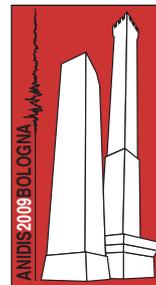


La Vulnerabilità Sismica dei Ponti della Provincia Autonoma di Trento

Francesca Bortot, Daniele Zonta, Riccardo Zandonini

DIMS – Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale, Università di Trento. Via Mesiano 77, 38100 Trento.



Keywords: vulnerabilità sismica, gestione dei ponti, BMS, prioritizzazione degli interventi

ABSTRACT

A partire dal 1998, in seguito ad una politica di decentramento che ha trasferito competenze statali a Regioni e Province, i ponti gestiti dalla Provincia Autonoma di Trento (PAT) sono passati da 412 a oltre 1000. Il Servizio Opere Stradali della PAT ha così dato inizio ad una collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale dell'Università di Trento per lo sviluppo di un sistema di gestione (Bridge Management System – BMS) su piattaforma web in grado di valutare l'affidabilità strutturale ed i costi di intervento, in modo da agevolare la programmazione delle politiche di manutenzione. In particolare, il BMS ha come fondamento un data-base che contiene degli elementi oggettivi valutabili tramite rilievi o ispezioni, degli elementi che rappresentano lo stato di rischio di un ponte soggetto a diversi eventi pericolosi, degli elementi che rappresentano il costo dei vari possibili interventi (manutenzione, riparazione, ricostruzione) e gli effetti di tali interventi sulla struttura. L'obiettivo finale è l'ottimizzazione del rapporto tra rischio e costo della gestione dei ponti e la programmazione degli interventi sulla base di un programma di ispezioni periodiche. In questo articolo verrà presentato il sistema di gestione ed in particolare il metodo utilizzato per il calcolo del rischio sismico.

1 IL BMS DELLA PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO

A partire dal 1998, in seguito ad una politica di decentramento che ha trasferito competenze statali a Regioni e Province, i ponti gestiti dalla Provincia Autonoma di Trento (PAT) sono passati da 412 a oltre 1000.

Con riferimento a tipologia ed anno di costruzione, lo stock dei ponti ha caratteristiche simili a quelle riscontrabili in ambito europeo: la maggior parte dei ponti è stata costruita dopo la Seconda Guerra Mondiale, con un picco negli anni 70. Circa il 66% dei ponti è stato realizzato con struttura in conglomerato cementizio armato o precompresso, il 25% è stato realizzato con struttura ad arco, ed il 9% è stato realizzato con struttura in acciaio o struttura mista acciaio-calcestruzzo.

Al fine di permettere una efficace programmazione delle politiche di manutenzione e di far fronte alle nuove esigenze, il Servizio Opere Stradali della PAT ha dato inizio ad una

collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale dell'Università di Trento per lo sviluppo di un sistema di gestione dei ponti (Bridge Management System – BMS).

1.1 Struttura del BMS

La definizione delle esigenze che il BMS avrebbe dovuto soddisfare ha portato alla implementazione di un sistema basato su piattaforma web che permette di rappresentare lo stato dei ponti in tempo reale (sia a livello di rete che di singolo ponte) e che costituisce un valido strumento di ausilio per la programmazione delle politiche di manutenzione, attuate sulla base di una valutazione del rischio e dei costi di intervento.

Il BMS è strutturato come insieme di componenti: base dati, modelli di manutenzione e di costo, modelli di deterioramento e algoritmi di decisione. Ogni componente è ulteriormente suddiviso in moduli, ciascuno dei quali ha una specifica funzione. Ad esempio: dati di inventario, dati di ispezione, calcolo del rischio, calcolo dei costi di manutenzione, e così via. I

moduli possono operare a livello di singolo ponte, oppure a livello di rete.

1.2 Base Dati

La base dati è costituita da: dati di inventario, dati relativi allo stato di condizione e dati relativi al rischio.

I dati di inventario comprendono le informazioni relative ad ogni singolo ponte e includono un modello semplificato della struttura, rappresentata tramite la distribuzione logica degli elementi che la compongono (AASHTO, 1997 CoRe Standard Element System). Ciascun ponte è stato suddiviso in unità strutturali (impalcato, pile, spalle...) definite come unità concettuali caratterizzate da attributi (lunghezza, materiale, tipologia...). La disposizione spaziale delle unità strutturali è descritta attraverso entità logiche denominate connessioni. Le unità strutturali e le connessioni comprendono insiemi di elementi standard (soletta, trave, pulvino...), definiti in termini di quantità e di stato di condizione. Il sistema implementato definisce 30 unità standard, 7 tipi di connessioni e 102 elementi standard, di cui 51 coincidenti con gli elementi del sistema AASHTO.

