	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._3	Cls dilavato / ammalorato	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._21	Cls dilavato / ammalorato Testate	☐	4			☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Dif. Gen_2	Ristagni d'acqua	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_5	Ristagni d'acqua nei cassoni	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._4	Vespai	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._5	Distacco del copriferro	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._6	Armatura ossidata/corrosata	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._15	Lesioni in corrispondenza staffe	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._7	Lesioni a ragnatela modeste	☐	1	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._10	Fessure diagonali	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._19	Fessure trasversali	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._18	Fessure longitudinali	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._22	Lesioni / distacco travi trasversi	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._16	Staffe scoperte / ossidate	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._23	Rottura staffe	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._12	Riprese successive deteriorate	☐	1			☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_3	Danni da urto	☐	4			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._17	Armatura longitudinale deformata	☐	5			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._24	Difetti nelle selle Gerber	☐	5			☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Eventuali note															

15	Travi/Traversi	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	C.A.P.		Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



16	Travi N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	Metallo o Acciaio	Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
Acc_1	Difetti di saldature	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_2	Rottura di saldature	☐	5	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_3	Sfogliamento vernice	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Acc_4	Difetti di chiodatura	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_5	Bulloni allentati	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_6	Bulloni tranciati	☐	5	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_7	Deformazioni anime / piattabande	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Acc_8	Deformazioni pareti travi scatolari	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_2	Ristagni d'acqua	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif.Gen_5	Ristagni d'acqua nei cassoni	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_9	Lesioni ai nodi	☐	5	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_10	Corrosione	☐	4	☐	☐	☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Acc_11	Ossidazione	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Eventuali note															

17	Travi/Traversi	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	Legno		Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



N°	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
Legno_1	Macchie di umidità	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Legno_2	Attacco di funghi	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_3	Attacco di insetti	☐	4	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_4	Fessure elicoidali	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Legno_5	Fessure longitudinali	☐	1	☐			☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Legno_6	Fessure trasversali	☐	5			☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_7	Ristagni / trappole d'acqua	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_8	Danni da urto	☐	4	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_9	Bulloni Allentati	☐	1			☐			☐			☐	☐	☐	
Legno_10	Delaminazione (legno lamellare)	☐	1	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Legno_11	Connessioni deteriorate	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Eventuali note															

18	Soletta	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	C.a.		Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



N°	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
c.a./c.a.p._1	Macchie di umidità passiva	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._2	Macchie di umidità attiva	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_1	Tracce di scolo	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._3	Cls dilavato / ammalorato	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._4	Vespai	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._5	Distacco del copriferro	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._6	Armatura ossidata / corrosa	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._7	Lesioni a ragnatela modeste	☐	1	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._10	Fessure diagonali	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._18	Fessure longitudinali	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._19	Fessure trasversali	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._25	Lesioni attacco trave-soletta	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._12	Riprese successive deteriorate	☐	1			☐			☐			☐	☐	☐	
Eventuali note															

19	Soletta	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____
	Legno		Tecnico rilevatore: _____	Data ispezione: __/__/__



N°	Descrizione difetto	visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
Legno_1	Macchie di umidità	☐	3	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Legno_2	Attacco di funghi	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_3	Attacco di insetti	☐	4	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_4	Fessure elicoidali	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Legno_5	Fessure longitudinali	☐	1	☐			☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Legno_6	Fessure trasversali	☐	5			☐			☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_7	Ristagni / trappole d'acqua	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_8	Danni da urto	☐	4	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Legno_9	Bulloni Allentati	☐	1			☐			☐			☐	☐	☐	
Legno_10	Delaminazione (legno lamellare)	☐	1	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
Legno_11	Connessioni deteriorate	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
Eventuali note															

Scheda Ispezione Ponti di Livello 1



20	Elementi accessori (indicare solamente se il difetto è presente)		
	Strada di appartenenza: _____ Progressiva km: _____ Tecnico rilevatore: _____ Data: __/__/____		

N° corsie			
Larghezza carreggiata			
Marciapiede	SI		NO
	1 (solo su un lato)	2 (su entrambi i lati)	
Larghezza marciapiede			
Altezza marciapiede			

BARRIERE LATERALI			
☐	CASO	1	Marciapiede assente
☐	CASO	2	Marciapiede sormontabile
☐	CASO	3	Marciapiede non sormontabile

Elemento ispezionato	N°	Descrizione difetto		N° foto	Note
Stato della pavimentazione	El.Acc_1	Dislivello rilevato impalcato	☐		
		Presenza di dossi	☐		
		Fessure - anomalie	☐		
Cordoli	El.Acc_2	Assenti	☐		
		Degradati	☐		
Convogliamento acque	El.Acc_3	Assenti	☐		
	El.Acc_4	Pozzetti intasati	☐		
	El.Acc_5	Scarichi corti	☐		
	El.Acc_6	Scarichi ostruiti	☐		
	El.Acc_7	Scarichi danneggiati	☐		
Marciapiedi	El.Acc_8	Assenti	☐		
		Cattiva pavimentazione	☐		
Pali di illuminazione	El.Acc_9	Assenti	☐		
		Mal ancorati	☐		
		Danneggiati	☐		
	El. Acc_10	Arrugginiti	☐		
Sottoservizi	El.Acc_11	Assenti	☐		
		Mal ancorati	☐		

Caso 1	Marciapiede assente	☐
---------------	----------------------------	--------------------------

				N° foto		
1	GUARDIAVIA	Assente		☐		
		Tipologia	Muratura	☐		
			Ringhiera	☐		
			Metallico	☐		
			Altro	☐		
		Danneggiati	Lievemente	☐		
			Gravemente	☐		
		Ossidati	Lievemente	☐		
			Gravemente	☐		
		Mal ancorati		☐		
		Elementi di ancoraggio	Danneggiati	☐		
			Ossidati	☐		
Altezza (cm)						

Caso 2		Marciapiede sormontabile			☐	
1	GUARDIAVIA	Assente		☐	N° foto	
		Tipologia	Muratura	☐		
			Ringhiera	☐		
			Metallico	☐		
			Altro	☐		
		Danneggiati	Lievemente	☐		
			Gravemente	☐		
		Ossidati	Lievemente	☐		
			Gravemente	☐		
		Mal ancorati		☐		
		Elementi di ancoraggio	Danneggiati	☐		
			Ossidati	☐		
		Altezza (cm)				
2	PARAPETTO (Guardiavia se 1 assente)	Assente		☐		
		Tipologia	Muratura	☐		
			Ringhiera	☐		
			Metallico	☐		
			Altro	☐		
		Danneggiati	Lievemente	☐		
			Gravemente	☐		
		Ossidati	Lievemente	☐		
			Gravemente	☐		
		Mal ancorati		☐		
		Elementi di ancoraggio	Danneggiati	☐		
			Ossidati	☐		
		Altezza (cm)				

Caso 3	Marciapiede NON sormontabile	☐
--------	------------------------------	--------------------------

				N° foto		
1	GUARDIAVIA	Assente	☐			
		Presente	Come guardiavia	☐		
			Come parapetto	☐		
		Tipologia	Muratura	☐		
			Ringhiera	☐		
			Metallico	☐		
			Altro	☐		
		Danneggiati	Lievemente	☐		
			Gravemente	☐		
		Ossidati	Lievemente	☐		
			Gravemente	☐		
		Altezza (cm)				
		Mal ancorati		☐		
		Elementi di ancoraggio	Danneggiati	☐		
Ossidati	☐					
2	PARAPETTO (Guardiavia se 1 assente)	Assente (se guardiavia non necessario)	☐			
		Tipologia	Muratura	☐		
			Ringhiera	☐		
			Metallico	☐		
			Altro	☐		
		Danneggiati	Lievemente	☐		
			Gravemente	☐		
		Ossidati	Lievemente	☐		
			Gravemente	☐		
		Mal ancorati		☐		
		Elementi di ancoraggio	Danneggiati	☐		
			Ossidati	☐		
		Altezza (cm)				

Schede difettologiche

Le schede difettologiche riportano la descrizione dei fenomeni di degrado da rilevare in sede di ispezione e i criteri per l'individuazione dei parametri da assegnare.

Ogni scheda è riferita ad uno specifico difetto. Esse sono divise in macro-gruppi in funzione del materiale su cui il difetto a cui si riferisce può manifestarsi. Nel seguito si trova la seguente suddivisione:

- **Acciaio o Metallo:** include i difetti riscontrabili su elementi in acciaio;
- **Muratura:** include i difetti riscontrabili su elementi in muratura;
- **C.a./C.a.p.:** include i difetti riscontrabili su elementi in c.a. o in c.a.p.;
- **C.a.p.:** include i difetti specifici degli elementi in c.a.p.;
- **Legno:** include i difetti riscontrabili su elementi in legno.

In aggiunta si trovano schede riferite a:

- **Difetti generici,** riscontrabili su tutti i materiali sopra elencati;
- **Apparecchi di appoggio;**
- **Rilevati e Fondazioni;**
- **Giunti;**
- **Elementi accessori.**

Ogni difetto è identificato da un numero, riportato sulla scheda in alto a destra, che ne permette l'individuazione nelle schede di difettosità.



Elementi in ACCIAIO o METALLO

Difetti di saldatura

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

I difetti, localizzati lungo lo sviluppo dei cordoni di saldatura, risultano particolarmente pericolosi poiché riducono i valori di resistenza e tenacità del giunto saldato e con il tempo possono causare la frattura della saldatura stessa. Essi si manifestano sotto forma di:

- cricche, ossia microlesioni o fessurazioni sui cordoni di saldatura;
- inclusioni di natura solida e gassosa o soffiature superficiali, riconoscibili dalla presenza di piccoli crateri sulla superficie del cordone;
- irregolarità sulle maglie del cordone con evidente variazione del suo profilo per presenza di avvallamenti, irregolarità dei bordi, ecc.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Cause

L’origine di tali fenomeni si può far risalire ad errori o problematiche insorte durante l’esecuzione della saldatura stessa, quali scelta di materiali e/o tecniche non adeguate, condizioni di esecuzione non favorevoli e scarsa capacità del saldatore.

Fenomeni di degrado correlati

L’evoluzione di tali difetti potrebbe comportare la completa **rottura della saldatura**, per cui è bene valutarne l’entità (ad esempio, se sono presenti lesioni passanti dovranno indicarsi come rotture di saldatura). Particolare attenzione deve essere posta in presenza di nodi perché si potrebbe ricadere nel caso di **lesione ai nodi**.

Rottura di saldature

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5	Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
					Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si presenta con estese e profonde fessurazioni, generalmente passanti, nel cordone di saldatura o nelle sue immediate vicinanze. È un fenomeno particolarmente pericoloso perché interessa l'intera sezione resistente della saldatura e/o degli elementi collegati e comporta lesioni che tendono a propagarsi rapidamente per fatica.

Cause

- Le rotture delle saldature è dovuta a:
- difetti di esecuzione della saldatura (cricche a caldo, chicche a freddo, strappi lamellari);
 - cicli di carico ripetuti nel tempo (fenomeni di fatica);
 - eccessiva sollecitazione.

Fenomeni di degrado correlati

La rottura delle saldature può essere conseguenza dei **difetti di saldatura** precedentemente descritti, ma può manifestarsi anche indipendentemente da essi. Spesso sono presenti qualora si riscontrano **lesioni ai nodi**.



Sfogliamento vernice

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si riferisce al distacco della vernice protettiva dagli elementi di acciaio, con la conseguente esposizione del metallo. Può presentarsi come:

- squamatura a pelle di coccodrillo;
- spellamento/scollamento di strati;
- corrosione sotto la vernice;
- difetto di stesura della vernice in corrispondenza di giunti bullonati e/o zone angolari.

Cause

La presenza del difetto è principalmente dovuta a:

- carenze esecutive legate ad utilizzo di prodotti non idonei e incompleta o non corretta stesura di strati;
- invecchiamento dello strato di vernice;
- attacco chimico, ad esempio da parte di cloruri;
- danneggiamenti dovuti a urti di automezzi.

Il manifestarsi di tale fenomeno è favorito in presenza di umidità e sotto l'azione di agenti aggressivi, quali quelli presenti in ambiente marino o industriale.

Fenomeni di degrado correlati

Questo difetto se non viene tempestivamente e opportunamente riparato può portare alla **corrosione** e **ossidazione** degli elementi strutturali.



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY'S DOT



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Difetti di chiodatura

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Estensione k1	0,2 (un chiodo)	0,5 (più chiodi su un elemento)	1 (più chiodi su più elementi)
Intensità k2	0,2 (difettosità – testa o gambo)	0,5 (caduta di una delle due teste)	1 (chiodo caduto)

Rientrano in tale categoria, i difetti di chiodatura rilevabili a vista, quali l’errata conformazione della testa ribattuta del chiodo (teoricamente a calotta emisferica coassiale con il gambo) e l’assenza di una delle due teste o dell’intero chiodo dal foro.

Cause

Il difetto di chiodatura ha origine per:

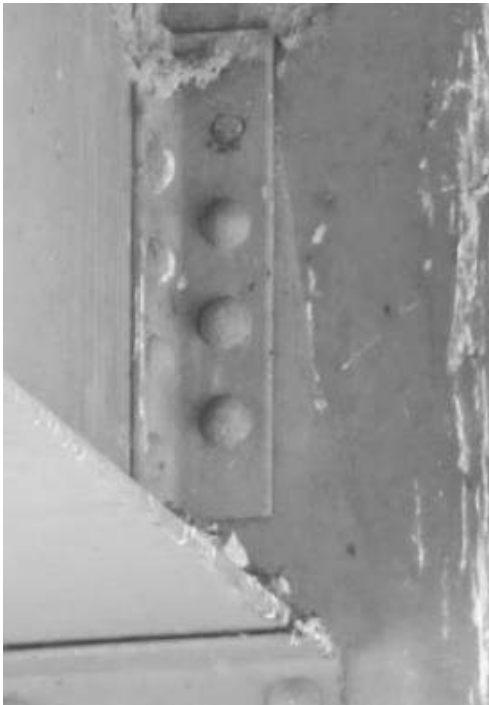
- conformazione e dimensionamento non corretti del giunto chiodato;
- ricalcatura/ribattitura non corretta del chiodo;
- eccessiva sollecitazione.

Si manifesta con più facilità laddove la chiodatura è soggetta a corrosione localizzata o fenomeni di fatica.

Fenomeni di degrado correlati

In alcuni casi si arriva alla caduta di uno o più chiodi con conseguenza perdita di efficacia della connessione.

Talvolta si trova associato a **deformazioni delle anime/piattabande** degli elementi collegati dal giunto chiodato e in corrispondenza di **lesioni ai nodi**.



Fonte: Manual for Bridge Element Inspection – AASHTO (2019)

Bulloni allentati

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Estensione k1	0,2 (meno del 10%)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	0,2 (difettosità – testa o dado)	0,5 (rottura testa o caduta dado)	1 (bullone mancante)

Il difetto corrisponde alla presenza di una coppia di serraggio inferiore a quella prescritta.

Esso si può individuare:

- a vista, se manca il dado del bullone e se vi è spazio tra la rondella e la piastra;
- a mano, se si può svitare il bullone a mano;
- controllando la coppia di serraggio dei bulloni con chiave dinamometrica.

Cause

Frequentemente le cause associate a tale difetto sono:

- conformazione e dimensionamento non corretti del giunto bullonato;
- serraggio non controllato durante il montaggio;
- assenza di rondella o impiego di rondella non idonea;
- vibrazioni e urti.

Fenomeni di degrado correlati

L’evoluzione del fenomeno può comportare la presenza di **bulloni tranciati** o addirittura la caduta del bullone e quindi la riduzione della capacità portante della giunzione. Nel caso in cui il difetto interessi gli apparecchi di appoggio, la sua presenza può essere denunciata da un funzionamento anomalo dell’apparecchio stesso.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: Manual for Bridge Element Inspection – AASHTO (2019)

Bulloni tranciati

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k ₁	0,2 (un bullone)	0,5 (più bulloni su un elemento)	1 (più bulloni su più elementi)
Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si riferisce alla rottura del gambo dei bulloni a seguito di deformazione plastica.

Nei casi più gravi si possono riscontare anche rifollamento dei fori e/o lacerazioni degli elementi collegati.

Cause

La deformazione plastica e il conseguente tranciamento dei bulloni può avere origine da:

- conformazione e dimensionamento non corretti del giunto bullonato;
- carichi superiori a quelli di progetto;
- serraggio insufficiente;
- corrosione, nel caso di giunzioni non protette;
- fenomeni di fatica o eccessive vibrazioni;
- urto di automezzi.

Fenomeni di degrado correlati

Il difetto può essere conseguenza di coppie di serraggio insufficienti, per cui è possibile rilevare la presenza di **bulloni allentati**. Nei casi più gravi si riscontra la contemporanea presenza di **deformazione anime/piattabande** e **corrosione**.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: Structural Engineering International

Deformazione anime / piattabande

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% lunghezza)	1 (~tutta la lunghezza)
Intensità k2	0,2 (accennata)	0,5 (10 mm)	1 (oltre 10 mm)

Descrizione

Il difetto, localizzato nelle piattabande o nelle anime di sezioni aperte (a T, doppio T, a L, a C, ecc.), si manifesta con la perdita di forma dei profili. Nel caso in cui la deformazione interessi l'anima si parla di imbozzamento.

Cause

Generalmente il difetto è dovuto all'urto di veicoli, natanti o altro materiale trasportato dalla corrente o è conseguente al verificarsi di frane.

Ulteriori cause correlabili a tale difetto sono:

- deformazioni impresse al montaggio per errate tolleranze costruttive;
- incendio;
- avanzati stadi di corrosione;
- carichi concentrati non previsti o fenomeni di instabilità locale.

Fenomeni di degrado correlati

In concomitanza con questo difetto spesso si riscontrano fenomeni quali sfogliamento della vernice, corrosione e difetti caratteristici dei giunti bullonati o saldati.

Il fenomeno si riferisce alle sole sezioni aperte, altrimenti si parla di deformazioni su pareti di travi scatolari.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY'S DOT

Deformazione pareti travi scatolari

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% lunghezza)	1 (~tutta la lunghezza)
Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si manifesta con la perdita di forma delle pareti laterali o di fondo delle sezioni scatolari. Nel caso in cui si tratta di imbozzamento, le deformazioni si presentano come una successione di onde lungo lo sviluppo delle pareti.

Cause

Generalmente il difetto è dovuto all’urto di veicoli, natanti o altro materiale trasportato dalla corrente o è conseguente al verificarsi di frane.

Ulteriori cause correlabili a tale difetto sono:

- deformazioni impresse al montaggio per errate tolleranze costruttive;
- avanzati stadi di corrosione, con conseguente riduzione di sezione resistente;
- carichi concentrati non previsti o fenomeni di instabilità locale, nel caso di sezioni con lamiere sottili o non sufficientemente irrigidite.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

In concomitanza con tale difetto spesso si riscontrano fenomeni quali **sfogliamento della vernice** e **corrosione**. Il fenomeno può manifestarsi in corrispondenza di **bulloni allentati** o **tranciati**, nel caso in cui esso sia causato da urti sugli elementi.

Nel caso di deformazioni su travi a sezione aperta ci si riferisce al difetto **deformazione anime/piattabande**.

Lesioni ai nodi

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k ₁	0,2 (un solo nodo)	0,5 (fino a tre nodi)	1 (oltre tre nodi)
Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

Per nodo si intende il punto di convergenza di elementi strutturali in acciaio, quali i tiranti e i puntoni di una travatura reticolare. Le lesioni a cui si riferisce il difetto possono riguardare sia gli elementi di collegamento e le piastre di nodo (saldature, bullonature, chiodature), sia gli elementi strutturali collegati.



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY’S DOT

Cause

- Il danno ai nodi è frequentemente causato da:
- conformazione e dimensionamento non corretti della giunzione;
 - carichi non previsti o superiori a quelli di progetto;
 - fenomeni di fatica e corrosione.

