

POLITECNICO DI MILANO

Facoltà di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale

Corso di Laurea in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio –
Environmental and Land Planning Engineering



**VALORE DEL MONITORAGGIO DELLE
CONDIZIONI STRUTTURALI DI PONTI
SOGGETTI AL FENOMENO DI SCALZAMENTO**

CASO STUDIO: PONTE DI BORGOFORTE SUL PO

Relatore: Prof.ssa Ing. Maria Giuseppina Limongelli

Correlatori: Prof. Ing. Francesco Ballio

Ing. Pier Francesco Giordano

Elaborato di laurea di:

Matteo Bolzacchini, matr. 921226

Anno accademico 2020/2021

Indice dei contenuti

Sommario	7
Abstract	8
1. Introduzione	9
1.1 Obiettivi e contenuti	9
1.2 Riferimenti bibliografici.....	11
2. Il problema dello scalzamento	13
2.1 Tipologie di erosione	15
2.1 Parametri idraulici che condizionano il processo di erosione.....	18
3. Monitoraggio strutturale	20
4. Valore dell'Informazione.....	23
4.1. Analisi decisionale bayesiana	23
4.1.1 Analisi a priori.....	24
4.1.2 Analisi a posteriori.....	27
4.1.3 Analisi a pre-posteriori e Vol.....	28
4.2 Probabilità di collasso.....	30
4.2.1 Principi di probabilità e della statistica	30
4.2.2 Definizione di probabilità di collasso	32
5. Caso studio	34
5.1 Descrizione della struttura	35
5.2 Condizioni della struttura.....	37
5.3 Aspetti Idraulici	40
5.4 Carichi variabili e condizioni al contorno	43
5.4.1 Variazione del letto del fiume e abbassamento dell'alveo	43
5.4.2 Traffico	44
5.4.3 Flusso d'acqua	44
5.4.4 Trasporto di detriti	44
5.5 Possibili meccanismi di collasso per scalzamento delle pile	45
6. Applicazione	48
6.1 Collasso per perdita di capacità verticale delle pile	48
6.1.1 Definizione degli stati di danno.....	49
6.1.2 Probabilità a priori di uno stato di danno	53

6.1.3 Costi associati agli stati di danno	57
6.1.4 Aggiornamento bayesiano della probabilità degli stati di danno	61
6.1.5. Calcolo del Vol(Q) come differenza tra l'utilità prevista dell'alternativa decisionale ottimale selezionata con e senza le informazioni di monitoraggio.	63
6.2 Collasso per ribaltamento	64
6.3 Collasso per flessione	69
7. Risultati e Conclusioni	73
8. Bibliografia	76

Indice delle Figure

Figura 2.1 Elementi strutturali dei manufatti di attraversamento danneggiati a seguito di eventi alluvionali [5].....	14
Figura 2.2 Rappresentazione schematica del campo di moto e del processo di escavazione localizzata in corrispondenza di una pila di ponte [4].....	17
Figura 2.3 Effetto della presenza di detriti sull'erosione localizzata alla base delle pile dei ponti [4].....	17
Figura 2.4 Effetto della migrazione dell'alveo sull'erosione alla base delle fondazioni del ponte [4].....	18
Figura 2.5 Evoluzione temporale dell'escavazione alla base delle pile dei ponti, in condizioni di presenza e assenza di trasporto solido [4].....	19
Figura 3.1 Generico sistema SHM [8].....	21
Figura 4.1 Diagramma di flusso che mostra la metodologia generale per la valutazione del Vol [12].....	29
Figura 4.2 Esempi a) di distribuzione di frequenza e b) di funzione di densità di probabilità della variabile aleatoria f_y	30
Figura 5.1 Localizzazione Ponte di Borgoforte (Google Maps).....	34
Figura 5.2 Sezione Ponte Borgoforte sul fiume Po [16].....	36
Figura 5.3 Vista planimetrica del restringimento della sezione (Google Maps).....	37
Figura 5.4 Pila originale; lavori in corso; pila rinforzata [16].....	38
Figura 5.5 Dettaglio rappresentate la pila 33 [16].....	39
Figura 5.6 Schema strutturale pila 33 realizzata tramite Abaqus.....	39
Figura 5.7 Geometria del ponte: (a) panoramica longitudinale di monte; (b) dettaglio pila 33; e (c) sezione trasversale della pila 33 [20].....	40
Figura 5.8 Geometria del ponte: (a) panoramica longitudinale di monte; (b) dettaglio pila 33; e (c) sezione trasversale della pila 33 [24].....	40
Figura 5.9 Sezione di deflusso del Po in corrispondenza del ponte [18].....	43
Figura 5.10 Azioni variabili sul ponte: (a) componenti trasversali e verticali e (b) componente longitudinale. Meccanismi di collasso: (c) traslazione rigida; (d) rotazione; e (e) meccanismo a taglio [20].....	47
Figura 6.1 Probabilità di collasso del ponte in funzione della profondità di scalzamento.....	53
Figura 6.2 Distribuzione della profondità di scalzamento per $Q=13000 \text{ m}^3/\text{s}$	56
Figura 6.3 Albero decisionale che rappresenta l'analisi decisionale con informazioni [12].....	59
Figura 6.4 Costi previsti dalle analisi a priori in funzione delle azioni "Aperto" o "Chiuso".....	60
Figura 6.5 Funzioni di verosimiglianza.....	62
Figura 6.6 Vol in funzione del flusso.....	64
Figura 6.7 Meccanismo di rotazione [24].....	64
Figura 6.8 Azioni verticali ed orizzontali agenti sulla struttura.....	65
Figura 6.9 Probabilità di collasso del ponte in funzione della portata.....	68
Figura 6.10 Meccanismo di flessione [24].....	69
Figura 6.11 Dettaglio software VCASLU.....	70
Figura 6.12 Probabilità di collasso del ponte in funzione della portata.....	72

Indice delle Tabelle

Tabella 4.1 Valori per la probabilità di collasso p_f e il relativo indice di affidabilità β	33
Tabella 5.1 Caratteristiche idrodinamiche della corrente nelle sottosezioni	42
Tabella 6.1 Definizione degli stati di danno	49
Tabella 6.2 Parametri utilizzati per ottenere la distribuzione della capacità.....	52
Tabella 6.3 Parametri utilizzati per ottenere la distribuzione della domanda.....	52
Tabella 6.4 Variabili utilizzate nel calcolo della profondità di scalzamento	55
Tabella 6.5 Valori assunti per l'analisi Vol.....	58

L'erosione localizzata è una delle principali cause di danneggiamento dei ponti fluviali. Il fenomeno erosivo è dovuto all'azione di trascinamento operata dal flusso turbolento attorno alle pile e alle spalle della struttura: questo fenomeno è conosciuto come scalzamento. Le maggiori condizioni di rischio si rilevano durante gli eventi di piena, in cui le portate sono maggiori inducendo, di conseguenza, valori maggiori delle velocità medie.

Lo scalzamento è la principale causa di collasso per i ponti con fondazioni in acqua in quanto può compromettere rapidamente la rigidità della fondazione portando a movimenti inaccettabili o addirittura alla rottura della fondazione stessa.

A causa del gran numero di ponti soggetti a scalzamento e della limitata disponibilità di risorse finanziarie, i gestori devono dare la priorità a determinate strutture quando si tratta di gestione in caso di inondazioni. La decisione di installare un sistema SHM dinamico su un ponte deve essere bilanciata dal vantaggio economico di farlo.

In questo documento si propone una metodologia per valutare il suddetto beneficio basandosi sul Valore di Informazione (VoI) derivante dalle analisi decisionali di tipo Bayesiano.

Si considera, per le analisi, un caso di studio di campo, rappresentato dal ponte sul Po nella località di Borgoforte, in provincia di Mantova (Lombardia).

Prendendo in considerazione tre possibili scenari di collasso per la struttura, l'obiettivo dell'elaborato è quello di valutare il beneficio derivato dai sistemi di monitoraggio dello stato strutturale del ponte rispetto allo scenario in cui non è previsto alcun sistema di monitoraggio, per accertare quanto questi sistemi siano utili nell'assistere il gestore della struttura nel processo decisionale durante il verificarsi di una piena.

Localized erosion is one of the main causes of damage to river bridges. The erosion phenomenon is due to the dragging action operated by the turbulent flow around the piers and abutments of the structure: this phenomenon is known as scour. The greatest risk conditions are found during flooding events, when the flow rates are greater inducing, consequently, higher values of average velocities.

Scour is the main cause of collapse for bridges with water foundations as it can rapidly compromise the stiffness of the foundation leading to unacceptable movements or even failure of the foundation itself.

Due to the large number of bridges subject to scour and the limited availability of financial resources, managers must prioritize certain structures when it comes to flood management. The decision to install a dynamic SHM system on a bridge must be balanced against the economic benefit of doing so.

In this paper, a methodology is proposed to evaluate the benefit based on the Value of Information (VoI) derived from Bayesian decision analyses.

We consider, for the analysis, a field case study, represented by the bridge over the Po river in Borgoforte, in the province of Mantova (Lombardy).

Taking into account three possible collapse scenarios for the structure, the objective of the paper is to evaluate the benefit derived from the monitoring systems of the structural state of the bridge compared to the scenario in which no monitoring system is provided, to ascertain how useful these systems are in assisting the manager of the structure in the decision-making process during the occurrence of a flood.

1. Introduzione

1.1 Obiettivi e contenuti

L'erosione localizzata è una delle principali cause di danneggiamento dei ponti fluviali. Il fenomeno erosivo è dovuto all'azione di trascinamento causata dal flusso turbolento attorno alle pile e alle spalle della struttura: la corrente, per oltrepassare un ostacolo, modifica le sue traiettorie divenendo tridimensionale, con la formazione di vortici e aumenti locali della velocità. Le maggiori condizioni di rischio si verificano durante gli eventi di piena, dove le portate sono maggiori inducendo, di conseguenza, valori maggiori delle velocità medie. Durante questi eventi, inoltre, la velocità della corrente è di norma sufficiente per determinare un ingente trasporto di sedimenti in tutto il tratto fluviale in prossimità del ponte.

Il presente elaborato si inserisce in una ricerca di ampio respiro riguardante il fenomeno erosivo alla base delle pile dei ponti fluviali. Si considera un caso di studio di campo, rappresentato dal ponte sul Po nella località di Borgoforte, in provincia di Mantova (Lombardia) con l'intento poi di poterlo applicare su qualsiasi struttura soggetta a fenomeni di scalzamento.

I ponti con le fondazioni in acqua sono soggetti a fenomeni di erosione per scalzamento [1] per cui le azioni idrauliche rimuovono il suolo dall'intorno e al di sotto delle fondazioni compromettendone la stabilità e aumentandone il rischio di collasso [2].

Il fenomeno dello scalzamento è comunemente monitorato attraverso ispezioni, in base alle quali i subacquei ispezionano le fondamenta di un determinato ponte periodicamente (in genere nei momenti in cui la piena non si verifica poiché non è possibile ispezionare le strutture durante le inondazioni per motivi di sicurezza e poiché le acque tendono ad essere torbide oscurando così la vista delle fondamenta).

Per ovviare agli svantaggi associati alle ispezioni di tipo visivo, negli ultimi tempi sono stati sviluppati un numero significativo di sistemi basati su sensori per contribuire al

monitoraggio (di tipo remoto) dell'evoluzione della profondità della buca dovuta allo scalzamento.

Questo è fondamentale in quanto la presenza del fenomeno di scalzamento può avere un impatto significativo sulla stabilità e sulla sicurezza delle strutture interessate (questo varierà a seconda di fattori come la profondità e il tipo di fondazione, nonché la configurazione strutturale del ponte).

Negli ultimi tempi, sono diventati sempre più popolari sistemi di monitoraggio per condizioni strutturali di un determinato ponte e il rilevamento di possibili danni basandosi sullo studio delle vibrazioni [3]. Il vantaggio di sistemi di questo genere per il rilevamento dello scalzamento è che utilizzano misurazioni in tempo reale della risposta strutturale per dedurre cambiamenti come, ad esempio, perdite di rigidità della fondazione e in modo da poter ottenere un'indicazione diretta dell'effetto dovuto alla presenza della buca da scalzamento su una determinata struttura.

Va notato, tuttavia, che l'adozione e l'implementazione di sistemi di monitoraggio di questo tipo su un ponte può essere molto oneroso, quindi, sono necessari strumenti e metodi per valutare il beneficio dovuto all'installazione di questi sistemi per la gestione delle emergenze dei ponti.

L'obiettivo dello studio e delle analisi consiste quindi nel calcolo del beneficio che deriva dall'installazione di un sistema di monitoraggio strutturale (SHM) che fornisce informazioni in tempo reale sulle condizioni strutturali di un ponte con fondazioni in acqua durante una piena fluviale.

Per quantificare questo beneficio si utilizzerà il concetto di Valore dell'Informazione (Vol) che, in termini generali, quantifica il guadagno associato all'acquisizione di nuove informazioni in un determinato contesto decisionale.

Nella prima parte del lavoro, sono state prese in considerazione le condizioni strutturali ed idrauliche della struttura per poterne analizzare le condizioni di sicurezza, in termini di probabilità di collasso; sono stati poi analizzati i vari possibili meccanismi di collasso e le relative probabilità in funzione della profondità di scalzamento e della portata. Successivamente, nella seconda parte, sono stati studiati i dati uscenti dalle analisi per andare a quantificare il Vol e poter stimare il beneficio dato dall'introduzione di un

sistema di monitoraggio SHM, i cui dati aiutano i gestori dei ponti a decidere se un ponte debba essere parzialmente o totalmente chiuso al traffico nel caso in cui le condizioni ambientali indichino che la struttura possa uscire dal suo dominio operativo sicuro.

Una caratteristica fondamentale del presente elaborato è che il sistema di monitoraggio si concentra sulla valutazione delle azioni ambientali sulla struttura: tale scelta consente un tempo necessario per poter predisporre la chiusura del ponte; una gestione dei ponti di questo tipo non può prevenire danni strutturali, ma può evitare che persone fisiche rimangano coinvolte ed evitare possibili catastrofi.

1.2 Riferimenti bibliografici

Per la stesura di questo elaborato sono stati analizzati nel dettaglio tre documenti disponibili in letteratura che riportano i risultati di studi riguardanti:

1. Actions monitoring as an alternative to structural rehabilitation: Case study of a river bridge. Struct Control Health Monit. 2018; Ballio F, Ballio G, Franzetti S, Crotti G, Solari G;
2. A framework for assessing the value of information for health monitoring of scoured bridges; Pier Francesco Giordano · Luke J. Prendergast · Maria Pina Limongelli; Springer-Verlag GmbH Germany, part of Springer Nature 2020
3. Bridge scour: real time risk assessment and management; G. Crotti, D. Isidori, E. Concettoni, C. Cristalli, A. Cigada, F. Ballio, F. Inzoli;

L'idea di fondo di tutti e tre i documenti è il fatto che il cambiamento climatico sta portando ad una maggiore frequenza di eventi meteorologici estremi in tutto il mondo, e questo sta imponendo carichi e sforzi sempre maggiori su una rete infrastrutturale già vecchia ed indebolita. I ponti sono infrastrutture particolarmente vulnerabili soggetti a danni o guasti derivanti da azioni legate al clima. In particolare, i ponti sui corsi d'acqua possono essere colpiti da inondazioni e da un meccanismo noto come erosione da scalzamento. Per questo motivo c'è un crescente interesse tra i gestori patrimoniali nell'applicazione del monitoraggio per valutare le condizioni in tempo reale dei ponti in seguito ad azioni dannose, tra cui lo scalzamento.

Tutti gli studi si basano su approcci che comprendono l'uso di sistemi di monitoraggio e di sensori per l'acquisizione di dati come le misurazioni di tipo dinamico, che possono essere utilizzati per dedurre la presenza del fenomeno di scalzamento o altri danni senza che vengano effettuate ispezioni visive. Lo scopo di questi approcci è quello di riuscire a collegare le informazioni generate da sistemi di monitoraggio in tempo reale con un modello strutturale del ponte e proporre una procedura che permetta di decidere in quale momento il traffico debba essere sospeso.

2. Il problema dello scalzamento

I ponti sono una delle principali risorse infrastrutturali a rischio significativo a causa delle azioni indotte dagli agenti atmosferici. I ponti con fondazioni in alveo sono soggetti a erosione dovuta allo scalzamento (si tratta di azioni idrauliche che rimuovono il suolo intorno alle e al di sotto delle fondazioni, compromettendo così la stabilità e aumentandone la probabilità di collasso). Il verificarsi dello scalzamento può causare una riduzione della rigidità e della capacità di una fondazione e portare a crolli improvvisi.

L'analisi di svariati eventi alluvionali, più o meno recenti, ha evidenziato come la presenza di un attraversamento sottodimensionato possa indurre conseguenze rilevanti sulla morfologia dell'alveo fluviale, sulle caratteristiche idrauliche della corrente e persino sullo stesso regime delle portate di piena nel corso dell'evento. [4]

Non sono infrequenti, infatti, i casi di migrazioni laterali d'alveo indotti dalle infrastrutture del ponte, in particolare dei rilevati di accesso, di riduzione della capacità di deflusso e conseguente rialzo dei livelli del pelo libero di monte, e di formazione di invasi temporanei a monte del manufatto di attraversamento, favoriti dalla parziale ostruzione delle luci del ponte ad opera di detriti lapidei e vegetali trasportati dalla corrente. [4] La formazione di tali invasi temporanei può avere conseguenze particolarmente rilevanti, poiché da un lato può provocare un sensibile rialzo dei livelli a monte e conseguente sormonto dell'impalcato, dall'altro l'insorgenza di sollecitazioni anomale, sia sulle pile dei ponti, che soprattutto sull'impalcato, usualmente non previste negli schemi di calcolo statico degli stessi. Ciò può portare al collasso del ponte, fenomeno che si sviluppa usualmente in tempi piuttosto brevi; si verifica così lo svaso

rapido del volume idrico accumulato a monte, che si traduce in un incremento anche notevole delle portate di piena a valle rispetto alla situazione di alveo indisturbato. [4] Un'indagine in questo ambito, in riferimento alla realtà italiana, è stata condotta da Ballio et al. (1998) [5], prendendo in considerazione un campione di circa 400 ponti investiti da 8 distinti eventi alluvionali dell'ultimo decennio. Nel campione esaminato, il rapporto tra il numero dei ponti crollati (o gravemente danneggiati) ed il numero totale dei ponti esistenti sui tratti fluviali in cui si sono verificati danni ai ponti è risultato pari a circa il 30%. Ovviamente tale numero, che appare molto elevato, risente del criterio di scelta degli eventi alluvionali, che ha portato a selezionare quelli più intensi verificatisi. Le tipologie di danno primario ai ponti riscontrate in detta indagine sono riassunte nel grafico riportato nella Figura 2.1, che riporta anche l'indicazione della relativa frequenza di accadimento; esse possono essere divise nelle seguenti classi principali: (a) cedimento delle pile o delle spalle del ponte a causa di erosione alla base delle relative fondazioni; (b) lesione o distruzione dell'impalcato; (c) crollo totale o parziale del rilevato di accesso.