I dati relativi allo stato di condizione forniscono informazioni sul grado di deterioramento degli elementi standard, sulla presenza di difetti costruttivi e la loro intensità. Lo stato di condizione è rappresentato da un numero intero che varia da 1 (condizione ottima) ad un massimo di 3,4 o 5 (condizione critica) a seconda del tipo di elemento standard. Questa metodologia è stata definita cercando di mantenere per quanto possibile la compatibilità del BMS con i modelli di valutazione e di deterioramento di PONTIS (Thompson, 1998), uno dei più diffusi sistemi di gestione ponti. Lo stato di condizione degli elementi viene rilevato da una squadra di ispettori appositamente formati, secondo una procedura codificata basata sulla osservazione di elementi oggettivi. Il sistema ispettivo prevede tre tipi di ispezioni: ispezioni di inventario, ispezioni di routine e ispezioni speciali. Con le ispezioni di inventario sono stati raccolti tutti i dati necessari al funzionamento del sistema. Le ispezioni di routine vengono effettuate in forma semplificata ogni anno e in forma approfondita ogni 3 anni e servono ad aggiornare i dati relativi allo stato di condizione degli elementi. Le ispezioni speciali sono ispezioni approfondite che vengono eseguite nel caso in cui, durante le ispezioni di routine, vengano rilevate delle anomalie.

I dati sul rischio vengono calcolati automaticamente dal sistema sulla base dei dati di inventario e dei dati relativi allo stato di condizione degli elementi. Il rischio è definito, in termini generali, dalla probabilità di avere un danno nel caso accada uno o più eventi inaccettabili in un fissato intervallo di tempo. Gli eventi inaccettabili presi in esame dal sistema sono: il collasso strutturale, il collasso per scalzamento, l'incidente in presenza di barriere inadeguate e il verificarsi di un sisma. Il danno atteso è funzione dell'evento considerato e dell'importanza della struttura (espressa in termini di lunghezza e indice di traffico). Per ogni ponte viene calcolato il rischio associato ad ogni evento inaccettabile e il rischio totale cumulato nel tempo. Lo scopo è effettuare un'analisi costi-benefici a livello di singolo ponte per la scelta della strategia di manutenzione ottimale e a livello di rete per la prioritizzazione degli interventi.

Il calcolo del rischio necessita di modelli per la predizione dello stato di condizione futuro degli elementi standard, per la definizione del piano di manutenzione degli elementi strutturali e per la stima dei costi di manutenzione.

1.3 Modelli di deterioramento

Il deterioramento degli elementi standard viene calcolato con un modello stocastico di degrado basato sulle catene di Markov.

Il modello viene applicato a ciascun elemento, considerato indipendentemente dal ponte di cui fa parte (come in PONTIS). Per ogni elemento viene definita una matrice di transizione di stato D e il sistema ne calcola il processo markoviano associato. L'elemento generico p_{ij} della matrice di transizione rappresenta la probabilità condizionata di passare allo stato di condizione i -esimo durante l'anno $n+1$ quando l'elemento si trova nello stato di condizione j -esimo durante l'anno n . Per ogni elemento viene calcolato un vettore s , che raccoglie le probabilità che l'elemento si trovi in ciascuno stato di condizione.

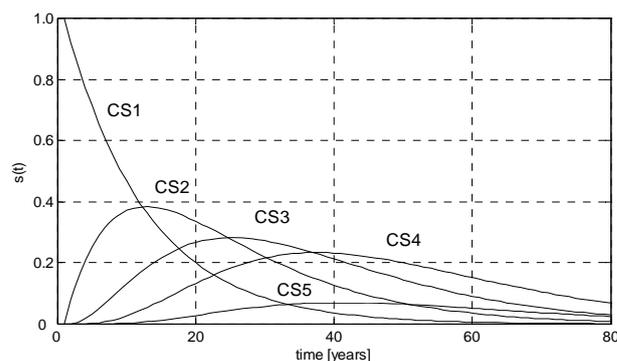


Figura 1. Variazione del vettore s nel tempo.

Tale vettore dipende dal tempo e viene calcolato come segue:

$$s(n+t) = \mathbf{D}^t s(n) \quad (1)$$

La figura 1 rappresenta la variazione nel tempo del vettore stato di condizione s per l'elemento standard soletta in cemento armato.

Il sistema utilizza matrici di transizione statiche, che non dipendono dal tempo.

1.4 Modello di manutenzione e di costo

Il modello di manutenzione viene definito dai manager della Provincia Autonoma di Trento, ipotizzando i tipi di azioni manutentive e la loro frequenza nel tempo. Analogamente, gli effetti degli interventi di manutenzione vengono modellati in maniera probabilistica, utilizzando delle matrici di transizione appositamente definite. Il sistema utilizza tre tipi di interventi manutentivi ed i relativi effetti sullo stato di condizione degli elementi del ponte: interventi di manutenzione ordinaria, interventi di manutenzione straordinaria ed interventi di ricostruzione. Sulla base delle reali tipologie di interventi manutentivi messi in atto dalla Provincia Autonoma di Trento, i tre tipi di manutenzione sono così definiti:

- manutenzione ordinaria: il sistema modella questo tipo di manutenzione con cadenza annuale, effettuata su piano viabile, barriere di sicurezza e parapetti. Essa ha come effetto un miglioramento della durabilità degli elementi direttamente interessati, ed in misura ridotta anche di quella della soletta e degli elementi della sovrastruttura. Il modello di costo applicato è stato desunto dai dati messi a disposizione dalla Provincia Autonoma di Trento.
- manutenzione straordinaria: questo tipo di manutenzione ha effetto su tutti gli elementi del ponte e il sistema ne valuta le conseguenze in termini di probabilità di collasso e di costi cumulati nel tempo, ipotizzando che l'intervento venga eseguito nell'anno in corso.
- ricostruzione: il sistema ipotizza che il ponte venga ricostruito nell'anno in corso con la medesima tipologia strutturale e ne stima i costi.