Fenomeni di degrado correlati

Va valutato parallelamente e non confuso con **difetti saldature** e **rottura saldature**. Nel caso di zone prossime agli apparecchi di appoggio può essere concomitante con difetti specifici degli apparecchi stessi.

Corrosione

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% lunghezza)	1 (~tutta la lunghezza)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Gli acciai comuni reagiscono con l'ambiente formando una superficie contenente ossido di ferro. Questa superficie è estremamente porosa e consente al processo elettrochimico di ossidazione di evolversi, penetrando nell'acciaio e corrodendone la superficie, riducendo progressivamente la sezione fino alla perforazione del metallo stesso. I tipi di corrosione più pericolosi sono solitamente quelli localizzati, in quanto possono creare cricche, fori, fessurazioni.

Cause

- Questo tipo di problematica ha molteplici cause; le principali sono:
- deterioramento della protezione del metallo (verniciatura/zincatura);
 - presenza di umidità o ristagni d'acqua;
 - scarsa manutenzione;
 - presenza di correnti vaganti o soluzioni saline (ambiente marino, soluzioni antigelo, ambiente industriale).

Fenomeni di degrado correlati

La corrosione è dovuta al contatto del materiale con l'acqua e l'umidità, per cui è spesso correlata all'assenza di un adeguato sistema di convogliamento delle acque, alla presenza di **ristagni d'acqua** e all'esposizione del materiale a seguito di **sfogliamento della vernice**. Essa è la fase successiva del fenomeno di ossidazione, che si limita agli strati più superficiali degli elementi.



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY'S DOT

Ossidazione

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% lunghezza)	1 (~tutta la lunghezza)
Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

È un fenomeno elettrochimico in cui il ferro (Fe) contenuto nell'acciaio reagisce con l'ossigeno dell'atmosfera formando sulla superficie ossidi più o meno aderenti. A seconda dello stadio di evoluzione del fenomeno, esso si presenta come:

- ossidazione superficiale omogenea;
- rigonfiamento della superficie esterna;
- corrosione puntiforme (vaiolatura).

Cause

L'ossidazione è essenzialmente causata dal contatto del materiale con l'ambiente esterno, per cui è favorita nel caso in cui la protezione del metallo sia mancante o deteriorata e in presenza di alte percentuali di umidità. Ulteriori cause possono essere la presenza di correnti vaganti o di soluzioni saline (ambiente marino, soluzioni antigelo, ambiente industriale).

Fenomeni di degrado correlati

L'ossidazione è dovuta al contatto del materiale con l'acqua e l'umidità, per cui è spesso correlata all'assenza di un adeguato sistema di convogliamento delle acque, alla presenza di **ristagni d'acqua** e all'esposizione del materiale a seguito di **sfogliamento della vernice**. Essa è la fase precedente del fenomeno di **corrosione**, il quale può manifestarsi nel caso in cui non si contrasti opportunamente la sua evoluzione.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)





Elementi in MURATURA

Fessure orizzontali

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (capillare)	0,5 (qualche mm)	1 (qualche cm)

Descrizione

Questo tipo di difetto è riferito alle fessure con andamento prevalentemente orizzontale che possono manifestarsi sugli elementi verticali come spalle e pile e, nel caso dei ponti ad arco, su rinfianchi e timpani. Esse si sviluppano principalmente lungo i ricorsi di malta o, meno frequentemente, attraversano direttamente i mattoni o i blocchi di pietra.

Cause

Le fessure orizzontali localizzate su pile e spalle possono essere conseguenza di:

- cedimenti differenziali delle fondazioni;
- eccessiva spinta del terreno sulle spalle ;
- eventi sismici.

Nel caso di archi, fessure orizzontali alle imposte possono essere dovute a:

- carichi non simmetrici per ponti con un solo arco o tra campate contigue specie se di luce diversa (campate più lunghe o più caricate).

L’apertura di fessure è favorita dall’effetto delle vibrazioni ripetute indotte dal traffico.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni di acqua e degli agenti aggressivi che possono danneggiare la consistenza della muratura anche al suo interno, per cui potrebbero favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento** della muratura. Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **fessure verticali, diagonali, o distacchi di interi elementi strutturali** (distacco del timpano nei ponti ad arco), né con la **polverizzazione** dei corsi di malta.



Fessure verticali

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (capillare)	0,5 (qualche mm)	1 (qualche cm)

Descrizione

Ci si riferisce a fessure ad andamento prevalentemente verticale su pile, spalle e timpani. Esse possono seguire un andamento a zig-zag lungo i giunti di malta delle murature a blocchi, oppure avere un andamento continuo, tagliando i blocchi stessi, siano essi in pietra o in laterizio. A volte possono presentarsi come un insieme di piccole fessure ravvicinate; in questo caso deve esserne analizzata nel dettaglio la geometria.

Cause

Le fessure verticali in generale si localizzano in presenza di discontinuità geometriche o del materiale e possono essere dovute a:

- cedimenti differenziali delle fondazioni;
- cedimenti/rotazioni delle strutture di contenimento;
- collasso per schiacciamento della muratura in particolare su pile / spalle molto alte o molto caricate.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni di acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbero favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento** della muratura.

Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **fessure orizzontali**, **diagonali**, o **distacchi di interi elementi strutturali** (distacco del timpano nei ponti ad arco), né con la **polverizzazione** dei corsi di malta.



Fessure diagonali

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	Sempre = 1		
Intensità k ₂	0,2 (capillare)	0,5 (qualche mm)	1 (qualche cm)

Descrizione

Si tratta di fessure ad andamento inclinato rispetto alla verticale, che possono svilupparsi seguendo a zig-zag i giunti di malta orizzontali e verticali per i ponti in muratura di mattoni o a conci di pietra squadrata, o attraversando in modo continuo gli elementi in pietra/laterizio. A volte possono presentarsi come un insieme di piccole fessure ravvicinate; in questo caso deve esserne analizzata nel dettaglio la geometria per capire se siano state originate da un moto di traslazione o un moto di rotazione tra blocchi rigidi.

Cause

- Le fessure diagonali possono essere dovute a:
- cedimenti differenziali delle fondazioni;
 - scalzamenti locali alla base (provocati da piene);
 - eccessiva spinta del terreno sulle spalle.
- L'apertura di fessure è favorita dall'effetto delle vibrazioni ripetute indotte dal traffico.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni di acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbe favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento** della muratura.

Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **fessure orizzontali**, **verticali**, o **distacchi di interi elementi strutturali** (distacco del timpano nei ponti ad arco), né con la **polverizzazione** dei corsi di malta.



Porzione di muratura mancante

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si evidenzia per la mancanza o la rottura di mattoni o blocchi in pietra appartenenti agli elementi strutturali del manufatto.

Cause

- Se la mancanza di porzione di muratura è localizzata in corrispondenza di fessure allora può essere dovuta a:
- tensioni o spostamenti che hanno generato tali fessure.
- Se la mancanza di porzione di muratura è localizzata altrove può essere dovuta a:
- Urti;
 - disfacimento della malta per cattiva qualità o per effetti di piene;
 - deterioramento dei materiali dovuti all'effetto del tempo;
 - presenza di vegetazione infestante (edera, capperi..) che in concomitanza con gli agenti atmosferici facilita la disgregazione della muratura.



Fenomeni di degrado correlati

Se le porzioni di muratura mancanti progrediscono nel tempo, si potrebbe avere una **riduzione della sezione resistente**, molto pericolosa se si sviluppa su elementi strutturali primari. Quando si presenta sui muri di timpano non diminuisce la capacità portante dell'arco ma, se diffusa, può innescare un cedimento di tale elemento con fuoriuscita del riempimento e conseguente avvallamento della sede stradale. Spesso dove mancano porzioni di muratura, si riscontra anche la presenza di **polverizzazione**.

Fessure trasversali

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	--------------

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (capillare)	0,5 (qualche mm)	1 (qualche cm)

Descrizione

Per fessure trasversali si intendono le lesioni che possono presentarsi all'intradosso della volta, con andamento prevalente lungo la direttrice dell'arco, trasversalmente all'asse stradale. Generalmente esse interessano i giunti di malta.

Cause

- Le fessure trasversali possono essere generate :
- cedimenti differenziali delle fondazioni;
 - eccessiva spinta del terreno sulle spalle o eventi sismici;
 - se la fessura è in chiave all'arco può essere indice di una insufficienza statica per carichi verticali.
- Se si localizzano alle imposte possono essere dovute a:
- carichi non simmetrici tra campate contigue (campate più lunghe o più caricate). In questo caso sono il segno della formazione di una cerniera cilindrica dovuta ad eccesso di flessione;
 - uno scorrimento tra conci contigui causato da un'eccessiva forza di taglio, più raramente.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni di acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbe favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento** della muratura.

Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **fessure orizzontali**, **verticali** o **diagonali**, che sono tipici di elementi verticali quali pile, spalle e timpani, e **fessure longitudinali**, che si sviluppano sull'arco ma lungo la direzione ortogonale.



Fessure longitudinali

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	0,2 (< ¼ della luce)	0,5 (< ½ della luce)	1 (> ½ della luce)
Intensità k2	0,2 (capillare)	0,5 (qualche mm)	1 (qualche cm)

Descrizione

Questo tipo di difetto è riferito a fessure ad andamento circonferenziale che si presentano all'intradosso dell'arco, che quindi seguono l'andamento longitudinale dell'asse stradale. Le fessure possono interessare sia i giunti di malta sia gli elementi lapidei o di laterizio, che costituiscono la tessitura muraria.

Cause

Le fessure longitudinali trovano spesso origine per:

- cedimenti differenziali delle fondazioni in direzione trasversale;
- condizioni di carico fortemente sbilanciate (tracciati curvilinei);
- discontinuità del manufatto con volte realizzate a settori affiancati.

In prossimità dei bordi dell'arco possono essere associate al distacco del timpano.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni di acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbe favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento** della muratura.

Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **fessure orizzontali**, **verticali** o **diagonali**, che sono tipici di elementi verticali quali pile, spalle e timpani, e **fessure trasversali**, che si sviluppano sull'arco ma lungo la direzione ortogonale.



Distacco del timpano

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (modesto)	0,5 (qualche mm)	1 (qualche cm)

Descrizione

Per timpano si intende la parte verticale ai lati della struttura sovrastante l'elemento strutturale portante dell'arco, che racchiude il materiale di riempimento. Quest'ultimo, a volte, offre un notevole contributo alla capacità portante del ponte. Il difetto si riferisce al distacco di tale elemento dall'arco sottostante.

Cause

- Il distacco del timpano può essere provocato da:
- movimenti differenziali delle fondazioni
 - effetti di sovraccarichi non previsti;
 - spinta del materiale di riempimento sul timpano;
 - presenza di vegetazione con radici spingenti;
 - infiltrazioni di acqua con conseguenti cicli di gelo/disgelo.
- Il fenomeno è esaltato dalla mancanza di un efficace collegamento tra l'arco e il timpano.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni dell'acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbe favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento** della muratura.

Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **fessure orizzontali, verticali, diagonali, trasversali o longitudinali**, essendo riferito ad una localizzazione ben precisa, in corrispondenza della superficie di contatto tra timpano e arco.



Riprese successive deteriorate

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1
Intensità k2	Sempre = 1

Descrizione

Il difetto si presenta nelle zone in cui sono stati eseguiti interventi per nascondere fenomeni di degrado e lesioni senza tuttavia eliminarne le cause scatenanti, per cui con il passare del tempo il difetto si ripresenta con le stesse caratteristiche.



Cause

- Questo tipo di difetto è dovuto a:
- interventi di riparazione errata o sommaria;
 - ripristino che ha operato solo sugli effetti ma non sulle cause.



Fenomeni di degrado correlati

A questo tipo di difetto sono correlati i fenomeni di degrado propri del difetto originale non correttamente ripristinato.

Macchie di umidità/risalita

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si presenta con macchie di colore pressoché uniforme ma in generale più scure rispetto alla muratura circostante integra. Tali macchie hanno forma molto variabile, che può dipendere sia dall’origine dell’umidità che le genera sia dal tipo di tessuto murario. Per esempio, sulle murature miste generalmente si presentano in modo disomogeneo a seconda dei vari materiali con cui esse sono realizzate (pietra, laterizio, ecc.).

Cause

- La formazione delle macchie di umidità nel tessuto murario è principalmente dovuta a:
- risalita capillare di umidità dal suolo (macchie di risalita). In questo caso esse sono localizzate nella parte bassa della muratura;
 - penetrazione di acqua meteorica, dovuta a sistemi di convogliamento delle acque assenti, inadeguati o danneggiati (macchie di umidità).

Fenomeni di degrado correlati

Il progredire di tale fenomeno di degrado, soprattutto dovuto al mal funzionamento dei sistemi di convogliamento delle acque, potrebbe comportare l’innescarsi di **fenomeni di dilavamento** della muratura.



Dilavamento

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

Il dilavamento della muratura si manifesta con macchie di colore più scuro rispetto alla parte integra, generalmente alternate ad altre di colore biancastro, dovute all'accumulo di depositi di calcare, il cui andamento ricalca il percorso dell'acqua sulla superficie.

Esse possono trovarsi localizzate in punti specifici delle superfici murarie o manifestarsi su una superficie più ampia, sotto forma di striature disomogenee o stalattiti calcaree.

Cause

Il dilavamento è provocato dagli effetti delle acque meteoriche, nel caso in cui esse non siano adeguatamente allontanate dalle superfici murarie. Pertanto, l'origine del fenomeno è da ricercare nella mancanza/inadeguatezza/danneggiamento dei sistemi di convogliamento o di altri elementi da cui può avvenire infiltrazione di acqua, quali scossaline o giunti.

Fenomeni di degrado correlati

I fenomeni di dilavamento e di ammaloramento della muratura sono la naturale evoluzione delle **macchie di umidità**. Il loro progredire può portare ad una **riduzione della sezione resistente**, pericolosa se si sviluppa su elementi strutturali primari.



Macchie di colore scuro

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto è un’alterazione dello strato superficiale del materiale lapideo che spesso si presenta di colore diverso (*crosta nera*) e con durezza e fragilità maggiore rispetto allo strato sottostante o al materiale non ammalorato. Lo strato superficiale ammalorato tende a staccarsi spontaneamente dal materiale sottostante. Spesso si forma in zone riparate dalla pioggia e dal vento.

Cause

La formazione della crosta nera è dovuta all’effetto combinato di fenomeni termoigrometrici e azioni chimiche: le pietre si raffreddano più velocemente dell’aria, per cui l’aria calda e umida tende a condensare sulla superficie. A causa del processo chimico che si innesca con l’anidride solforosa presente in atmosfera, si forma uno strato di gesso che, cristallizzando, dà luogo alle cosiddette croste nere.

Fenomeni di degrado correlati

A questo difetto si può associare una lenta ma progressiva riduzione della sezione resistente. Non deve essere confuso con le **patine biologiche**.



Efflorescenze

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto è dovuto alla formazione di una patina biancastra e cristallina sulla superficie della struttura che può presentarsi in forma pulverulenta o filamentosa. Quando si tratta di efflorescenze di tipo salino, la cristallizzazione avviene all'interno del materiale provocando il distacco delle parti più superficiali; in tal caso si parla di cripto-efflorescenza o sub-efflorescenza.

Cause

La formazione delle efflorescenze può essere dovuta a:

- fenomeni termoigrometrici e chimici: l'acqua che penetra all'interno di un paramento murario contiene sali minerali disciolti in essa (cloruri, solfati, nitrati). Questi ultimi, quando l'acqua evapora, si depositano sulla superficie, cristallizzando e accumulandosi nel tempo.

Il fenomeno è tipico delle zone esposte a sole e vento, dove l'evaporazione è facilitata.

Fenomeni di degrado correlati

A questo fenomeno si associa una lenta ma progressiva riduzione della sezione resistente che favorisce un'ulteriore infiltrazione di umidità all'interno della muratura. Non deve essere confuso con le **macchie di umidità/risalita**.



Patina biologica

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

La patina biologica è costituita da microrganismi a cui possono aderire polvere, terriccio, ecc., i quali formano uno strato sottile, morbido ed omogeneo, aderente alla superficie, di colore variabile, ma per lo più verde.

Rientra in questo tipo di difetto anche la presenza di vegetazione invasiva. La vegetazione invasiva se particolarmente rigogliosa provoca la disgregazione della malta e la conseguente riduzione dell’ammorsamento tra i blocchi o le pietre (effetto leva delle radici).

Cause

- La formazione della patina biologica è dovuta a:
- presenza di umidità o acqua sulla muratura;
 - presenza di suolo che contiene humus.

Fenomeni di degrado correlati

Il difetto può portare alla formazione di **macchie di umidità/risalita**. La presenza di vegetazione con radici spingenti spesso provoca il **distacco di porzioni di materiale** o la formazione di **fessure** di vario tipo.



Polverizzazione

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	0,2 (profondità < 1 cm)	0,5 (profondità < 5 cm)	1 (profondità > 5 cm)

Descrizione

La polverizzazione si manifesta con la caduta spontanea del materiale, costituente i giunti di malta o gli elementi lapidei, in forma di polvere o granuli.

Cause

La polverizzazione è dovuta alla reazione chimica tra i gas presenti in atmosfera, l'acqua e i componenti delle malte che comporta la formazione di sali debolmente solubili, i quali vanno ad aggredire il reticolo cristallino delle malte/elementi lapidei causandone la rottura e quindi la polverizzazione.

Fenomeni di degrado correlati

Questo fenomeno avanza rapidamente e può portare al difetto di **porzione di muratura mancante** e quindi ad una **riduzione della sezione resistente**, pericolosa se si sviluppa su elementi strutturali primari.



Esfoliazione

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si manifesta con il distacco di uno o più strati superficiali approssimativamente paralleli fra loro (sfoglie). Tali parti distaccate assumono spesso forme specifiche in funzione delle caratteristiche strutturali e di tessitura. Le sfoglie sono usualmente di spessore che varia tra qualche millimetro e qualche centimetro.

Cause

- L'esfoliazione del materiale è dovuta a:
- fenomeni di umidità ascendente, formazione di ghiaccio negli strati più superficiali;
 - perdite localizzate degli impianti di smaltimento e/o di convogliamento delle acque;
 - consistente presenza di formazione saline e efflorescenze;
 - dilatazioni differenziali tra materiali di supporto e finitura.

Fenomeni di degrado correlati

A questo fenomeno si associa una lenta ma progressiva riduzione della sezione resistente oltre a favorire un'ulteriore infiltrazione di umidità all'interno della muratura.





Elementi in C.A./C.A.P.

Macchie di umidità passiva

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si presenta con aree di colorazione diversa dal materiale integro. In particolare, si tratta di tracce di calcio rilasciate sulla superficie dall’umidità penetrata attraverso il calcestruzzo. Si parla di **macchie di umidità passiva** qualora il fenomeno si intende estinto e del quale restano macchie di colore biancastro.

Cause

La penetrazione di umidità e di acqua meteorica attraverso il materiale è favorita in presenza di:

- materiali caratterizzati da elevata porosità
- mancanza o carenze nel sistema di impermeabilizzazione
- sistemi di convogliamento delle acque assenti, inadeguati o danneggiati
- Imperfetta tenuta dei giunti
- Scossaline assenti o deteriorate

Fenomeni di degrado correlati

Il progredire di tale fenomeno di degrado potrebbe comportare l’innescarsi di **fenomeni di dilavamento e di ammaloramento** del calcestruzzo. Tale difetto è diverso da altri fenomeni, quali le **tracce di scolo**, dovuti a scorrimenti superficiali di acqua.



Macchie di umidità attiva

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si presenta con aree di colorazione diversa dal materiale integro. In particolare, si tratta di tracce di calcio rilasciate sulla superficie dall’umidità penetrata attraverso il calcestruzzo. A differenza delle macchie di umidità passiva, l’**umidità attiva** è legata a fenomeni di infiltrazione di acqua tutt’ora in corso e si presenta con macchie di colore scuro dovuto al contatto continuo con l’acqua e l’umidità.