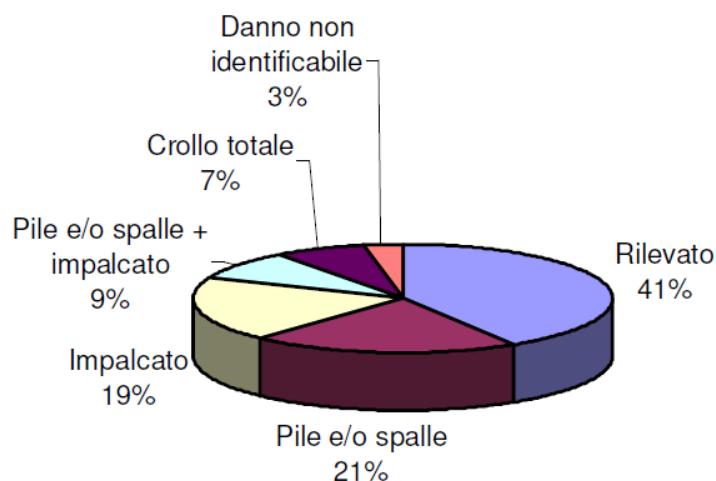


Figura 2.1 Elementi strutturali dei manufatti di attraversamento danneggiati a seguito di eventi alluvionali [5]

L'erosione è il risultato dell'azione della corrente fluviale, che mobilita e trasporta i sedimenti d'alveo. I materiali sciolti sono più facilmente erodibili in tempi brevi rispetto a quelli coesivi, sebbene le profondità di scavo raggiunte all'equilibrio siano scarsamente dipendenti dalla coesione medesima. L'entità dell'erosione, inoltre, dipende

strettamente dal trasporto solido del corso d'acqua. La stima della profondità massima potenzialmente raggiungibile dallo scavo è resa complessa dalla natura ciclica del fenomeno. Lo scalzamento, infatti, generalmente raggiunge le profondità maggiori durante gli eventi alluvionali, in particolare al momento del transito del picco di portata; la buca (creatasi in seguito all'erosione) viene poi parzialmente o totalmente riempita nella fase di esaurimento dell'idrogramma di piena. Ciò fa sì che una corretta valutazione dell'entità massima dello scavo possa difficilmente essere ottenuta con osservazioni compiute al termine dell'evento, che portano per i motivi anzidetti a sottostimare l'entità del fenomeno.

2.1 Tipologie di erosione

Il fenomeno dell'erosione alla base delle pile dei ponti è generalmente costituito dalla sovrapposizione di tre processi, che vengono solitamente stimati indipendentemente, per poi sommarne gli effetti. Detti processi sono (a) l'abbassamento dell'alveo in prossimità del ponte, per variazioni globali del profilo del corso d'acqua indipendenti dalla presenza del ponte medesimo (erosione generalizzata); (b) l'erosione (localizzata), causata dall'aumento locale della velocità della corrente indotto dal restringimento dovuto alla presenza dell'attraversamento; (c) l'erosione localizzata alla base delle pile e delle spalle del ponte che si verifica in seguito alle deviazioni del flusso idrico indotte dalla presenza delle strutture: la corrente, per superare un ostacolo, modifica le sue traiettorie divenendo tridimensionale, con la formazione di vortici e, anche in questo caso, si hanno aumenti locali delle velocità.

Il fenomeno di erosione generalizzata, ove presente, è un fenomeno di abbassamento del fondo alveo che si manifesta indipendentemente dalla presenza del manufatto di attraversamento. Il calcolo dell'eventuale abbassamento d'alveo è indispensabile al fine di definire la quota che il fondo alveo assumerebbe in assenza del manufatto, che viene assunta quale quota di riferimento per calcolare l'entità dei fenomeni di erosione localizzata e per scavo dovuti alla contrazione, questi ultimi, riconducibili alla presenza in alveo della struttura. Detta quota può variare nel tempo sia per evoluzioni temporali

di periodo medio-lungo, sia per evoluzioni di periodo più breve, spesso limitato alla durata di un unico evento di piena. L'evoluzione temporale del fenomeno deve in ogni caso essere determinata sulla base di accurate valutazioni idrologiche e idrauliche, queste ultime riferite ad un tratto d'alveo adeguatamente esteso a monte e a valle dell'opera considerata. [4]

La tendenza del fondo alveo ad essere soggetto ad abbassamenti globali può essere desunta da osservazioni dirette, compiute in condizioni di magra. In particolare, è significativa la posizione altimetrica del fondo alveo nei confronti di opere non interferenti con l'attraversamento fluviale e poste a sufficiente distanza da quest'ultimo. L'erosione per riduzione della sezione (o scavo per contrazione) è una particolare forma di erosione localizzata (in quanto limitata ad un breve tratto d'alveo immediatamente adiacente al ponte) dovuta al restringimento, operato dall'attraversamento, della sezione trasversale indisturbata caratteristica dell'alveo; esso genera un'accelerazione locale della corrente che può dar luogo a fenomeni di scavo del letto dell'alveo.

L'erosione localizzata alla base delle pile o delle spalle è, come visto, una delle cause più frequenti di crollo o danneggiamento dei manufatti di attraversamento fluviale. La causa principale dell'erosione localizzata in corrispondenza delle pile è la formazione di vortici alla loro base, che sono comunemente detti "vortici a ferro di cavallo". Come evidenziato nella Figura 2.2, essi sono causati dall'arresto della corrente idrica sulla superficie di monte della pila, che, a causa del gradiente delle pressioni di ristagno che si instaura lungo la verticale, provoca un flusso in direzione della base della pila stessa, dove si sviluppano vortici tali da provocare la rimozione del materiale d'alveo. Al crescere della profondità dello scavo, l'energia del vortice tende a diminuire, sicché lo scavo tende a raggiungere una profondità di equilibrio. Oltre al vortice a ferro di cavallo, a valle della pila si formano vortici ad asse verticale (rappresentati nella Figura 2.3), che pure contribuiscono alla rimozione dei sedimenti d'alveo; tuttavia, l'intensità di questi ultimi vortici diminuisce rapidamente al crescere della distanza dalla pila, sicché spesso, immediatamente a valle del ponte, si ha la deposizione del materiale asportato. [4]

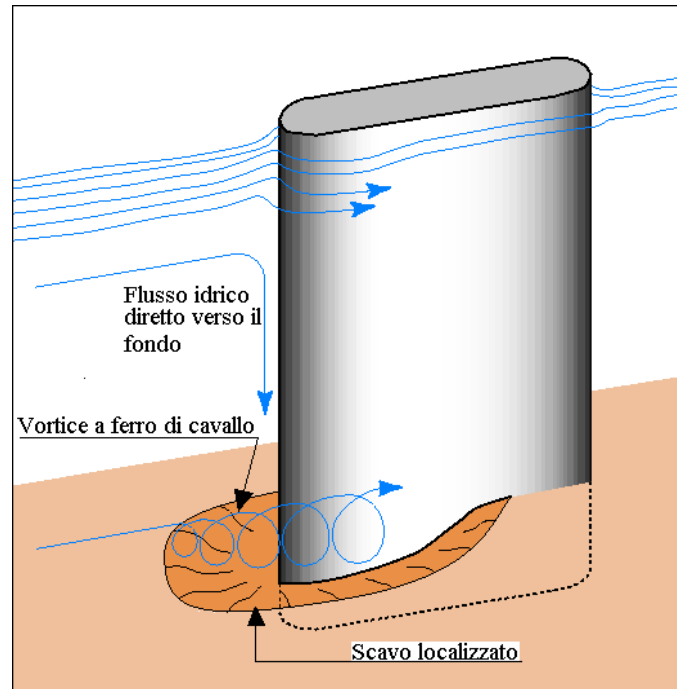


Figura 2.2 Rappresentazione schematica del campo di moto e del processo di escavazione localizzata in corrispondenza di una pila di ponte [4]

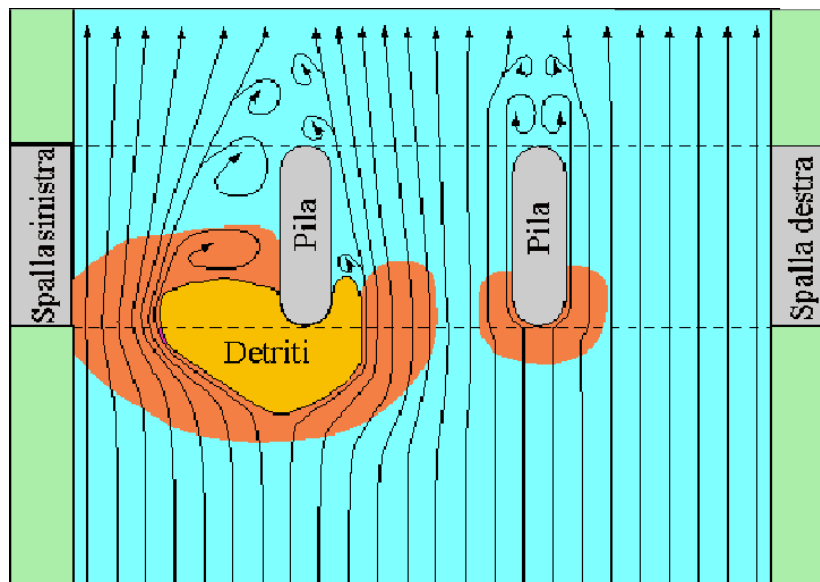


Figura 2.3 Effetto della presenza di detriti sull'erosione localizzata alla base delle pile dei ponti [4]

2.1 Parametri idraulici che condizionano il processo di erosione

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. Questi ultimi possono in particolare creare effetti indesiderati, ampliando la zona di influenza dei vortici precedentemente descritti, contribuendo così ad amplificare lo scavo ed aumentare la superficie dell'alveo esposta allo scavo stesso (si veda, a tale proposito, la Figura 2.4).

L'altezza di scavo raggiungibile in condizioni di assenza di trasporto solido è superiore alla corrispondente in presenza di trasporto. È interessante notare che, qualora si sia in presenza di trasporto solido, l'altezza di scavo attorno alla base della pila, dopo una fase iniziale di crescita, oscilla attorno alla configurazione di equilibrio per effetto del continuo succedersi di fasi di parziale riempimento e successivo svuotamento dello scavo (si veda Fig. 2.5). Si può ritenere che la massima profondità di scavo sia superiore in percentuale pari a circa il 10% rispetto alla profondità raggiunta all'equilibrio. [6]

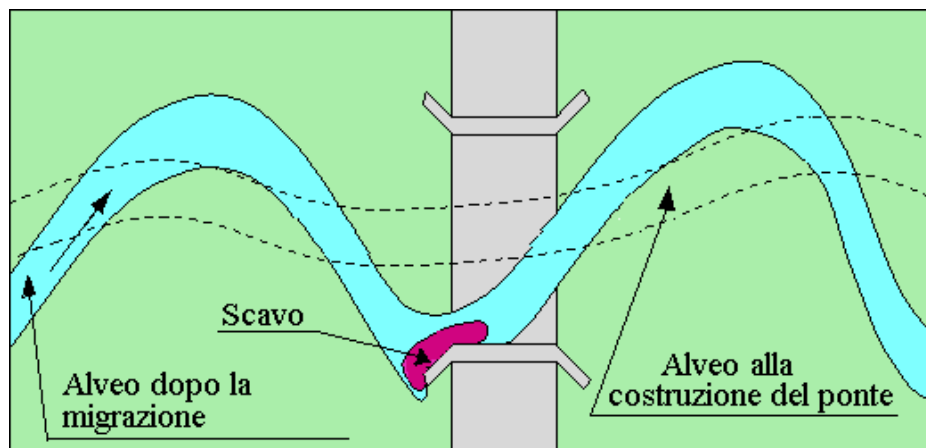


Figura 2.4 Effetto della migrazione dell'alveo sull'erosione alla base delle fondazioni del ponte [4]

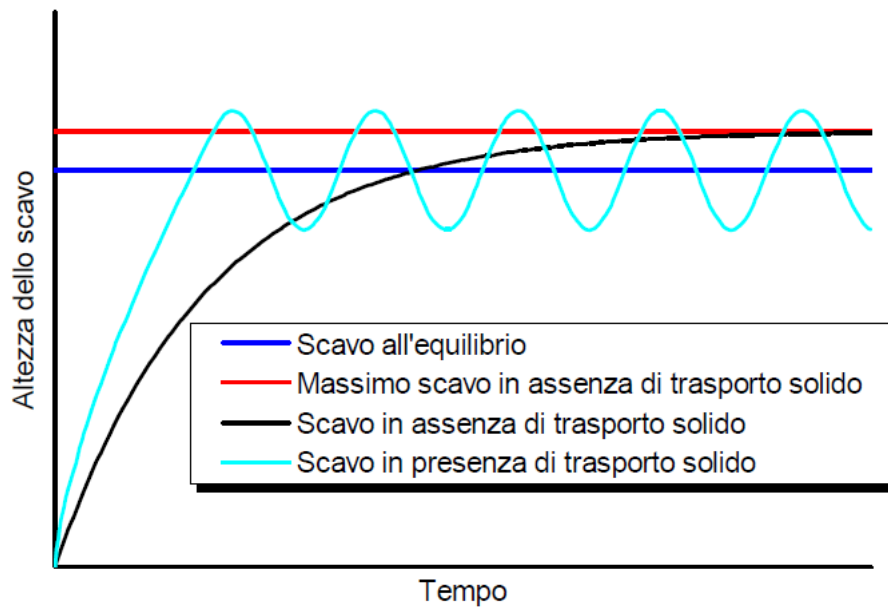


Figura 2.5 Evoluzione temporale dell'escavazione alla base delle pile dei ponti, in condizioni di presenza e assenza di trasporto solido [4]

3. Monitoraggio strutturale

Le indagini, per il problema dello scalzamento, generalmente vengono realizzate mediante ispezioni visive periodiche, durante le quali si analizzano le fondazioni del ponte, in genere nei momenti in cui non si verificano inondazioni. I ponti sensibili sono solitamente classificati utilizzando una scala correlata alla gravità del problema erosivo presente nelle fondazioni.

Generalmente non è possibile ispezionare le strutture durante le inondazioni per motivi di sicurezza e a causa del fatto che le condizioni dell'acqua tendono ad essere torbide, oscurando così la vista delle fondazioni.

Tipicamente la strategia per la manutenzione adottata nell'ingegneria civile, si basa su ispezioni visive periodiche della struttura corredate dalla descrizione delle condizioni della stessa in termini di degrado, durabilità e vulnerabilità, seguite eventualmente da prove in sito per analisi più approfondite.

Per questa ragione negli ultimi tempi è diventata popolare una metodologia denominata monitoraggio strutturale (SHM Structural Health Monitoring).

I sistemi SHM consentono il monitoraggio continuo e la possibilità di automatizzare la raccolta di informazioni; hanno inoltre lo scopo di monitorare in tempo reale e in maniera continuativa lo stato di salute dell'infrastruttura, consentendo una migliore ed efficiente manutenzione e, soprattutto, segnalando in tempo utile le condizioni che possono portare a un collasso.

Ai fini dell'identificazione di un danno, un sistema SHM (schematizzato in Figura 3.1) può fornire diversi tipi di informazione, di complessità crescente, nello specifico [7]: (i) rilevamento, (ii) localizzazione, (iii) caratterizzazione e valutazione della gravità ed infine (iv) studio dell'evoluzione del danno e valutazione della vita utile residua in sicurezza

della struttura per poter eventualmente dichiarare tempestivamente una fase di allerta; l'insieme di queste quattro fasi è detto processo di monitoraggio.

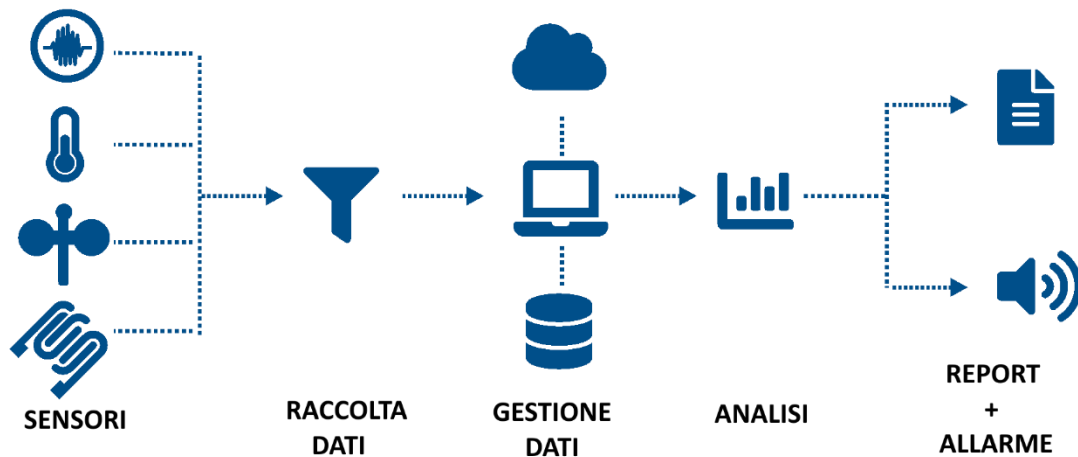


Figura 3.1 Generico sistema SHM [8]

Per la valutazione del fenomeno di scalzamento alla base delle pile tramite un sistema SHM si utilizza una metodologia basata sullo studio delle vibrazioni naturali della struttura.

Per danni strutturali generali, la rigidità della struttura, che si riflette nello spettro di frequenza naturale, è un indicatore fondamentale per monitorare lo stato di salute della struttura stessa. Una frequenza naturale predominante (PNF) misurata, che è sostanzialmente inferiore alla frequenza prevista, indica una perdita anomala di rigidità del componente misurato.

