



quaderni | FABRE

Modellazione del rischio idraulico sui ponti



Modellazione del rischio idraulico sui ponti

A cura di:
Stefano Pagliara



ISBN 9788855536738

Casa Editrice Prof. Riccardo Pàtron & c. S.r.l. Via Badini 12, 40057, Quarto Inferiore, (Bo)
E-mail: info@patroneditore.com - Sito: www.patroneditore.com
Stampato da Legodigit, Lavis (TN) nel mese di luglio 2025 per conto della Pàtron Editore

Indice

Prefazione	5
Introduzione.....	7
1 CAPITOLO 1 - Work PACKAGE 1	9
1.1 Introduzione.....	9
1.2 Metodologia.....	12
1.3 Risultati.....	17
1.4 Conclusioni	27
1.5 Bibliografia.....	27
2 CAPITOLO 2 - Work PACKAGE 2	29
2.1 Introduzione.....	29
2.2 Esperimenti di erosione localizzata a una pila circolare in live-bed, moto stazionario	31
2.3 Esperimenti di erosione localizzata a una pila circolare in live-bed, moto vario	33
2.4 Esperimenti con contromisure per erosione localizzata a una pila circolare in clear-water	36
2.5 Accumuli di materiale flottante	39
2.6 Spinte idrodinamiche su accumuli	40
2.7 Discussione sulla rappresentatività rispetto a condizioni di campo	43
2.7.1 <i>Erosione localizzata in condizioni di live-bed</i>	43
2.7.2 <i>Spinte idrodinamiche su accumuli di detriti</i>	44
2.8 Bibliografia.....	45
3 CAPITOLO 3 - Work PACKAGE 3	47
3.1 Introduzione	47
3.2 Task 1 – Caratterizzazione dei carichi	48
3.2.1 <i>Caratterizzazione dei carichi: focus sulle pressioni di tipo idraulico</i>	48
3.3 Task 2 – Risposta strutturale del ponte	49
3.3.1 <i>Modellazione strutturale</i>	49
3.3.2 <i>Livelli di danno e curva di vulnerabilità</i>	49
3.4 Task 3 - Sintesi dei risultati	51
3.4.1 <i>Caso studio</i>	51
3.4.2 <i>Modellazione idraulica bi-dimensionale</i>	52
3.4.3 <i>Geometria delle strutture analizzate</i>	58
3.4.4 <i>Modellazione agli elementi finiti</i>	60
3.4.5 <i>Valutazione finale della vulnerabilità</i>	61
3.5 Conclusioni	64
3.6 Bibliografia	65

4 CAPITOLO 4 - Work PACKAGE 4.....	67
4.1 Introduzione.....	67
4.2 Riferimenti teorici e applicativi	69
4.2.1 <i>Forze idrodinamiche</i>	69
4.2.2 <i>Modellistica numerica</i>	71
4.3 Configurazione del modello	73
4.3.1 <i>Calibrazione</i>	73
4.3.2 <i>Validazione</i>	75
4.3.3 <i>Applicazione</i>	76
4.4 Risultati e discussione	77
4.4.1 <i>Calibrazione - Azioni sulla pila dovute all'accumulo</i>	77
4.4.2 <i>Validazione - Impatto sull'impalcato sommerso</i>	79
4.4.3 <i>Analisi di un ponte a trave</i>	81
4.5 Considerazioni conclusive	84
4.6 Bibliografia	85
5 CAPITOLO 5 - Work PACKAGE 5.....	87
5.1 Introduzione.....	87
5.2 Lo scavo attorno alle pile larghe.....	89
5.3 Contromisure per la difesa dei ponti esistenti.....	94
5.4 La modellazione numerica a supporto delle sperimentazioni fisiche	100
5.5 Conclusioni	102
5.6 Bibliografia	102
Conclusione	105

Prefazione

Il quaderno illustra i risultati del Progetto di Ricerca **M.Hy.Bridge** (Modelling Hydraulics of Bridges) che è stato finanziato dal Consorzio FABRE – Consorzio di Ricerca per la valutazione e il monitoraggio di ponti, viadotti e altre strutture (www.consortziofabre.it/en).