Cause

La penetrazione di umidità e di acqua meteorica attraverso il materiale è favorita in presenza di:

- materiali caratterizzati da elevata porosità;
- mancanza o carenze nel sistema di impermeabilizzazione;
- sistemi di convogliamento delle acque assenti, inadeguati o danneggiati;
- imperfetta tenuta dei giunti;
- scossaline assenti o deteriorate.

Fenomeni di degrado correlati

Il progredire di tale fenomeno di degrado potrebbe comportare l’innescarsi di **fenomeni di dilavamento e di ammaloramento** del calcestruzzo, nonché possibili **distacchi di copriferro** con conseguente esposizione delle armature. Tale difetto è diverso da altri fenomeni, quali le **tracce di scolo**, dovuti a scorrimenti superficiali di acqua.



Calcestruzzo dilavato/ammalorato

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Il dilavamento e/o l’ammaloramento del calcestruzzo sono dovuti alla percolazione di acque superficiali e si manifesta prevalentemente sulle superfici verticali o inclinate degli elementi. Per **dilavamento** si intende l’erosione dello strato superficiale di materiale dovuto al passaggio frequente di acqua, mentre con il termine **ammaloramento** ci si riferisce ai fenomeni di rigonfiamento superficiale del calcestruzzo, scagliamento, perdita di coesione, ecc.

Cause

Tali fenomeni sono generati o esaltati dalla presenza di ambiente umido e calcestruzzi particolarmente porosi. Generalmente il difetto è conseguente a mancanze o carenze nel sistema di convogliamento delle acque meteoriche; molto frequentemente, infatti, si rileva in corrispondenza di scarichi corti o danneggiati, che indirizzano l’acqua direttamente sulle superfici degli elementi. Il degrado per ammaloramento è inoltre dovuto a fenomeni di carattere chimico sulle armature (carbonatazione del copriferro o attacco di cloruri) o fisici (cicli di gelo e disgelo), legati alle caratteristiche ambientali del sito.

Fenomeni di degrado correlati

I fenomeni di dilavamento e di ammaloramento del calcestruzzo rappresentano l’evoluzione delle **macchie di umidità** e delle **tracce di scolo**. Il loro progredire può portare ad una **riduzione della sezione resistente** del calcestruzzo, pericolosa se si sviluppa su elementi strutturali primari.



Vespai

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k ₂	0,2 (Solo superficiale)	0,5 (Vista dell'inerte)	1 (Inerte distaccabile)

I vespai o nidi di ghiaia sono difetti molto evidenti che compromettono la continuità superficiale del calcestruzzo. Possono interessare zone estese o essere localizzati in zone limitate della superficie degli elementi strutturali. Essi comportano la presenza di zone non omogenee sulle superfici degli elementi a causa dell'esposizione degli inerti più grossi di calcestruzzo, che, nei casi più gravi, sono asportabili manualmente.

Cause

Generalmente le cause di tale fenomeno risalgono a problemi in fase di esecuzione: sono infatti frequenti nel caso di calcestruzzi mal confezionati, con granulometria e/o mix design inadeguati, nel caso di getti male eseguiti, con insufficiente vibratura, o a causa della segregazione degli inerti dovuta ad insufficiente altezza di getto o per casseri mal sigillati.

Fenomeni di degrado correlati

In corrispondenza dei vespai c'è un notevole aumento di permeabilità del calcestruzzo dovuto alla presenza di vuoti tra gli inerti, che facilita la penetrazione di agenti aggressivi. Essi pertanto sono spesso associati ad altri fenomeni di degrado, quali **ossidazione e/o corrosione** delle armature e delle staffe. I vespai non devono essere confusi con i vuoti che spesso si trovano al di sotto delle barre di armature a causa di interferri troppo esigui che non permettono il passaggio degli inerti e quindi il completo ricoprimento delle barre con il calcestruzzo.



Distacco del copriferro

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Il difetto si riferisce alla mancanza di porzioni di strato di ricoprimento in calcestruzzo delle armature longitudinali e trasversali degli elementi, con conseguente esposizione di queste ultime agli agenti ossidanti e corrosivi.

Particolarmente soggette a distacchi di copriferro sono le travi più esterne dei ponti a travata, maggiormente esposte agli effetti degli agenti esterni.

Tale fenomeno si concentra spesso in corrispondenza delle zone degli spigoli degli elementi, caratterizzate da un elevato rapporto superficie/volume esposto e quindi più soggette a distacchi.



Cause

Il distacco di copriferro è dovuto a fenomeni chimici e fisici, quali il deterioramento del calcestruzzo causato dall'azione dell'acqua e dell'umidità e la carbonatazione, favorita dalla presenza di calcestruzzi porosi in ambienti aggressivi, ma anche ad errori in fase di esecuzione, quali spessori di copriferro molto esigui o scarso interferro, o a cause accidentali, quali l'urto di automezzi.



Fenomeni di degrado correlati

Generalmente il fenomeno si riscontra in corrispondenza di zone in cui il **calcestruzzo** appare **dilavato o ammalorato** o in corrispondenza di **vespai**, dove la non corretta modalità di getto facilita la disgregazione del materiale. Conseguenti ai distacchi di copriferro, sono i **fenomeni di ossidazione e/o corrosione** delle armature esposte.

Armatura ossidata e/o corrosa

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Descrizione

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	0,2 (ossidata)	0,5 (Intaccata la sezione della barra)	1 (Corrosa con diminuz. di sezione)

A causa della mancanza o della carenza di uno strato di ricoprimento in calcestruzzo adeguato, le armature in acciaio, a contatto con agenti aggressivi esterni, appaiono **ossidate** o **corrose**. Nei casi più gravi l’evoluzione del fenomeno può provocare la riduzione della sezione resistente.

Qualora il calcestruzzo sia carbonatato e il copriferro intatto, tale fenomeno non è visibile ma si sviluppa al di sotto dello strato di ricoprimento in calcestruzzo. Per carbonatazione si intende la formazione di carbonato di calcio con la conseguente riduzione del PH del calcestruzzo e la depassivazione delle armature metalliche, che ne favorisce l’ossidazione. Quest’ultima provoca l’aumento di volume dell’armatura e la conseguente fessurazione, prima, ed espulsione poi, del copriferro.

Cause

Oltre che per il fenomeno di carbonatazione, l’ossidazione e/o la corrosione delle armature esposte sono causate dal contatto con l’aria e facilitate dalla presenza di acqua.

Fenomeni di degrado correlati

Il fenomeno è visibile laddove sono presenti **distacchi di copriferro** ed è maggiormente evidente in corrispondenza di **vespai**. Fasi anteriori del degrado sono eventuali lesioni in corrispondenza delle barre di armatura, la cui evoluzione potrebbe provocare il completo distacco di copriferro e la conseguente esposizione delle barre stesse. L’armatura ossidata e/o corrosa non si deve confondere con le staffe scoperte e/o ossidate, fenomeno che si riferisce specificatamente alle armature trasversali degli elementi, laddove esse siano presenti e ben distinguibili da quelle longitudinali.



Lesioni a ragnatela modeste

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Il fenomeno si riferisce alla presenza di fessure di modesta entità diffuse in maniera irregolare sulla superficie degli elementi e ben visibili nelle zone particolarmente soggette agli effetti dell’umidità.

Cause

In genere, le cause di tale fenomeno sono riconducibili agli effetti del ritiro nel caso di calcestruzzo con miscela inadeguata e, in particolare, con un eccessivo quantitativo di acqua di impasto. Lesioni di questo tipo possono presentarsi anche nel caso di getti non stagionati adeguatamente o di carenze di armatura superficiale.

Fenomeni di degrado correlati

Le lesioni sono maggiormente evidenti su superfici caratterizzate da **macchie di umidità** e altri fenomeni, legati agli effetti dell’acqua a contatto con il materiale. Non devono confondersi con altri stati fessurativi, di origine e gravità diversa. Analogamente il fenomeno non si deve confondere con le lesioni che appaiono in corrispondenza delle armature, quali le **lesioni in corrispondenza delle staffe**, essendo queste generate dalla presenza dell’armatura stessa e aventi andamento molto più regolare.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fessure orizzontali

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (In media < 1)	0,5 (In media 1 ÷ 3)	1 (In media > 3)
Intensità k2	0,2 (capillare)	0,5 (1 ÷ 2 mm)	1 (> 2 mm)

Descrizione

Si tratta di stati fessurativi con andamento prevalentemente *orizzontale* che compaiono sulle superfici verticali di elementi strutturali quali spalle, pile, pulvini, baggioli e fondazioni.
Spesso si trovano in corrispondenza di riprese di getto e negli elementi costruiti per conci.

Cause

Le lesioni, in generale, derivano da stati di sollecitazione anomali che portano alla rottura del calcestruzzo nelle sezioni più deboli degli elementi, quali quelle in corrispondenza delle riprese di getto, come nel caso in esame. Tali fessurazioni sono favorite nel caso di quantitativi insufficienti di armatura di collegamento tra getti successivi o da disposizioni di armature con interasse elevato, o anche nel caso di getti di diversa qualità o preparazioni inadeguate delle superfici delle riprese stesse.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni dell’acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbe favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento/ammaloramento** del calcestruzzo.
È bene considerare solo le discontinuità in corrispondenza delle riprese di getto che implicano una fessurazione chiara e visibile. Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **lesioni in corrispondenza delle staffe** o **fessure verticali, diagonali, longitudinali e trasversali**.
Nel caso in cui le fessure orizzontali interessano impalcati, archi o travi si parla di lesioni trasversali o longitudinali.



Fessure verticali

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	0,2 (In media < 1)	0,5 (In media 1 ÷ 3)	1 (In media > 3)
Intensità k2	0,2 (capillare)	0,5 (1 ÷ 2 mm)	1 (> 2 mm)

Descrizione

Si tratta di stati fessurativi con andamento prevalentemente *verticale* che compaiono sulle superfici verticali di elementi strutturali quali spalle, pile, pulvini, baggioli e fondazioni. Spesso si trovano in corrispondenza di riprese di getto o negli elementi costruiti per conci.

Cause

Le lesioni, in generale, derivano da stati di sollecitazione anomali che portano alla rottura del calcestruzzo nelle sezioni più deboli degli elementi, quali quelle in corrispondenza di riprese di getto.

Quando le fessure verticali interessano elementi come spalle e pile, le loro cause sono riconducibili agli effetti del ritiro del calcestruzzo e si presentano ad intervalli regolari con ampiezza contenuta, altrimenti derivano da assestamenti delle fondazioni o spinte differenziali del terreno; in tal caso, le fessure hanno ampiezza elevata e non costante lungo il loro andamento e risultano isolate. Se il difetto interessa piedritti in c.a. esso è di origine strutturale per cui potenzialmente pericoloso.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni dell’acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbe favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento/ammaloramento** del calcestruzzo. Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **lesioni in corrispondenza delle staffe** o **fessure orizzontali, diagonali, longitudinali e trasversali**. Nel caso in cui le fessure verticali interessano impalcati, archi o travi si parla di lesioni longitudinali o trasversali.



Fessure diagonali

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	0,2 (In media < 1)	0,5 (In media 1 ÷ 3)	1 (In media > 3)
Intensità k ₂	0,2 (capillare)	0,5 (1 ÷ 2 mm)	1 (> 2 mm)

Descrizione

Si tratta di stati fessurativi con andamento prevalentemente *diagonale* situati su pareti verticali di fondazioni, pile, pulvini, spalle e travi e su superfici orizzontali di solette e controsolette.

Cause

Le lesioni, in generale, derivano da stati di sollecitazione anomali che portano alla rottura del calcestruzzo nelle sezioni più deboli e/o più sollecitate degli elementi.

Nel caso in cui le fessure diagonali interessano elementi quali spalle e pile, le loro cause sono riconducibili a fenomeni di assestamento delle fondazioni o spinte differenziali del terreno; si presentano isolate, con ampiezza elevata e non costante lungo il loro andamento. Generalmente, per elementi quali travi e pulvini, le lesioni diagonali si trovano in corrispondenza della posizione di massimo taglio o della posizione di piegamento delle armature; in tal caso, esse hanno origine strutturale e sono dovute a sollecitazioni eccessive e/o carenze di armatura. Analoghe considerazioni si possono fare se le lesioni si presentano su superfici orizzontali, quali quella delle solette; esse hanno origine, generalmente, nelle zone d'angolo.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni dell'acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbe favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento/ammaloramento** del calcestruzzo.

Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **lesioni in corrispondenza delle staffe** o **fessure orizzontali, verticali, longitudinali e trasversali**.



Lesioni attacco pilastri

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	0,2 (in poche zone)	0,5 (~50% superficie)	1 (Tutto il perimetro)
Intensità k2	0,2 (capillare)	0,5 (1 ÷ 2 mm)	1 (> 2 mm o passante)

Descrizione

Il difetto si riferisce alla presenza di fessure in corrispondenza della sezione di incastro dei pilastri o piedritti ad altri elementi. Le fessure possono essere capillari o presentarsi con ampiezze significative, tali da provocare un vero e proprio distacco degli elementi.

Cause

La presenza di tali lesioni può essere indice di carenze di armatura di collegamento tra gli elementi, di errori nelle modalità di esecuzione, quali la mancata preparazione delle superfici di incastro o l'insufficiente vibratura dei getti stessi o, anche, degli effetti del ritiro del calcestruzzo.

Nei casi più gravi, la formazione delle lesioni è conseguenza di stati di sforzo eccessivi ed imprevisti nei punti di trasmissione dei carichi tra le membrature.



Fenomeni di degrado correlati

Se il fenomeno è particolarmente avanzato, tanto da mettere in vista le armature degli elementi, è bene assicurarsi che queste ultime non siano soggette a fenomeni di **ossidazione e/o corrosione**. Spesso le superfici su cui si aprono le lesioni sono caratterizzate da **vespai**, in quanto entrambi i fenomeni sono conseguenza di un'errata modalità di getto o di materiale di scarsa qualità. Trattandosi di lesioni localizzate in zone specifiche, il rischio di confonderle con altri tipi di fessure è minimo.

Riprese successive deteriorate

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	Sempre = 1
Intensità k2	Sempre = 1

Descrizione

Per riprese successive si intendono le riparazioni localizzate effettuate sul calcestruzzo, quali riempimenti di vuoti, intasamento di vespai e ricostruzioni di copriferro, oltre che i rivestimenti di intonaco che spesso ricoprono le superfici degli elementi. Il deterioramento delle riprese successive include vari tipi di degrado, quali le lesioni, fenomeni legati all’umidità e il distacco degli elementi nuovi dal materiale base.

Cause

Il fenomeno può essere dovuto a diverse cause, tra cui la scelta di materiali di ripristino inadeguati, l’errata progettazione o esecuzione dell’intervento di riparazione. Inoltre, il deterioramento degli elementi di ripristino potrebbe essere indotto dalla presenza di agenti esterni aggressivi (es. cicli di gelo/disgelo, carbonatazione, ecc.) o dalla mancata risoluzione preventiva dei fenomeni di degrado che interessano le strutture.



Fenomeni di degrado correlati

Con tale fenomeno, come descritto, si può far riferimento a diverse tipologie di fenomeni di degrado, in quanto include tutti i difetti tipici del calcestruzzo.

Non si devono confondere le riprese successive dalle riprese di getto, le quali si riferiscono a fasi successive nella realizzazione degli elementi strutturali.

Lesioni da schiacciamento

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (distacco del materiale)	1 (vista delle armature)

Descrizione

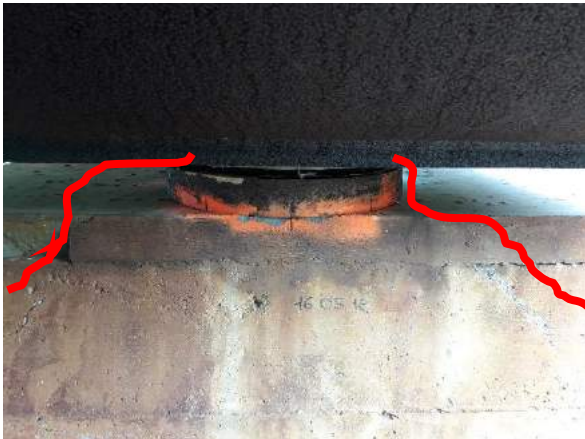
Con lesioni da schiacciamento si intendono le fessure che si manifestano in genere in corrispondenza delle sedi di appoggio degli impalcati, quali i baggioli, e degli apparecchi di appoggio, per eccesso di compressione. Esse si presentano con un’inclinazione di circa 45° e generalmente sono accoppiate, tanto da generare il distacco di cunei di materiale.

Cause

L’eccesso di compressione, da cui hanno origine le lesioni, può derivare da errori di tipo progettuale, nel caso di dimensionamenti inesatti, o esecutivo, nel caso di materiali scadenti e/o carenze di armature.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni dell’acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbe favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento/ammaloramento** del calcestruzzo. Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali le lesioni caratteristiche in zona appoggio, che si generano per altre cause.



Lesioni in corrispondenza delle staffe

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	--------------	-------	-------	-------

Estensione k ₁	0,2 (in poche zone)	0,5 (~50% lunghezza)	1 (~intera lunghezza)
Intensità k ₂	0,2 (capillare)	0,5 (1 ÷ 2 mm)	1 (> 2 mm)

Descrizione

Il fenomeno si riferisce all’apertura di fessure in corrispondenza delle armature trasversali. Le lesioni si presentano distribuite in modo regolare, riproducendo la disposizione delle staffe degli elementi strutturali.

Cause

La presenza delle lesioni in corrispondenza delle staffe è dovuta all’ossidazione dello strato superficiale delle staffe, il cui aumento di volume provoca la fessurazione dello strato di ricoprimento di calcestruzzo. Tale fenomeno è favorito nel caso di spessori esigui di copriferro e di calcestruzzi molto porosi in ambienti aggressivi, per i quali è più semplice la penetrazione di aria e umidità. Un’ulteriore causa potrebbe essere attribuita ai fenomeni di ritiro tipici del calcestruzzo.

Fenomeni di degrado correlati

L’evolversi del fenomeno potrebbe provocare il completo distacco di porzioni di copriferro e il conseguente scoprimiento delle armature trasversali che, esposte agli agenti atmosferici, potrebbero essere soggette a fenomeni di ossidazione e/o corrosione. È bene riconoscere quando le lesioni sono associabili alla presenza di staffe o se la loro presenza dipenda da regimi di sollecitazione sfavorevoli.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Staffe scoperte/ossidate

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	0,2 (ossidata)	0,5 (Intaccata la sezione della staffa)	1 (Corrosa con diminuz. di sezione)

Il difetto si riferisce all’esposizione delle armature trasversali e la conseguente ossidazione dell’acciaio a contatto con l’aria e l’acqua presente nell’ambiente esterno. La presenza di staffe scoperte si associa a distacchi o carenze di copriferro.

Cause

Le cause del distacco dello strato di ricoprimento delle armature sono imputabili a fenomeni chimici e fisici, quali il deterioramento del calcestruzzo causato dall’azione dell’acqua e dell’umidità e la carbonatazione, favorita dalla presenza di calcestruzzi porosi in ambienti aggressivi, ma anche ad errori in fase di esecuzione, quali spessori di copriferro molto esigui o scarso interferro, o a cause accidentali, quali l’urto di automezzi. Nel caso di carbonatazione, il distacco di copriferro è conseguenza dell’ossidazione delle stesse staffe, che rigonfiando provocano la fessurazione del calcestruzzo e la conseguente esposizione delle armature.

Fenomeni di degrado correlati

Il fenomeno è visibile laddove sono presenti **distacchi di copriferro** ed è maggiormente evidente in corrispondenza di **vespai**. Fasi anteriori del degrado sono eventuali lesioni in corrispondenza delle staffe, la cui evoluzione potrebbe provocare il completo distacco di copriferro e la conseguente esposizione delle staffe stesse. Le staffe scoperte e/o ossidate non si devono confondere con l’armatura ossidata e/o corrosa , fenomeno che si riferisce specificatamente alle armature longitudinali degli elementi. L’evoluzione di tale fenomeno può provocare la completa **rottura delle staffe**.