Allo stesso modo, per il fenomeno di scalzamento, prendendo come esempio una pila del ponte, la rigidità della pila è molto probabile che diminuisca se la PNF misurata è inferiore al valore previsto. [9]

Due fattori, la massa e la rigidità, hanno un impatto significativo sulla variazione della PNF. La PNF diminuisce se la massa del pilastro del ponte aumenta. Inoltre, qualsiasi diminuzione della rigidità del pilastro del ponte porta a una riduzione della sua PNF.

Il pilastro è circondato dal terreno quando è in una condizione naturale senza erosione.

Durante la progressione del fenomeno erosivo del ponte, la lunghezza libera del pilastro aumenta gradualmente perché lo strato superiore del terreno circostante viene eroso dal flusso della portata; nel frattempo, la massa del pilastro rimane la stessa.

Quindi, una massa invariata con una rigidità che diminuisce porta ad una riduzione della PNF del pilastro. In altre parole, i terreni rimossi intorno al pilastro indeboliscono l'interazione suolo-pilastro causando una riduzione della rigidità laterale del pilastro. [9] Se si sviluppa una buca indotta dal fenomeno dello scalzamento, la rigidità laterale del pilastro si riduce ulteriormente. Di conseguenza, la PNF del pilastro diminuirà con il progredire del fenomeno di erosione.

Poiché la frequenza naturale del pilastro dipende dalla sua rigidità, l'osservazione dei cambiamenti nella PNF è un potenziale approccio per l'identificazione del danno provocato da scalzamento e per il monitoraggio dello stato di salute del ponte; di conseguenza, il cambiamento della PNF è utilizzato per indicare i cambiamenti nella profondità di scalzamento. [9]

Per generare vibrazioni e studiare la PNF esistono due tipi di vibrazioni: le vibrazioni indotte e quelle generate dall'ambiente circostante.

Le prime sono indotte da carichi dinamici intenzionali le cui fonti includono sfere di ferro, vibratorii, martelli mentre le vibrazioni ambientali sono solitamente causate da disturbi non intenzionali o da perturbazioni atmosferiche, per esempio, venti, inondazioni e transito di veicoli. [9]

4. Valore dell'Informazione

4.1. Analisi decisionale bayesiana

L'inferenza bayesiana è un approccio all'inferenza statistica in cui le probabilità non sono interpretate come frequenze, proporzioni o concetti analoghi, ma piuttosto come grado di certezza nel verificarsi di un dato evento.

La teoria bayesiana delle decisioni è basata sul teorema del valore atteso di Van Morgenstern e Neumann [10] e sulla definizione bayesiana di probabilità [11]: essa appartiene alla categoria delle "probabilità probatorie". Al fine di valutare la probabilità di un'ipotesi, il probabilista bayesiano deve specificare una probabilità iniziale (probabilità a priori). Questa, a sua volta, viene poi aggiornata ad una probabilità a posteriori alla luce di nuovi dati pertinenti (prove o evidenze).

La teoria bayesiana delle decisioni si basa sulla massimizzazione dell'utilità attesa: si associa un'utilità numerica a ciascuna delle possibili conseguenze di un'azione, e una probabilità a ciascuno degli stati del sistema che possono influenzare quell'utilità.

L'utilità, esprime quanto sia auspicabile un possibile avvenimento in un determinato scenario decisionale.

La classica formulazione del Vol (Valore dell'Informazione) è qui adattata alla gestione di strutture civili all'indomani di una calamità naturale (nello specifico in questo documento sarà considerata una grave alluvione che colpisce una determinata struttura).

In termini generali, il Vol quantifica il guadagno associato all'acquisizione di nuove informazioni in un determinato contesto decisionale; in questo ambito specifico invece, il Vol può essere visto come il prezzo massimo che il gestore di una struttura dovrebbe pagare per disporre di informazioni derivanti da un sistema di monitoraggio strutturale

(SHM): il sistema SHM deve essere installato solo se il corrispondente Vol è superiore al costo del sistema stesso.

Per calcolare il valore di nuove informazioni è necessario confrontare due situazioni: la situazione in cui il processo decisionale viene supportato dalle sole informazioni già disponibili (derivanti per esempio dall'esperienza del gestore) e la situazione in cui il processo decisionale è supportato anche dalle nuove informazioni.

In funzione delle informazioni che si utilizzano per prendere una decisione, si definiscono tre tipi di analisi decisionali: l'analisi a priori, l'analisi a posteriori e l'analisi a pre-posteriori. I termini *priori* e *posteriori* si riferiscono a quando viene eseguita l'analisi rispetto a quando vengono acquisite le nuove informazioni. Il termine *pre-posteriori* si riferisce invece all'analisi eseguita prima (*pre*) dell'acquisizione della nuova informazione ma assumendo di acquisirla in futuro e quindi modellandone la presenza nell'analisi (*posteriori*).

4.1.1 Analisi a priori

L'analisi decisionale che viene effettuata utilizzando le conoscenze disponibili è denominata analisi a priori. Ipotizziamo che a causa di un evento di piena la struttura analizzata si trovi in uno degli L possibili stati di danno (discreti) DS_l ($l = 1, \dots, L$).

Gli stati di danno che interessano una struttura, nella loro forma più semplice, corrispondono a diverse profondità di scalzamento (dovuto ad erosione localizzata), fenomeno che si sviluppa alla base di pile che presentano già situazioni di criticità.

Questo, a sua volta, può essere relativo ad una variazione della capacità portante residua delle fondamenta della struttura.

Stati di danno più avanzati, tra cui lo sviluppo di crepe o il parziale collasso, possono anche essere visti come il risultato dello sviluppo di un determinato foro provocato dal fenomeno di scalzamento.

Il ponte potrebbe crollare a causa del traffico ma la sua chiusura comporterebbe conseguenze sul traffico quindi il gestore deve scegliere l'azione ottimale in un insieme di N possibili alternative A_n ($n = 1, \dots, N$). Tali alternative possono essere per esempio

chiudere il ponte, limitare il traffico ai veicoli pesanti o lasciare il ponte aperto senza alcuna limitazione di traffico. A ciascuna di queste azioni corrisponde un costo atteso che dipende sia dall'azione, sia dalla probabilità che il ponte collassi nello stato di danno in cui si trova. Per esempio, se si sceglie di chiudere il ponte al traffico, il ponte non può collassare ma vi sono conseguenze legate all'interruzione del servizio del ponte. Se invece il ponte viene lasciato aperto al traffico e, a causa di questo collassa, vi sono conseguenze dirette legate alla perdita di vite umane.

Si sottolinea che alla base di questa modalità di valutazione delle conseguenze delle varie azioni, vi è l'ipotesi che sul ponte, oltre alle forze agenti nel momento in cui viene presa la decisione, agisca solo la forza dovuta al traffico. In altri termini si considera come azione che può determinare il collasso solo quella del traffico.

L'idea è che la decisione viene presa quando il ponte si trova in un certo stato di danno. In questo stato evidentemente il ponte non è collassato, altrimenti non sarebbe necessaria la decisione. Questo significa che il ponte in quello stato di danno può resistere a tutte le forze agenti su di esso (carichi permanenti e variabili di tipo diverso dal traffico per esempio). La condizione del ponte potrebbe cambiare solo se lo stato di danno si aggrava, e quindi se la sua capacità si riduce, oppure se aumenta la domanda sul ponte. L'ipotesi semplificativa non realistica (si ha a che fare con un'evoluzione dello stato di danno con tempi di scala identici a quelli dell'evento che si sta gestendo) che facciamo è che la domanda dipenda solo dal traffico e non si abbia un'evoluzione dello stato di danno una volta presa la decisione di tenere aperto o chiudere il ponte. Quindi se si chiude il ponte al traffico la probabilità che il ponte collassi diventa nulla perché viene a mancare l'unica causa che potrebbe causarne il collasso.

Il costo atteso dell'azione A_n , quando la struttura è nello stato DS_l si calcola come somma dei costi dei due eventi possibili (collasso e non collasso), ciascuno pesato per la sua probabilità di accadimento nello stato di danno in cui il ponte si trova e nello 'stato di carico' corrispondente all'azione scelta (chiudere o meno al traffico):

$$E[c(A_n)|DS_l] = c_F(A_n)P(F|A_n, DS_l) + c_{\bar{F}}(A_n)[1 - P(F|A_n, DS_l)] \quad (1)$$

dove $c_F(A_n)$ e $c_{\bar{F}}(A_n)$ sono il costo del collasso del ponte e del non collasso, rispettivamente, che dipendono dall'azione A_n ; $P(F|A_n, DS_l)$ è la probabilità di collasso, condizionata sia dall'azione A_n che dallo stato di danno DS_l . La probabilità condizionata di collasso è la probabilità che, a valle della selezione dell'azione A_n (per esempio chiudere il ponte o lasciarlo aperto), la struttura che si trova nello stato di danno DS_l a causa dell'alluvione possa collassare a causa dei carichi che agiscono sulla struttura (traffico o no).

Purtroppo, il gestore non conosce con esattezza lo stato della struttura. Però può assegnare ad ogni stato di danno una probabilità $P(DS_l)$ sulla base delle sue conoscenze (usando la sua esperienza o modelli matematici). In generale, nel caso della gestione dell'emergenza di ponti fluviali, le probabilità $P(DS_l)$ sono condizionate alla misura dell'intensità che caratterizza la gravità dell'alluvione, qui descritta come la portata d'acqua Q , ovvero $P(DS_l|Q)$.

Il manager calcola il costo atteso di un'azione A_n considerando tutti i possibili stati di danno in cui il ponte potrebbe trovarsi, ciascuno pesato per la sua probabilità di accadimento a seguito della piena di intensità Q :

$$E[c(A_n)|Q] = \sum_{l=1}^L E[c(A_n)|DS_l]P(DS_l|Q) \quad (2)$$

Come azione ottimale viene scelta quella $\hat{A}(Q)$ corrispondente al valore minimo del costo atteso.

$$\hat{A} = \hat{A}(Q) = \arg \min_n E[c(A_n)|Q] \quad (3)$$

Il costo atteso associato a tale azione, $c_1(Q)$ è fornito dalla (2) sostituendo $c(\hat{A})$ pertanto:

$$c_1(Q) = \sum_{l=1}^L E[c(\hat{A})|DS_l]P(DS_l|Q) \quad (4)$$

La disponibilità di nuove informazioni sullo stato del sistema (DS_l), acquisite per esempio da un sistema di monitoraggio o da un test, consente l'aggiornamento delle probabilità a priori $P(DS_l|Q)$, secondo il Teorema di Bayes:

$$P(DS_l|Q, O_j) = \frac{P(O_j|DS_l)P(DS_l|Q)}{P(O_j|Q)} = \frac{P(O_j|DS_l)P(DS_l|Q)}{\sum_{l=1}^L P(O_j|DS_l)P(DS_l|Q)} \quad (5)$$

dove O_j ($j = 1, \dots, J$) è uno dei J possibili output ottenuti con un sistema di monitoraggio SHM; $P(O_j|DS_l)$ è la probabilità di ottenere il risultato O_j quando lo stato del sistema è DS_l , che viene definita funzione di verosimiglianza (rappresentano la probabilità di osservare un certo output O_j quando la struttura si trova in un determinato stato di danno DS_l), $P(DS_l|Q, O_j)$ è la probabilità a posteriori di DS_l e $P(O_j|Q)$ è la probabilità di osservare O_j condizionata a Q .

Quando il risultato O_j è disponibile, l'operatore può eseguire una analisi a posteriori, cioè può selezionare l'azione \check{A}_{O_j} che minimizza il costo $E [c(\check{A}_{O_j}) | O_j]$ come segue:

$$\check{A}_{O_j} = \check{A}(Q, O_j) = \arg \min_n E [c(A_n) | Q, O_j] \quad (6)$$

$$E [c(\check{A}_{O_j}) | Q, O_j] = \sum_{l=1}^L E [c(\check{A}_{O_j}) | DS_l] P(DS_l | Q, O_j) \quad (7)$$

Un'analisi decisionale con informazioni "sconosciute" è definita come analisi a pre-posteriori. Questa analisi viene condotta prima di acquisire l'informazione, ma supponendo di averla a disposizione. A

In primo luogo, l'analisi a posteriori viene eseguita per ogni possibile realizzazione dell'informazione (output del sistema di monitoraggio o del test) O_j . Ciò implica l'identificazione dell'azione ottimale \check{A}_{O_j} e la valutazione del corrispondente costo $E [c(\check{A}_{O_j}) | Q, O_j]$. In secondo luogo, viene calcolata la somma pesata secondo le probabilità di accadimento dei costi attesi, ciascuno relativo all'azione ottimale scelta per un output, come segue:

$$c_0(Q) = \sum_{j=1}^J E [c(\check{A}_{O_j}) | Q, O_j] P(O_j) \quad (8)$$

Il peso è costituito dalla probabilità di accadimento del output O_j .

Il Vol(Q) rappresenta la differenza tra $c_0(Q)$ (dalla *analisi a pre-posteriori*), e il costo $c_1(Q)$ (dalla *analisi a priori*):

$$\text{Vol}(Q) = c_0(Q) - c_1(Q) \quad (9)$$

Tale Vol è relativo ad un evento alluvionale di portata Q.

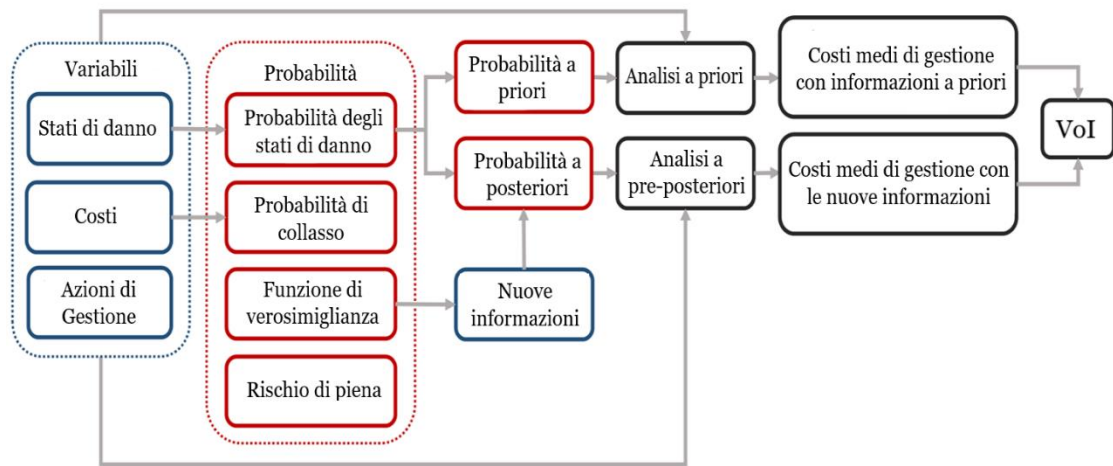


Figura 4.1 Diagramma di flusso che mostra la metodologia generale per la valutazione del VoI [12]

4.2 Probabilità di collasso

4.2.1 Principi di probabilità e della statistica

Questo breve paragrafo vuole essere un richiamo dei concetti di probabilità e statistica che verranno introdotti e usati nei capitoli successivi per lo svolgimento delle analisi: si farà riferimento alla definizione di funzione di densità di probabilità e al metodo di Montecarlo come tecnica di simulazione per la valutazione della probabilità di collasso. Una distribuzione di probabilità è un modello matematico che collega i valori di una variabile alle probabilità che tali valori possano essere osservati. Le distribuzioni di probabilità vengono utilizzate per modellizzare il comportamento di un fenomeno di interesse in relazione alla popolazione di riferimento, ovvero alla totalità dei casi di cui lo sperimentatore osserva un dato campione. In questo contesto la variabile di interesse è vista come una variabile casuale (o variabile aleatoria, v.a.) la cui legge di probabilità esprime il grado di incertezza con cui i suoi valori possono essere osservati.

Dato un insieme di n valori casuali $X_1 \dots X_n$ è possibile suddividerli in un numero finito di intervalli, definiti classi. Si indica con il termine di frequenza il numero di valori che ricade in una classe, mentre con distribuzione di frequenza si intende l'istogramma che rappresenta i valori dalla frequenza nelle diverse classi (Fig. 4.2a).

Quando si aumenta l'ampiezza del campione e si riduce l'ampiezza delle classi, l'istogramma tende ad una curva continua che viene detta funzione di densità di probabilità (Fig. 4.2b). [13]

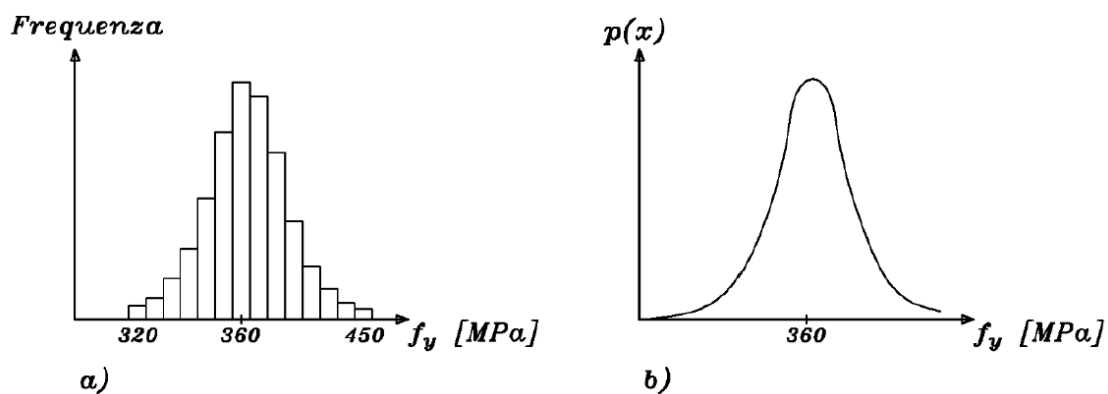


Figura 4.2 Esempi a) di distribuzione di frequenza e b) di funzione di densità di probabilità della variabile aleatoria f_y .

La media (o valore atteso) μ e la varianza σ^2 (scarto quadratico medio σ) di una v.a. X sono i parametri di maggiore interesse della distribuzione di probabilità di X , in quanto essi esprimono rispettivamente la tendenza centrale e la variabilità della v.a. X .

- Valore medio:

$$\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n X_i \quad (10)$$

Scarto quadratico medio:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^2} \quad (11)$$

Una volta definita la funzione di densità di probabilità che caratterizza la variabile in esame è possibile passare alla valutazione della probabilità di collasso.