Il gruppo di ricerca è composto da:

Prof. Stefano Pagliara (UNIPI) Coordinatore del progetto, Prof. Francesco Ballio (POLIMI) Responsabile unità operativa, Prof. Giuseppe Tito Aronica (UNIME) Responsabile unità operativa, Prof. Armando Brath (UNIBO) Responsabile unità operativa, Prof. Paolo Salandin (UNIPD) Responsabile unità operativa.

Hanno contribuito alla ricerca:

Ing. Alessandra Dovichi, Prof. Michele Palermo, Prof. Alessio Radice, Ing. Antonello Spadaro, Prof. Roberta Santoro, Ing. Matteo Mazzeo, Ing. Natasha Petruccelli, Prof. Alessio Domeneghetti, Dott. Pietro Giarreta

“Ringraziamo Walter Salvatore e Giuseppina Uva per il prezioso contributo offerto attraverso le loro riflessioni, il sostegno al progetto e l’attenzione alle fasi di redazione di questo quaderno.”

Introduzione

Nel progetto M.Hy.Bridge sono stati affrontati in maniera organica molteplici aspetti connessi alla interazione della corrente con ponti in ambito fluviale. A tal fine, sono state condotte analisi sperimentali, teoriche e numeriche, finalizzate a:

- aumentare la comprensione degli aspetti fenomenologici relativi all'interazione tra i processi di erosione e l'impatto di materiale flottante e flussi detritici durante eventi di piena;
- approfondire il quadro conoscitivo relativo alle azioni idrodinamiche alle quali sono soggetti i ponti e gli impalcati;
- validare modelli numerici atti a riprodurre la fenomenologia fisica;
- migliorare i criteri e le metodologie per la mitigazione del rischio idraulico, sia per i ponti di nuova realizzazione che per quelli esistenti.

Il progetto di ricerca è stato articolato in cinque Work Package (WP), ognuno dei quali sviluppato da una Unità di ricerca (UR). Nella fattispecie, i WP1, WP2, WP3, WP4 e WP5 sono stati rispettivamente sviluppati dalle UR dell'Università di PISA (UNIPI), del Politecnico di Milano (POLIMI), dell'Università degli Studi di Messina (UNIME), dall'Università di Bologna (UNIBO) e dall'Università di Padova (UNIPD).

Nel WP1 sviluppato da UNIPI sono stati approfonditi molteplici aspetti relativi all'evoluzione dei fenomeni erosivi in corrispondenza delle pile di ponti e delle azioni idrodinamiche esercitate dalla corrente. A tal fine, sono state testate diverse configurazioni geometriche dei manufatti, in un ampio spettro di condizioni idrauliche. Nella fattispecie, mediante modellazione fisica, si è proceduto ad investigare la fenomenologia erosiva, variando la pendenza del fondo mobile e la geometria del modello. Più specificamente, sono state riprodotte configurazioni geometriche comprendenti la pila isolata, la pila in presenza di accumulo e la pila con impalcato. L'analisi delle risultanze sperimentali ha permesso di identificare differenze in termini sia di kinetica del meccanismo erosivo che di morfologia di equilibrio del fondo mobile. Si è altresì approfondito il quadro conoscitivo relativo alle azioni idrodinamiche cui sono soggetti gli impalcati, in diverse condizioni di sommergenza e di livelli liquidi tra monte e valle. Tali azioni sono state valutate per manufatti caratterizzati da ridotti valori di distanza tra l'intradosso dell'impalcato ed il fondo (proximity), sia in condizioni di letto rigido che mobile. Dall'analisi comparativa risulta che la presenza di un fondo mobile contribuisce a mitigare le sollecitazioni sull'impalcato. Viceversa, esse sono esacerbate da una riduzione della proximity nonché dall'incremento dell'asimmetria tra i livelli liquidi di monte e valle.