Armatura longitudinale deformata

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

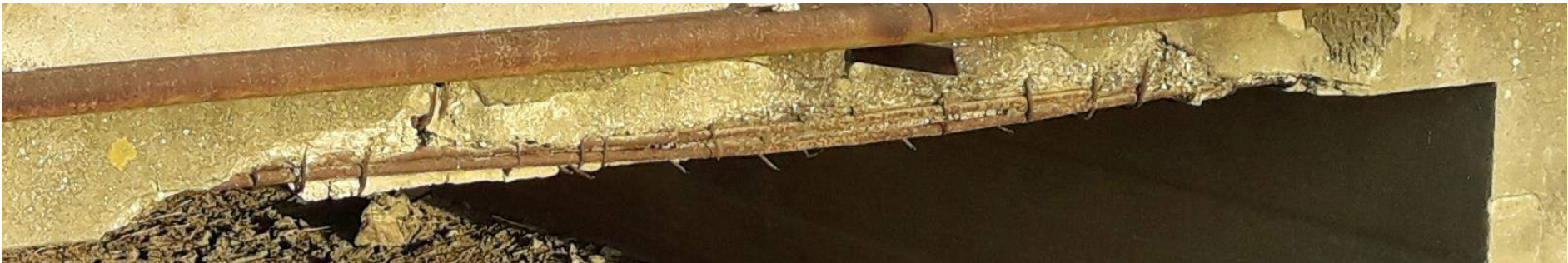
G = 4

G = 5

Estensione k ₁	Sempre = 1
Intensità k ₂	Sempre = 1

Descrizione

Il difetto si individua laddove le barre longitudinali degli elementi strutturali risultano visibilmente deformate. Ovviamente tale difetto è rilevabile solo in corrispondenza di distacchi di copriferro che permettono la vista delle armature.



Cause

La deformazione delle barre può essere presente sin dalla costruzione, a causa di mancanza o errato posizionamento delle staffe, di lunghezze superiori a quelle previste o per il naturale allungamento nel caso di confinamento insufficiente, oppure comparire in tempi successivi, a causa degli sforzi trasferiti dal calcestruzzo all'acciaio per effetto viscoso o a causa di eventuali fenomeni di svergolamento dovuti a carichi eccessivi.

Fenomeni di degrado correlati

Generalmente il difetto si accompagna a fenomeni di **distacco di copriferro, armature ossidate e/o corrose e dilavamento/ammaloramento** del calcestruzzo, i quali facilitano l'evolversi dello stato di degrado degli elementi.

Fessure longitudinali

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (In media < 1)	0,5 (In media 1 ÷ 3)	1 (In media > 3)
Intensità k2	0,2 (capillare)	0,5 (1 ÷ 2 mm)	1 (> 2 mm)

Descrizione

Si tratta di lesioni che si sviluppano lungo gli assi longitudinali di elementi quali solette, archi e travi, i quali coincidono con l’asse longitudinale del ponte.

Cause

Le fessure longitudinali, generalmente, derivano da errori in fase di progettazione ed esecuzione. Infatti la loro presenza è spesso causata da carenze di armatura trasversale o armature disposte ad interasse troppo elevato, se non da calcestruzzi di scarsa qualità. Altre cause più specifiche possono essere il ritiro differenziale del calcestruzzo o movimenti delle fondazioni, specialmente nelle strutture ad arco.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni dell’acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbe favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento/ammaloramento** del calcestruzzo. Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **lesioni in corrispondenza delle staffe** o **fessure orizzontali, verticali, diagonali** e **trasversali**. Nel caso in cui le fessure interessano elementi verticali quali spalle o pile si parla di fessure orizzontali.

Fessure trasversali

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k ₁	0,2 (In media < 1)	0,5 (In media 1 ÷ 3)	1 (In media > 3)
Intensità k ₂	0,2 (capillare)	0,5 (1 ÷ 2 mm)	1 (> 2 mm)

Descrizione

Si tratta di lesioni che si sviluppano lungo gli assi trasversali di elementi quali travi, traversi, solette e archi. Nel caso di solette e archi, il loro asse trasversale coincide con l'asse trasversale del ponte.

Cause

Le fessure trasversali, generalmente, derivano da errori in fase di progettazione ed esecuzione. Infatti la loro presenza è spesso causata da carenze di armatura trasversale o armature disposte ad interasse troppo elevato, se non per calcestruzzi di scarsa qualità. Altre cause più specifiche possono essere il ritiro differenziale del calcestruzzo o movimenti delle fondazioni, specialmente nelle strutture ad arco e nelle strutture iperstatiche.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni dell'acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbe favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento/ammaloramento** del calcestruzzo.

Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **lesioni in corrispondenza delle staffe** o **fessure orizzontali, verticali, diagonali e longitudinali**. Nel caso in cui le fessure interessano elementi verticali quali spalle o pile si parla di fessure verticali.



Distacco del timpano

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (modesto)	0,5 (Qualche mm)	1 (Qualche cm)

Descrizione

Il difetto interessa le strutture ad arco. Esso si riferisce alla presenza di lesioni tra il timpano e la struttura portante dell’arco. Per timpano si intende la parte ai lati del ponte sovrastante l’elemento strutturale portante dell’arco.



Cause

Il distacco del timpano può essere provocato da movimenti differenziali delle fondazioni oppure dagli effetti di sovraccarichi non previsti e della spinta del materiale di riempimento. Il fenomeno è esaltato dalla mancanza di un efficace collegamento tra l’arco e il timpano.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di lesioni facilita le infiltrazioni dell’acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale, per cui potrebbe favorire la presenza di **macchie di umidità** e/o **dilavamento/ammaloramento** del calcestruzzo.

Il difetto non deve essere confuso con altri tipi di stati fessurativi, quali **fessure orizzontali, verticali, diagonali e trasversali**.

Poiché potrebbe essere una causa di tale fenomeno, è bene indagare se sono presenti difetti a livello di fondazione che potrebbero provocare movimenti indesiderati.

Calcestruzzo dilavato/ammalorato testate

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Estensione k ₁	Sempre = 1
Intensità k ₂	Sempre = 1

Si tratta di un fenomeno di degrado che interessa il calcestruzzo in corrispondenza delle zone di estremità di travi, solette, cassoni. In particolare, si fa riferimento al dilavamento quando ci si riferisce al distacco dello strato più superficiale di calcestruzzo a causa del continuo passaggio di acqua, mentre si parla di ammaloramento quando ci si riferisce a scagliamento, porosità, perdita di coesione e rigonfiamento, sempre degli strati più esterni del calcestruzzo.

Cause

Tali fenomeni sono generati o esaltati dalla presenza di ambiente umido e calcestruzzi particolarmente porosi. Generalmente il difetto è conseguente a mancanze o carenze nel sistema di convogliamento delle acque meteoriche; molto frequentemente, infatti, si rileva in corrispondenza di scarichi corti o danneggiati, che indirizzano l'acqua direttamente sulle superfici degli elementi. Il degrado per ammaloramento è inoltre dovuto a fenomeni di carattere chimico sulle armature (carbonatazione del copriferro o attacco di cloruri) o fisici (cicli di gelo e disgelo), legati alle caratteristiche ambientali del sito.



Fenomeni di degrado correlati

I fenomeni di dilavamento e di ammaloramento del calcestruzzo rappresentano l'evoluzione delle **macchie di umidità** e **tracce di scolo**. Il loro progredire può portare ad una **riduzione della sezione resistente** del calcestruzzo.

Lesioni distacco travi/traversi

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	0,2 (In poche zone)	0,5 (~50% della totalità)	1 (~ovunque)
Intensità k2	0,2 (capillare)	0,5 (> 1 mm)	1 (passante)

Descrizione

Si tratta di lesioni che si rilevano in corrispondenza delle sezioni di incastro tra travi principali e traversi. Esse si sviluppano, generalmente, lungo tutta l'altezza del traverso e possono essere di modesta entità o raggiungere ampiezze considerevoli, fino a provocare un vero e proprio distacco del traverso.

Cause

La presenza di tali lesioni può essere indice di carenze di armatura di collegamento tra gli elementi, di errori nelle modalità di esecuzione, quali la mancata preparazione delle superfici delle travi prima del getto dei traversi o l'insufficiente vibratura dei getti stessi o, anche, di effetti del ritiro del calcestruzzo di cui sono costituiti i traversi.

Nei casi più gravi, la formazione delle lesioni è conseguenza di stati di sforzo eccessivi ed imprevisi nei punti di trasmissione dei carichi tra le membrature.



Fenomeni di degrado correlati

Se il fenomeno è particolarmente avanzato, tanto da mettere in vista le armature degli elementi, è bene assicurarsi che queste ultime non siano soggette a fenomeni di **ossidazione e/o corrosione**. Spesso le superfici su cui si aprono le lesioni sono caratterizzate da **vespai**, in quanto entrambi i fenomeni sono conseguenza di un'errata modalità di getto o di materiale di scarsa qualità. Trattandosi di lesioni localizzate in zone specifiche, il rischio di confonderle con altri tipi di fessure è minimo.

Rottura staffe

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Si riferisce alla completa rottura delle armature trasversali degli elementi strutturali. Ciò spesso accade nelle travi di bordo dei ponti a travata, maggiormente esposte agli agenti esterni e quindi a fenomeni quali dilavamento e/o ammaloramento del calcestruzzo.

Cause

L'esposizione continua delle staffe agli agenti esterni a seguito di distacchi di copriferro può provocare l'ossidazione e, nei casi più gravi, la riduzione della sezione resistente fino ad arrivare alla completa rottura.

Fenomeni di degrado correlati

Il fenomeno rappresenta l'evoluzione dell'**ossidazione delle staffe** in seguito a **distacchi di copriferro**. La presenza di staffe rotte può comportare la riduzione della capacità resistente degli elementi nei confronti delle sollecitazioni taglianti.

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k ₂	Sempre = 1		



Difetti delle selle Gerber

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	--------------

Estensione k1	Sempre = 1
Intensità k2	Sempre = 1

Descrizione

Il difetto si riferisce all’indebolimento della sella dovuto al deterioramento del calcestruzzo e dell’acciaio. I materiali possono essere soggetti a fenomeni di degrado tipici del calcestruzzo armato, quali vespai, perdita di copriferro, esposizione di armature, corrosione di armature, rottura di barre, ecc. La situazione può essere aggravata dal congestionamento delle armature e dalla miniaturizzazione delle sezioni che rendono difficile la realizzazione di getti a regola d’arte.

Cause

- Il degrado delle selle Gerber può derivare da:
- infiltrazioni di acqua dal soprastante giunto (imperfetta tenuta del coprigiunto, scossaline assenti o deteriorate)
 - esecuzione di getti originari poco curati (vespai, copriferri ridotti, ecc.)
 - sottodimensionamento (armature insufficienti, mal poste, mal ancorate)
 - interventi di ripristino corticale mal eseguiti

Fenomeni di degrado correlati

Il progredire dei deterioramenti può portare ad una riduzione significativa di capacità portante, fino al rischio di collasso della sella portante o della sella portata. Tenuto conto che tali particolari si trovano in strutture isostatiche il loro collasso comporta solitamente il collasso della campata per la quale la sella costituisce l’appoggio.



Lesioni attacco trave-soletta

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k ₁	0,2 (In poche zone)	0,5 (~50% della totalità)	1 (~ovunque)
Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si riscontra nei ponti a travata e si riferisce alla presenza di fessure in corrispondenza della sezione di incastro della soletta alle travi. Tali fessure hanno andamento longitudinale e, di solito, sono di modesta entità.

Cause

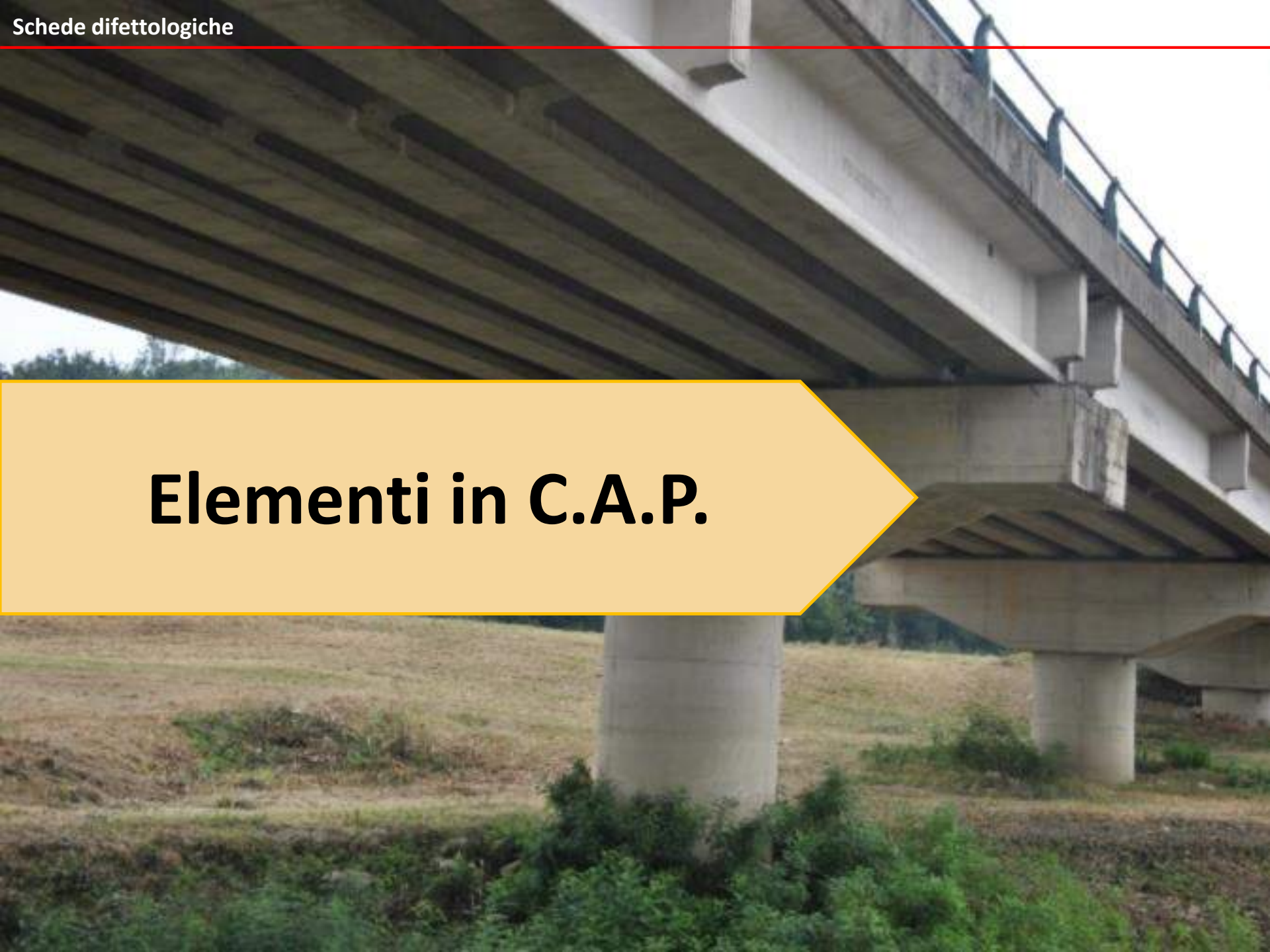
Le cause di tali lesioni si possono far risalire a carenze di armatura di collegamento tra gli elementi o agli effetti del ritiro differenziale del calcestruzzo di cui è costituita la soletta da quello con cui sono realizzate le travi.

Nei casi più gravi, la formazione delle lesioni è conseguenza di stati di sforzo eccessivi ed imprevisti nei punti di trasmissione dei carichi tra le membrature.



Fenomeni di degrado correlati

I fenomeni fessurativi aumentano la probabilità di infiltrazioni d’acqua per cui il difetto spesso è associato alla presenza di **macchie di umidità** sulla superficie degli elementi. Trattandosi di lesioni localizzate in zone specifiche, il rischio di confonderle con altri tipi di fessure è minimo. È bene riconoscere il caso in cui la soletta è costituita da lastre prefabbricate, per cui la presenza di discontinuità è fisiologica bensì non abbia senso parlare di lesioni.



Elementi in C.A.P.

Lesioni capillari ancoraggi

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (Appena presente)	0,5 (~50% della totalità)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Si tratta di lesioni corte e ravvicinate, che si presentano sulle superfici degli elementi precompressi in corrispondenza dell’ancoraggio dei cavi.

Cause

L’apertura di lesioni è conseguente a carenze dell’armatura di ripartizione, posta per il confinamento e per assorbire gli sforzi di precompressione in corrispondenza dell’ancoraggio dei cavi. La presenza di umidità rende maggiormente visibili tali fessure.

Fenomeni di degrado correlati

Non si deve confondere con le **lesioni a ragnatele modeste**, le quali sono determinate da fenomeni di ritiro del calcestruzzo. Le lesioni capillari si distinguono facilmente da altri quadri fessurativi grazie alla loro chiara localizzazione.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Testate di ancoraggio non sigillate

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (Su una trave)	0,5 (~sulla metà della trave)	1 (~ su tutte le travi)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto è individuabile qualora siano chiaramente visibili gli ancoraggi dei cavi, perché non ricoperti da un getto protettivo in calcestruzzo o se tale getto protettivo sia ammalorato o deteriorato. Esso è specifico per gli elementi in c.a.p. *a cavi scorrevoli*.

Cause

Se il getto protettivo è completamente assente, le cause del difetto si possono far risalire ad errori in fase di costruzione; altrimenti, il getto può esser stato danneggiato a causa degli effetti del ritiro del calcestruzzo o per dilavamento/ammaloramento della sigillatura in calcestruzzo dovuto al passaggio di acqua. In questo ultimo caso, l’origine del problema si deve far risalire alla presenza di giunti non impermeabili.

Fenomeni di degrado correlati

Se la testata è coperta da un tampone, realizzato mediante un getto di calcestruzzo, qualora si individuino testate non sigillate, allora il tampone è sicuramente interessato da lesioni o distacchi. Testate non sigillate favoriscono la presenza di **umidità dall’interno**, anche localizzata in conci diversi della trave. Spesso le testate non sono accessibili per il controllo, ma se si rileva umidità dall’interno è implicita la presenza di testate di ancoraggio non sigillate.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Distacco tamponi testate

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Il difetto si riferisce a lesioni o a veri e propri distacchi in corrispondenza del tampone in calcestruzzo, posto a protezione delle testate di ancoraggio dei *cavi scorrevoli* in una trave in c.a.p.. Nel caso in cui si tratta di un distacco vero e proprio, saranno visibili gli ancoraggi dei cavi.

Cause

Le cause di tale fenomeno si possono attribuire a carenze o all'assenza di armatura di collegamento o a fenomeni di ritiro differenziale, dovuti al fatto che il getto del tampone viene eseguito in tempi successivi rispetto a quello della trave. Esso è aggravato dal contatto con l'acqua meteorica, per percolazione o infiltrazione, che può produrre ammaloramento e quindi disgregazione del calcestruzzo. In questo ultimo caso, l'origine del problema si deve far risalire alla presenza di giunti non impermeabili.

Fenomeni di degrado correlati

Il distacco del tampone implica che le testate di ancoraggio dei cavi, protette dal tampone, non siano efficacemente sigillate. Se, come accade talvolta, il tampone si realizza anche alle testate di travi a fili aderenti, il suo eventuale distacco non deve essere segnalato, in quanto l'elemento ha una funzione del tutto secondaria.

Estensione k1	0,2 (Appena presente)	0,5 (~sulla metà della trave)	1 (~ su tutte le travi)
Intensità k2	Sempre = 1		



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Lesioni su anima lungo i cavi

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Il difetto si riferisce alla presenza di fessure, generalmente ad andamento obliquo, che riproducono la posizione dei cavi da precompressione. È specifico per gli elementi in c.a.p. a *cavi scorrevoli* ed è maggiormente evidente se la superficie è interessata da macchie di umidità.