Ciascuna delle variabili casuali del problema X_i viene simulata in base alle sue distribuzioni per ottenere valore di campionamento \hat{x}_i . Poi si verifica $Z(\hat{X}) = 0$, se questo viene violata $Z(\hat{X}) \leq 0$, si considera una rottura della struttura. L'esperimento viene ripetuto N volte, dove in ciascuno di essi viene utilizzato un diverso vettore casuale \hat{X} di valori \hat{x}_i .

La probabilità di rottura è data dall'approssimazione

$$p_f \approx \frac{n(Z(\hat{X}) \leq 0)}{N}$$

Dove $n(Z(\hat{X}) \leq 0)$ rappresenta il numero di esperimenti per il quale $Z(\hat{X}) \leq 0$

La tecnica di simulazione utilizzata, in questo documento, per studiare il comportamento della struttura e la relativa probabilità di collasso si basa sul metodo Monte Carlo.

Con tecnica di simulazione vengono in generale denominate tutte quelle tecniche che fanno uso di variabili aleatorie per la risoluzione di problemi matematici. La loro caratteristica principale è quella di valutare una determinata quantità attraverso i parametri quali media, varianza e correlazione di una certa distribuzione di probabilità,

in modo tale da ottenerne una stima generando casualmente un campione dalla corrispondente popolazione. [14]

4.2.2 Definizione di probabilità di collasso

Nell'analisi di affidabilità di una struttura e di tutti i suoi componenti, il problema principale è quello di valutarne la probabilità di collasso corrispondente ad uno specifico periodo di riferimento.

In generale, qualsiasi evento che possa essere associato a conseguenze in termini di costi, perdita di vite umane e impatto sull'ambiente è interessante e rilevante.

La probabilità di collasso p_f è definita come la probabilità di superare uno stato limite entro un periodo di tempo di riferimento definito. Quando ciò si verifica, viene raggiunta una condizione limite di un componente della struttura considerata.

Il valore della probabilità di collasso dipende dalla relazione tra la capacità C e la domanda D . A seconda dello stato limite considerato, la capacità e la domanda possono riferirsi alle caratteristiche di rigidità, resistenza o duttilità della struttura. [15]

Domanda e capacità possono variare nel tempo.

Lo stato limite può essere definito mediante la cosiddetta funzione di stato limite Z :

$$Z = C - D \quad (12)$$

in cui C e D sono variabili aleatorie, che rappresentano il risultato di un esperimento che può fornire valori casuali (ovvero valori non definibili a priori).

Lo stato limite si intende raggiunto quando Z è uguale a zero.

In particolare, in questo documento la probabilità di collasso è stata valutata in funzione della profondità di scalzamento e della portata al fine di poter andare a definire gli stati di danno DS_l ($l = 1, \dots, L$) che caratterizzano la struttura in un determinato istante.

La probabilità di collasso p_f può essere determinata, attraverso simulazioni di Montecarlo, direttamente dall'equazione

$$p_f = p\{Z < 0\} = \vartheta(-\beta) \quad (13)$$

dove la variabile ϑ è la funzione di distribuzione della distribuzione normale standardizzata.

La relazione tra i valori della probabilità di collasso p_f e l'indice di affidabilità β è illustrata in Tabella 4.1.

Tabella 4.1 Valori per la probabilità di collasso p_f e il relativo indice di affidabilità β

p_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1.28	2.32	3.09	3.72	4.27	4.75	5.20

5. Caso studio

Come caso studio si è scelto di prendere in considerazione il ponte di Borgoforte, situato nell'omonimo comune appartenente al territorio del mantovano, a cavallo tra la Lombardia e l'Emilia-Romagna. Si utilizzerà il caso del ponte di Borgoforte come caso prototipale finalizzato alla dimostrazione della metodologia descritta nel capitolo 4. A tale scopo lo schema strutturale del ponte è stato modificato opportunamente rinunciando alla stretta aderenza alla struttura esistente.

Ciò riguarda sia la modellazione idraulica, sia quella strutturale.

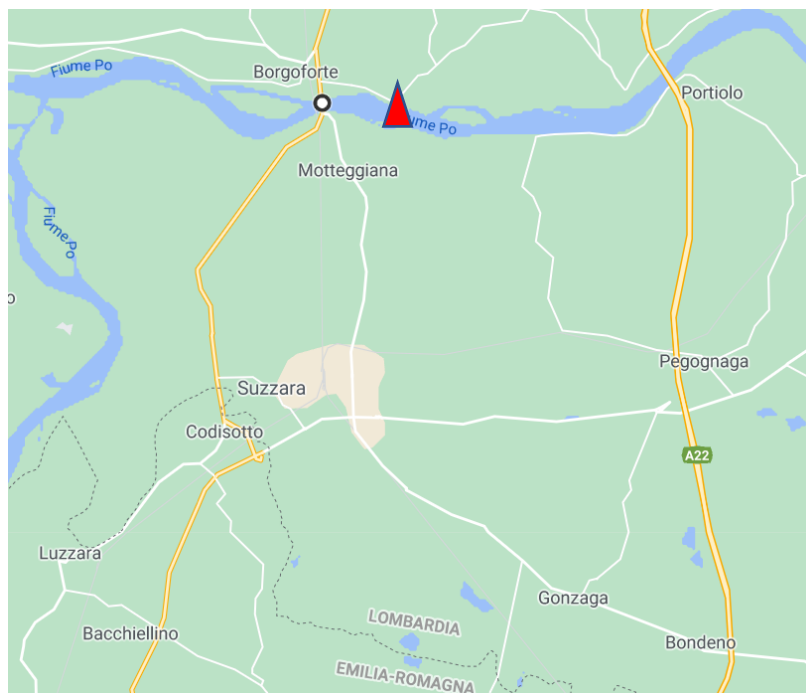


Figura 5.1 Localizzazione Ponte di Borgoforte (Google Maps)

5.1 Descrizione della struttura

L'opera in oggetto, realizzata nel 1961, attraversa il fiume Po sulla statale n. 62 "della Cisa", (che collega Mantova con Parma, passando per Suzzara e Guastalla) in prossimità del centro abitato di Borgoforte.

Il ponte Anas si trova in un tratto di Po piuttosto rettilineo e privo di immissioni importanti, a parte quella del fiume Oglio che si trova ben 8300 m a monte del ponte.

La lunghezza complessiva dell'attraversamento in oggetto tra i due argini è di circa 630 m, mentre per normali condizioni di flusso il fiume è largo circa 300 m (solo quattro delle 44 pile hanno fondazioni permanentemente sommerse, le restanti sono situate in golena). I 630 m sono suddivisi nel seguente modo:

- il viadotto di accesso, per una lunghezza complessiva di circa 180 m tra l'argine maestro e l'attraversamento dell'alveo, si sviluppa completamente in golena. Esso è costituito da 9 campate con luce libera di circa 17,4 m; le pile sono composte da n.3 colonne a sezione circolare con diametro di 1 m e collegate in sommità da un pulvino;
- il ponte, si sviluppa parte in golena (per circa 130 m) e parte in alveo (per i rimanenti 320 m). Esso è costituito da n.6 campate di larghezza pari a 52.5 m e da due campate esterne (di collegamento con i viadotti) di larghezza pari a circa 44,0 m quella in sinistra e pari a circa 25,0 m, quella in destra fino all'argine maestro. Le pile sono costituite ciascuna da 6 colonne con diametro di 1,5 m disposte su due file da 3 e collegate in sommità da un pulvino e sopra il livello di magra da traversoni (trasversali al ponte). La distanza interna tra i pali delle pile è di circa 8,0 m.



Figura 5.2 Sezione Ponte Borgoforte sul fiume Po [16]

5.2 Condizioni della struttura

Il ponte è stato realizzato dove la sezione del Po subisce un naturale restringimento che porta ad un conseguente aumento della velocità e ad un incremento del trasporto di sedimenti che favorisce l'erosione generalizzata della sezione. La locazione del manufatto, difatti, è a valle di una porzione territoriale denominata "Isola Cialdini", ben visibile nella figura sottostante.



Figura 5.3 Vista planimetrica del restringimento della sezione (Google Maps)

Se normalmente la schematizzazione monodimensionale di una corrente idrica fluviale è approssimativa, ma lecita sotto certe ipotesi, in questo caso il carattere fluidodinamico del corso d'acqua potrebbe essere assoggettato a uno stato bidimensionale, il che darebbe potenzialmente origine a fenomeni locali non ben indagabili mediante sistemi di misurazione integrali. Un altro aspetto che merita attenzione è senz'altro la presenza di un ponte ferroviario situato 150 m a monte dell'opera. Sebbene intuitivamente si possa considerare pressoché nullo l'effetto relativo a quest'ultimo elemento, va detto che in condizioni di corrente lenta la perturbazione da esso indotta potrebbe influenzare

il comportamento della sezione fluviale di interesse, con un possibile innalzamento del tirante idrico e una mutazione dei fenomeni ivi presenti.

Il ponte di Borgoforte ha subito inoltre degli interventi di manutenzione a seguito dell'evento di piena dell'autunno 2000 ($Q = 12000 \text{ m}^3/\text{s}$ con tempo di ritorno $T_R=200$ anni).

È stata eseguita una batimetria del fondo del fiume che ha permesso di riscontrare la presenza di una buca di profondità 15 m intorno alla pila 32 e per questo motivo si è ritenuto necessario un piano di messa in sicurezza terminatosi con il rinforzo strutturale delle pile 31, 32 e 33 maggiormente esposte ai fenomeni di erosione del fondo. I lavori vennero effettuati nel periodo 2005 - 2008 mediante l'aggiunta di due pali per ogni fila della pila, realizzando un arco di collegamento per la ripartizione degli sforzi; inoltre venne aggiunto un 'rip-rap' (materiale utilizzato per proteggere le strutture dall'erosione) intorno alle fondazioni. [17]

Un ulteriore studio sulla compatibilità idraulica del ponte svolto nel 2008 mostra che tale rinforzo rende incondizionatamente stabile la generica pila anche in condizioni di forte sollecitazione.



Figura 5.4 Pila originale; lavori in corso; pila rinforzata [16]

Per le analisi condotte in questo studio è stata presa in considerazione la pila n.33.

Essa è composta da due telai paralleli a 9,50m con tre pali circolari in calcestruzzo che costituiscono sia la fondazione che il supporto del ponte. La distanza da centro a centro delle pile nella direzione del flusso è di 8,50 m. Le pile hanno un diametro di 1,5 m e sono rinforzate da 12 barre $\varnothing 24$ mm. Due travi rigide collegano trasversalmente (in



Figura 5.5 Dettaglio rappresentate la pila 33 [16]

direzione fiume) i due telai: quello superiore ($1,50 \times 1,50$ m) sostiene la sella a 26 m s.l.m.; l'asse di quello inferiore ($1,0 \times 1,5$ m) è a 18 m s.l.m. Nella direzione longitudinale del ponte, i due gruppi di tre pali sono collegati solo dalla sella (lunghezza 27,35 m, altezza 3,32 m) che supporta semplicemente quattro travi longitudinali, caratterizzate e altezza di 2,35 m e campata diversa (36,15 e 27,15 m).

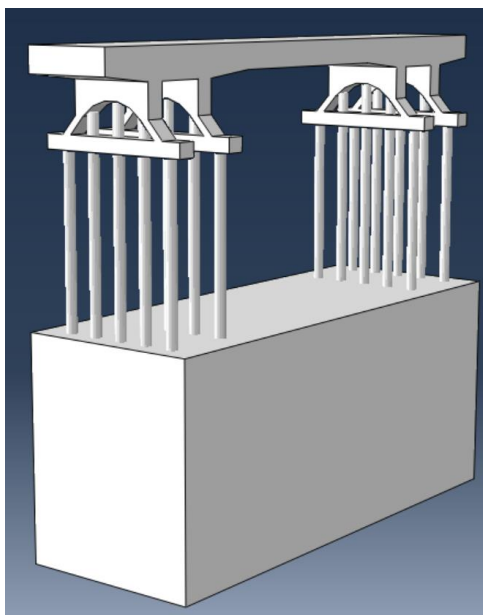


Figura 5.6 Schema strutturale pila 33 realizzata tramite Abaqus

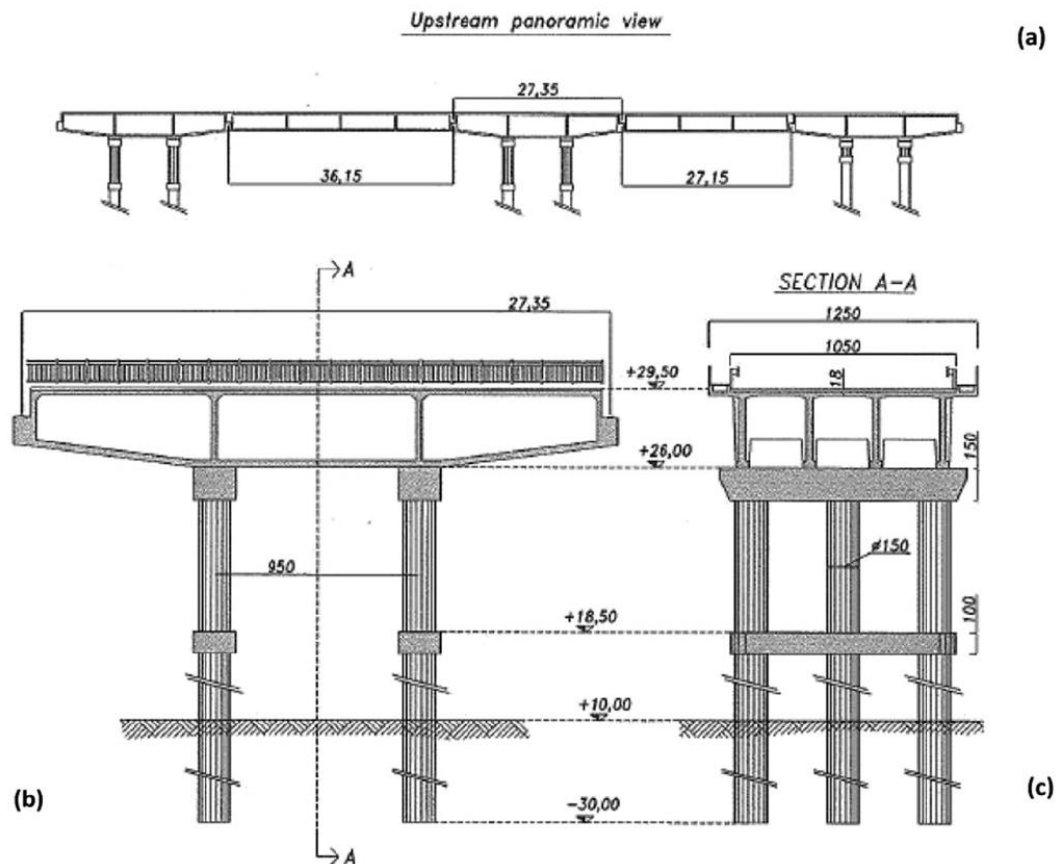


Figura 5.7 Geometria del ponte: (a) panoramica longitudinale di monte; (b) dettaglio pila 33; e (c) sezione trasversale della pila 33 [20]

5.3 Aspetti Idraulici

Le valutazioni idrauliche, condotte nel 2002, sono state sviluppate tenendo conto delle indicazioni e delle prescrizioni delle ultime normative e, in particolare, dei criteri per lo studio idraulico a corredo del progetto dei ponti e dei criteri di compatibilità per le opere che si inseriscono nelle fasce A, ovvero nella fascia d'alveo di piena ordinaria, e B, ovvero nella fascia di espansione per i tempi di ritorno assunti a riferimento.

Dal punto di vista idraulico le indagini hanno rilevato alcune criticità, relativamente all'interferenza esercitata dal ponte sui livelli idrici di piena e relativamente alla situazione del fondo alveo, in cui è stata rilevata la presenza di erosioni del letto fluviale, localizzate in corrispondenza delle pile, di entità tale da destare serie preoccupazioni per la stabilità delle fondazioni delle pile stesse. [18]

L'alveo di magra è concentrato in un solo ramo con larghezza media di circa 210m, tra la pila 30 e la metà campata tra le pile 33 e 34. La batimetria rivela un fondo con rilevanti disomogeneità lungo la sezione trasversale mentre il fondo alveo si approfondisce dalle sponde (quota 10m s.m.) verso il centro, dove la buca rilevata in corrispondenza della pila n.32 raggiunge la quota -7.14 m s.m. In corrispondenza della pila n.31 il fondo risale a quota 0.00 m s.m., mentre alla pila n.33 raggiunge quota 5.00 m s.m. [18]

Sono stati esaminati le situazioni di franco idraulico, i rischi di intasamento, l'entità del rigurgito in presenza dell'ostacolo costituito dalle pile, la vulnerabilità delle pile nei riguardi di urti e di deposito di materiale, la vulnerabilità del fondo alveo, i riflessi delle azioni idrauliche sulle fondazioni, ottenendo i seguenti risultati:

Forma delle Pile. La forma delle pile è tale da favorire l'accumulo di materiale di trasporto solido (tronchi, detriti, etc.) nell'intorno delle pile stesse. [18]

Scalzamento. In base alle misurazioni ed ai rilievi effettuati, si è riscontrato un fondo alveo che si approfondisce dalle sponde verso il centro, con una vasta buca in corrispondenza della pila n.32. La composizione sabbiosa del fondo alveo non esclude la possibilità che si verifichino ulteriori scalzamenti durante le piene. Tale situazione appare critica sia dal punto di vista delle fondazioni, in quanto si è ridotta la lunghezza del tratto infisso, sia dal punto di vista della stabilità dei pali-pila, che presentano una lunghezza libera tra il fondo alveo e il pulvino probabilmente molto superiore a quanto previsto a suo tempo in sede di progetto. [18]

Per la determinazione delle grandezze idrauliche utili alla definizione dell'interazione tra corrente idraulica e struttura, è stato considerato il tempo di ritorno di 200 anni e i corrispondenti valori di portata e livello idrico calcolati nel PAI. Data la disuniformità delle caratteristiche geometriche e idrauliche all'interno della sezione, la sezione dell'alveo in corrispondenza del ponte è stata scomposta con linee verticali in settori corrispondenti all'alveo e alle zone golenali. [18]

Per il calcolo delle caratteristiche idrauliche della corrente in ciascuna sottosezione è stata fatta l'ipotesi di corrente monodimensionale e gradualmente variata; il valore di ciascuna portata è stata calcolata applicando la formula di Chezy:

$$Q_m = k_s R^{1/6} A \sqrt{RJ} \quad (15)$$

dove, per ciascuna sottosezione:

Q_m è la portata;

k_s è la scabrezza

A è l'area della sezione trasversale occupata dalla corrente;

R è il raggio idraulico (calcolato considerando come contorno bagnato solo quello reale dell'alveo e non quello fittizio interno alla corrente);

J è la pendenza motrice della corrente pari a 0.00004.