1.5 Indici e algoritmi di decisione

L'obiettivo principale di un sistema di gestione dei ponti è fornire strumenti per l'utilizzo ottimale delle risorse economiche. Per

far questo il sistema calcola, una serie di indici che hanno lo scopo di aiutare il manager a capire quali ponti hanno la priorità di intervento e quale piano di manutenzione è il più adeguato per ciascun ponte.

L'approccio di prioritizzazione adottato è basato sul principio secondo il quale la priorità viene data a quelle azioni che, assegnato un certo budget, minimizzano il rischio dovuto a una serie di eventi inaccettabili, in un prefissato intervallo di tempo. Dato l'insieme delle possibili azioni (manutenzione ordinaria, manutenzione straordinaria e ricostruzione) il sistema definisce tre scenari di intervento:

- scenario 0 (ZERO): è lo scenario di riferimento in cui viene effettuata solo la manutenzione ordinaria con frequenza annuale;
- scenario A: oltre alla manutenzione ordinaria, viene effettuata la manutenzione straordinaria su tutti gli elementi del ponte al tempo 0;
- scenario B: il ponte viene ricostruito al tempo 0 e successivamente viene eseguita la manutenzione ordinaria con frequenza annuale.

La scelta tra lo scenario A e B viene fatta calcolando il rapporto tra la variazione del rischio e la variazione del costo in ciascuno scenario rispetto allo scenario base:

$$\alpha_A = \frac{R_0 - R_A}{C_A - C_0}; \quad \alpha_B = \frac{R_0 - R_B}{C_B - C_0} \quad (2)$$

La priorità viene data allo scenario che presenta la massima riduzione del rischio rispetto ai costi:

$$\alpha = \max(\alpha_A; \alpha_B) \quad (3)$$

Il rischio calcolato dal sistema è associato ad una serie di eventi inaccettabili, tra i quali il verificarsi di un sisma. Le modalità di calcolo del rischio associato ad un sisma verranno espone in dettaglio nel paragrafo che segue.

2 LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO

Il calcolo del rischio sismico permette di stimare il danno potenziale subito da una struttura in seguito ad un terremoto. Il rischio sismico è definito dal prodotto di tre fattori: la pericolosità sismica, il danno atteso e la vulnerabilità sismica (Clemente, 2003).

La pericolosità sismica è una caratteristica del territorio ed è data dalla probabilità che avvenga

un terremoto in un dato periodo di tempo. Assumendo un modello probabilistico di accadimento di tipo poissoniano, la probabilità di accadimento di un terremoto, con tempo di ritorno t_R , nel periodo t_L è data da:

$$P = [1 - \exp(-t_L/t_R)] \quad (4)$$

Il danno atteso dipende dal valore della struttura e dal suo utilizzo. Nel caso di un ponte dipende quindi dalle dimensioni della struttura, dal numero di veicoli transitanti e dal suo collocamento all'interno della rete del sistema dei trasporti. Nel BMS della Provincia Autonoma di Trento il danno atteso viene stimato in maniera semplificata secondo la seguente formulazione:

$$D = \frac{L_{\text{ponte}}}{2000} \left(0.1 + 0.9 \frac{IT}{10} \right) \quad (5)$$

dove:

- L_{ponte} indica la lunghezza del ponte;
- IT è l'indice di traffico e dipende dal traffico medio giornaliero che transita sul ponte e dal tipo di strada.

La vulnerabilità sismica rappresenta la propensione di una struttura a subire un danno a causa di un terremoto di assegnata intensità. La vulnerabilità è una caratteristica della struttura ed è indipendente dalla pericolosità del territorio. Il danno causato dall'evento sismico può portare alla momentanea perdita di funzionalità o al collasso totale della struttura.

Negli ultimi anni sono stati studiati diversi metodi per la stima della vulnerabilità che possono essere classificati come riportato nei paragrafi seguenti (Mariniello, 2007).

2.1 Metodi statistici

I metodi statistici sono basati sull'osservazione dei dati relativi al danno provocato da eventi sismici passati. È un tipo di approccio molto diffuso, tuttavia la sua accuratezza dipende dalla disponibilità di un campione numeroso di osservazioni. Normalmente i dati vengono suddivisi per tipologia strutturale ed organizzati in matrici di probabilità di danno (damage probability matrix). Per mezzo di esse si evidenzia una corrispondenza diretta tra la classe di vulnerabilità e i diversi livelli di intensità sismica. I dati discreti così organizzati, possono essere ulteriormente analizzati con metodi diversi per ottenere funzioni continue che rappresentino la vulnerabilità sismica. Si possono effettuare analisi di regressione (Basöz and Kiremidjian,

1997) o utilizzare metodi di stima dei parametri di distribuzioni ipotizzate a priori quali, ad esempio, approcci bayesiani (Der Kiureghian, 2002) o il metodo della massima verosimiglianza (Shinozuka et al., 2000).