Cause

Le lesioni possono aver origine da un’elevata concentrazione di sforzi, conseguenti ad errori progettuali o esecutivi, quali guaine troppo numerose e ravvicinate, tesatura eccessiva o precoce, armatura trasversale insufficiente, oppure potrebbero esser conseguenza del deterioramento del calcestruzzo dovuto all’ossidazione delle guaine in presenza di acqua all’interno di esse.

Fenomeni di degrado correlati

Tali tipologie di lesioni non devono essere confuse con gli altri stati fessurativi, che non dipendono dalla presenza dei cavi. Se si suppone che le lesioni siano state generate conseguentemente alla corrosione dei cavi di precompressione, conviene accertarsi che non sia presente **riduzione di armatura di precompressione**.

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	0,2 (In media < 1)	0,5 (In media da 1 a 3)	1 (In media > 3)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Lesioni lungo suola del bulbo

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	0,2 (In media < 1)	0,5 (In media da 1 a 3)	1 (In media > 3)

Descrizione

Il difetto si riferisce alla presenza di fessure, nella direzione longitudinale delle travi in c.a.p. a cavi scorrevoli, che seguono l’andamento di questi ultimi. Generalmente sono più frequenti in corrispondenza della mezzeria delle travi e sono spesso accompagnate da macchie di umidità, che rendono più semplice il loro rilevamento. Il difetto comprende anche le lesioni all’intradosso di solettoni, cassoni e archi in c.a.p.

Cause

La presenza di fessure deriva, innanzitutto, dalla presenza di uno strato di ricoprimento in calcestruzzo delle guaine non adeguato; in tal caso, esso può esser facilmente fessurato nel caso in cui le guaine metalliche, ossidandosi, aumentano di volume. Il fenomeno è accentuato in presenza di acqua all’interno delle guaine e non completa o mancata iniezione delle stesse.

Fenomeni di degrado correlati

Tale tipologia di lesione non deve essere confusa con gli altri stati fessurativi, che non dipendono dalla presenza delle guaine. L’evoluzione del fenomeno può far insorgere ulteriori difetti, quali **guaine in vista** e **guaine degradate**.



Guaine in vista

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Si tratta di un difetto specifico ed esclusivo degli elementi in c.a.p. a *cavi scorrevoli* e si riferisce allo scoprimento delle guaine metalliche laddove si è verificato distacco dello strato di ricoprimento in calcestruzzo. L'esposizione delle guaine favorisce la loro ossidazione.

Cause

Il distacco dello strato di ricoprimento di calcestruzzo e la successiva esposizione delle guaine dipende dall'errata modalità di confezionamento del materiale, nonché da spessori non adeguati, probabili nel caso di guaine molto ravvicinate. Anche la presenza di *vespai* favorisce tale fenomeno.

Fenomeni di degrado correlati

Il difetto è spesso associato alla presenza di **vespai** e **armatura ossidata**. L'evoluzione del degrado può causare il danneggiamento delle guaine e la conseguente ossidazione dei cavi; in tal caso, risulta necessario assicurarsi che non si sia verificata **riduzione di armatura di precompressione**.

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Guaine degradate e fili ossidati

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	0,2 (ossidata)	0,5 (Intaccata la sezione del filo)	1 (Corrosa con diminuz. di sezione)

Ci si riferisce a tale fenomeno nel caso in cui le guaine dei cavi da precompressione di elementi in c.a.p. a *cavi scorrevoli* siano corrose o rotte e in assenza di malta di iniezione. Ciò comporta la vista dei fili o dei trefoli da precompressione che, esposti all’agenti aggressivi esterni, sono soggetti a ossidazione.

Cause

Il fenomeno è dovuto alla penetrazione di acqua all’interno delle guaine che favorisce il degrado di calcestruzzo e della malta di protezione, nonché il deterioramento delle guaine. Esso è esaltato nel caso di calcestruzzi porosi o caratterizzati da vespai.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di **lesioni lungo la suola del bulbo** favorisce la penetrazione di acqua e quindi il degrado delle guaine. Se l’ossidazione dei fili è particolarmente avanzata si può avere una **riduzione dell’armatura di precompressione**. Il verificarsi di tale fenomeno è maggiormente probabile nel caso di **guaine non intasate**, mentre se le guaine sono solo degradate ma l’iniezione è integra ci si deve riferire al fenomeno di **guaine in vista**.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fili aderenti in vista ossidati

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Descrizione

Il difetto si riferisce all'esposizione dell'armatura di precompressione di elementi in c.a.p. a *cavi aderenti* e alla loro conseguente ossidazione.

Cause

L'ossidazione delle armature è evidente nel caso di distacco di calcestruzzo, laddove esso sia particolarmente ammalorato a causa dell'azione erosiva delle acque meteoriche. Il distacco di copriferro e la conseguente esposizione dell'armatura è più probabile nel caso di materiale di scarsa qualità.

Fenomeni di degrado correlati

Il fenomeno si concentra in corrispondenza di zone di **calcestruzzo dilavato/ammalorato**. La sua evoluzione può causare la corrosione dei fili e quindi la **riduzione dell'armatura di precompressione**. Per le caratteristiche stesse della tecnologia di precompressione a cavi aderenti, tale difetto si manifesta raramente, salvo situazioni particolari.

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	0,2 (ossidata)	0,5 (Intaccata la sezione del filo)	1 (Corrosa con diminuz. di sezione)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Riduzione armatura di precompressione

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	--------------

Descrizione

Il difetto è causato dall’evoluzione del fenomeno di ossidazione dei cavi negli elementi in c.a.p., sia che essi siano a *cavi scorrevoli* che a *cavi aderenti*, fino ad un’evidente riduzione di sezione e, nei casi più gravi, alla rottura dei cavi da precompressione.

Cause

La riduzione di sezione dei fili è conseguenza dell’evoluzione nel tempo di processi di degrado tipici del calcestruzzo, causati da carenze progettuali (sistemi di convogliamento delle acque e di impermeabilizzazione carenti o assenti) o da errori esecutivi (spessore di copriferro inadeguato, calcestruzzo poroso e/o con vespai o guaine non intasate correttamente). Il fenomeno può degenerare nella completa rottura dei fili. Quest’ultima può essere causata anche da urti accidentali.

Fenomeni di degrado correlati

Il fenomeno si presenta laddove gli effetti di acqua e di umidità sono evidenti sul materiale. È pertanto concomitante con altri difetti, quali **umidità dall’interno, guaine degradate e fili ossidati e fili aderenti in vista/ossidati**.

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	0,2 (Visibile)	0,5 (fino al 20% del diametro)	1 (> del 20% del diametro)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Umidità dall'interno

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	--------------	-------	-------	-------

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

Si tratta di un difetto specifico di elementi in c.a.p. a *cavi scorrevoli*, in quanto si riferisce alla fuoriuscita di umidità dopo lo scorrimento lungo le guaine di precompressione. Un sintomo evidente della presenza del fenomeno è la presenza di stalattiti in assenza di umidità.

Cause

Il fenomeno è associato alla presenza di testate non sigillate, carenze nel sistema di impermeabilizzazione o presenza di stati fessurativi, ossia a fenomeni che favoriscono la penetrazione di acqua attraverso il materiale. Quest'ultima è facilitata nel caso di calcestruzzi particolarmente porosi e guaine non iniettate correttamente.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di umidità è favorita nel caso di presenza di **lesioni lungo la suola del bulbo o sull'anima lungo i cavi e guaine non intasate**. Non si deve confondere con le **macchie di umidità**, che non sono associate a passaggio di acqua lungo le guaine. Occorre accertarsi che l'acqua provenga effettivamente dalle guaine.

Armatura scoperta/ossidata testate

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	0,2 (Armatura scoperta)	0,5 (Armatura ossidata)	1 (Armatura corrosa)

Descrizione

Il fenomeno si riferisce allo scoprimento delle armature, sia longitudinali che trasversali, in corrispondenza delle testate degli elementi in c.a.p., e la loro conseguente ossidazione.

Cause

Le cause del distacco dello strato di ricoprimento delle armature sono imputabili a fenomeni chimici e fisici, quali il deterioramento del calcestruzzo causato dall'azione dell'acqua e dell'umidità e la carbonatazione, favorita dalla presenza di calcestruzzi porosi in ambienti aggressivi, ma anche ad errori in fase di esecuzione, quali spessori di copriferro molto esigui o scarso interferro, o a cause accidentali, quali l'urto di automezzi. Nel caso di carbonatazione, il distacco di copriferro è conseguenza dell'ossidazione delle stesse armature, che rigonfiando provocano la fessurazione del calcestruzzo e la conseguente esposizione delle armature.

Fenomeni di degrado correlati

Generalmente è associato a fenomeni di dilavamento/ammaloramento del calcestruzzo che favoriscono il distacco di copriferro. Il difetto è specifico delle zone di estremità degli elementi; qualora si manifesti in altre zone degli elementi si dovrà indicare come **armatura ossidata** e **staffe scoperte/ossidate**.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fuoriuscita barre ancoraggio

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

La fuoriuscita delle barre è conseguente alla rottura delle barre di precompressione o il cedimento dei loro ancoraggi negli elementi in c.a.p. a *cavi scorrevoli*. Ciò implica l’annullamento dello sforzo di precompressione.

Cause

Il fenomeno si presenta solo nel caso di guaine non iniettate correttamente. La rottura delle barre può dipendere da eccessive tesature o dalla corrosione delle stesse.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

La fuoriuscita delle barre è equivalente alla loro rottura, in quanto in entrambi i casi viene a mancare lo sforzo di precompressione, pertanto non si dovrà indicare anche la **riduzione dell’armatura di precompressione**. Il fenomeno è favorito nel caso di **testate di ancoraggio non sigillate**, che espongono le barre all’azione corrosiva degli agenti esterni.



Elementi in LEGNO

Macchie di umidità

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% estensione)	1 (~tutta l'estensione)
Intensità k2	0,2 (Superficiale)	0,5 (Oltre lo strato superficiale)	1 (Profonda)

Descrizione

Le macchie di umidità sono causate dall’assorbimento di acqua a seguito di percolazione delle acque meteoriche sulla superficie degli elementi o per assorbimento capillare di umidità.

L’umidità può variare la composizione del legno e causare, di conseguenza, variazioni di dimensioni e di resistenza del materiale.

Cause

La presenza di macchie di umidità è dovuta alla mancanza o all’inadeguatezza del sistema di convogliamento delle acque meteoriche, nonché a carenze del sistema di impermeabilizzazione. Analoghe conseguenze si associano a giunti non correttamente realizzati o mantenuti e a problemi legati ad altri particolari esecutivi, quali l’assenza di gocciolatoi. La formazione delle macchie di umidità può essere inoltre dovuta a risalita capillare di umidità dal suolo. Tale fenomeno è favorito in assenza di una protezione adeguata o a seguito di cattiva progettazione e/o esecuzione.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di macchie di umidità può essere conseguenza di **ristagni d’acqua** e la sua evoluzione potrebbe dare origine alla formazione di **funghi** e alla proliferazione di **insetti**.



Attacco di funghi

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% estensione)	1 (~tutta l'estensione)
Intensità k ₂	0,2 (Superficiale)	0,5 (Oltre lo strato superficiale)	1 (Profonda)

Descrizione

Il difetto si manifesta qualora siano presenti corpi fruttiferi sugli elementi strutturali. Questi ultimi, non sempre visibili, depositano spore e semi microscopici che possono penetrare negli elementi in legno e causare danneggiamenti strutturali, quali fratture e riduzioni di resistenza. Qualora i funghi non siano visibili, la loro presenza è denunciata da fratture che formano solchi perpendicolari tra loro (carie), in corrispondenza delle quali la resistenza del legno si riduce notevolmente.



Cause

La causa principale dell'attacco di funghi è la presenza continuativa dell'umidità sulla superficie del legno.



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY'S DOT

Fenomeni di degrado correlati

Essendo direttamente causato dalla presenza di umidità, tale difetto si manifesta in concomitanza a **macchie di umidità e ristagni d'acqua**.

Attacco di insetti

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% estensione)	1 (~tutta l'estensione)
Intensità k ₂	0,2 (Superficiale)	0,5 (Oltre lo strato superficiale)	1 (Profonda)

Descrizione

Tale difetto si riferisce alla presenza di fori e tunnel all'interno degli elementi, creati dagli insetti per cercare cibo e riparo. Alcuni degli insetti che comunemente danneggiano gli elementi in legno dei ponti sono le termiti, gli scarabei, le formiche operaie e i tricotteri. L'entità del difetto dipende dalla tipologia di legno e di insetto, dalle condizioni ambientali, ecc.



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY'S DOT

Cause

La presenza di fori e tunnel è dovuta all'azione di insetti che creano gallerie all'interno degli elementi in legno per cercare cibo o riparo. La presenza di insetti è più probabile se il ponte si trova nelle vicinanze di boschi, acqua o nel caso in cui il legno sia già stato attaccato da corpi fruttiferi, che potrebbero attrarre alcune tipologie di insetti.

Fenomeni di degrado correlati

Essendo alcune specie attratte dalle formazioni di corpi fruttiferi, tale difetto può essere concomitante all'attacco di funghi.

Fessurazioni elicoidali

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	0,2 (<1/3 della lunghezza)	0,5 (<1/2 della lunghezza)	1 (>1/2 della lunghezza)
Intensità k ₂	0,2 (<1/3 dello spessore)	0,5 (<1/2 dello spessore)	1 (>1/2 dello spessore)

Descrizione

Le fessure elicoidali sono fenomeni fisiologici che possono verificarsi durante il processo di stagionatura del legno massiccio di scarsa qualità. Nel caso in cui non si estendano per più della metà dello spessore dell'elemento resistente si possono ritenere non preoccupanti; in caso contrario, potrebbe essere necessaria una verifica statica.

Cause

La presenza di fessure elicoidali si determina nel caso in cui le fibre dell'albero, da cui sono ricavati gli elementi strutturali, non seguono una direzione rettilinea verticale, parallela all'asse midollare, ma si susseguono secondo un'elica.



Fonte: «Le fessure nel legno massiccio: fisiologiche o patologiche?», Franco Laner, www.agostinilegnami.com

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di fessure sugli elementi strutturali potrebbe favorire la penetrazione dell'acqua e dell'umidità e quindi possibili ristagni d'acqua.

Fessurazioni longitudinali (legno massiccio)

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 0,2		
Intensità k2	0,2 (<1/3 dello spessore)	0,5 (<1/2 dello spessore)	1 (>1/2 dello spessore)

Descrizione

Le fessurazioni longitudinali sono un fenomeno fisiologico che può manifestarsi nel legno massiccio durante il processo di stagionatura. Esse seguono la fibratura e pertanto ne denunciano l’inclinazione rispetto all’asse della trave. Nel caso in cui non si estendano per più della metà dello spessore dell’elemento resistente possono ritenersi non preoccupanti; in caso contrario, potrebbe essere necessaria una verifica statica.

Cause

Si tratta di fessure da ritiro dovute alla differenza tra ritiro radiale e ritiro longitudinale del legno durante la stagionatura. Usualmente, si aprono in presenza di umidità e si richiudono nei periodi più secchi.



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY’S DOT

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di fessure sugli elementi strutturali potrebbe favorire la penetrazione dell’acqua e dell’umidità e quindi possibili ristagni d’acqua.

Fessurazioni trasversali

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	--------------

Estensione k1	Sempre = 1
Intensità k2	Sempre = 1

Descrizione

Le fessure trasversali si manifestano sotto forma di discontinuità dei tessuti lungo una porzione di sezione trasversale. Esse portano alla riduzione delle sezioni resistenti degli elementi.



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY’S DOT

Cause

Si tratta di fratture del legno dovute a sollecitazioni eccessive o riconducibili a lesioni subite dall’albero da cui gli elementi sono ricavati, non visibili prima del taglio.

Fenomeni di degrado correlati

Il difetto non deve confondersi con le **fessurazioni elicoidali** e **longitudinali**, le quali sono legate a fenomeni fisiologici del legno e che, al contrario di queste, non destano particolare preoccupazione.

Ristagni d’acqua (Trappole d’acqua)

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	0,2 (estensione limitata)	0,5 (~50% dell’estensione)	1 (~tutta l’estensione)
Intensità k ₂	0,2 (Superficiale)	0,5 (Oltre lo strato superficiale)	1 (Profonda)

Descrizione

Si tratta di accumulo di umidità per assorbimento negli elementi in legno.

Cause

La presenza di ristagni d’acqua è dovuta alla mancanza o all’inadeguatezza del sistema di convogliamento delle acque meteoriche, nonché a carenze del sistema di impermeabilizzazione. Analoghe conseguenze si associano a giunti non correttamente realizzati o mantenuti e a problemi legati ad altri particolari esecutivi, quali l’assenza di gocciolatoi. Tale fenomeno è favorito in assenza di una protezione adeguata o a seguito di cattiva progettazione e/o esecuzione.



Fonte: Corso base «Protezione del legno»,
www.promolegno.com

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di alte percentuali di umidità può favorire **attacchi di funghi** e di **insetti**, fino a compromettere la capacità portante degli elementi strutturali se il difetto non è adeguatamente e tempestivamente eliminato.

Danni da urto

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	0,2 (localizzata)	0,5 (estesa)	1 (molto estesa)
Intensità k ₂	0,2 (Superficiale)	0,5 (<1/3 dello spessore)	1 (>1/3 dello spessore)

Descrizione

Con tale fenomeno ci si riferisce al danneggiamento indotto dall’urto di automezzi, natanti o materiali trasportati dai corsi d’acqua con gli elementi strutturali. Tali danneggiamenti sono normalmente localizzati in zone di modesta estensione, ma, nei casi più gravi, si può avere la compromissione di elementi portanti o di collegamenti.

Cause

L’urto di elementi di varia natura con la struttura del ponte può essere causata dal passaggio di mezzi fuori sagoma, non conformi con il franco libero al di sotto del ponte o da incidenti stradali.



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY’S DOT

Fenomeni di degrado correlati

Possono essere associati a tale fenomeno i **quadri fessurativi** eventualmente presenti sugli elementi strutturali. Inoltre, in mancanza dell’esecuzione di interventi di ripristino o protezione, potrebbe essere favorita la formazione di **ristagni d’acqua**, e quindi di degrado dovuto all’**umidità** e all’**attacco di funghi e insetti**.

Bulloni allentati

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	Sempre = 1
Intensità k2	Sempre = 0,2

Descrizione

Si tratta di possibili perdite di connessioni dovute alla presenza di bulloni allentati e rondelle lasche.



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY’S DOT

Cause

Il fenomeno è dovuto ai movimenti del legno dovuti ai cicli di ritiro e rigonfiamento causati dalle variazioni termigrometriche ambientali.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di perdite di connessione tra gli elementi strutturali potrebbe favorire la penetrazione dell’acqua e dell’umidità e quindi la formazione di ristagni d’acqua.

Delaminazione (legno lamellare)

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% della estensione)	1 (~tutta l'estensione)
Intensità k ₂	0,2 (< 1 cm)	0,5 (1 ÷ 3 cm)	1 (> 3 cm)

Descrizione

La delaminazione si verifica negli elementi in legno lamellare quando gli strati si separano lungo la linea di incollaggio delle lamelle. Con tale difetto si indicano anche le fessurazioni che avvengono all'interno dello spessore delle lamelle stesse.



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY’S DOT

Cause

Le fessure conseguenti alla delaminazione sono essenzialmente dovute alle variazioni di umidità e temperatura del materiale.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di fessurazioni sugli elementi potrebbe favorire la penetrazione dell’acqua e dell’umidità e quindi la formazione di ristagni d’acqua.

Connessioni deteriorate

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	--------------

Estensione k ₁	0,2 (< 20% delle connessioni dello stesso tipo)	0,5 (20 – 60% delle connessioni dello stesso tipo)	1 (> 60% delle connessioni dello stesso tipo)
Intensità k ₂	0,2 (Parziale)	0,5 (Media)	1 (Completa)

Descrizione

Il difetto si riferisce ai danneggiamenti del legno in corrispondenza dei punti di unione, sotto forma di spaccature o schiacciamenti locali.