Imponendo che la somma delle portate ottenute con la formula citata per le sottosezioni sia pari alla portata complessiva si ottiene che $\sum Q_m = Q_{TOT} = 13100 \text{ m}^3/\text{s}$. Nella tabella sottostante sono riportati i dati utilizzati per ricavare la portata complessiva.

Tabella 5.1 Caratteristiche idrodinamiche della corrente nelle sottosezioni

Sezione	Area bagnata A [m ²]	Raggio idraulico R [m]	Scabrezza [m ^{1/3} /s]	Portata [m ³ /s]	Velocità media [m/s]
Golena sinistra	760	5.5	30	450	0.59
Alveo sinistro	1078	17.7	40	1849	1.72
Alveo principale	3680	28.1	40	8599	2.34
Alveo destro	1280	16.4	40	2090	1.63
Golena destra	200	4	35	112	0.56
Valore globale	6998	-	-	13100	1.87

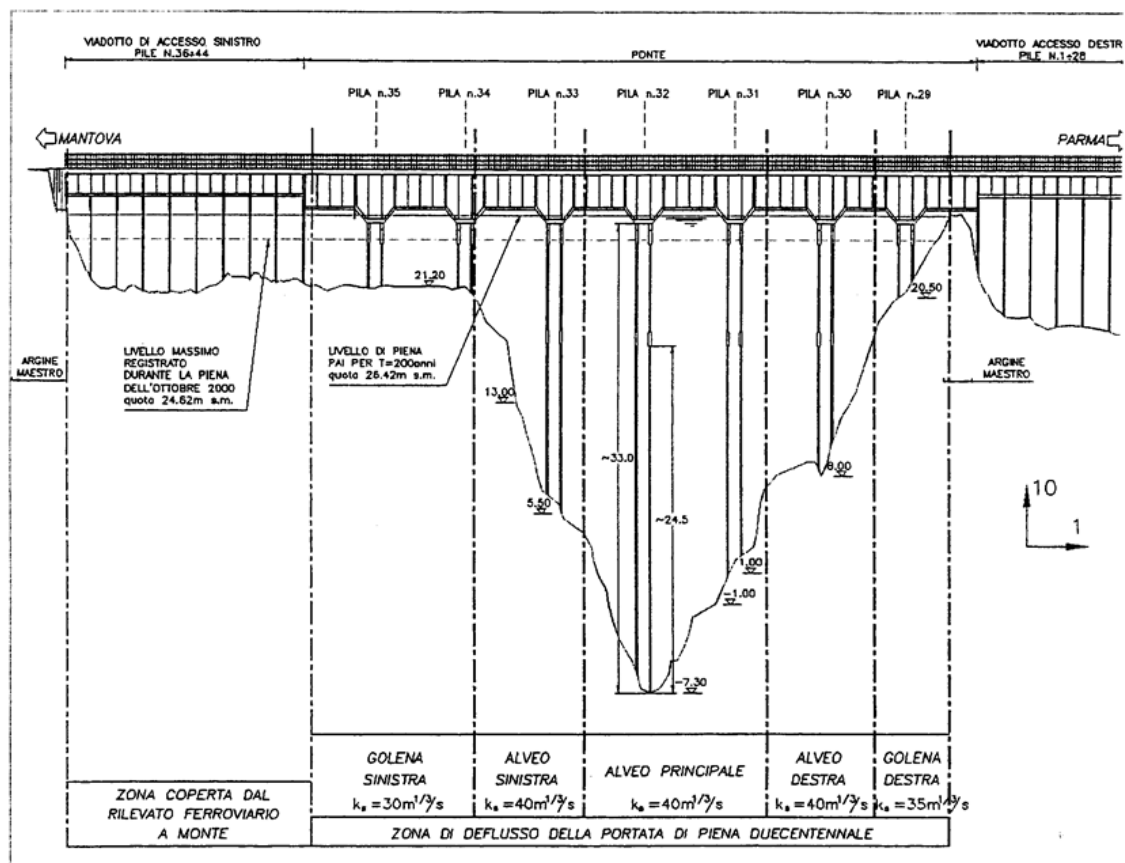


Figura 5.9 Sezione di deflusso del Po in corrispondenza del ponte [18]

5.4 Carichi variabili e condizioni al contorno

5.4.1 Variazione del letto del fiume e abbassamento dell'alveo

La geometria del letto del fiume viene modificata da processi morfologici che agiscono sia su scala spaziale che temporale, specialmente durante gli eventi più significativi.

Questo influisce leggermente su alcuni carichi (come la forza di trascinamento provocata dalla corrente) ma influisce fortemente sui momenti flettenti nelle pile.

Oltre alle caratteristiche morfologiche naturali, l'interferenza del ponte sul flusso può indurre la presenza di scalzamento e di erosione attorno alle pile, dovuta alla sovrapposizione di fenomeni di scalzamento globali e locali.

La geometria delle pile prese in considerazione potrebbe generare buche dovute a scalzamento profonde fino a 3-4 m durante un'alluvione che vengono progressivamente

riempiti in seguito. Tuttavia, i detriti intrappolati intorno alla pila ne modificano la geometria, portando potenzialmente a fenomeni di scalzamento molto più importanti. [19]

5.4.2 Traffico

La larghezza totale del ponte è di 12,50 m, con 2 marciapiedi di 1 m di larghezza, posti ai lati. I possibili scenari di traffico sono descritti dall'Eurocodice 1991-2 (2003). Da notare che il carico totale verticale dato dal traffico prescritto dai codici effettivi è simile a quello prescritto al momento della costruzione del ponte; al contrario, le prescrizioni di forze dovute alla rottura sono state raddoppiate, aumentando così significativamente i momenti flettenti nelle pile. [19]

5.4.3 Flusso d'acqua

I valori di altezza d'acqua e la velocità sono, rispettivamente, di circa 25 m s.l.m. e 3,8 m/s per un periodo di ritorno $T = 200$ anni. [20]

La forza di trascinamento su ogni pila viene valutata considerando (a) numero di Reynolds superiore a 10^6 , (b) rugosità delle pile, e (c) elevati livelli di turbolenza del flusso in entrata, si è assunto un fattore di forma totale (coefficiente di trascinamento) per il gruppo di tre pile pari a $C_d = 2.2$, a cui viene assegnato un certo fattore di incertezza (il valore sarà caratterizzato da una distribuzione che varia tra un valore minimo e uno massimo). [20].

5.4.4 Trasporto di detriti

I detriti galleggianti (alberi) possono accumularsi davanti alle pile, aumentando così l'area bagnata sottoposta a forza di trascinamento da parte dell'acqua.

Il verificarsi di tale processo è di tipo casuale e più frequente durante eventi caratterizzati da alti livelli d'acqua; un accumulo di detriti davanti alle pile dovrebbe essere, quindi, considerato come una delle possibili azioni anche se non siamo in grado di definire distribuzioni di probabilità per questo processo. Vale la pena notare che non vengono fornite prescrizioni chiare per il carico d'acqua extra a causa della presenza di

detriti; tale azione è stata molto probabilmente non presa in considerazione al momento della costruzione del ponte.

Sulla base delle indicazioni contenute nell'NCHRP26 e nell'osservazione sul campo locale (con particolare riferimento all'evento alluvionale dell'anno 2000), si assume che il limite superiore per l'accumulo sia una larghezza di 14 m e una profondità di 3 m. Il carico conseguente viene calcolato assegnando un fattore di forma $k = 1,8$ (NCHRP27), anch'esso come il coefficiente di trascinamento caratterizzato da un fattore di incertezza, mentre la superficie esposta è ridotta del 25% per considerare la porosità dei detriti. [20]

5.5 Possibili meccanismi di collasso per scalzamento delle pile

I sei pali che costituiscono una pila sono allo stesso tempo il supporto del ponte e la sua fondazione (Figura 5.10). Da un punto di vista statico, il ponte può essere assunto come una connessione rigida delle sei colonne.

Nella direzione verticale (figura 5.10a), si devono considerare i carichi permanenti e il traffico (T), quest'ultimo che non agisce simmetricamente sul ponte. Le forze lungo la direzione trasversale sono dovute all'acqua (carico distribuito q_H) che agisce solo sulle parti sommerse dei pali. Nella direzione longitudinale (figura 5.10b), si deve considerare anche la forza di rottura del traffico (T_b) che agisce sulla corsia esterna della carreggiata. La spinta passiva del suolo, opposta alla traslazione e alla rotazione della pila, può essere considerata linearmente crescente con la profondità.

In linea di principio, possono verificarsi tre diversi meccanismi di collasso di tipo rigido-plastico a seconda della profondità di posa delle pile (per un'analisi approfondita dei meccanismi di collasso e delle forze in gioco si rimanda al capitolo 6).

1. La perdita di capacità verticale si verifica quando la lunghezza della pila non è sufficiente per attivare una forza passiva uguale o superiore alla forza totale che agisce sul palo (Figura 5.10c), ovvero quando la domanda (ovvero la somma dei carichi agenti come quello dato dal traffico e dal peso proprio) sul ponte è superiore alla sua capacità (la capacità totale è determinata come la somma della

capacità portante laterale del palo e la capacità di base corrispondenti ad una certa profondità dello scalzamento). Questo porta ad un crollo a seguito della perdita di capacità verticale da parte delle pile.

2. La rotazione all'estremità delle pile si verifica quando la profondità delle pile, sufficiente per opporsi agli sforzi di taglio totali, non è invece sufficiente a impedire la rotazione alla base della pila stessa (Figura 5.10d). Rotazione che avviene quando il momento ribaltante (dovuto alle forze orizzontali dell'azione di trascinamento dell'acqua e della spinta data dal terreno) è maggiore del momento stabilizzante (prodotto dal peso proprio della struttura e dal traffico agente su di essa).
3. Meccanismi di taglio sul telaio si verificano quando la profondità delle pile è tale da provocare una distribuzione dello stress nel terreno generando così momenti flettenti, dovuti alla spinta di trascinamento dell'acqua che agisce sulle pile, non inferiori al valore del momento flettente finale della sezione in calcestruzzo che provocano deformazioni sulle pile come mostrato in Figura 5.10e.

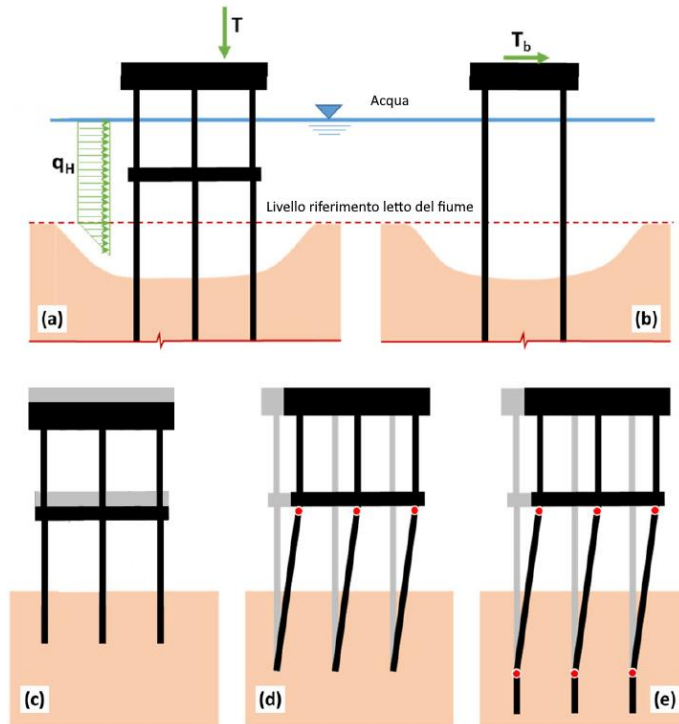


Figura 5.10 Azioni variabili sul ponte: (a) componenti trasversali e verticali e (b) componente longitudinale.
 Meccanismi di collasso: (c) traslazione rigida; (d) rotazione; e (e) meccanismo a taglio [20]

6. Applicazione

In questo capitolo vengono trattate le analisi per i tre differenti meccanismi di collasso presi in considerazione.

Le analisi per il collasso dovuto a ribaltamento e a flessione sono state trattate in maniera differente rispetto al collasso dovuto alla perdita di capacità portante delle pile. Per quest'ultimo si è arrivati a quantificare il Valori di Informazione mentre per gli altri due meccanismi di collasso gli studi si sono conclusi con un'analisi di affidabilità della struttura, lasciando a sviluppi futuri l'implementazione di un framework per la ricerca del Vol.

Si tratterà di andare a trovare il legame che intercorre tra portata e profondità di scalzamento, in funzione della probabilità di collasso, per poter così definire gli stati di danno attraverso le soglie imposte nel paragrafo 6.1.

Una volta trovato ciò che lega queste due variabili, il procedimento per il calcolo del Vol rimane invariato a quella utilizzato per il meccanismo di collasso per perdita di capacità verticale delle pile.

6.1 Collasso per perdita di capacità verticale delle pile

Il primo meccanismo di collasso che si è andato ad analizzare è stato il collasso a seguito della perdita di capacità verticale da parte delle pile.

L'applicazione del quadro teorico del Vol descritto nel capitolo 4 comporta una serie di fasi, vale a dire:

1. Definizione degli stati di danno DS_I che interessano una data struttura;
2. Calcolo delle probabilità di ogni stato di danno $P(DS_I)$

3. Aggiornamento bayesiano delle probabilità precedenti degli stati di danno utilizzando le informazioni di monitoraggio modellate attraverso le funzioni di verosimiglianza $P(O_j|DS_i)$;
4. Calcolo del $VoI(Q)$ come differenza tra l'utilità prevista dell'alternativa decisionale ottimale selezionata con e senza le informazioni di monitoraggio.

6.1.1 Definizione degli stati di danno

Lo scalzamento delle fondazioni del ponte riduce la capacità della struttura in misura proporzionale alla profondità di scalzamento raggiunta durante l'alluvione. In questo studio, lo spettro continuo dei possibili stati di danno, ciascuno relativo a una certa profondità dello scavo, è discretizzato in tre gruppi corrispondenti a "danno insignificante", DS_1 , "danni moderati", DS_2 , e "danni pesanti", DS_3 . Seguendo l'approccio proposto da Sharma et al [21]., questi stati di danno non sono definiti in termini di danno fisico, ma in termini di effetto sull'affidabilità β del ponte; essa ci permette di valutare la probabilità di collasso (definita come la differenza tra la capacità del ponte e la domanda agente su di esso, chiamata funzione performance).

Tre valori soglia dell'affidabilità definiscono gli stati di danno considerati (cfr. tabella 6.1): affidabilità di progetto β_0 , affidabilità accettabile β_{acc} , e la minima affidabilità tollerabile β_{tol} . La soglia β_0 si riferisce alla probabilità di collasso in situazioni normali (nessuno scalzamento e valore di carico del traffico di progettazione). Le soglie di affidabilità β_{acc} e β_{tol} devono invece essere selezionate dall'operatore.

Tabella 6.1 Definizione degli stati di danno

Stati di danno	Definizione
DS_1	$\beta_{acc} \leq \beta < \beta_0$
DS_2	$\beta_{tol} \leq \beta < \beta_{acc}$
DS_3	$\beta < \beta_{tol}$

Le soglie di affidabilità per gli stati di danno sono fissate $\beta_{acc} = 2.5$ e $\beta_{tol} = 1.5$, corrispondenti rispettivamente a valori della probabilità di collasso pari a $P_{acc}(F) = 6.2 \cdot 10^{-3}$ e $P_{tol}(F) = 6.7 \cdot 10^{-2}$. La probabilità di collasso in normali condizioni di traffico viene calcolata in base all'Equazione (16), confrontando la capacità e la domanda. La capacità viene calcolata seguendo le equazioni (17) - (21) ed utilizzando i parametri aleatori e deterministici mostrati nella Tabella 6.2.

L'indice di affidabilità per definizione dipende dalla probabilità di collasso. Nel caso di ponti soggetti a fenomeni di scalzamento delle pile, la probabilità di collasso $P(F|y_s)$ può essere calcolata come segue:

$$P(F|y_s) = P[C(y_s) - D \leq 0] \quad (16)$$

dove $C(y_s)$ è la capacità del ponte in funzione della profondità di scalzamento raggiunta y_s , e D è la domanda sul ponte. In questo studio la domanda è solo quella prodotta dal traffico oltre a quella dovuta ai carichi permanenti.

Il carico da traffico X_k è calcolato secondo l'Eurocodice [22]; questo carico viene successivamente convertito in una distribuzione media del carico tramite la Ref. [21]. Infine, è stata aggiunta un'ulteriore distribuzione di carichi verticali per simulare azioni ambientali casuali.

La modalità di collasso considerata in questa sezione si riferisce alla perdita di capacità assiale delle pile causata dallo scalzamento. La capacità può essere calcolata considerando la *shaft resistance* e la resistenza alla base del gruppo di pile, come determinato utilizzando i codici di progettazione API [4]. La *unit shaft*, f , e la resistenza alla base, q_b , sono calcolati come in Equazione (17) ed Equazione (18), rispettivamente, dove K è il rapporto tra lo sforzo efficace normale orizzontale e verticale, σ'_v è lo stress verticale efficace (kPa), δ è l'angolo di attrito dell'interfaccia tra il terreno e la pila, e N_q è il fattore di capacità portante adimensionale.

$$f = K\sigma'_v \tan \delta \quad (17)$$

$$q_b = \sigma'_v N_q \quad (18)$$

La resistenza media del palo viene determinata utilizzando la sollecitazione effettiva verticale calcolata a metà profondità della pila, dove con profondità ci si riferisce alla profondità di penetrazione della pila (esclusa la porzione persa a causa dello scalzamento). Questo viene convertito in capacità del palo C_s moltiplicando per l'area di taglio del palo disponibile $A_s(y_s)$, che dipende dalla profondità di scalzamento y_s , usando l'Equazione (19) dove N_{pile} è il numero di pile nel gruppo. Allo stesso modo, la capacità portante di base C_b , che dipende anch'essa dalla profondità di scalzamento in relazione alla sollecitazione effettiva alla base, è determinata, come mostrato nell'equazione (20), moltiplicando la resistenza di base per l'area della sezione trasversale A_b delle pile nel gruppo:

$$C_s(y_s) = N_{pile} f A_s(y_s) \quad (19)$$

$$C_b(y_s) = q_b A_b N_{pile} \quad (20)$$

La capacità totale è determinata come la somma della capacità portante laterale del palo e la capacità di base corrispondenti ad una certa profondità dello scalzamento, come segue:

$$C(y_s) = C_s(y_s) + C_b(y_s) \quad (21)$$

L'Equazione (16) può essere risolta utilizzando simulazioni di Monte-Carlo per ogni stato di danno dovuta allo scalzamento, in cui la distribuzione della capacità riflette la condizione di scalzamento poiché la capacità stessa dipende dalla profondità di scalzamento. Per ogni valore di profondità di scalzamento sono state eseguite complessivamente 100000 iterazioni (maggiore è il numero di iterazioni, migliore e più preciso sarà il risultato).