2.2 Metodi meccanici/analitici

Sono basati su simulazioni numeriche o modelli meccanici. La struttura viene analizzata per intensità sismica crescente, correlando il livello di intensità sismica al livello e tipologia di danno. Il danno è associato al raggiungimento di uno stato limite che può essere uno spostamento o una rotazione limite oppure il raggiungimento di un meccanismo di collasso della struttura.

2.3 Metodi basati sul giudizio ingegneristico

Tali metodi si basano sull'assegnazione di un indice di vulnerabilità da parte di ingegneri esperti a seguito di un esame qualitativo e quantitativo dei parametri che governano la risposta sismica della struttura. La valutazione viene fatta a seconda che la struttura sia più o meno idonea a sopportare un dato carico sismico.

La scelta del metodo per la stima della vulnerabilità dipende dal grado di informazioni disponibili oltre che dal numero di campioni da analizzare. Ad esempio i metodi empirici (statistici o basati sul giudizio ingegneristico) sviluppati per una particolare zona, non sono in genere applicabili a strutture appartenenti ad altre zone a causa delle diverse caratteristiche costruttive o dei diversi effetti che il terremoto può avere in funzione delle proprietà del terreno. I metodi analitici, per contro, sono poco adatti allo studio di un elevato numero di campioni: una accurata modellazione numerica ad elementi finiti richiede un rilievo geometrico e strutturale ed una adeguata conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali che costituiscono la struttura. È evidente che lo studio della vulnerabilità sismica di un intero parco ponti mediante tale approccio comporta un onere di modellazione e computazionale troppo elevato.

Esiste tuttavia la possibilità di adottare dei metodi misti statistico-meccanici, come ad esempio il metodo HAZUS, con il quale la valutazione della vulnerabilità viene effettuata in termini probabilistici, per classi omogenee di strutture, sulla base di modelli meccanici semplificati che necessitano di un numero limitato di informazioni rispetto a quelle necessarie per svolgere un'analisi di dettaglio.

3 LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA NEL METODO HAZUS

Il metodo HAZUS è stato sviluppato dalla U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA) in collaborazione con il National Institute of Building Sciences (NIBS) ed è ampiamente utilizzato negli Stati Uniti per la valutazione della vulnerabilità di classi di strutture soggette a eventi sismici, inondazioni e uragani. Le strutture vengono suddivise in classi omogenee sulla base del principio per cui strutture con caratteristiche simili, soggette allo stesso carico sismico, sviluppano lo stesso stato di danno (Basöz & Kiremidjian, 1997).

Per quanto riguarda i ponti, la classificazione viene fatta considerando i seguenti aspetti:

1. numero di campate: a singola o multicampata;
2. tipologia strutturale: in cemento armato o in acciaio;
3. tipo di pila: multicolonna, a colonna singola o pila a setto;
4. tipo di spalla: monolitica o non monolitica;
5. tipo di appoggio: meccanico, su elastomero, in neoprene...
6. tipo di collegamento: continuo, discontinuo (travata semplicemente appoggiata sulle pile), o sella Gerber.

La vulnerabilità sismica è calcolata in termini di probabilità di occorrenza di specifici stati di danno (leggero, moderato, estensivo e completo) definiti sulla base del tipo di lesione presente sugli elementi strutturali e della sua estensione. Gli stati di danno sono definiti analiticamente in termini di domanda di duttilità, fattore di riduzione della resistenza dovuta a carichi ciclici, spostamenti e rotazioni limite degli appoggi e delle pile derivati da test sperimentali.

Per ogni classe di struttura vengono definite delle curve di fragilità riferite a un ponte standard, ossia un ponte la cui lunghezza sia notevolmente superiore alle altre dimensioni, senza apprezzabili effetti tridimensionali. Opportuni coefficienti permettono di applicare le curve a strutture con caratteristiche che si discostano da quelle del ponte standard.

Una curva di fragilità descrive la probabilità che una struttura raggiunga o ecceda uno stato di danno o uno stato limite, al variare dell'intensità sismica. L'intensità sismica può essere rappresentata da diversi parametri sismici come l'accelerazione spettrale, lo spostamento spettrale

o l'accelerazione di picco al suolo (PGA). La funzione di stato limite può essere espressa confrontando la domanda sismica, che rappresenta la prestazione richiesta alla struttura dall'azione sismica, e la capacità della struttura stessa che in generale può essere rappresentata in termini di spostamento o di resistenza.

Nel modello HAZUS la valutazione della domanda sismica viene effettuata utilizzando il metodo dello spettro, mentre la capacità è espressa per mezzo di curve di capacità ottenute con considerazioni semplificate sui possibili meccanismi di rottura.