Cause

Tali danneggiamenti sono dovuti ad eccessive concentrazioni di sforzo in corrispondenza delle unioni e/o alla presenza di ulteriori fenomeni di degrado, quali funghi, umidità o insetti.



Fonte: Manuale del legno strutturale, S. Berti, B. Pizzo

Fenomeni di degrado correlati

Possono essere contemporanee ad **attacco di funghi** o di **insetti** e favorire l’assorbimento e la penetrazione di umidità, per cui la formazione di **ristagni d’acqua**.



Apparecchi di APPOGGIO

Piastra di base deformata

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Descrizione

Il difetto si riferisce alla perdita di forma e di planarità della piastra di base in acciaio degli apparecchi di appoggio.

Cause

L'origine del difetto si può far risalire alle fasi di montaggio, nel caso in cui esso sia dovuto ad irregolarità delle superfici o posizionamenti non corretti degli apparecchi, o alle fasi di esercizio, se esso è dovuto a movimenti anomali o imprevisti e nel caso di forte deterioramento della piastra stessa.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

In genere, il fenomeno non si ricollega ad altre tipologie di difetto, se non eventuali fenomeni di corrosione che riducono la sezione resistente della piastra, facilitandone la deformazione.

Ossidazione

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	--------------	-------	-------	-------

Descrizione

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (su ~50% superficie)	1 (~su tutta la superficie)
Intensità k ₂	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Il difetto riguarda le componenti in acciaio degli apparecchi di appoggio e consiste nel degrado del loro strato superficiale, causato dalla reazione chimica che si innesca con l’ossigeno presente in atmosfera. A seconda dell’avanzamento del fenomeno, può presentarsi in varie forme, a partire dalla sola perforazione dello strato di verniciatura superficiale fino alla riduzione della sezione degli elementi.

Cause

L’ossidazione si innesca se le parti in acciaio degli apparecchi non sono adeguatamente protette, ad esempio per mancanza di verniciatura o deterioramento della stessa. Il fenomeno è esaltato in presenza di ambiente umido. Come ulteriori cause, si possono indicare la presenza di correnti vaganti o di cloruri aggressivi, provenienti da sali antigelo, ambienti marini, ecc.

Fenomeni di degrado correlati

L’evoluzione del fenomeno può comportare la corrosione degli elementi e quindi una significativa riduzione di sezione. Il difetto è specifico degli apparecchi di appoggio, per cui non va utilizzato per le armature metalliche di elementi in c.a. e c.a.p. per i quali sono predisposti apposite schede difettologiche.



Fonte: Schede descrittive e documentazione fotografica delle opere esistenti - SPEA



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Bloccaggio

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Descrizione

Il difetto si riferisce all’errato funzionamento o ad un funzionamento diverso da quello previsto degli apparecchi di appoggio.

Cause

L’insorgere di tale fenomeno è correlato alle caratteristiche di conservazione degli apparecchi stessi; è più probabile nel caso di materiali deteriorati o invecchiati o se gli apparecchi sono mal posizionati. Altre possibili cause sono la presenza di detriti, che bloccano i movimenti degli apparecchi, e i movimenti di fondazione.

Fenomeni di degrado correlati

Essendo una delle cause di tale fenomeno, il bloccaggio degli apparecchi si manifesta spesso in **presenza di detriti**. Inoltre può essere concomitante con altri difetti tipici degli apparecchi di appoggio, quali **ovalizzazione dei rulli, fuori sede rulli, deterioramento teflon o fuori piombo permanente dei pendoli**. Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Preregolazione Sbagliata

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

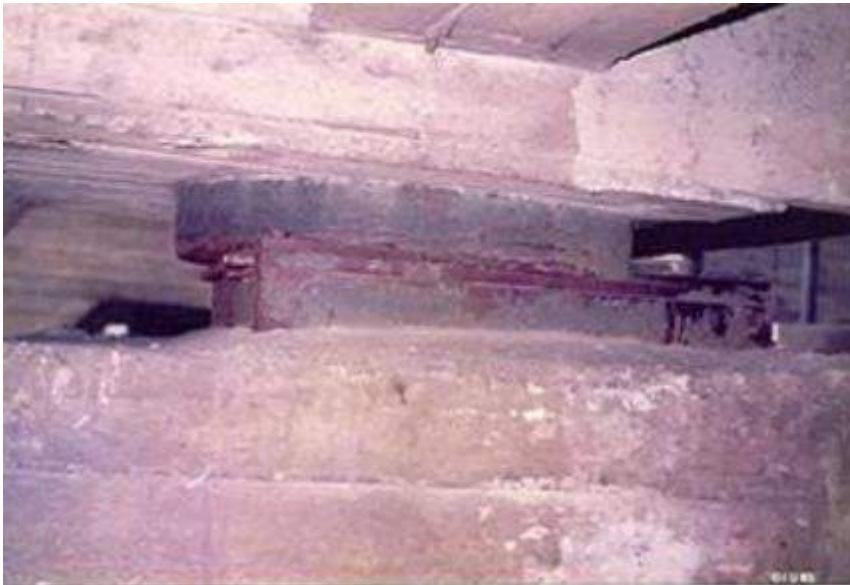
Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Descrizione

Il difetto si riferisce all’errato funzionamento o ad un funzionamento diverso da quello previsto degli apparecchi di appoggio, dovuto a regolazioni originarie non corrette. Non è facilmente individuabile, ma la sua presenza si può dedurre da altri fenomeni, quali una deformazione eccessiva dell’apparecchio di appoggio.

Cause

L’origine del difetto è da ricercare nella fase di messa in opera, in quanto esso è dovuto o a posizionamenti originari non corretti o ad apparecchi posizionati senza considerare i fenomeni a lungo termine che ne possono condizionare il funzionamento, quali temperature troppo basse o troppo alte, la viscosità del calcestruzzo, ecc.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

Una preregolazione sbagliata potrebbe far insorgere altri difetti tipici degli apparecchi quali **schacciamento/fuoriuscita delle lastre di piombo, fuori piombo permanente dei rulli o fuori sede dei rulli**. Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.

Presenza di detriti

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1
Intensità k2	Sempre = 1

Descrizione

Il difetto si riferisce alla presenza di depositi di materiale (terra, fango, tavole in legno, bitume, ecc.) in corrispondenza degli apparecchi di appoggio, che compromettono il loro normale funzionamento.

Cause

I detriti generalmente derivano da residui di lavorazione non rimossi o materiali trasportati dagli agenti atmosferici e depositati sulle superfici orizzontali di pulvini e spalle.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di detriti può essere causa di **bloccaggio** degli apparecchi di appoggio e, di conseguenza, di tutti gli altri difetti correlati, quali **fuori piombo permanente dei pendoli**, **deterioramento del teflon** e **fuori sede dei rulli**. Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Schiacciamento/fuoriuscita lastre di piombo

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Descrizione

Il difetto si riferisce al deterioramento degli appoggi contenenti piastre di piombo, sia che esse costituiscano direttamente l'apparecchio, sia che esse siano una parte di esso. Il difetto può manifestarsi come deformazione o rifluimento della lastra o come variazione della sua posizione a causa, ad esempio, di trascinamento.

Cause

Lo schiacciamento è causato da dimensioni della lastra non adeguate, mentre la sua fuoriuscita può dipendere da insufficiente aderenza ai supporti durante i movimenti degli impalcati, o da un posizionamento originario non corretto.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

Poiché può derivare da posizionamenti erranei, il difetto può comparire qualora ci sia stata una **preregolazione sbagliata**. Lo schiacciamento e la fuoriuscita spesso sono una causa dell'altro, per cui possono essere compresenti. Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.

Invecchiamento Neoprene

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Descrizione

Il difetto si riferisce al deterioramento degli elementi in neoprene degli apparecchi di appoggio, in termini di lesioni, irregolarità superficiali, ecc., ai quali consegue una perdita di elasticità del materiale.

Cause

Il fenomeno è correlabile all’età degli apparecchi e alle loro condizioni di degrado dovute all’usura. La presenza del difetto è esaltata in caso di errori di fabbricazione o messa in opera e da eventuali agenti aggressivi provenienti dall’ambiente esterno, quali i raggi ultravioletti.

Fenomeni di degrado correlati

L’invecchiamento del neoprene favorisce l’insorgere di mal funzionamenti e altri fenomeni di degrado, quali **deformazione orizzontale eccessiva** e **schacciamento/fuoriuscita** di materiale. Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Deformazione orizzontale eccessiva neoprene

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Descrizione

Il fenomeno si riferisce a scorrimenti eccessivi degli apparecchi di appoggio sul piano orizzontale, lungo l’asse trasversale o longitudinale del piano stradale. Essi provocano perdita di forma delle sezioni nel caso di lastre non vulcanizzate o distacco e scorrimenti tra gli strati di neoprene e i lamierini di acciaio, nel caso di lastre vulcanizzate.

Cause

Le cause di tali scorrimenti possono essere:

- presenza di spinte orizzontali o attriti interni tra neoprene e lamierini non previsti;
- dimensionamento non corretto degli apparecchi o difetti in fase di fabbricazione.

Il difetto è favorito nel caso di invecchiamento e di conseguente perdita di elasticità del materiale.

Fenomeni di degrado correlati

L’invecchiamento del neoprene favorisce la presenza di tale fenomeno, il quale non deve essere confuso con il fenomeno di **schacciamento/fuoriuscita** di materiale, che, a differenza del presente difetto, è causato da forze prevalentemente verticali. Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY’S DOT

Schiacciamento/Fuoriuscita Neoprene

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	--------------	-------

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Descrizione

Lo schiacciamento e la fuoriuscita di neoprene si riferisce al deterioramento degli apparecchi di appoggio costituiti da tale materiale, per effetto dei carichi verticali. Esso si può manifestare sotto forma di diminuzione di spessore, rifluimenti, rotture, ecc.

Cause

- Le cause di tali scorrimenti possono essere:
- presenza di forze verticali superiori a quelle previste;
 - dimensionamento non corretto degli apparecchi o difetti in fase di fabbricazione.
- Il difetto è favorito nel caso di invecchiamento e di conseguente perdita di elasticità del materiale.

Fenomeni di degrado correlati

L'**invecchiamento del neoprene** favorisce la presenza di tale fenomeno, il quale non deve essere confuso con il fenomeno di **deformazione orizzontale eccessiva**, che, a differenza del presente difetto, è causata da forze prevalentemente orizzontali.

Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Ammaloramento pendoli in C.A.

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	--------------	-------

Descrizione

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Tale tipologia di difetto include diversi fenomeni di degrado che potrebbero interessare apparecchi di appoggio a pendolo in c.a., quali:

- dilavamento/ammaloramento del calcestruzzo;
- lesioni;
- distacchi di calcestruzzo;
- armature scoperte;
- ossidazione/corrosione delle armature;
- Sgretolamento del calcestruzzo all'interno dei tubi metallici, per rulli realizzati in acciaio e calcestruzzo.

Cause

I fenomeni di degrado suddetti dipendono essenzialmente dalla quantità di umidità a contatto con il materiale e dalla qualità del materiale stesso, e possono essere generati da processi di tipo chimico, quali la carbonatazione o l'attacco di cloruri, o di tipo meccanico, ad esempio per schiacciamento del calcestruzzo dovuto ad eccesso di carichi verticali. Sono esaltati, inoltre, nel caso di posizionamenti errati o movimenti anomali.

Fenomeni di degrado correlati

Il fenomeno ingloba tutti i difetti tipici del materiale calcestruzzo armato, valutati specificatamente per gli apparecchi di appoggio. Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fuori piombo permanente pendoli

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Descrizione

Il fenomeno si riferisce alla deviazione dell’asse di simmetria del pendolo, che costituisce l’apparecchio di appoggio, dalla verticale passante per il punto di contatto del pendolo stesso con la superficie di appoggio. I pendoli presentano normalmente una leggera inclinazione; il difetto va segnalato qualora essa risulti eccessiva o se essa permane tal quale sia in periodi estivi che invernali.

Cause

Il difetto deriva da errori in fase di costruzione, quali posizionamenti non corretti o in assenza di un’adeguata valutazione degli effetti di ritiro o viscosità negli impalcati in calcestruzzo. Inoltre funzionamenti non corretti o anomali degli apparecchi possono dipendere da movimenti imprevisti di fondazione o accumulo di detriti in corrispondenza di essi.

Fenomeni di degrado correlati

Considerate le cause associate al fenomeno, esso può presentarsi contemporaneamente a **preregolazione sbagliata**, **presenza di detriti** o **bloccaggio** o a **movimenti di fondazione**, quando essi originano tale anomalia. Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.



Fonte: BRIDGE INSPECTION MANUAL – NY’S DOT



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Ovalizzazione rulli metallici

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Descrizione

Il fenomeno si riferisce alla perdita di forma dei rulli metallici a sezione circolare, che costituiscono gli apparecchi di appoggio.

Cause

- Le possibili cause all'origine di tale difetto sono:
- schiacciamento dei rulli per carichi verticali, con conseguente deformazione permanente;
 - bloccaggio dei rulli;
 - usura a seguito di movimenti imprevisti;
 - ossidazione delle parti di acciaio a contatto, con conseguente aumento degli attriti e riduzione di sezione.

Fenomeni di degrado correlati

Può essere concomitante con difetti quali **bloccaggio** e **fuori sede dei rulli**, causati dall'ovalizzazione stessa la quale, impedendo i normali movimenti, provoca un trascinamento dei rulli. Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fuori sede rulli metallici

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Descrizione

Il difetto consiste nello spostamento dei rulli metallici, che costituiscono gli apparecchi di appoggio, dalla loro sede originaria, corrispondente, all'incirca, al centro delle piastre metalliche superiore ed inferiore. I rulli presentano normalmente un leggero spostamento; va segnalato come difetto qualora esso risulti eccessivo e l'elemento si trovi quasi al bordo di una delle due piastre.

Cause

Normalmente il difetto dipende da errori in fase di montaggio, se gli apparecchi non sono stati correttamente posizionati, o dagli effetti di ritiro o viscosità degli impalcati in calcestruzzo. Il mal funzionamento dei dispositivi può, inoltre, essere dovuto ad accumuli di detriti in corrispondenza di essi o, in casi eccezionali, da movimenti imprevisti di fondazione.

Fenomeni di degrado correlati

Può essere concomitante con difetti quali **prerregolazione sbagliata**, **bloccaggio** o **presenza di detriti**. L'**ovalizzazione dei rulli** può considerarsi un'ulteriore causa di tale fenomeno, in quanto impedisce i normali movimenti dell'apparecchio e potrebbe generare il trascinamento dei rulli. Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Deterioramento del Teflon

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

Descrizione

Per deterioramento del teflon si intendono tutti quei fenomeni di degrado tipici del materiale, che riducono la funzionalità dell'apparecchio di appoggio. Tra essi si possono citare: la fuoriuscita, il distacco, lo schiacciamento e l'invecchiamento del materiale, con conseguente perdita delle sue caratteristiche lubrificanti.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Cause

Il degrado del teflon può essere dovuto ad intrusione di polveri, a carichi non previsti o montaggi mal eseguiti che hanno causato un loro malfunzionamento, o all'uso di materiale con caratteristiche e qualità non idonee.

Fenomeni di degrado correlati

Mal funzionamenti degli apparecchi possono essere causa di **danni causati dagli apparecchi di appoggio** sugli elementi che essi collegano.



Rilevati e Fondazioni

Scalzamento

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Tale difetto deve essere indicato qualora siano visibili parti delle fondazioni, sia che esse siano dirette o indirette, a causa dell’abbassamento della quota del terreno che le circonda.

Per quanto concerne le fondazioni dirette, se si verifica il fenomeno, sia l’estensione sia l’intensità sono pari ad 1.

Per quanto riguarda le fondazioni su pali la valutazione del coefficiente di estensione è sempre pari ad 1, mentre l’intensità dello scalzamento può essere correlata all’altezza dello scalzamento (h_s) rispetto al nuovo piano di campagna e al diametro dei pali (d_p) .

Cause

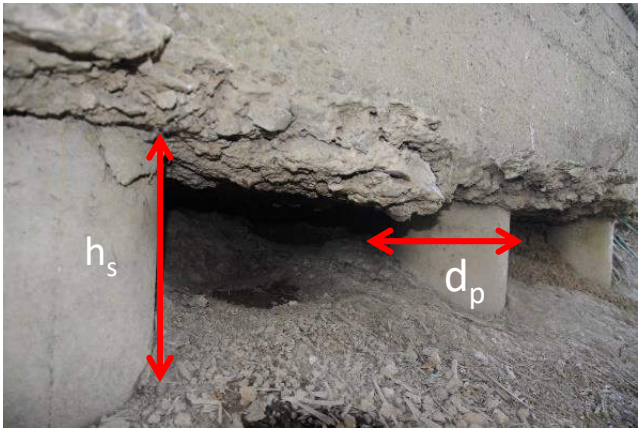
Lo scalzamento può derivare dall’erosione del letto e delle sponde dell’alveo o del rilevato di approccio, causata da fenomeni meteorologici o dal trasporto solido dei corsi d’acqua, dall’abbassamento dell’alveo per variazioni nella direzione della corrente, o da escavazioni artificiali. Tali fenomeni sono favoriti in assenza di una corretta progettazione degli elementi, in particolare di una quota di imposta della fondazione non abbastanza profonda, o in presenza di pile con forma e orientamento inadeguati.

Fenomeni di degrado correlati

Nel caso in cui lo scoprimento delle fondazioni non è uniforme, la presenza di scalzamento può essere indice di movimenti indesiderati della fondazione, quali **rotazione longitudinale** e **rotazione trasversale**.

Per fondazioni profonde			
Estensione k_1	Sempre =1		
Intensità k_2	0,2 ($h_s/d_p < 1$)	0,5 ($1 < h_s/d_p < 3$)	1 ($h_s/d_p > 3$)

Per fondazioni superficiali	
Estensione k_1	Sempre =1
Intensità k_2	Sempre =1



Dilavamento del rilevato di approccio

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	Sempre =1
Intensità k2	Sempre =1

Descrizione

Il difetto si riferisce all’azione erosiva esercitata dalle acque meteoriche sul materiale costituente il rilevato di approccio nella sua parte superficiale.



Cause

Tale fenomeno è dovuto principalmente all’errato o insufficiente smaltimento delle acque meteoriche.

Fenomeni di degrado correlati

Generalmente è associato a carenze nel sistema di convogliamento delle acque meteoriche.

Dissesto del rilevato di approccio - *Deformazioni*

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	--------------	-------	-------	-------

Descrizione

Il dissesto del rilevato rappresenta un’evoluzione dei cedimenti nel tempo eventualmente ancora in atto, con presenze di avvallamenti e cedimenti differenziali tra il rilevato e la struttura. Per quanto riguarda la valutazione del coefficiente di estensione, esso è sempre pari ad 1, mentre l’intensità può essere correlata distanza (d) intesa come altezza del gradino che si viene a formare.

Cause

Tale fenomeno è dovuto principalmente all’errata valutazione dei cedimenti ed al loro decorso nel tempo.

Fenomeni di degrado correlati

Generalmente è associato a modeste conseguenze sul rilevato. Tuttavia il fenomeno può comportare un aggravio dei carichi verticali sulle spalle (attrito negativo). Inoltre, il verificarsi di tale dissesto comporta motivi di pericolo per la circolazione.

Estensione k ₁	Sempre =1		
Intensità k ₂	0,2 (d<5cm)	0,5 (5cm<d<15cm)	1 (d>15cm)



Dissesto del rilevato di approccio - *Stabilità*

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	--------------	-------

Estensione k ₁	Sempre =1
Intensità k ₂	Sempre =1

Descrizione

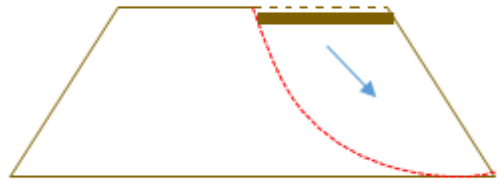
Il dissesto del rilevato è conseguenza di movimenti gravitativi incipienti o in atto.