Tabella 6.2 Parametri utilizzati per ottenere la distribuzione della capacità

Parametro	Media	CoV	Distribuzione	Reference
Angolo di attrito interno, ϕ	33.7°	0.086	Lognormale	Assunto
Angolo di attrito dell'interfaccia, δ	0.8 ϕ	-	Deterministica	[23]
Peso specifico	21 kN/m ³	0.1	Lognormale	Assunto
Numero di pile nel gruppo, N_{pile}	10			
Rapporto tra sollecitazione effettiva normale orizzontale e verticale	1	-	Deterministica	[23]
Area di sezione trasversale delle pile, A_b	1.76 m ²	-	Deterministica	[21]
Fattore di capacità portante, N_q	12.3	-	Deterministica	[23]

Tabella 6.3 Parametri utilizzati per ottenere la distribuzione della domanda

Parametro	Media	CoV	Distribuzione	Reference
Peso proprio	31925 kN	0.05	Lognormale	[24]
Carico di traffico	0.7 · X_k kN	0.075	Gumbel	[21]
Carico ambientale	10 kN	0.5	Lognormale	Assunto

Le soglie dello stato di danno corrispondenti alle due soglie di affidabilità sono indicate sul grafico riportato in Figura 6.1. Si può vedere che il ponte si troverà in DS_1 ($\beta_{acc} \leq \beta < \beta_0$) per profondità di scalzamento che vanno da 0 m a circa 2 m; in DS_2 ($\beta_{tol} \leq \beta < \beta_{acc}$) per un range di scalzamento che va da circa 2 m a circa 7 m; e in DS_3 ($\beta < \beta_{tol}$) per profondità di scalzamento superiori a circa 7m. Questi valori di profondità di scalzamento saranno assunti come soglie dei tre stati di danno: $th_1 = 0m$, $th_2 = 2m$, $th_3 = 7m$.

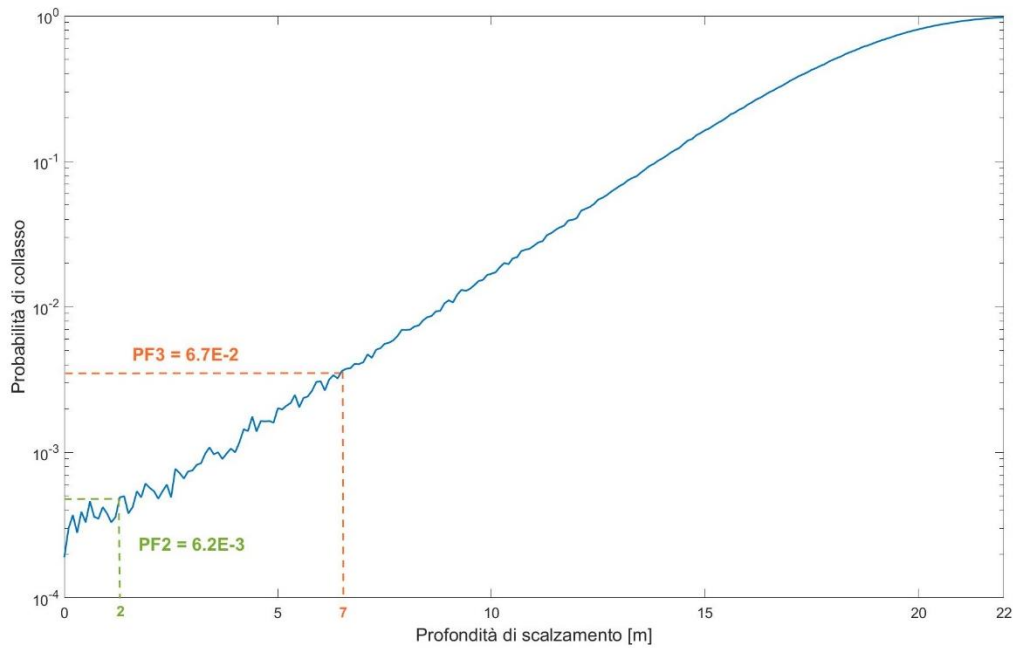


Figura 6.1 Probabilità di collasso del ponte in funzione della profondità di scalmamento

6.1.2 Probabilità a priori di uno stato di danno

Nella sezione precedente, gli stati di danno sono stati definiti in termini di profondità di scalmamento corrispondenti a una data probabilità di collasso in condizioni operative. A questo proposito, la probabilità che un ponte si trovi in un dato stato di danno corrisponde alla probabilità che la profondità di scalmamento rilevante si verifichi durante una piena. Quando un sistema di monitoraggio o altre misurazioni non sono disponibili, l'operatore deve fare affidamento su modelli teorici o sul proprio giudizio ingegneristico per stimare le probabilità dei diversi stati di danno. Queste sono chiamate probabilità a priori poiché sono stimate prima di avere a disposizione dei set di misurazioni.

Diverse equazioni sono riportate in letteratura per il calcolo della profondità di scalmamento y_s , date condizioni geometriche del flusso e della struttura. Un'equazione ampiamente utilizzata è la formula di progettazione HEC-18 (Hydraulic Engineering Circular) [25]:

$$\frac{y_{s,pier}}{y_1} = \left[2.0\lambda K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a_{pier}}{y_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \right)^{0.43} \right] \quad (22)$$

dove y_1 è la profondità di flusso prima dell'insorgenza dello scalzamento, λ è un fattore di correzione del modello, K_1 è un fattore di correzione per la forma della faccia del palo, K_2 è un fattore di correzione per l'angolo di attacco del flusso, K_3 è un coefficiente per le condizioni del letto del fiume, K_4 è un coefficiente di correzione per l'armatura per materiale del letto del fiume, a_{pier} è la larghezza del palo mentre V_1 è la velocità media del flusso a monte del ponte.

Ipotizzando un canale rettangolare di larghezza B , la profondità di flusso prima dell'insorgenza dello scalzamento y_1 e la velocità media del flusso a monte del ponte V_1 possono essere calcolati come segue [9]:

$$y_1 = \left(\frac{\lambda_Q Q n}{B s^{0.5}} \right)^{3/5} \quad (23)$$

$$V_1 = \frac{\lambda_Q Q}{B y_1} \quad (24)$$

dove Q è la portata; n è il coefficiente di Manning; s è la pendenza del canale; λ_Q è una variabile casuale che rappresenta l'incertezza nel flusso [26].

La tabella 6.4 mostra l'elenco delle variabili utilizzate per la definizione probabilistica della profondità di scalzamento corrispondente ad una data portata Q e quindi delle probabilità (a priori) degli stati di danno definiti in termini di tale profondità.

Tabella 6.4 Variabili utilizzate nel calcolo della profondità di scalzamento

Variabile	Simbolo	Unità	Distribuzione	Media	CoV	Reference
Fattore di correzione per la forma della faccia del palo	K_1	-	Det.	1	-	-
Fattore di correzione per l'angolo di attacco del flusso	K_2	-	Det.	1	-	-
Coefficienti per le condizioni del letto del fiume	K_3	-	Uniforme	1.2	0.048	[27]
Coefficiente di correzione per l'armatura per materiale del letto del fiume	K_4	-	Uniforme	1.2	0.048	[27]
Larghezza del palo	a_{pier}	m	Det.	1.5	-	-
Larghezza del fiume	B	m	Lognormale	130	0.05	Assunto
Pendenza del canale	s	-	Lognormale	0.003	0.05	Assunto
Fattore di incertezza	λ_Q	-	Normale	1	0.05	[28]
Fattore di correzione del modello	λ	-	Normale	0.412	0.646	[28]
Coefficiente di Manning	n	-	Lognormale	0.035	0.28	[29]

Le probabilità a priori di ciascun stato di danno cambiano in base al valore della portata. A titolo esemplificativo in Figura 6.2 sono riportati i risultati ottenuti utilizzando una portata Q pari a $13000 \text{ m}^3/\text{s}$ (portata per un tempo di ritorno $T=200$ anni, pari allo scenario di progetto dell'opera che generalmente non viene superato nella vita strutturale dell'opera stessa). Si può notare come per un flusso di questa intensità il

ponte si troverà in uno stato di danno DS_2 con una probabilità pari all'82% mentre per il restante 18% sarà in DS_3 .

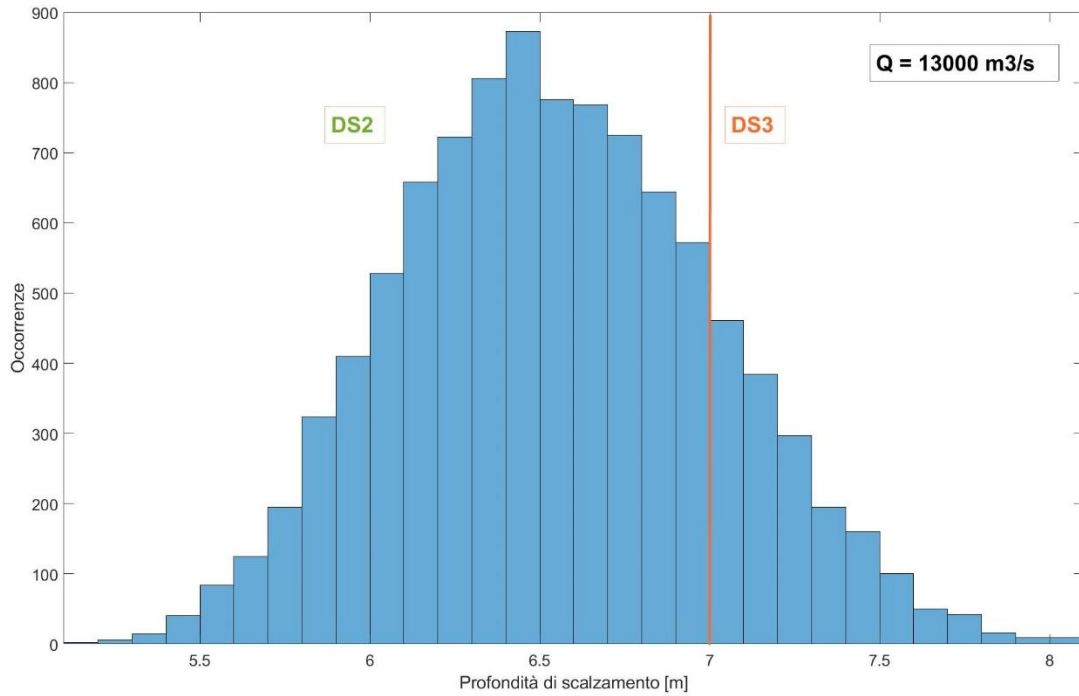


Figura 6.2 Distribuzione della profondità di scaldamento per $Q=13000 \text{ m}^3/\text{s}$

Il Vol è stato definito come la differenza tra l'utilità prevista dall'analisi a pre-posteriori e l'utilità prevista dalla analisi a priori, si veda l'Equazione (9). Per calcolare tali utilità attese, i costi del collasso del ponte e di non collasso devono essere stimati per ogni azione A_n . Ogni azione porta a diverse conseguenze attese in caso di cedimento della struttura o non collasso in relazione allo stato di danno del ponte, come descritto dall'Equazione (10). In generale, il crollo di un ponte comporta conseguenze dirette e indirette [30]- [31]. I primi sono legati a danni e perdite derivanti direttamente dalla rottura del ponte, mentre i secondi sono generati dalla perdita di funzionalità della struttura. Le conseguenze sono comunemente espresse in termini monetari, vale a dire i costi. Nella NASEM (National Academies of Sciences Engineering and Medicine , 2007)[32], il costo del collasso del ponte è ottenuto come somma dei costi diretti, vale a dire i costi di ricostruzione C_{RB} e i costi della perdita di vite umane C_{LL} , e costi indiretti, vale a dire i costi di gestione C_{RN} e i costi legati alla perdita di tempo C_{TL} , che sono calcolati come segue:

$$C_{RB} = C_1WL \quad (25)$$

$$C_{LL} = C_6X \quad (26)$$

$$C_{RN} = \left[C_2 \left(1 - \frac{T}{100} \right) + C_3 \frac{T}{100} \right] D_L A d \quad (27)$$

$$C_{TL} = \left[C_4 O \left(1 - \frac{T}{100} \right) + C_5 \frac{T}{100} \right] \frac{D_L A d}{S} \quad (28)$$

dove C_1 è il costo di ricostruzione unitario (€/m²); W è la larghezza del ponte (m); L è la lunghezza del ponte (m); C_2 è il costo di gestione delle auto (€/km), ad esempio, il costo del carburante e dell'usura; C_3 è il costo di gestione dei camion (€/km); D_L è la lunghezza della deviazione (km); A è il traffico giornaliero medio (veicoli/giorno); d è la durata della deviazione basato su A (giorni); T è il traffico medio giornaliero di camion, (% di A); C_4 è

il valore del tempo per passeggero (€/h); O è il tasso medio di occupazione per le auto; C_5 è il valore del tempo per i camion (€/h); S è la velocità media della deviazione (km/h); C_6 è il costo per ogni vita persa (€/n); X è il numero di perdite di vita.

Nel considerare la distribuzione del traffico, è stata introdotta un'incertezza di modello caratterizzata da una distribuzione di tipo lognormale avente media pari a 1 e coefficiente di variazione uguale a 0.1.

In tabella 6.5 sono elencati i valori dei parametri che sono stati assunti per il calcolo dell'analisi a priori.

Tabella 6.5 Valori assunti per l'analisi Vol

Variabile	Descrizione	Valore	Ref.
C_1	Costo di ricostruzione unitario	2000 €/m ²	[33]
L	Lunghezza del ponte	630 m	[33]
W	Larghezza del ponte	27.35 m	[33]
C_2	Costo della gestione delle automobili	0.50 €/km	[24]
C_3	Costo di gestione dei camion	1.10 €/km	[24]
C_4	Valore del tempo per passeggero dell'auto	5.7 €/h	[34]
C_5	Valore del tempo per i camion	38 €/h	[34]
C_6	Costo per ogni vita persa	1,670,000 €/persona	[35]
A	Traffico medio giornaliero	16500	[36]
D	Lunghezza deviazione	43 km	[36]
T	Traffico medio giornaliero di camion (% di A)	8%	[36]
d	Durata della deviazione	14 Giorni (limitazione del traffico) – 365 Giorni (crollo del ponte)	-
O	Tasso medio di occupazione delle automobili	2	-
S	Velocità media della deviazione	60 km/h	-
X	Numero di perdite di vite	2/10	-

La Figura 6.3 mostra quali costi dovrebbero essere considerati nella stima del costo del collasso e di non collasso del ponte a seconda dell'azione selezionata. Nel caso in cui l'azione selezionata sia "lasciare aperto il ponte", il crollo del ponte comporta costi di ricostruzione, costi di gestione, costi relativi alla perdita di tempo e costi di perdita di vite umane. La durata delle deviazioni corrisponde al tempo necessario per sostituire il ponte (nell'ordine di mesi o anni). Il non cedimento del ponte non comporta invece perdite economiche. Per quanto riguarda la durata delle limitazioni del traffico in questo caso ci si riferisce solamente alla fase di emergenza (nell'ordine di giorni o di settimane). La chiusura del ponte a tutti i tipi di veicoli genera solo costi indiretti, poiché si presume che il collasso del ponte non si verifichi in questo caso (poiché l'ipotesi è che solo il carico del traffico porti a cedimenti).

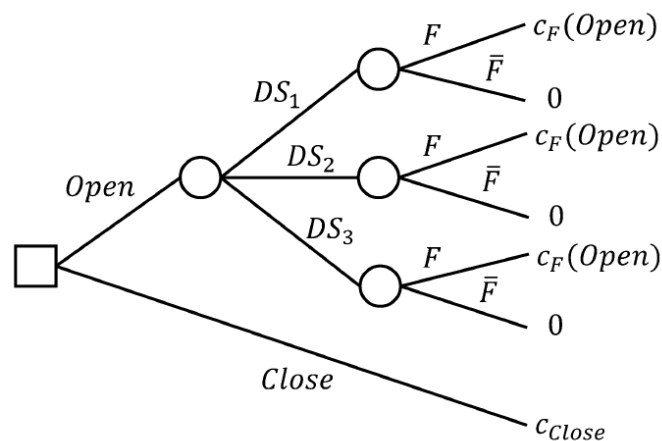


Figura 6.3 Albero decisionale che rappresenta l'analisi decisionale con informazioni [12]

I costi stimati di collasso del ponte e non collasso per l'azione $A_n = \text{“Aperto”}$ sono $c_F(\text{Aperto}) = 45592477 \text{ €}$ e $c_{\bar{F}}(\text{Chiuso}) = 0 \text{ €}$, rispettivamente, il costo previsto per l'azione associata alla chiusura del ponte c_{Close} è fissato con l'ipotesi che possa generare solo conseguenze indirette ed è pari a 656218 € .

In relazione all'azione selezionata e al suo stato di danno, il ponte potrebbe collassare sotto l'effetto del traffico. In questa analisi, le seguenti probabilità di collasso sono

associate all'azione "Ponte Aperto": $P(F|Aperto, DS_1) = 0,00001$, $P(F|Aperto, DS_2) = 0,006$ e $P(F|Aperto, DS_3) = 0,067$.

I costi medi delle due azioni (aperto e chiuso), calcolati in funzione della portata, sono mostrati in Figura 6.4.