Nel WP2 l'UR del POLIMI ha analizzato diversi aspetti dell'interazione tra corsi d'acqua e ponti, soffermandosi sui fenomeni erosivi localizzati e l'accumulo di materiale flottante. Quando l'erosione avviene con trasporto di fondo nella sezione indisturbata, lo scavo oscilla nel tempo con l'arrivo delle forme di fondo che cadono nella fossa; parte del progetto ha di conseguenza riguardato la dinamica degli scivolamenti di sedimento lungo il paramento di monte della buca di erosione. Inoltre, il crollo dei ponti per erosione localizzata alle pile avviene, di norma, durante gli eventi alluvionali, nei quali la portata idrica varia nel

tempo seguendo la sollecitazione idrologica. Sono stati quindi condotti esperimenti di erosione localizzata in live-bed e con portata variabile secondo idrogrammi sintetici. L'erosione misurata in condizioni di moto vario risulta superiore, anche se non in larga misura, all'erosione misurata per una medesima portata in moto permanente. Nel progetto sono stati realizzati esperimenti preliminari volti alla valutazione della protezione offerta da georeti stese sul fondo del canale, con riferimento a condizioni di erosione in acque chiare, ottenendo apprezzabili riduzioni dello scavo anche per reti con maglie di dimensione maggiore di quella delle particelle di sedimento. Infine, il rischio idraulico ai ponti fluviali si lega alla possibile presenza di materiale flottante accumulato contro la struttura. Anche se non inizialmente previsto nel progetto M.Hy.Bridge, sono stati condotti esperimenti volti a caratterizzare l'accumulo di materiale flottante a un impalcato e il conseguente rigurgito della superficie libera della corrente, e la spinta idrodinamica su un ammasso di detriti. Oltre ai risultati ottenuti, si presentano delle considerazioni sul trasferimento tecnologico per gli aspetti della ricerca con il maggior potenziale.

Nel WP3, l'UR di UNIME ha affrontato la problematica dell'impatto violento delle correnti ad elevata concentrazione solida sulle strutture da ponte in piccoli bacini, con caratteristiche montane (elevate pendenze d'alveo, risposta idrologica veloce, ecc.), per la quale vi sono scarsi riferimenti in letteratura. Sebbene il rischio associato a questo tipo di correnti sia certamente riconosciuto e visibile, non è stata ancora definita una relazione tra l'intensità del fenomeno e valori di vulnerabilità per le strutture da ponte. La definizione di curve di vulnerabilità permetterebbe un supporto proattivo alla previsione, ottimizzazione e gestione efficace degli asset fisici. La vulnerabilità dipende, certamente dall'intensità del fenomeno e dalla tipologia di elemento a rischio $V = V(I; E)$, ma nella sua definizione entrano in gioco anche altri fattori, di difficile parametrizzazione, tra cui i livelli limite di danneggiamento. L'analisi di vulnerabilità idraulica consente di stimare la predisposizione di un ponte a subire danneggiamenti o crolli per effetto dell'interazione tra le correnti idriche nei reticolati e l'opera stessa di attraversamento. La vulnerabilità può essere espressa - in una scala da 0 (nessun danno) a 1 (gravi danni/crolli) - come il grado di danneggiamento su un certo elemento o gruppo di elementi esposti a rischio per una data intensità del fenomeno analizzato.

Nel WP4, l'UR di UNIBO ha condotto simulazioni numeriche relative a diversi scenari e configurazioni geometriche. Negli ultimi anni, il verificarsi di eventi di pioggia particolarmente intensi, combinata con lo stato di invecchiamento delle strutture esistenti e l'aumento delle sollecitazioni di traffico, ha messo in più palese evidenza il problema della vulnerabilità dei ponti nei confronti dei fenomeni alluvionali. Durante il transito di una piena, infatti, l'impalcato può essere parzialmente o completamente sommerso, dovendo così resistere a carichi idrodinamici maggiori rispetto a quelli di progetto, che possono condurre allo slittamento e/o al ribaltamento del ponte e al conseguente collasso. Si pone quindi il problema della definizione delle sollecitazioni che agiscono sul manufatto in tali straordinarie condizioni di funzionamento. A tal fine è stato sviluppato uno strumento numerico-idraulico a sostegno della stima delle forze idrodinamiche agenti sui ponti in caso di condizioni idrauliche limite. Ciò allo scopo di supportare una valutazione accurata della vulnerabilità dei ponti, superando gli approcci tradizionali riconducibili a valutazioni comunemente qualitative e basate sulle sole ispezioni visive in campo. Nella fattispecie, è stato esaminato il comportamento di uno schema a trave a campata singola, con impalcato rettangolare e pila circolare, per diversi livelli di sommerso e velocità del flusso, al fine di definire un criterio applicati-