La curva di fragilità, data dalla probabilità che la domanda ecceda la capacità strutturale, viene calcolata con la seguente espressione:

$$F(S_d) = P\left[\frac{S_d}{S_c} \geq 1\right] \quad (6)$$

dove S_d è la domanda e S_c è la capacità. Se domanda e capacità sono descritte attraverso una distribuzione lognormale, anche la curva di fragilità sarà una funzione lognormale. La probabilità di raggiungimento di uno stato limite può essere quindi espressa come segue:

$$F(S_d) = \Phi\left[\frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}}\right] \quad (7)$$

dove:

- $\Phi[\cdot]$ è la funzione di distribuzione cumulata normale standard;
- S_d è il valore mediano della domanda, espresso in termini di accelerazione spettrale;
- S_c è il valore mediano della capacità strutturale per lo stato limite considerato, espresso in termini di accelerazione;
- β_d e β_c sono le rispettive deviazioni standard lognormali.

Per semplicità, β_c e β_d sono assunte costanti, nonostante esistano studi (Pekcan, 1999) che dimostrano la variabilità della domanda spettrale rispetto al periodo e al fattore di smorzamento della struttura.

Il metodo fornisce, per ogni classe di ponte e per ogni stato di danno, i valori mediani delle accelerazioni resistenti, validati sulla base di combinazioni di dati forniti da terremoti passati e giudizi di esperti. La deviazione standard lognormale composta viene posta pari a 0.6 sulla base degli studi fatti da Pekcan (1998), Dutta Mander (1998) e Basöz e Mander (1999).

4 LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA NEL BMS DELLA PAT

Il BMS della Provincia Autonoma di Trento valuta la vulnerabilità sismica dello stock di ponti secondo una metodologia ispirata al metodo HAZUS, modificato in modo da seguire la normativa tecnica italiana (DM 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”) e adattato alle diverse tipologie strutturali presenti nel data base.

Le classi strutturali sono state così individuate:

1. ponti a travata con campata unica;
2. ponti a travata con multi-campata continua;
3. ponti a travata con multi-campata discontinua;
4. ponti ad arco;
5. ponti a solettone.

Gli stati limite sono definiti con riferimento al DM 14/01/2008 e sono caratterizzati da diverse entità ed estensioni delle lesioni:

1. Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti al suo funzionamento, non subiscono danni significativi o interruzioni d’uso;
2. Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti al suo funzionamento, non subiscono danni tali da mettere a rischio gli utenti o da compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature;
3. Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni significativi ai componenti strutturali con associata perdita di rigidezza significativa nei confronti delle azioni orizzontali. La struttura conserva una parte di rigidezza per azioni verticali ed

un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche;

4. Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la struttura subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali. La costruzione conserva un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per ciascuno stato limite la formulazione della rispettiva curva di fragilità è stata espressa come segue:

$$F(PGA) = \Phi \left[\frac{1}{\beta} \ln \left(\frac{PGA}{A_i} \right) \right] \quad (8)$$

dove:

- $\Phi[\cdot]$ è la funzione di distribuzione cumulata normale standard;
- PGA è il valore mediano della domanda, espresso in termini di accelerazione orizzontale massima al sito;
- A_i è il valore mediano della capacità strutturale per l’*i-esimo* stato limite considerato, espresso in termini di accelerazione;
- β è la deviazione standard lognormale composta, assunta con valore 0.6 costante, come nel metodo HAZUS.

Imponendo l’uguaglianza tra capacità e domanda, si ricava il valore dell’accelerazione A_i :

$$A_i = \max \left[\frac{C_c}{S \cdot \eta_i \cdot F_o}, \frac{2\pi}{S \cdot \eta_i} \sqrt{\frac{C_c \cdot \Delta_i}{g} \frac{K_{3D}}{F_o \cdot T_c}} \right] \quad (9)$$

dove:

- C_c è la capacità del ponte normalizzata rispetto al peso;
- S, η, F_o, T_c sono parametri spettrali;
- Δ_i rappresenta lo spostamento (o rotazione) limite per ogni stato di danno;
- K_{3D} è un coefficiente che tiene conto degli effetti tridimensionali della struttura.

La valutazione della capacità C_c di un ponte, soggetto ad un carico laterale, dipende dalla sua tipologia costruttiva. Dallo studio degli effetti dei terremoti passati è stato osservato che i componenti più vulnerabili di un ponte a travata sono le pile, le spalle, gli appoggi e le fondazioni (se suscettibili alla liquefazione del terreno).

Dutta e Mander (1998) hanno mostrato che la capacità di una pila (o di una spalla) soggetta ad una forza orizzontale, può essere espressa come:

$$C_c = \lambda_Q \cdot k_p \cdot \frac{D}{H} \quad (10)$$

dove:

- λ_Q è un fattore di riduzione della resistenza dovuto a carichi ciclici;
- k_p è il contributo alla resistenza fornito dall'armatura;
- D/H è il rapporto tra diametro e altezza della pila.