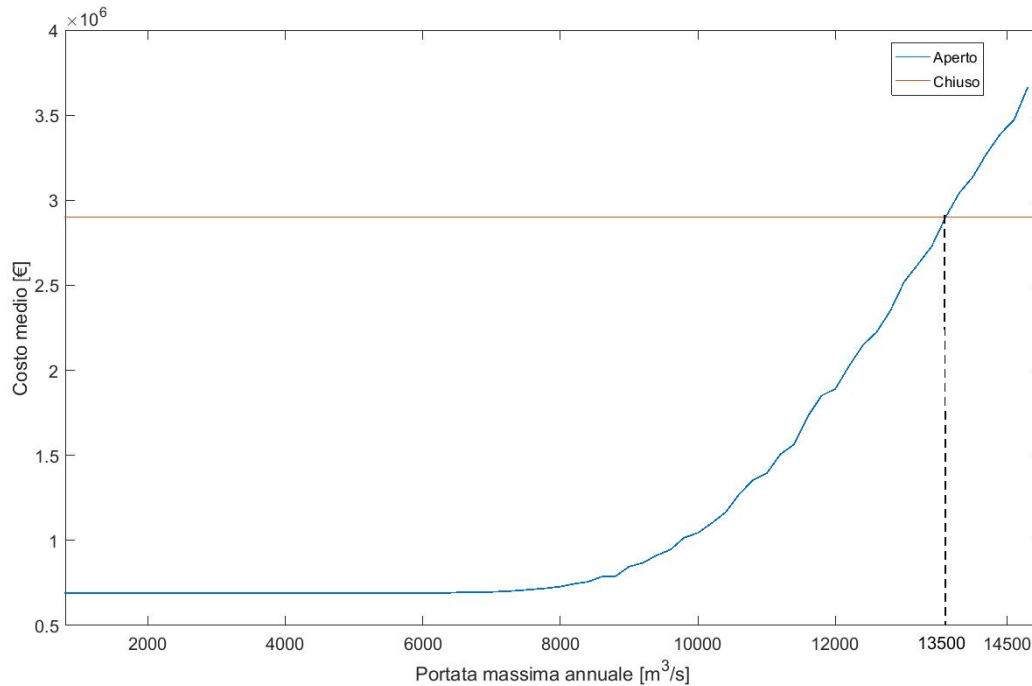


Figura 6.4 Costi previsti dalle analisi a priori in funzione delle azioni "Aperto" o "Chiuso"

Il costo atteso dell'azione "Aperto" dipende dalle probabilità a priori dei diversi stati di danno, che a loro volta dipendono dall'entità della portata. Con l'aumentare del flusso d'acqua, aumenta la probabilità che il ponte si danneggi. Quindi, il costo previsto dell'azione "Aperto" aumenta.

Le probabilità a priori degli stati di danno sono ottenute tramite simulazione Monte Carlo con 100000 campioni di variabili casuali. Secondo questa analisi preliminare, i responsabili del settore sicurezza della struttura dovrebbero chiudere il ponte nel caso in cui il flusso superi (approssimativamente) 13500 m³/s, cioè il valore al quale coincidono i costi attesi delle due azioni.

6.1.4 Aggiornamento bayesiano della probabilità degli stati di danno

L'equazione (5) descrive l'aggiornamento della probabilità a priori dei diversi stati di danno secondo il Teorema di Bayes. Questo aggiornamento è reso possibile dalle informazioni fornite da un sistema SHM. Tali informazioni non sono disponibili prima dell'installazione del sistema di monitoraggio, ossia quando tale analisi viene condotta. Pertanto, tali informazioni vengono modellate mediante funzioni di verosimiglianza $P(O_j|DS_l)$ che rappresentano la probabilità di osservare un certo output O_j quando la struttura si trova in un determinato stato di danno DS_l .

Nelle applicazioni reali l'acquisizione di dati relativi alle funzioni di verosimiglianza non è possibile perché richiederebbe la misura della risposta della struttura negli stati di danno considerati. Per questo motivo, le funzioni di verosimiglianza vengono modellate utilizzando approcci presenti in letteratura [12]- [37].

L'informazione è fornita dal sistema di monitoraggio in termini di uno o più parametri sensibili al danno. Le frequenze naturali sono spesso utilizzate a tale scopo, nei casi in cui si adottino sistemi di monitoraggio dinamico. In questo studio si farà riferimento in particolare alla prima frequenza propria del ponte. Le frequenze naturali, oltre che da danni prodotti da variazioni di rigidezza, sono affette da incertezze derivanti per esempio da rumore nei sistemi di misura o da sorgenti ambientali come temperatura e umidità. Ad ogni stato di danno corrisponde pertanto una distribuzione delle frequenze proprie che rappresenta la funzione di verosimiglianza relativa a quello stato. Ognuna di queste funzioni descrive la probabilità di osservare un dato valore di frequenza nello stato di danno cui corrisponde.

In questa analisi si presume che la distribuzione della prima frequenza naturale corrispondente agli stati di danno DS_1 , DS_2 e DS_3 della struttura in esame possa essere descritta da una distribuzione lognormale con valore medio rispettivamente 1,6 Hz, 1,3 Hz e 1 Hz e varianza pari a 0,05 CoV come descritto nella Figura 6.5.

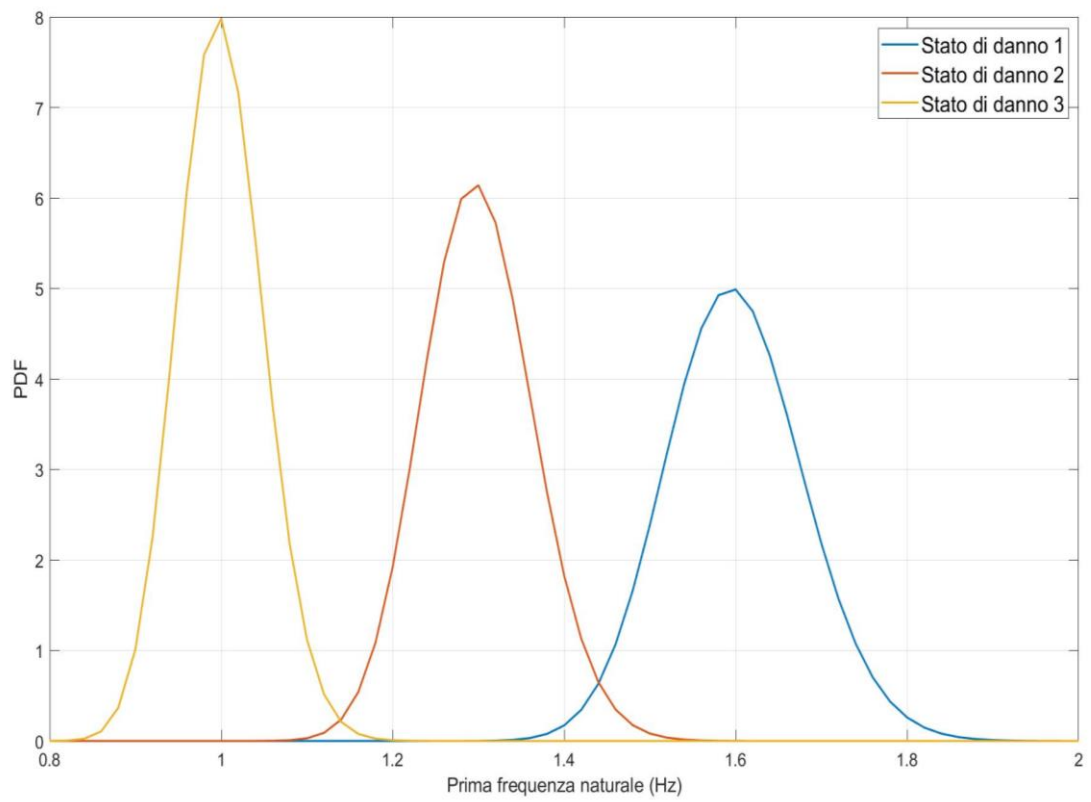


Figura 6.5 Funzioni di verosimiglianza

6.1.5. Calcolo del Vol(Q) come differenza tra l'utilità prevista dell'alternativa decisionale ottimale selezionata con e senza le informazioni di monitoraggio.

Il Vol in funzione del flusso è calcolato secondo l'Equazione (9). I risultati sono visualizzati in Figura 6.6. Si osserva che il Vol è massimo quando le due azioni Aperto e Chiuso hanno gli stessi costi previsti. In effetti, il vantaggio di raccogliere informazioni sulle condizioni del ponte è massimo quando l'incertezza sulla selezione dell'azione ottimale è grande, cioè quando le azioni alternative corrispondono a costi attesi simili.

Il Vol è poi integrato, secondo l'Equazione (29), sulla distribuzione di probabilità del flusso massimo annuo per rimuovere la dipendenza dalla misura di intensità ed è correlato ad una singola alluvione e quindi ad una singola decisione per la gestione delle emergenze.

$$Vol = \int Vol(Q)f(Q)dQ \quad (29)$$

dove $f(Q)$ è la funzione di densità di probabilità (PDF) della misura di portata Q nel periodo di riferimento.

Il massimo annuale di piena è rappresentato da una distribuzione di tipo Gumbel caratterizzato da una media pari a 8452 m³/s e uno scarto quadratico medio di 1972,5 m³/s.

L'idea alla base dell'Equazione (29) è che il decisore abbia a sua disposizione un modello statistico che fornisca la probabilità che si verifichi un evento calamitoso in una determinata area geografica in un dato tempo di riferimento.

Il contributo al Vol di eventi rari, con valori relativamente piccoli di PDF, è trascurabile mentre termini di Vol(Q) corrispondenti a eventi probabili (caratterizzati da valori elevati di PDF), sono dominanti. In questo modo, può essere ottenuta una stima accurata del Vol prima che avvenga l'installazione di un sistema SHM.

Si è ottenuto così un costo previsto di circa 130000€: il sistema SHM dovrebbe essere utilizzato se il suo costo (annuale) è inferiore rispetto al Vol appena calcolato.

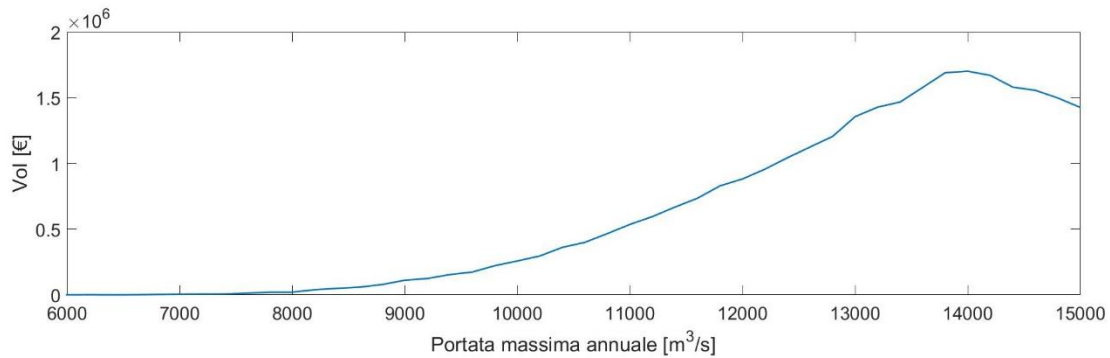


Figura 6.6 Vol in funzione del flusso

6.2 Collasso per ribaltamento

Il secondo meccanismo di collasso che è stato preso in considerazione è stato il crollo causato dalla rotazione all'estremità delle pile (Fig. 6.7).

La rotazione all'estremità delle pile si verifica quando la profondità delle pile, sufficiente per opporsi agli sforzi di taglio totali, non è sufficiente a impedire la rotazione alla base della pila stessa.

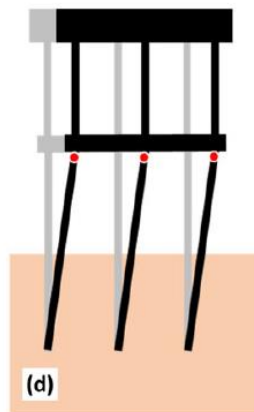


Figura 6.7 Meccanismo di rotazione [24]

Il procedimento seguito per le analisi del meccanismo è analogo a quello utilizzato nel paragrafo 6.1 pertanto non verrà riportato nel dettaglio ma verranno presentati solamente le variabili presenti e i risultati emersi a termine dello studio. L'indice di affidabilità per definizione dipende, anche in questo caso, dalla probabilità di collasso, che è stata valutata utilizzando l'Equazione (30), confrontando il momento stabilizzante con quello ribaltante.

In questo caso, a differenza di quanto fatto nel caso di collasso per perdita di capacità verticale delle pile, la probabilità di collasso è stata valutata in funzione della portata circolante Q in quanto le forze in gioco sono correlate direttamente a Q (a una determinata profondità di scalzamento possono essere associati più valori di portata). La verifica a ribaltamento sarà soddisfatta quando il momento stabilizzante M_{stab} sarà maggiore del momento ribaltante M_{rib} , in caso contrario la struttura sarà a rischio collasso.

$$P(F|Q) = P[M_{stab} < M_{rib}] \quad (30)$$

Il momento stabilizzante M_{stab} , così come il momento ribaltante M_{rib} , è costituito dalla sommatoria di tutte le forze stabilizzanti e ribaltanti (mostrate in Fig. 6.8) moltiplicate per il loro braccio rispetto al punto di rotazione designato (in questo caso è stato imposto alla base dell'asse di simmetria della pila).

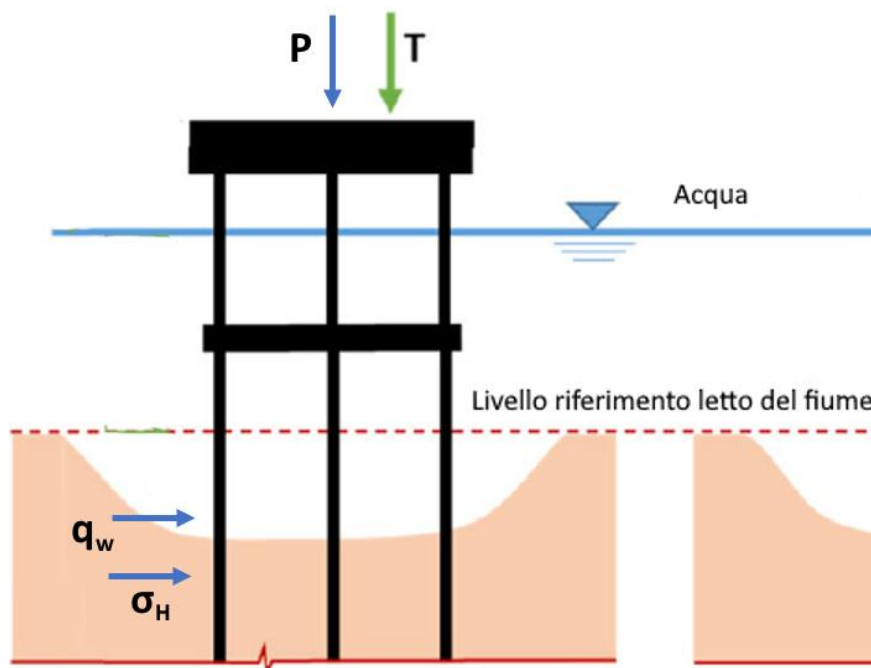


Figura 6.8 Azioni verticali ed orizzontali agenti sulla struttura

Le forze, agenti lungo la verticale, prese in considerazione sono il peso proprio della struttura P e il traffico T . Queste due forze, anche in questo caso, sono state calcolate

seguendo i procedimenti illustrati nel paragrafo 6.1.1 con distribuzioni e valori caratteristici mostrati in Tabella 6.3.

Le forze orizzontali invece sono la forza di trascinamento q_w e la spinta del terreno σ_H calcolate tramite l'Equazione (31) e (35):

$$q_w = 0.5C_d\rho Av^2 \quad (31)$$

Dove C_d è il coefficiente di trascinamento posto pari a 2.2 (come discusso nel paragrafo 5.4.3), ρ è la densità dell'acqua corrispondente a 997 kg/m³.

V è la velocità dell'acqua che varia con la portata circolante Q come descritto dall'Equazione (32). Per la trattazione delle distribuzioni e dei valori caratteristici dei parametri considerati si rimanda al paragrafo 6.1.2.

$$V_1 = \frac{\lambda_Q Q}{By_1} \quad (32)$$

Infine A è l'area di trascinamento calcolata come:

$$A = 2r * y_1 \quad (33)$$

Con r si intende il raggio della pila pari a 0.75 m mentre y_1 è l'altezza dell'acqua (anch'essa dipendente dalla portata Q); l'area A dipende solo dall'altezza d'acqua in quanto, considerando che la profondità di scalzamento derivi solo da erosione localizzata, la sua spinta risulta trascurabile.

$$y_1 = \left(\frac{\lambda_Q Q n}{B S^{0.5}} \right)^{3/5} \quad (34)$$

La spinta del terreno è definita come segue:

$$\sigma_h = 0.5K_p\gamma(h_p - y_s)^2 \quad (35)$$

Con K_p coefficiente di spinta passivo valutato tramite l'Equazione (36), γ peso specifico del terreno, y_s profondità di scalzamento ed h_p la profondità di penetrazione del palo nel terreno.

$$K_p = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\vartheta'}{2}\right)^2 \quad (36)$$

L'Equazione (30) è stata risolta utilizzando simulazioni di Monte-Carlo e per ogni valore di portata sono state eseguite complessivamente 100000 iterazioni (maggiore è il numero di iterazioni, migliore e più preciso sarà il risultato).

Essendo y_s espressa come funzione della portata circolante, quello che si ottiene è un'unica curva che mette in relazione la portata Q con la relativa probabilità di collasso. Come è possibile osservare dai risultati ottenuti in Figura 6.9, la struttura risulta essere sicura e stabile fino ad una portata massima pari a circa 9000 m³/s in quanto non presenta alcuna probabilità di collasso. Per valori superiori di portata, la probabilità aumenta fino ad arrivare a collasso certo per valori di portata caratterizzati da un tempo di ritorno di 500 anni per il caso studio analizzato (pari a 15000 m³/s).

È possibile, analizzando il grafico, fare un'analisi di affidabilità della struttura e dei calcoli svolti andando a confrontare i risultati ottenuti con l'evento critico avvenuto presso il ponte di Borgoforte nel 2001, caratterizzato dal transito di una portata pari a 11500 m³/s.

Per tali valori, la struttura è caratterizzata da una probabilità di collasso pari a circa l'1% (valore di sicurezza accettabile per una struttura civile) il che ci conferma che le analisi sono state svolte nella maniera corretta poiché il ponte durante l'evento critico del 2001

(soggetto alla stessa intensità di piena) non ha subito danni e non è stato soggetto a collasso.