vo valido per l'analisi dei carichi idrodinamici attesi sui ponti in caso di sormonto o di riduzione del franco idraulico di progetto. Il campo di moto tridimensionale intorno al ponte è stato investigato utilizzando la modellistica numerica CFD e adottando vari modelli di turbolenza (RNG, $\kappa - \omega$). I coefficienti adimensionali delle forze di resistenza, portanza e del momento ribaltante vengono stimati in funzione delle caratteristiche della corrente in condizione indisturbata. Il modello CFD (implementato ricorrendo al software FLOW-3D®) è stato dapprima calibrato su misure sperimentali di letteratura ottenute nel caso di presenza di accumuli di materiale legnoso intorno alle pile (aventi forma circolare, ad ogiva o semicircolare), variando la porosità e la scabrezza esterna dell'ammasso. Successivamente, è stato validato facendo riferimento alle evidenze sperimentali delle spinte misurate in laboratorio su un impalcato rettangolare, in assenza di trasporto solido. Il modello ottenuto è stato quindi applicato per ottenere curve sintetiche che esprimono i coefficienti da applicare alle forze temibili sugli elementi del ponte (pila ed impalcato) in funzione del rapporto di inondazione (variabile tra 0 e 6) e del numero di Froude (compreso nel range tra 0.16 e 0.42). Tali indicazioni si possono ritenere valide per tutti i ponti aventi la tipologia strutturale analoga a quella esaminata nel presente studio (i.e., impalcato rettangolare e pila circolare).

Infine, la ricerca sviluppata all'interno del WPS del progetto dall'UR di UNIPD, ha preso in considerazione i fenomeni erosivi attorno la fondazione delle pile dei ponti, confrontando i dati di letteratura con i risultati di una estesa serie di sperimentazioni sviluppate in un canale largo 1 m e fondo in sabbia con $d_{50} = 0.35$ mm.

Tre sono stati gli aspetti indagati in modo specifico:

1. l'evoluzione temporale dello scavo attorno a pile circolari caratterizzate da un rapporto tra il tirante e diametro della pila $y/D < 2.5$;
2. l'affidabilità delle protezioni realizzate attorno a pile, sia circolari sia allungate, quali misure mitigatorie nei confronti dei fenomeni di scalzamento delle loro fondazioni;
3. la capacità di seguire l'evoluzione nel tempo dello scavo in base alle misure fatte con sensori sonar diversamente collocati attorno alla pila.

Altre sperimentazioni sono state sviluppate per comprendere gli effetti sullo scavo localizzato legati alla presenza della fondazione alla base delle pile allungate. Tutte le prove sono state svolte in condizioni di acque chiare, ovvero caratterizzate da velocità inferiori a quella critica ($U = 0.9 U_c$), esplorando gli effetti legati a diversi valori del tirante (circa $0.05 < y < 0.15$ m) e del diametro delle pile circolari ($0.05 < D < 0.16$ m). La geometria di pila allungata analizzata ha fronti arrotondati e dimensioni 0.05×0.20 m²: gli esperimenti sono stati condotti con pila allineata rispetto la corrente, oltre che inclinata di 15° e 30°. Sono state considerate due diverse tipologie di protezione a scogliera attorno alle pile: i tappeti, caratterizzati da spessore proporzionale al diametro della stessa scogliera, e la configurazione a tronco di piramide rovescia che si ottiene riempiendo lo scavo che si forma in occasione delle piene. La capacità dei sensori sonar di monitorare l'evoluzione dello scavo è stata sperimentata in quattro diverse posizioni attorno ad una pila allungata con plinto di fondazione 0.13×0.28 m² inclinata di 30° rispetto la corrente. In alcuni casi ci si è avvalsi di modelli di turbolenza LES sviluppati tramite l'uso del codice FLOW-3D® per il confronto dei risultati.