Nel caso di scorrimento dell'impalcato sugli appoggi, la capacità del ponte è espressa in termini di coefficiente di attrito trasversale μ_t e dipende quindi dal tipo di impalcato e dal tipo di appoggio:

$$C_c = \mu_t \quad (11)$$

Per le classi strutturali a solettone e ad arco, poiché manca una sistematica osservazione dei danni post-terremoto ed i metodi di analisi non sono diffusi, la capacità del ponte è stata valutata attraverso lo studio di diversi meccanismi di rottura con formazione di cerniere plastiche fino ad ottenere un cinematisimo.

Nel paragrafo successivo verrà presentato il calcolo della vulnerabilità sismica di un ponte a travata del BMS della Provincia Autonoma di Trento.

5 RISULTATI ED ESEMPI

Il ponte sul fiume Adige si trova sulla SP 90. La struttura è a travata in cemento armato precompresso, a quattro campate semplicemente appoggiate su pile a multicolonna. Le pile hanno un' altezza di 10.45m e un diametro di 1.5m.



Figura 2. Ponte sul fiume Adige, SP90.

La normativa italiana fornisce i valori dei parametri spettrali in funzione delle coordinate che individuano la posizione della struttura (tabella 1).

Tabella 1. Parametri spettrali.

Long.	Lat.	PGA	Fo	T _c	S
11.038	45.913	0.116 g	2.484	0.286	1.00

La capacità del ponte è stata calcolata considerando le due possibili modalità di crisi: rotazione trasversale delle pile e crisi per slittamento dell'impalcato sugli appoggi.

Come sopra indicato, nel primo caso la capacità della pila soggetta a carico orizzontale si calcola come:

$$C_c = \lambda_Q \cdot k_p \cdot \frac{D}{H} \quad (12)$$

Il contributo k_p fornito dall'armatura è stato stimato pari a 2.093 mentre i valori del fattore di riduzione della resistenza per carichi ciclici λ_Q , sono riportati in tabella 2 in funzione dello stato limite. I valori di λ_Q sono basati sugli studi effettuati da Dutta (1999).

Tabella 2. Crisi per rotazione trasversale delle pile.

S.L.	η	λ_Q	θ	A _i	F(PGA)
SLO	0.745	1.0	0.005	0.513	6.66E-3
SLD	0.674	0.8	0.010	0.718	1.21E-3
SLV	0.649	0.7	0.020	0.986	1.83E-4
SLC	0.367	0.6	0.050	1.472	1.16E-5

I valori limite della rotazione indicati in tabella sono stati ricavati da osservazioni sperimentali, mentre il coefficiente K_{3D} utilizzato per il calcolo dell'accelerazione A_i si basa sugli studi di Dutta e Mander (1998) ed assume un valore costante pari a 1.08.

Le curve di fragilità per questo tipo di crisi e per i quattro stati limite sono rappresentate in figura 3.

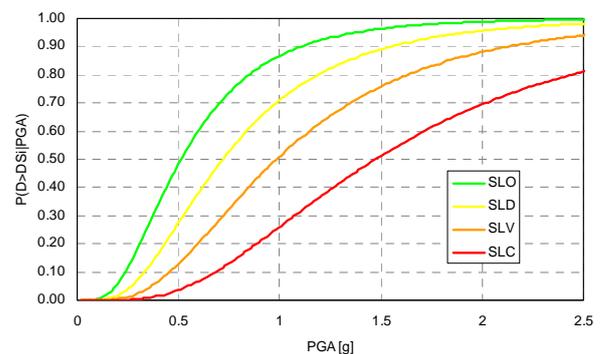


Figura 3. Crisi per rotazione delle pile.

La capacità del ponte nel caso di crisi per slittamento dell' impalcato, dipende dal coefficiente di attrito dell' appoggio in direzione trasversale . Nel ponte sul fiume Adige, il collegamento tra impalcato e pile avviene per mezzo di appoggi su elastomero e i valori dei coefficiente di attrito sono riportati in tabella 3.

Tabella 3. Crisi per slittamento dell'impalcato.

S.L.	η	μ_t	Δ	A_i	F(PGA)
SLO	0.632	0.85	0.050	1.1124	8.38E-5
SLD	0.632	0.75	0.100	1.4777	1.13E-5
SLV	0.632	0.75	0.175	1.9548	1.28E-6
SLC	0.632	0.75	0.300	2.5595	1.29E-7

Anche in questo caso i valori limite dello slittamento degli impalcati sugli appoggi sono stati ricavati da osservazioni sperimentali e il coefficiente K_{3D} , in base agli studi di Dutta e Mander (1998), è stimato pari a 1.21. Le curve di fragilità per questo tipo di crisi e per i quattro stati limite sono rappresentate in figura 4.

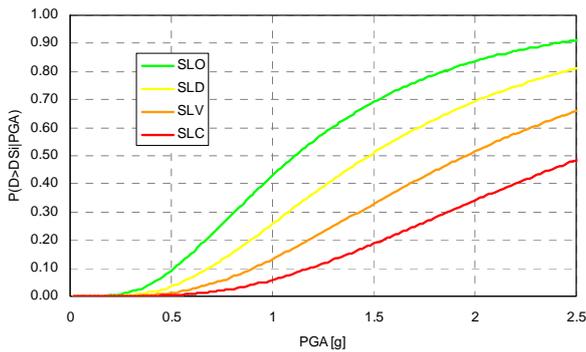


Figura 4. Crisi per slittamento dell' impalcato.