Cause

Tale fenomeno è dovuto principalmente a materiale del rilevato non idoneo e/o non ben compattato. Può essere causato anche da effetti della corrente del corso d’acqua sottostante (erosione della base della scarpata).

Fenomeni di degrado correlati

Generalmente non è associato a dissesti strutturali del ponte, ma solo a problematiche di circolazione stradale.



Movimenti di fondazione

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (in qualche zona)	1 (ovunque)
Intensità k ₂	0,2 (accennato)	0,5 (intenso)	1 (rilevante)

- Il difetto comprende:
- Rotazione longitudinale: rotazione della fondazione su un piano verticale passante per l’asse stradale;
 - Rotazione trasversale: rotazione della fondazione su un piano verticale ortogonale all’asse stradale;
 - Traslazione: spostamento della fondazione su un piano orizzontale;
 - Abbassamento: spostamento della fondazione su un piano verticale.

Cause

I movimenti di rotazione e abbassamento possono essere dovuti sia a cedimenti differenziali della fondazione o del terreno, causati da eventi naturali, sia a cedimenti strutturali delle fondazioni, legati ad errori in fase di esecuzione e progettazione, quali un’errata valutazione dei carichi. Nel caso di traslazione, il movimento è indotto da spinte nel terreno causate da eventi naturali.

Fenomeni di degrado correlati

Tutti i movimenti in fondazione sono difficilmente rilevabili, per cui occorre dedurne la presenza da fenomeni di degrado ad essi correlati, quali presenza di gradini o aperture in corrispondenza dei giunti stradali, presenza di particolari lesioni se la struttura è iperstatica, eventuali fuori piombo degli elementi sostenuti. Nel caso di traslazione, occorre valutare, con indagini approfondite, se il movimento ha determinato il **tranciamento dei pali** per le sollecitazioni di flessione e taglio che il movimento genera su tali elementi. In generale, occorre sempre valutare se i movimenti abbiano creato rotture delle strutture di fondazione.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Difetti Generici

(Ricontrabili su tutti i materiali)



Tracce di scolo

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Il difetto si presenta con aree di colorazione diversa dal materiale integro, provocate dal passaggio ripetuto di acqua meteorica sulla superficie degli elementi. Nel caso in cui l’acqua è ancora presente, sono chiaramente visibili macchie di colore scuro e bagnate, altrimenti il passaggio pregresso dell’acqua è denunciato dalla presenza di macchie di colore biancastro legate agli effetti dell’azione chimica dei sali in essa disciolti. Tali macchie ricalcano il percorso intrapreso dall’acqua percolata sulla superficie degli elementi. Tali fenomeni si riscontrano prevalentemente sulle pareti verticali degli elementi strutturali, ma si possono rilevare anche su superfici orizzontali, quali l’intradosso degli sbalzi della soletta dove ristagna l’acqua proveniente dal coronamento.

Cause

La presenza di tracce di scolo è dovuta alla mancanza o all’inadeguatezza del sistema di convogliamento delle acque meteoriche, nonché a carenze del sistema di impermeabilizzazione. Analoghe conseguenze si associano a giunti non correttamente realizzati o mantenuti e a problemi legati ad altri particolari esecutivi, quali l’assenza di gocciolatoi.

Fenomeni di degrado correlati

L’evoluzione del difetto potrebbe portare a **fenomeni di dilavamento/ammaloramento** del calcestruzzo o della muratura, i quali comportano un rapido degrado del materiale con possibile disgregazione dello stesso. Non si devono confondere con le **macchie di umidità passiva e attiva**, le quali non derivano da percolazione di acqua sulle superfici ma da infiltrazioni di acqua all’interno del materiale.

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		



Ristagni d’acqua

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Per ristagni d’acqua si intendono quantità non trascurabili di acqua accumulate in zone di compluvio, ad esempio in eventuali avvallamenti sull’estradosso dei pulvini o all’interno di una trave ad U o a V.

Cause

Gli accumuli di acqua si presentano laddove sono presenti irregolarità sulle superfici e nel caso di scarsa manutenzione del sistema di smaltimento delle acque. Il fenomeno è accentuato in presenza di calcestruzzo particolarmente poroso e permeabile.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale
(Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

Il fenomeno può provocare degrado o corrosione delle zone di materiale in cui si verifica il ristagno. Non si deve confondere con le **macchie di umidità** o le **tracce di scolo** che indicano fenomeni di penetrazione di acqua attraverso il materiale o percolazione delle acque meteoriche sulla superficie. Nel caso di impalcati a cassone, l’eventuale presenza di acqua stagnante deve indicarsi come **ristagni d’acqua nei cassoni**, fenomeno considerato separatamente vista la diversa gravità che esso può assumere.

Danni da urto

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k ₁	Sempre = 1		
Intensità k ₂	0,2 (Visibile)	0,5 (Distacco di materiale limitato)	1 (Distacco di materiale profondo)

Descrizione

Con tale fenomeno ci si riferisce al danneggiamento indotto dall’urto di automezzi, natanti o materiali trasportati dai corsi d’acqua con gli elementi strutturali. Tali danneggiamenti sono generalmente rappresentati da rottura degli spigoli, distacchi di copriferro, tranciamento o deformazione delle armature.

Cause

L’urto di elementi di varia natura con la struttura del ponte può essere causata dal passaggio di mezzi fuori sagoma, non conformi con il franco libero al di sotto del ponte o da incidenti stradali.

Fenomeni di degrado correlati

La rottura del calcestruzzo provocata dagli urti, oltre che **distacchi di copriferro**, può comportare l’esposizione e la conseguente **ossidazione** delle armature. Inoltre possono essere associati a tale fenomeno i **quadri fessurativi** eventualmente presenti sugli elementi strutturali.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Lesioni caratteristiche in zona appoggio

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	0,2 (Accennato)	0,5 (Profondo)	1 (Distacchi completi)

Descrizione

Il difetto si riferisce ai danneggiamenti presenti nelle zone di appoggio a causa del funzionamento dell'appoggio stesso. Sono lesioni che possono presentarsi sia sulla parte che appoggia, sia sull'elemento di supporto (pulvino, baggiolo, mensola). Spesso nel caso di spalle in muratura, è presente un cordolo in calcestruzzo armato in sommità su cui trovano appoggio travi in calcestruzzo armato; il difetto in oggetto comprende anche le lesioni eventualmente presenti su tale elemento.

Cause

Le lesioni si aprono a causa degli sforzi di trazione che nascono in seguito al mancato scorrimento degli apparecchi di appoggio mobili, il quale a sua volta può essere causato dal deterioramento dei materiali, dal bloccaggio o dal non corretto dimensionamento degli apparecchi.

Fenomeni di degrado correlati

Il difetto è circoscritto nella zona di appoggio. Se le lesioni proseguono oltre una certa distanza dall'appoggio, esse non rientrano in questa tipologia di difetto.

Tale difetto è generalmente associato a fenomeni di degrado tipici degli apparecchi di appoggio.

Non si devono confondere con le **lesioni da schiacciamento**, che, a differenza di quelle nel caso in esame, hanno andamento definito e una causa diversa.



Ristagni d'acqua nei cassoni

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Per ristagni d'acqua nei cassoni si intendono quantità non trascurabili di acqua accumulate in zone di compluvio all'interno di un impalcato a cassone.

Cause

Gli accumuli di acqua si presentano laddove sono presenti irregolarità sulle superfici e nel caso di scarsa manutenzione del sistema di smaltimento delle acque e di mancanza o insufficiente impermeabilizzazione della soletta. Il fenomeno è accentuato in presenza di calcestruzzo particolarmente poroso e permeabile.

Fenomeni di degrado correlati

Il fenomeno può provocare degrado o **corrosione** delle zone di materiale in cui si verifica il ristagno. Non si deve confondere con le **macchie di umidità** o le **tracce di scolo** che indicano fenomeni di penetrazione di acqua attraverso il materiale o percolazione delle acque meteoriche sulla superficie. Nel caso in cui lo stesso difetto compare in altre parti strutturali si parla di **ristagni d'acqua**; in tal caso, la presenza di quantità non trascurabili di acqua, a differenza che nei cassoni, non provoca sovraccarichi e non pregiudica la stabilità della parte strutturale interessata.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fuori piombo

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

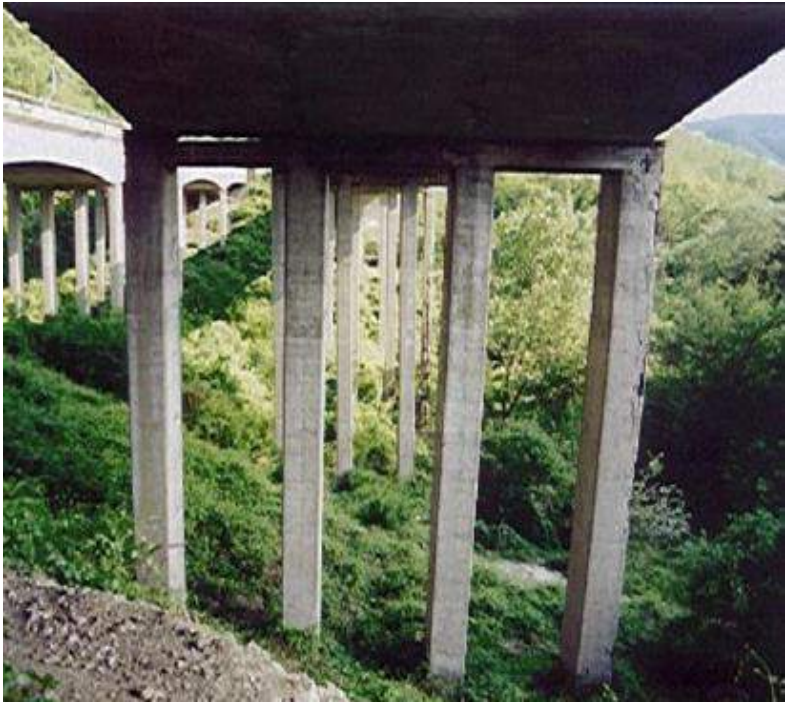
Estensione k1	Sempre = 1		
Intensità k2	0,2 (2 ÷ 4%)	0,5 (4 ÷ 6%)	1 (> 6%)

Descrizione

Il difetto si riferisce alla mancanza di verticalità degli elementi in elevazione, quali pile e spalle.

Cause

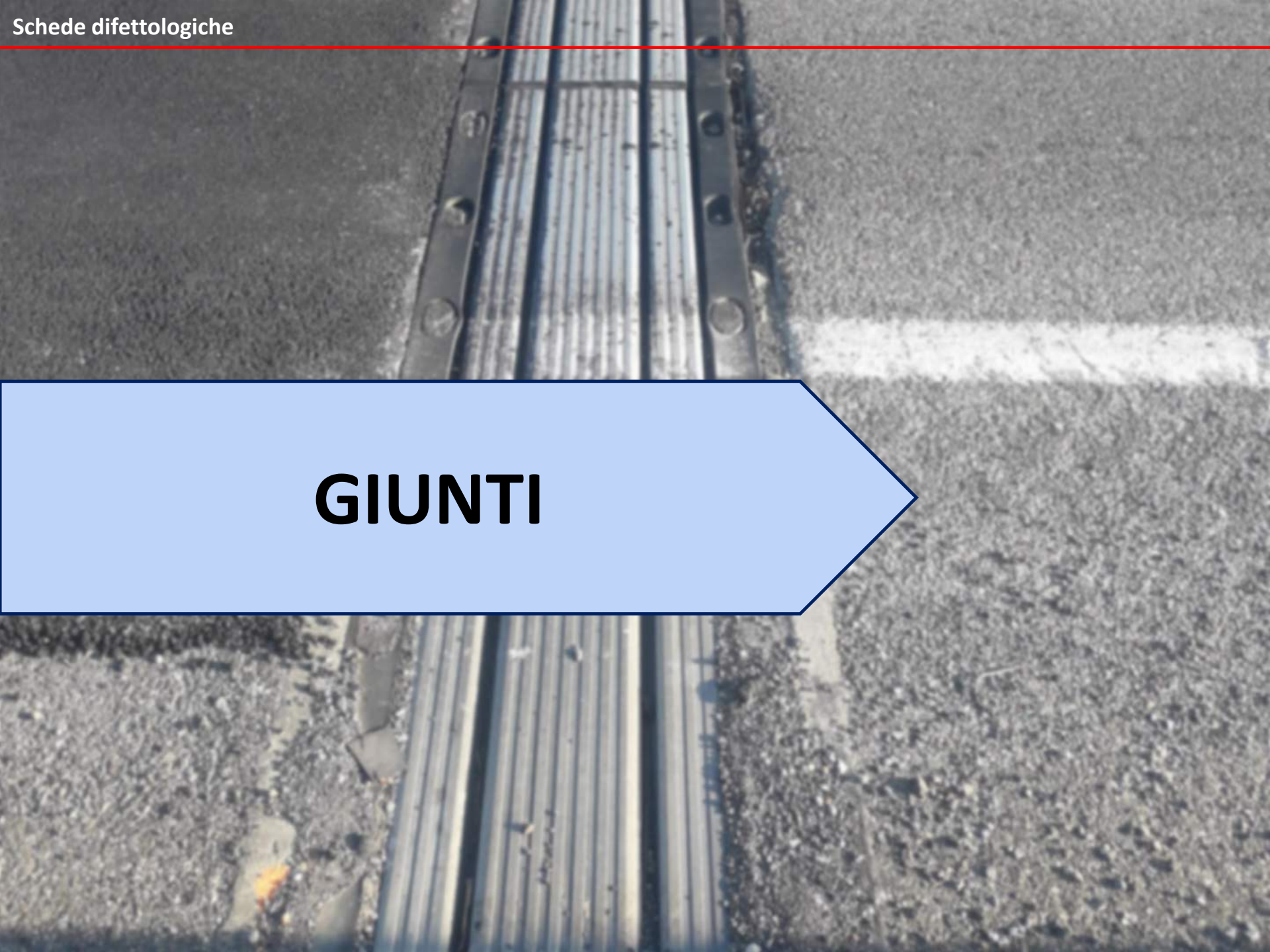
La sua origine può dipendere da due principali tipologie di cause: la prima si manifesta in fase di esercizio e comprende fenomeni quali i movimenti in fondazione, urti eccezionali o coazione dovuta al mancato funzionamento degli appoggi; la seconda invece si deve ricercare in fase di costruzione, dipendendo da errori nella disposizione delle casseformi, nel caso di strutture in c.a., che ne compromettono la verticalità.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

Generalmente il fenomeno si associa ad altri difetti legati a movimenti indesiderati a livello di fondazione, quali **rotazione longitudinale** e **rotazione trasversale**. Spesso tale difetto è denunciato dalla presenza di deformazioni o movimenti anomali degli elementi sulla sede stradale, quali sicurvia, parapetti o giunti. È bene individuare la causa del difetto, in quanto da essa dipende la sua gravità.



GIUNTI

Dislivello giunto pavimentazione

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% lunghezza)	1 (tutta la lunghezza)
Intensità k2	0,2 (< 1 cm)	0,5 (1 ÷ 3 cm)	1 (> 3 cm)

Descrizione

Il difetto si riferisce alla differenza di quota tra l’estradosso della pavimentazione e il giunto. Spesso si presenta nel caso in cui l’elemento di continuità del giunto risulta particolarmente danneggiato.

Cause

Il dislivello tra gli elementi può essere causato da errori in fase di messa in opera, se il giunto non è stato inserito in maniera corretta o se la pavimentazione ha subito un costipamento eccessivo. La presenza del dislivello potrebbe segnalare dissesti degli appoggi o movimenti di fondazione.



Fenomeni di degrado correlati

La presenza del dislivello facilita l’urto degli automezzi con gli elementi del giunto, provocandone un precoce ammaloramento. Il difetto può indicare la presenza di **movimenti di fondazione**, **fuori piombo** o **difetti degli apparecchi di appoggio**.

Non va confuso con il **dislivello tra elementi contigui** che segnala il dislivello tra gli elementi del giunto stesso.



Dislivello tra elementi contigui

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% lunghezza)	1 (tutta la lunghezza)
Intensità k2	0,2 (< 1 cm)	0,5 (1 ÷ 3 cm)	1 (> 3 cm)

Descrizione

Il difetto si riferisce alla differenza di quota tra le parti collegate dal giunto, a cui consegue una differenza di quota tra gli elementi di continuità del giunto stesso.

Cause

Il dislivello tra gli elementi può essere causato da errori in fase di messa in opera, se il giunto non è stato inserito in maniera corretta o se era già presente un dislivello tra le parti. Nei casi più gravi, la presenza del dislivello potrebbe segnalare dissesti degli appoggi o movimenti di fondazione.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

La presenza del dislivello facilita l’urto degli automezzi con gli elementi del giunto, provocandone un precoce ammaloramento. Il difetto può indicare la presenza di **movimenti di fondazione**, **fuori piombo** o **difetti degli apparecchi di appoggio**.

Non va confuso con il **dislivello giunto pavimentazione** che segnala il dislivello tra la pavimentazione e gli elementi di continuità del giunto.

Riparazioni provvisorie Giunti

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1
Intensità k2	Sempre = 1

Descrizione

Il difetto si deve segnalare qualora sono visibili riparazioni successive degli elementi del giunto, realizzate con materiali eterogenei rispetto a quelli previsti. Spesso con tali riparazioni i difetti sono solo apparentemente eliminati.

Cause

Le riparazioni spesso sono necessarie a causa del deterioramento degli elementi del giunto, dovuto a materiali di scarsa qualità o a mancanza di manutenzione, o dell'errata messa in opera.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

Generalmente, sui giunti che hanno subito riparazioni sono presenti i difetti tipici di tali elementi, quali **dislivelli** tra giunto e pavimentazione o tra i suoi elementi di continuità, **ammaloramento** dei profilati metallici o **rottura** dei suoi elementi.

Massetti lesionati

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	--------------	-------	-------	-------

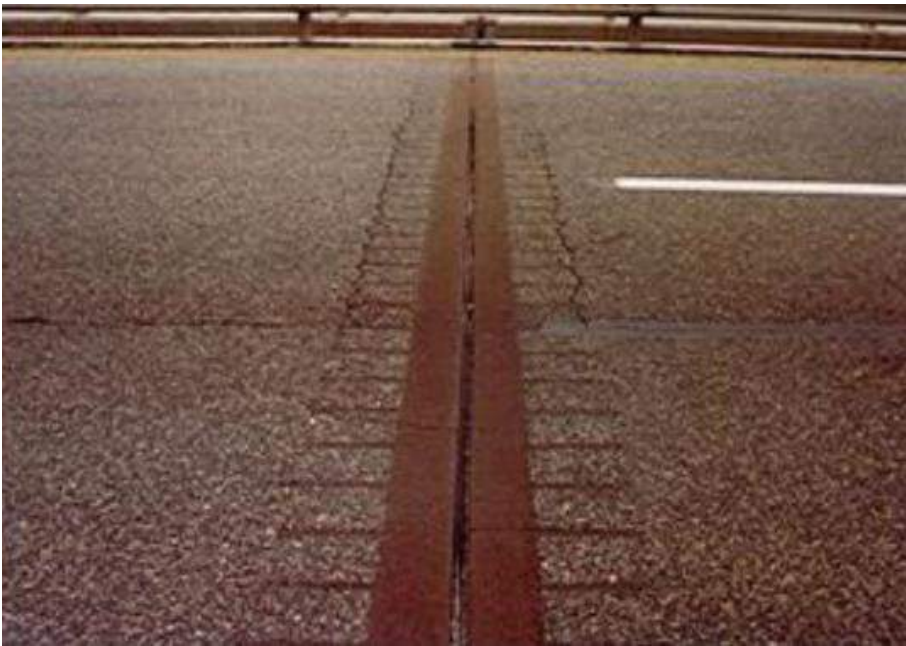
Estensione k ₁	Sempre = 1
Intensità k ₂	Sempre = 1

Descrizione

Per massetti si intendono gli elementi di supporto, generalmente in resina o in malta di cemento, degli elementi di continuità del giunto. Essi costituiscono il collegamento tra la soletta pavimentata e gli elementi di continuità. Si dovrà segnalare il difetto se sono presenti lesioni trasversali rispetto all’asse del giunto su uno dei due massetti o su entrambi.