Il presente report riporta i risultati del progetto nei capitoli 1-5, ciascuno dei quali sintetizza le attività sviluppate dalle UR componenti il gruppo di ricerca.

CAPITOLO 1

Work PACKAGE 1

Stefano Pagliara e Michele Palermo
DESTEC, Università di Pisa, Via Gabba 22, 56122, Pisa
Email: stefano.pagliara@unipi.it, michele.palermo@unipi.it

Sommario: La maggior parte dei collassi strutturali di ponti in alveo è dovuta a un'eccessiva erosione delle fondazioni. Pertanto, lo scavo alla base delle pile rappresenta uno dei temi più complessi dell'ingegneria idraulica. Nello specifico, molti studi precedenti si sono concentrati sull'evoluzione dell'erosione in corrispondenza delle pile su letti mobili orizzontali, occupandosi, solo recentemente, degli effetti dovuti all'accumulo di detriti. Tuttavia, nonostante i rilevanti sforzi della comunità scientifica, ci sono ancora molti aspetti che necessitano di approfondimento. Ad esempio, la maggior parte degli studi si è concentrata sull'effetto della forma e del volume degli accumuli, sia sul processo evolutivo che sulla configurazione di equilibrio. Inoltre, gli studi rinvenibili in letteratura sono stati condotti su letti mobili orizzontali in regime di moto (quasi) uniforme. Viceversa, nella presente ricerca, si è osservato che la pendenza del letto influenza la morfologia di equilibrio e la sua cinetica evolutiva, specialmente in presenza di accumuli. Più nello specifico, l'analisi dei dati sperimentali ha permesso di identificare differenze nei processi erosivi a diverse pendenze del letto in condizioni di moto gradualmente variato. Inoltre, si è approfondito il quadro conoscitivo relativo alle azioni idrodinamiche cui possono essere soggetti gli impalcati, nei casi sia di parziale sommergenza che di sormonto degli stessi. Le risultanze sperimentali ottenute rappresentano un avanzamento del quadro conoscitivo sull'argomento ed hanno l'obiettivo di supportare i professionisti nella progettazione di tali infrastrutture strategiche.

1.1 Introduzione

La stima dell'erosione alle pile dei ponti rappresenta una delle principali sfide per gli ingegneri idraulici. Considerata l'importanza di tali infrastrutture e il loro impatto economico e sociale sulla vita quotidiana, è fondamentale definire criteri chiari e validati per una corretta progettazione (Kothyari et al., 1992; Melville, 1997). Nonostante l'ampia letteratura sviluppata negli ultimi anni, rimangono numerosi aspetti non adeguatamente esplorati.

Ad esempio, la definizione di equilibrio non è ancora univoca, poiché diversi approcci sono stati proposti da vari autori (tra gli altri, Raikar e Ettema, 1983 e 1985; Melville e Sutherland, 1988; Hager e Oliveto, 2002; Richardson e Davis, 2001; Palermo e Pagliara, 2020). A tal riguardo, vale la pena notare che alcuni studi hanno dimostrato che una configurazione di equilibrio può essere raggiunta solo dopo durate molto lunghe (teoricamente infinite). Pertanto, diversi autori hanno introdotto un fattore temporale nelle equazioni predittive (Melville e Coleman, 2000; Oliveto et al., 2004; Oliveto e Hager, 2002 e 2005; Lança et al., 2013; Franzetti et al., 2022). Tuttavia, l'evoluzione dell'erosione non può protrarsi indefinitamente su scala reale. In altre parole, gli eventi di piena possono avere durate diverse ma comunque finite. Di conseguenza, si può ragionevolmente supporre che, dopo una certa durata (dipendente dalle caratteristiche idrauliche, granulometriche e dalla configurazione geometrica), venga raggiunta la profondità massima di erosione (Lança et al., 2013).