Il confronto tra i due casi mostra che la crisi per rotazione trasversale delle pile è il tipo di crisi più probabile per questa tipologia di ponte e per tutti gli stati limite considerati.

6 RISCHIO SISMICO DI RETE

I risultati dei calcoli di vulnerabilità effettuati dal BMS della Provincia Autonoma di Trento per ciascun ponte sono stati rappresentati su base geografica al fine di fornire al manager una visione di insieme efficace ed immediata (figura 5).

Ad ogni ponte è stato assegnato un simbolo il cui colore (verde, giallo, arancione e rosso) indica probabilità crescenti di superare lo stato limite in esame.

In caso di sisma assume particolare interesse l'analisi della funzionalità dell'intera rete, intesa come possibilità di effettuare un dato percorso o di effettuare un dato percorso in condizioni di rischio minimo. Lo studio della rete permette inoltre di pianificare gli interventi di manutenzione in modo che ciascun ponte sia sempre raggiungibile, o in modo da mantenere costante o da minimizzare il rischio per ciascun percorso.

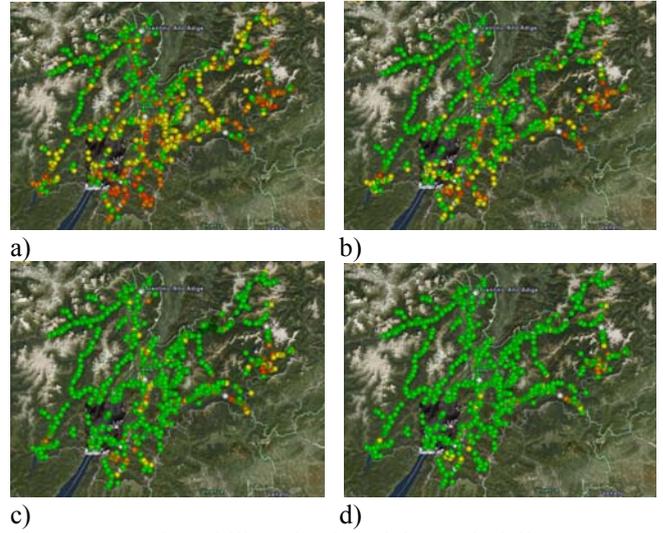


Figura 5. Vulnerabilità sismica dei ponti della PAT per stato limite di operatività (a), danno (b), salvaguardia della vita (c) e collasso (d).

La rete viaria è schematizzabile come grafo, in cui ogni ponte è un vertice ed ogni collegamento esistente tra un ponte ed un altro è uno spigolo. Ovviamente in condizioni normali ogni ponte è collegato ad ogni altro ponte. Anzi, in generale due ponti possono essere collegati tra loro da più percorsi. Il grafo dunque è connesso ed alcuni dei suoi spigoli sono multipli. Lo studio del grafo permette di individuare le condizioni necessarie al fine di mantenere la proprietà di connessione e di trovare soluzione ad una serie di problemi di ottimizzazione (es. individuazione dei percorsi con rischio minimo, pianificazione degli interventi di manutenzione volti a minimizzare costi e rischio, etc.).

Si espongono di seguito a titolo esemplificativo due percorsi tipo, con caratteristiche diverse: il primo caso rappresenta il percorso Trento – Grigno sulla SS47 della Valsugana. Il percorso è schematizzato con un grafo in cui non si hanno spigoli multipli. Pertanto il raggiungimento di uno stato limite anche di un solo elemento ha come conseguenza la non funzionalità della rete.

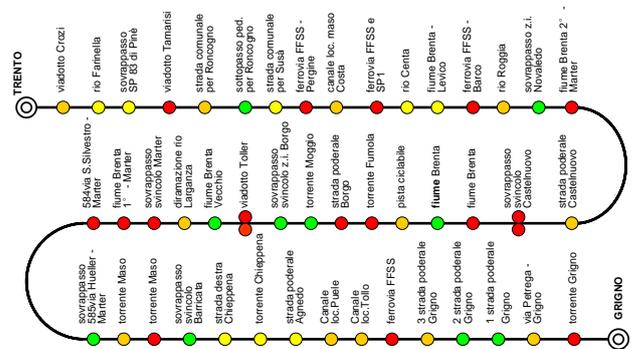


Figura 6. Percorso Trento – Grigno sulla SS47 della Valsugana.

Nel secondo caso viene rappresentato il percorso Trento – Ala. La presenza di spigoli multipli permette di effettuare analisi relative a percorsi diversi, con diversi valori di rischio e di individuare le condizioni necessarie al mantenimento di almeno un percorso, anche in relazione alla pianificazione degli interventi di manutenzione.