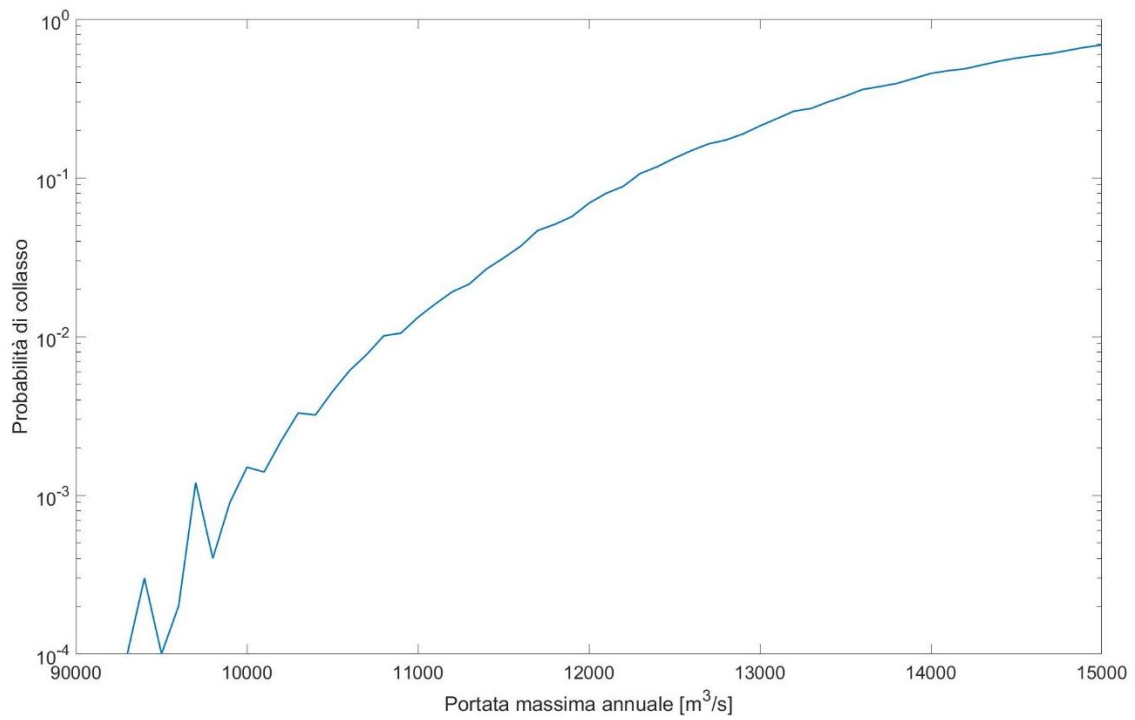


Figura 6.9 Probabilità di collasso del ponte in funzione della portata

6.3 Collasso per flessione

Il terzo e ultimo meccanismo di collasso che è stato preso in considerazione è stato il collasso per flessione (Fig. 6.10) che si verifica quando il momento flettente agente alla base delle pile è superiore al momento resistente della sezione trasversale.

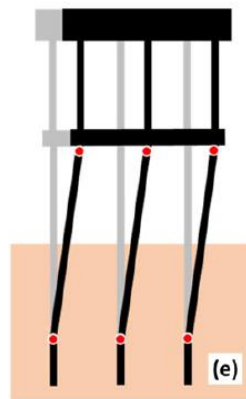


Figura 6.10 Meccanismo di flessione [24]

Il procedimento seguito per il calcolo della probabilità di collasso, anche in questo caso, è analogo a quello utilizzato nel paragrafo 6.1, pertanto non verrà riportato nel dettaglio ma verranno presentate solamente le variabili presenti e i risultati emersi a termine dello studio.

L'indice di affidabilità per definizione dipende dalla probabilità di collasso, che è stata valutata utilizzando l'Equazione (37), confrontando il momento agente M_{agente} con quello resistente M_{res} . La verifica a flessione è soddisfatta quando il momento agente è minore del momento resistente; in caso contrario la struttura sarà a rischio collasso (anche in questo caso la probabilità di collasso è stata valutata in funzione della portata circolante Q).

$$P(F|Q) = P[M_{agente} > M_{res}] \quad (37)$$

Il momento agente M_{res} è stato calcolato in maniera deterministica avvalendosi del software VCASLU, che permette di compiere verifiche allo stato limite ultimo (S.L.U.) per elementi in calcestruzzo armato (C.A.), come mostrato in Fig. 6.11.

La sezione considerata è la pila 33, caratterizzata da pali in calcestruzzo armato aventi diametro di 1.5 m ed armature composte da 24 ferri $\varnothing 16$; quello che si ottiene al termine dell'analisi è un momento resistente pari a 86613 kN m.

All'interno delle analisi, al fine di introdurre un'incertezza di modello, il momento resistente è stato modellato mediante una distribuzione lognormale con media pari a 1 e coefficiente di variazione 0.05. [32]

Titolo : Verifica Pila 33

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 75 [cm]
- Raggio interno: [cm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 1.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 2 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 [kN]

M_{xEd}: 0 [kNm]

M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 [cm] Col. modello

Precompresso

Calcolo Risultati

M_{xRd}: 86.613 [kNm]

σ_c : -14.17 [N/mm²]

σ_s : 391.3 [N/mm²]

ϵ_c : 3.5 ‰

ϵ_s : 3.874 ‰

d: 148 [cm]

x: 70.25 x/d: 0.4747

δ : 1

Figura 6.11 Dettaglio software VCASLU

Per il calcolo del momento agente il telaio è stato semplificato e trattato come una trave dotata di deformabilità a taglio, con rotazioni e traslazioni impediti agli estremi. La forza di trascinamento è stata considerata come un carico costante poiché il suo valore rimane costante con la profondità e con la relativa altezza d'acqua mentre la spinta del terreno è stata considerata come un carico caratterizzato da un andamento triangolare in quanto aumenta all'aumentare della profondità del terreno.

Il momento agente valutato all'estremità della trave è stato calcolato come segue nelle Equazioni (38)-(40)

$$M_{agente} = M_{qw} + M_{\sigma H} \quad (38)$$

(Per la trattazione e la discussione di tutte le variabili prese in considerazione e della loro distribuzione si rimanda ai paragrafi 6.1.1 e 6.2).

Dove M_{qw} è il momento dovuto alla forza di trascinamento

$$M_{qw} = 0.5C_d\rho Av^2 * y_1 * \left(\frac{y_1}{2} + h_p\right) \quad (39)$$

Mentre $M_{\sigma H}$ è il momento dovuto alla spinta orizzontale del terreno

$$M_{\sigma H} = 0.5K_p\gamma(h_p - y_s)^2 * \frac{(h_p - y_s)^2}{3} \quad (40)$$

Anche in questo caso, l'Equazione (37) è stata risolta utilizzando simulazioni di Monte-Carlo e per ogni valore di portata sono state eseguite complessivamente 100000 iterazioni.

Essendo y_s espressa come funzione della portata circolante, quello che si ottiene è un'unica curva che mette in relazione la portata Q con la relativa probabilità di collasso. Come per il precedente meccanismo di collasso, anche qui tramite i risultati mostrati in Figura 6.12 è possibile fare un'analisi di affidabilità della struttura rispetto al collasso dovuto a flessione.

La struttura risulta essere in condizioni di sicurezza (con probabilità di collasso tendenti a 0) per portate circolanti inferiori a circa $10500 \text{ m}^3/\text{s}$; per valori superiori a questa soglia, aumenta la probabilità di collasso fino ad arrivare ad evento certo di collasso per valori di portata superiori ai $14000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Come per il meccanismo analizzato al paragrafo 6.2, anche per questo possiamo ritenere, confrontandolo con l'evento calamitoso del 2001, che la struttura risulti stabile e sicura per valori ammissibili di portata circolante. Per valori di portata caratteristica di $11500 \text{ m}^3/\text{s}$, si ha una relativa probabilità di collasso pari a 0.005: si tratta di un valore ampiamente accettabile in ambito ingegneristico che ci permette di affermare che le analisi svolte (inerenti a questo preciso meccanismo di collasso) sono sensate e coerenti con la realtà ed eventi già accaduti.

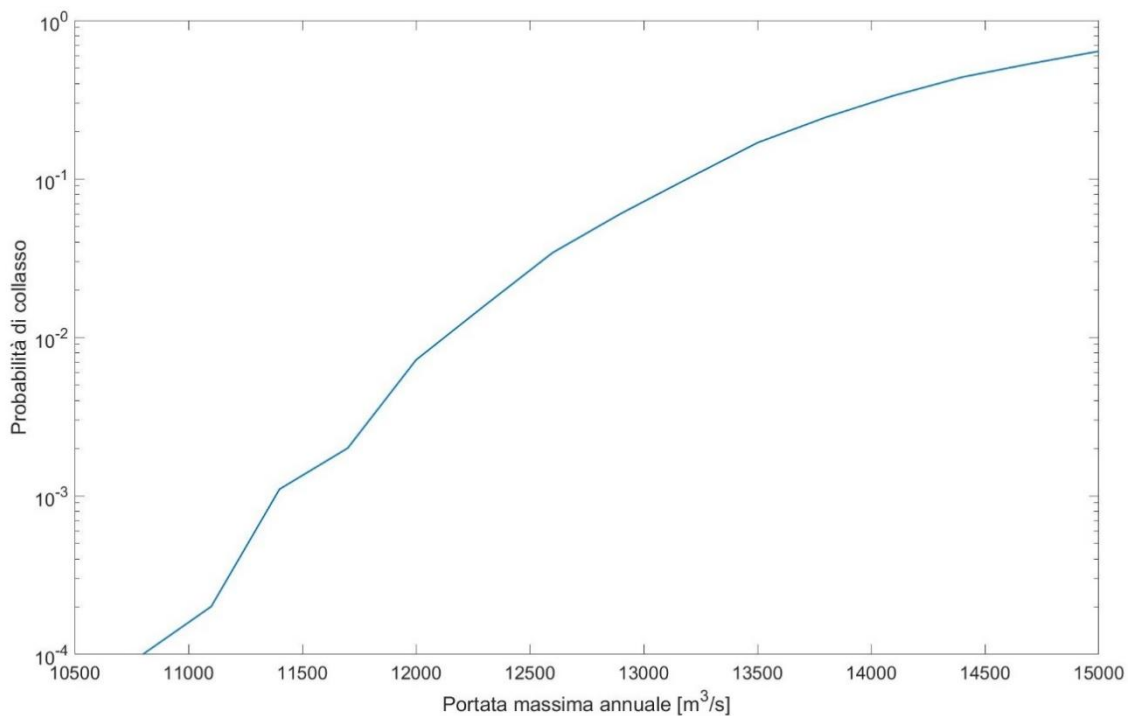


Figura 6.12 Probabilità di collasso del ponte in funzione della portata

7. Risultati e Conclusioni

Lo studio continuo e la comprensione dei fenomeni erosivi localizzati in corrispondenza di pile immerse in corsi d'acqua sono necessari dato il notevole impatto che questi processi hanno sulle opere civili.

In questo documento, viene presentato un quadro per il calcolo del beneficio economico derivato dalle informazioni provenienti da un sistema SHM applicate al caso di danni strutturali dovuti all'erosione per scalzamento subito dalle pile di un ponte.

Più precisamente, lo studio si è basato sull'applicazione della metodologia ad un caso reale e ben specifico: il ponte di Borgoforte.

Il beneficio viene valutato utilizzando il Vol, derivato dalla teoria delle decisioni bayesiana, e utilizzato come metrica per consentire ad un operatore di prendere una decisione per gestire l'emergenza per un ponte soggetto a scalzamento indotto da un'inondazione.

Il Vol deve essere poi confrontato con il costo previsto per l'implementazione di un sistema SHM per decidere se la sua installazione è, dal punto di vista economico, conveniente.

Il problema decisionale, supportato dalle informazioni derivate da un SHM, si basa sul mantenere il ponte aperto o chiuderlo al traffico, al verificarsi di un'alluvione.

In questo documento vengono presentate le varie fasi dell'analisi per ricavare il Vol come: la definizione degli stati di danno correlati allo scalzamento che interessano la struttura e le loro probabilità di accadimento, il calcolo della probabilità di collasso della struttura associata a ciascuno degli stato di danno e ogni alternativa decisionale, l'aggiornamento di tali probabilità quando sono disponibili nuove informazioni provenienti da uno sistema di monitoraggio e il calcolo del Vol in funzione del rischio di inondazione.

Nel caso studio, due alternative decisionali sono considerate in caso di inondazione: mantenere il ponte aperto oppure chiuderlo al traffico.

Le probabilità (calcolate utilizzando simulazioni Monte-Carlo) che un ponte rientri in un determinato stato di danno sono calcolate utilizzando equazioni idrauliche che stimano la profondità di scalzamento in funzione della geometria del ponte e ai dati di flusso. Le probabilità a priori di ogni stato di danno vengono poi aggiornate utilizzando il Teorema di Bayes andando a considerare la frequenza naturale del ponte attraverso un sistema di monitoraggio dello stato di salute della struttura.

In particolare, il Valore di Informazione è stato calcolato solo per il collasso dovuto alla perdita di capacità verticale delle pile mentre per gli altri due meccanismi ci si è fermati ad un'analisi di affidabilità delle analisi e della struttura, lasciando a sviluppi futuri l'implementazione di un framework per il calcolo del Vol e per poter prendere in considerazione contemporaneamente tutti e tre i meccanismi di collasso.

Si osserva che i costi previsti per le azioni di gestione del ponte aumentano all'aumentare dell'intensità della portata poiché è più probabile il verificarsi di stati di danno gravi.

Quando i costi previsti delle azioni raggiungono suddetti valori, il Vol è massimo. In questa situazione, ulteriori informazioni sullo stato effettivo di salute del ponte sono particolarmente utili per selezionare l'azione ottimale.

Il Vol viene calcolato tenendo conto delle distribuzioni della portata massima annua del fiume ed è utilizzato dall'operatore del ponte come limite superiore per la scelta di un sistema SHM conveniente.

Il quadro presentato in questo documento può essere utile ai gestori che devono prendere decisioni informate sulla gestione dei ponti durante gravi inondazioni e consente di prendere in considerazione le incertezze associate ai dati misurati e le conseguenze che ne derivano da ogni determinata azione. Questo dovrebbe dare informazioni sui benefici (o meno) di installare un sistema di sensori su un determinato ponte in base al Vol che quest'ultimo fornisce.

È stata proposta una soluzione di mitigazione del rischio non strutturale, in cui i valori in tempo reale per le azioni ambientali sono misurati e quindi utilizzati come input (condizioni iniziali) per lo sviluppo di modelli per prevedere le stesse azioni.

Sulla base di questi scenari evolutivi, vengono definite procedure affinché il ponte possa essere chiuso al traffico prima che condizioni pericolose possano essere raggiunte, prevenendo così vittime in caso di collasso della struttura (per il caso specifico in esame, la chiusura del ponte impedisce anche il collasso, a causa della riduzione dei carichi legati al traffico).

8. Bibliografia

- [1] H. L., *Bridge Hydraulics.*, Londra: E. & F.N Spon, 1999.
- [2] B. Maddison, «Scour failure of bridges,» *Forensic Engineering*, vol. 165, n. FE1, pp. 39-52, 2012.
- [3] S. Doebling, C. Farrar, M. Prime e D. Shevitz, «Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: a literature review.,» Los Alamos, 1996.
- [4] A. Brath, «La sicurezza idraulica degli attraversamenti fluviali,» Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Bologna.
- [5] F. Ballio, A. Bianchi, S. Franzetti, F. D. Falco e M. Mancini, «Vulnerabilità idraulica di ponti fluviali,» in *Atti XXVI Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Volume III*, pp. 69-79, Catania, 1998.
- [6] E. V. Richardson e S. Davis, *Evaluating scour at bridges*, Washington, USA: Federal Highway Administration, 1995.
- [7] R. Anders, «Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures,» Dept. of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Aalborg, Denmark, 1993.
- [8] V. systeme, «Structural Health Monitoring (SHM),» [Online]. Available: <https://www.vallen.de/applications/structural-health-monitoring-shm/>.
- [9] T. Bao e Z. Liu, «Vibration-based bridge scour detection: A review,» *Struct Control Health Monitoring*, 2016.
- [10] V. N. John e M. Oskar, *Theory of games and economic behaviour*, New Jersey: Princeton University Press, 1944.
- [11] T. Bayes, «An essay toward solving a problem in the doctrine of chances,» London, 1763, pp. 370-418.

- [28] M. F. W. J. Ghosn M, «Design of highway bridges for extreme events.».
- [29] M. W. Burnham e D. W. Davis, Accuracy of computed water surface profiles., USA: Hydrologic Engineering Center, Water Resources Support Center, U.S. Army Corps of Engineers, 1986.
- [30] B. Imam e M. Chryssanthopoulos, «Causes and Consequences of Metallic Bridge Failures,» *Structural Engineering International*, vol. 22, pp. 93-98, 2012.
- [31] F. M. Risk, « Assessment in Engineering - Principles, System Representation & Risk Criteria.,» 2008.
- [32] N. A. o. S. E. a. M. Medicine, «Risk-Based Management Guidelines for Scour at Bridges with Unknown Foundations.,» Washington, DC, 2007.
- [33] B. R. Maffei PL, «La determinazione dei Costi standardizzati per la categoria di opere strade e autostrade – Metodo, strumenti e sperimentazione su casi studio,» 2002.
- [34] P. M. S. D. Maibach M, «Analysis of operating cost in the EU and the US. Annex 1 to Final Report of COMPETE Analysis of the contribution of transport policies to the competitiveness of the EU economy and comparison with the United States.».
- [35] P. G. Fiorello D, «Il valore del tempo di viaggio. Guida teorica e applicativa. Quad RT n 5,» 2003.
- [36] EupolisLombardia, «Valutazione del ciclo di vita delle infrastrutture sensibili con selezione degli interventi necessari - Allegato B: Schede analitiche sui ponti – analisi economico-territoriale e trasportistica,» EupolisLombardia, Milano, 2003.
- [37] Z. D. W. W. C. G. Pozzi M, «A framework for evaluating the impact of structural health monitoring on bridge management.,» in *Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization*, USA, 2010, pp. p. 161-161.
- [38] G. Manco, «Itismagazine,» 22 Ottobre 2018. [Online]. Available: <https://www.itismagazine.it/news/16211/i-sistemi-shm-per-la-manutenzione-e-la-sicurezza-delle-infrastrutture/>.