Cause

L’apertura di lesioni è principalmente dovuta ai ripetuti urti causati dal transito di automezzi sul giunto. Essa è favorita nel caso di materiali non idonei o cattiva messa in opera. I primi distacchi possono essere causati anche dai fenomeni di ritiro che naturalmente si verificano nelle malte; essi sono poi amplificati dagli urti dei veicoli transitanti.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

Il difetto non è indice di problemi alle strutture del ponte, come fuori piombo o ammaloramento degli apparecchi di appoggio, ma la sua evoluzione potrebbe portare al distacco completo dei massetti. Può presentarsi insieme ad altri difetti tipici dei giunti, quali **dislivello** tra giunto e pavimentazione e tra gli elementi contigui, **riparazioni provvisorie**, **rottura** o **deformazione degli elementi di continuità**.

Distacco tampone

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1
Intensità k2	Sempre = 1

Descrizione

Il difetto è specifico dei giunti denominati «a tampone» sottopavimentati, in cui l’elemento di continuità è rappresentato da una colata di asfalto o di materiali di caratteristiche simili. Esso si manifesta attraverso fessure tra il tampone e la pavimentazione, di ampiezza superiore a qualche mm.

Cause

La rottura del tampone può essere causata da:

- scelta errata del tipo di giunto;
- scelta di materiali con elasticità insufficiente;
- realizzazione del giunto non corretta;
- deterioramento dei materiali.

Talvolta la presenza di fessure può essere indicativa di movimenti di fondazione.

Fenomeni di degrado correlati

Spesso si trova in contemporanea con **deformazione del tampone**. Talvolta è la manifestazione di **movimenti delle fondazioni**.



Deformazione tampone

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	Sempre = 1
Intensità k2	Sempre = 1

Descrizione

Il difetto è specifico dei giunti denominati «a tampone» sottopavimentati, in cui l’elemento di continuità è rappresentato da una colata di asfalto o di materiali di caratteristiche simili. Esso si manifesta attraverso irregolarità sulla superficie del tampone, come avvallamenti, gradini o lesioni.

Cause

La deformazione del tampone può essere causata da:

- scelta errata del tipo di giunto;
- scelta di materiali con elasticità insufficiente;
- realizzazione del giunto non corretta;
- deterioramento dei materiali.

Talvolta la presenza di fessure può essere indicativa di movimenti di fondazione.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

Spesso si trova in contemporanea con **distacco del tampone**. Talvolta è la manifestazione di **movimenti delle fondazioni**.

Ammaloramento profilati

Peso del difetto

G = 1

G = 2

G = 3

G = 4

G = 5

Estensione k1	Sempre = 1
Intensità k2	Sempre = 1

Descrizione

Il fenomeno comprende una serie di difetti che possono interessare i profilati metallici che costituiscono il giunto, tra cui:

- deformazioni;
- ossidazioni/corrosioni;
- svergolamenti;
- rotture;
- lesioni;
- ecc.

Cause

I profilati metallici sono spesso danneggiati dagli urti degli automezzi. I fenomeni di ammaloramento sono facilitati nel caso in cui gli elementi metallici non siano adeguatamente protetti, ad esempio se i massetti o gli elementi di tenuta sono danneggiati. Altre cause sono lo scarso spessore dei profilati stessi, gli attacchi chimici derivanti dai sali antigelo o la fisiologica usura dei materiali.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)

Fenomeni di degrado correlati

Generalmente si trova in contemporanea con il **dislivello giunto-pavimentazione** e con altri difetti tipici di tale elemento, quali **distacchi massetti** e **dislivello tra elementi contigui**.

Deformazione/Rottura Elementi di Continuità

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (in poche zone)	0,5 (~50% superficie)	1 (Tutto il perimetro)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si riferisce alla presenza di irregolarità superficiali o, nei casi più gravi, di lesioni, rotture, distacchi o porzioni mancanti sugli elementi di continuità dei giunti, quali profilati in neoprene, mattonelle in neoprene armato, pettini metallici, ecc.

Cause

La deformazione e/o la rottura degli elementi di continuità è dovuta al deterioramento dei materiali o alla non corretta posa degli elementi. Talvolta può essere indicativa di movimenti di fondazione.

Fenomeni di degrado correlati

Talvolta si trova in contemporanea con il **dislivello giunto-pavimentazione** e con altri difetti tipici di tale elemento, quali **distacchi massetti** e **dislivello tra elementi contigui**. Inizialmente si presenta come deformazione degli elementi, ma la sua evoluzione può portare alla rottura degli stessi. Può essere indicativa di **movimenti di fondazione**.



Scossalina permeabile o assente

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k1	0,2 (Difetto limitato)	0,5 (~50% della lunghezza)	1 (Da sostituire)
Intensità k2	Sempre = 1		

Descrizione

La scossalina è un elemento di tenuta che impedisce il passaggio di acqua, costituito da una membrana di vario materiale e posto a cavallo del giunto. Va segnalato nel caso in cui essa sia assente o danneggiata.

Cause

La causa principale di danneggiamenti nella scossalina è l'usura dei materiali che, perdendo elasticità, si lesionano e si strappano. Il difetto è, pertanto, favorito nel caso di materiali di scarsa qualità e di scarso spessore. Altre cause possono essere movimenti anomali dei giunti o messa in opera non corretta, con poco gioco o con le solette troppo ravvicinate.

Fenomeni di degrado correlati

L'assenza o la permeabilità della scossalina provocano il passaggio delle acque meteoriche con i conseguenti effetti negativi sulle superfici degli elementi strutturali del ponte. Pertanto, manifestazioni di tale difetto sono la presenza di **macchie di umidità** o **dilavamento**, portando, nei casi più gravi, a **distacchi di copriferro** e **ossidazione** delle barre di armatura.





ELEMENTI ACCESSORI

Stato della pavimentazione

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

- Nell'ispezione della pavimentazione stradale, si dovranno segnalare, se presenti, i seguenti difetti:
- Dislivello tra rilevato e impalcato: esso può essere localizzato su entrambe le spalle o su una sola di esse e va segnalato se la differenza di quota tra il rilevato e l'impalcato supera i 2 cm;
 - Presenza di dossi: si riferisce alla presenza di avvallamenti o ondulazioni sulla superficie stradale superiori ai 15 mm;
 - Fessure/anomalie della pavimentazione: sono spesso presenti in corrispondenza degli elementi di continuità dei giunti e sono riconducibili ai normali fenomeni di ritiro del materiale costituente la pavimentazione.

Cause

I dislivelli presenti sulla pavimentazione possono essere dovuti a cattiva esecuzione della pavimentazione, compattazione del terreno sottostante, cedimenti anomali delle fondazioni. I dossi, invece, sono causati dalla compattazione del materiale di cui è composto lo stato di usura, dalla ricostruzione del manto dopo scavi per l'interro di tubazioni, della presenza di tombini o dossi artificiali. Le fessure sono dovute principalmente agli effetti del ritiro della pavimentazione e amplificate dal passaggio di traffico pesante.

Fenomeni di degrado correlati

Difetti della pavimentazione sono spesso associati a difetti sugli eventuali giunti presenti. Talvolta sono sintomi di movimenti anomali di fondazione o difetti in corrispondenza degli elementi di appoggio.



Cordoli

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

I cordoli sono elementi, generalmente in calcestruzzo armato, posti lungo i bordi del ponte, a cui vengono ancorati i parapetti o i guard-rail e su cui vengono posizionati i sistemi di scarico delle acque.

Si dovranno segnalare gli eventuali fenomeni di degrado che interessano tali elementi, quali distacchi di copriferro o distacchi degli elementi lapidei.

Cause

Il danneggiamento dei cordoli può essere dovuto alle tipiche cause di degrado del calcestruzzo e amplificato nel caso di cattiva progettazione o mal confezionamento del materiale.

Fenomeni di degrado correlati

Spesso associata ai difetti dei cordoli, è la presenza di calcestruzzo dilavato/ammalorato o distacchi di copriferro negli elementi contigui ad essi (in genere soletta).



Convogliamento acque assente

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Il difetto si riferisce alla mancanza di un adeguato sistema di convogliamento delle acque meteoriche che eviti il contatto dell'acqua con i materiali degli elementi strutturali.

Cause

Le cause del difetto risalgono a mancanze o errori in fase di progettazione.

Fenomeni di degrado correlati

Il passaggio dell'acqua può accelerare i fenomeni di degrado dei materiali degli elementi strutturali, favorendo la presenza di macchie di umidità, dilavamento, distacchi di copriferro, armature ossidate, ecc.



Pozzetti intasati

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Qualora sia presente il sistema di convogliamento delle acque, è necessario che esso sia in grado di funzionare adeguatamente. Va quindi segnalato il caso in cui i pozzetti sono ostruiti e compromettono il funzionamento del sistema.

Cause

L’intasamento dei pozzetti è dovuto alla presenza di detriti, sporcizia, foglieame o muffe, che, in assenza di manutenzione, possono intasare i sistemi di scarico.

Fenomeni di degrado correlati

L’acqua non adeguatamente smaltita dai sistemi di scarico può provocare danni dovuti al ristagno e infiltrarsi fino a raggiungere l’intradosso della struttura, con evidenti segni sulle superfici degli elementi, quali **macchie di umidità** e **dilavamento**.



Scarichi corti

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Per scarichi corti si intendono elementi del sistema di convogliamento delle acque con lunghezza non adeguata, che spesso indirizzano l’acqua meteorica direttamente sulle superfici degli elementi strutturali.

Cause

Il difetto è dovuto principalmente ad una non corretta progettazione o esecuzione del sistema di convogliamento.

Fenomeni di degrado correlati

In corrispondenza di scarichi corti che convogliano l’acqua direttamente sugli elementi strutturali sono frequenti i segni degli effetti dell’acqua sui materiali, quali **tracce di scolo, dilavamento**, fino a **distacchi di copriferro** e **ossidazione** delle armature.



Scarichi ostruiti

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Qualora sia presente il sistema di convogliamento delle acque, è necessario che esso sia in grado di funzionare adeguatamente. Va quindi segnalato il caso in cui le parti terminali degli scarichi sono ostruite, compromettendo il funzionamento del sistema di smaltimento acque.

Cause

L’intasamento degli scarichi è dovuto ad accumuli di detriti, uniti a carenze di manutenzione ed eventuali errori progettuali o di esecuzione.

Fenomeni di degrado correlati

L’acqua non adeguatamente smaltita dai sistemi di scarico può provocare danni dovuti al ristagno e infiltrarsi fino a raggiungere l’intradosso della struttura, con evidenti segni sulle superfici degli elementi, sotto forma di **macchie di umidità e dilavamento**.

Scarichi danneggiati

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Qualora sia presente il sistema di convogliamento delle acque, è necessario che esso sia in grado di funzionare adeguatamente. Va quindi segnalato il caso in cui gli elementi di scarico siano danneggiati o rotti, compromettendo il funzionamento del sistema.

Cause

Il difetto è dovuto principalmente ad una non corretta progettazione o esecuzione del sistema di convogliamento, realizzato, ad esempio, con materiali non idonei. Spesso le rotture sono conseguenti alla corrosione dei materiali metallici con cui tali elementi sono costituiti.

Fenomeni di degrado correlati

In corrispondenza di scarichi danneggiati sono frequenti i segni degli effetti dell’acqua sui materiali, quali **tracce di scolo**, **dilavamento**, fino a **distacchi di copriferro** e **ossidazione** delle armature.



Marciapiedi

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Il difetto comprende i possibili fenomeni di degrado relativi alla pavimentazione dei marciapiedi, eventualmente presenti ai bordi del ponte, che possono compromettere la sicurezza dei pedoni.

Cause

Il danneggiamento della pavimentazione può essere causato da azioni atmosferiche aggressive, inquinamento, vetustà, urti, ecc.



Fenomeni di degrado correlati

Il difetto della pavimentazione è indice di una non adeguata manutenzione, per cui spesso è associato ad altri difetti tipici degli elementi accessori.

Pali di illuminazione mal ancorati/danneggiati

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Il difetto si riferisce al danneggiamento dei pali eventualmente presenti sull’impalcato del ponte o del loro sistema di ancoraggio. Nell’ultimo caso si tratta principalmente di sistemi di ancoraggio metallici arrugginiti o calcestruzzi fessurati.

Cause

Il danneggiamento dei pali o del loro ancoraggio è dovuto principalmente alla vetustà degli elementi e alla carenza di manutenzione, nonché all’azione aggressiva degli agenti atmosferici o all’urto da parte di veicoli.

Fenomeni di degrado correlati

Il difetto dei pali di illuminazione è indice di una non adeguata manutenzione, per cui spesso è associato ad altri difetti tipici degli elementi accessori.

Pali di illuminazione arrugginiti

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Il difetto si riferisce alla perdita della vernice protettiva e all’ossidazione dei pali di illuminazione metallici, dovute a carenze nella manutenzione.

Cause

Il degrado dei pali è dovuto, oltre che a carenze nella manutenzione, all’azione aggressiva degli agenti atmosferici o all’inquinamento dei gas di scarico.

Fenomeni di degrado correlati

Il difetto dei pali di illuminazione è indice di una non adeguata manutenzione, per cui spesso è associato ad altri difetti tipici degli elementi accessori.

Sottoservizi mal ancorati

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Il difetto si riferisce a sistemi di ancoraggio dei sottoservizi alle strutture del ponte non adeguati o danneggiati. Generalmente si riscontrano ancoraggi metallici corrosi o elementi a cui si ancorano i sottoservizi particolarmente degradati.

Cause

Il difetto è dovuto principalmente alla vetustà degli elementi, all'azione aggressiva degli agenti esterni, ad un'errata progettazione o esecuzione e a carenze di manutenzione.

Fenomeni di degrado correlati

La presenza di sottoservizi mal ancorati è indice di una non adeguata manutenzione, per cui spesso è associata ad altri difetti tipici degli elementi accessori.



Guardiavia assenti

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Il difetto si riferisce all’eventualità in cui i sistemi di ritenuta stradale risultino totalmente o parzialmente assenti, pregiudicando quindi la sicurezza del traffico veicolare e pedonale del ponte.

Cause

La totale assenza di guardiavia a bordo ponte è indice di una non adeguata gestione della sicurezza stradale. Assenze parziali di guardiavia possono essere causate da una non corretta disposizione delle barriere su tutta la lunghezza del ponte o da danneggiamenti, non ripristinati, dovuti ad urti o carenze manutentive.

Fenomeni di degrado correlati

Qualora il difetto sia dovuto a danneggiamenti parziali, possibile la presenza contemporanea di **guardiavia danneggiati/ossidati/mal ancorati**.



Guardiavia danneggiati/ossidati/male ancorati

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Descrizione

Il difetto si riferisce alle situazioni in cui sono presenti danneggiamenti sugli elementi delle barriere di ritenuta stradale e/o parti di esse sono gravemente ossidate. Tale difetto indica inoltre i casi in cui le barriere, seppur in buone condizioni di conservazione, non sono ancorate in maniera opportuna e/o presentano elementi di ancoraggio danneggiati e/o gravemente ossidati, compromettendo in tal modo la sicurezza stradale.

Cause

Il danneggiamento delle barriere può esser dovuto ad urto di veicoli e/o ad una loro non corretta manutenzione. La costante esposizione delle barriere agli agenti atmosferici può favorire, inoltre, l’innescarsi di meccanismi di ossidazione, che, se non adeguatamente contrastati, potrebbero portare ad eventuali danneggiamenti. Le cause di condizioni di male ancoraggio delle barriere alla struttura possono risalire ad errori progettuali o, ancora una volta, ad urto di veicoli e/o ad una loro non corretta manutenzione.

Fenomeni di degrado correlati

Qualora la gravità del difetto sia tale da compromettere la funzionalità delle barriere di ritenuta stradale e costituisca un potenziale pericolo al traffico veicolare, indicare il difetto come **guardiavia assente**.



Schede di ispezione speciale - Ponti in c.a.p. a cavi post-tesi



Codice IOP _____

Nome Ponte/Viadotto _____

Strada di appartenenza: _____

Progressiva km iniziale: _____ Progressiva km finale: _____

Tracciato dei cavi e localizzazione dei difetti

Tracciato dei cavi reperibile da documenti di progetto originale

☐ SI

☐ NO

Allegato n° _____ (se SI, indicare i documenti di riferimento da allegare alla presente scheda)

Schema da progetto del tracciato dei cavi
(tracciare uno schema per ogni tipologia
di elemento strutturale)

Indagini non distruttive/semi-distruttive

Tipologie di indagini

(indagine pacometriche, georadar,
tomografie ultrasoniche, Impact-
Echo, metodi MFL, misure di
ponteziiale di corrosione)

- 1) _____
- 2) _____
- 3) _____
- 4) _____
- ...) _____

Elementi indagati
(tipologia e numero)

N° totale di indagini eseguite

_____	_____
_____	_____
_____	_____
_____	_____
_____	_____

Risultati delle indagini (compilare una tabella per ogni elemento indagato e tipologia di indagine)

Tracciato dei cavi <i>Indicare la localizzazione delle indagini</i>	Tipologia elemento indagato _____		Tipologia di indagine _____	
	Schema del tracciato dei cavi:			
Rispondenza con il materiale di progetto originale		☐ Completa	☐ Parziale	☐ Assente
Localizzazione dei difetti (discontinuità, fessure, ecc.) <i>Indicare la localizzazione delle indagini</i>	Schema di localizzazione dei difetti:			

Campagna di indagini per la valutazione dei difetti

Indagini semi-distruttive/distruttive		Elementi indagati (tipologia e numero)	N° totale di indagini eseguite
Tipologia di indagini <i>(endoscopie, indagini vacuometriche, saggi localmente distruttivi, ecc.)</i>	1) _____	_____	_____
	2) _____	_____	_____
	...) _____	_____	_____

Risultati delle indagini (compilare una tabella per ogni elemento indagato e tipologia di indagine)

Localizzazione dei difetti <i>(vuoti all'interno delle guaine, fenomeni di ossidazione dei cavi, ecc.)</i> <i>Indicare la localizzazione delle indagini</i>	Tipologia elemento indagato _____ Tipologia di indagine _____
	Tipologie di difetti individuati _____
	<i>Schema di localizzazione dei difetti:</i>

Valutazione dello stato di tensione del filo o del calcestruzzo	Descrizione		Elementi indagati (tipologia e numero)	N° totale di misurazioni eseguite
	_____		_____	_____
	_____		_____	_____
	Schema di localizzazione delle indagini:			
	Risultati: _____			
	Rispondenza con il materiale di progetto originale		☐ SI	☐ NO
Informazioni reperibili dal progetto originale: _____				
Prelievo di materiale di iniezione	Descrizione		Elementi indagati (tipologia e numero)	N° totale di prelievi eseguiti
	_____		_____	_____
	_____		_____	_____
Schema di localizzazione delle indagini:				
Prove chimiche	Tipologia		N° totale di prove eseguite	Risultati (composizione chimica e presenza di cloruri e umidità)
	1) _____		_____	_____
	2) _____		_____	_____

3) _____	_____	_____
...) _____	_____	_____

Analisi dei difetti rilevati	☐	I difetti rilevati indicano la necessità di eseguire valutazioni di sicurezza approfondite di Livello 4.
	☐	Le indagini effettuate non consentono di stimare con adeguata accuratezza l'entità dei difetti presenti. Sono necessarie, pertanto, valutazioni approfondite di Livello 4.
	☐	Le indagini effettuate hanno dimostrato la presenza di difetti di entità modesta, tali da non richiedere provvedimenti urgenti. Si procede pertanto ad ispezioni visive e compilazione di schede di difettosità di Livello 1 e classificazione di Livello 2.