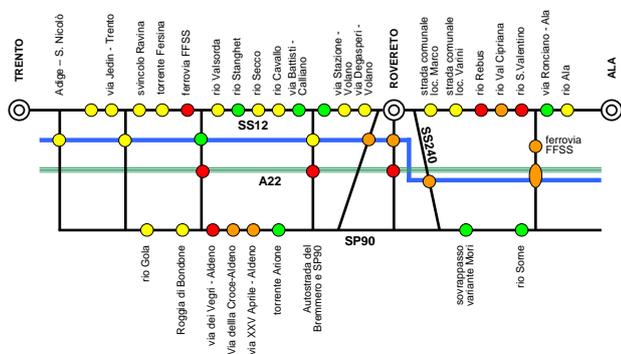


Figura 7. Percorso Trento – Ala.

7 CONCLUSIONI

Il BMS è stato sviluppato dal Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale a partire dal 2002 per agevolare la Provincia di Trento nella gestione dei ponti trasferiti alle competenze dell'amministrazione provinciale nel 1998. Il BMS è strutturato come insieme di componenti: base dati, modelli di manutenzione e di costo e algoritmi di decisione. La valutazione del rischio sismico è uno degli aspetti più importanti del BMS poiché permette di ottimizzare i piani di manutenzione, di studiare gli scenari in caso di sisma, di stimare la distribuzione e l'entità dei danni e di garantire la funzionalità della rete infrastrutturale.

Lo studio svolto ha inoltre permesso di evidenziare le tipologie strutturali maggiormente vulnerabili. A causa del numero elevato di ponti che il sistema deve gestire, la valutazione del rischio sismico è stata implementata con un metodo semplificato, ispirato al modello HAZUS. Tale metodo ha il vantaggio di utilizzare i dati già presenti nel BMS e non comporta particolari oneri computazionali. I risultati ottenuti sono tuttavia soddisfacenti e permettono ai responsabili della gestione delle infrastrutture di effettuare analisi e scelte considerando anche le conseguenze di un eventuale sisma.

8 BIBLIOGRAFIA

AASHTO 1997. *Guide for Commonly Recognized Structural Elements*. Washington, DC: American

Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.

Bortot F., Zonta D., Zandonini R., "A Bridge Management Strategy Based on Future Reliability and Semi-Markov Deterioration Models". In: *ASRANet: Third International Colloquium 2006: Book of Abstracts*, Glasgow:ASRANet, 2006, Glasgow (UK), 10-12 July, 2006.

Basoz, N., Kiremidjian, AS. (1997). "Evaluation of Bridge Damage Data From the Loma Prieta and Northridge, CA Earthquakes." *Report No. MCEER-98-0004*, MCEER.

Basoz, N., Kiremidjian, AS., King, SA., Law, KH. (1999). "Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge, CA, earthquake." *Earthquake Spectra*, vol. 15, no. 1.

Basöz, N., Mander, JB. (1999). "Enhancement of the Highway Transportation Lifeline Module in HAZUS." *Final Pre-Publication Draft (#7)* prepared for the National Institute of Building Sciences, March 31, 1999.

Clemente, P. (2003). "Rischio Sismico: richiami di teoria e elementi di normativa." Intervento al seminario "Normative e tecnologie antisismiche". Napoli, 19 novembre 2003.

Der Kiureghian, A. (2002). "Bayesian Methods for Seismic Fragility Assessment of Lifeline Components." *Acceptable Risk Processes: Lifelines and Natural Hazards, Monograph No. 21*, A. D. Kiureghian, ed., Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, Reston VA USA.

Dutta, A. (1999). "On Energy-based Seismic Analysis and Design of Highway Bridges." *Ph.D. Dissertation*, Science and Engineering Library, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY.

Dutta, A., Mander, J. B. (1998). "Capacity Design and Fatigue of Confined Concrete Columns", *Technical Report MCEER-98-0007*.

Mander, J.B. (1999). "Fragility curves development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges." *MCEER Highway Project/FHWA National Institute of Building Sciences (NIBS)*.

Marinello, C. (2007). "Una Procedura Meccanica nella Valutazione della Vulnerabilità Sismica di Edifici in c.a." *Tesi di dottorato*, Università di Napoli, Italia.

Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J. (2000). "Statistical Analysis of Fragility Curves." *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126 (No. 12): 1224-1231.

Pekcan, G. (1998). "Design of Seismic Energy Dissipation Systems for Concrete and Steel Structures." *Ph.D. Dissertation*, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY.

Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J. (2000). "Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development." *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126 (No. 12):1287-1295.

Thompson, PD., Small, EP., Johnson, M., Marshall, AR. (1998). "The Pontis bridge management system." *Structural Engineering International* 8(4): 303-308.

Zandonini R., Zonta D., Bortot F., (2004). "A Multi-Level Probability-Based Assessment Procedure For Bridge Management". Proceedings 9th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability. Albuquerque, 26-28 July 2004.

Zonta D., Zandonini R., Bortot F., 2007. "A reliability-based bridge management concept". *Structure and Infrastructure Engineering* 3(3): 215-235.