Inoltre, recenti studi hanno evidenziato che la presenza di accumuli altera significativamente sia la dinamica del flusso che il meccanismo di erosione. Similmente, Melville e Dongol (1992), e successivamente Lagasse et al. (2009), hanno dimostrato che le caratteristiche dell'erosione variano notevolmente in presenza di accumuli. In particolare, la contrazione del flusso causata dagli accumuli provoca un'accelerazione locale della corrente e un aumento della azione tangenziale sul fondo mobile, influenzando fortemente la profondità massima di erosione. Queste osservazioni sono state ulteriormente confermate dalle analisi condotte presso l'Università di Pisa, dove sono stati eseguiti test specifici per studiare l'effetto della scabrezza superficiale e la posizione spaziale degli accumuli, nonché le contromisure per controllare la profondità di erosione e la sua evoluzione (Pagliara e Carnacina, 2010, 2011 e 2020; Pagliara et al., 2010a, 2010b e 2015; Palermo et al., 2021). Tuttavia, tutti gli studi menzionati si concentrano su processi di erosione che avvengono su letti orizzontali in condizioni di moto (quasi) uniforme. Pertanto, uno degli obiettivi del presente progetto è fornire nuove indicazioni derivanti da test sperimentali condotti su letti acclivi in corrente gradualmente variata.

Inoltre, test sperimentali sono stati anche condotti al fine di analizzare la fenomenologia erosiva in presenza di impalcati di varie dimensioni parzialmente o totalmente sommersi. Tali test hanno consentito di valutare sia il meccanismo erosivo che le azioni idrodinamiche trasmesse dalla corrente alla struttura.

Le risultanze del complesso delle attività svolte nell'ambito del WP1 del progetto consentono di affermare che: 1) la pendenza del letto e quella della linea dell'energia influiscono sul meccanismo erosivo, in particolare per pile di ponte isolate; 2) le azioni idrodinamiche totali esercitate dalla corrente dipendono fortemente dalla distanza dell'impalcato dal letto dell'alveo; 3) in condizioni di fondo fisso la drag force complessiva risulta essere maggiore di quella rilevata nella corrispondente configurazione a fondo mobile.

Tali risultati mettono in luce la necessità di ulteriori indagini per approfondire alcuni aspetti cruciali che potrebbero avere un impatto significativo sulla progettazione dei ponti.

1.2 Metodologia

Sono stati condotti test in un canale (denominato "Canale 1") lungo 6 m, largo e profondo 0.6 m, con tre pendenze del letto ($i = 0.5\%, 1\% \text{ e } 1.5\%$). Il letto mobile era formato da materiale granulare uniforme, con diametro medio $d_{50} = 0.00387 \text{ m}$, coefficiente di uniformità $\sigma = 1.2$ e densità relativa $\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho = 1.464$, in cui ρ_s e ρ rappresentano le densità del mate-

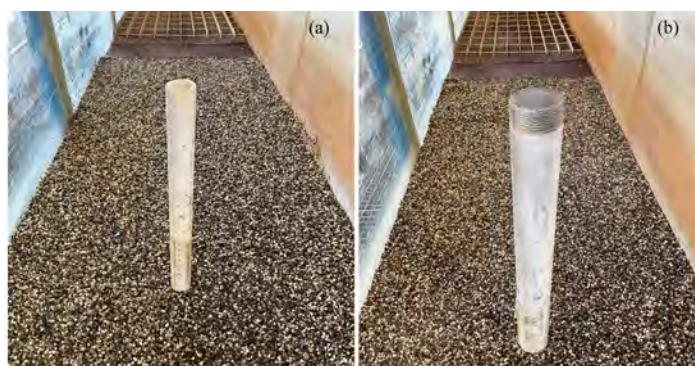


Fig. 1.2.1 Foto della pila di diametro $D = (a) 3 \text{ cm e (b) } 5 \text{ cm}$.

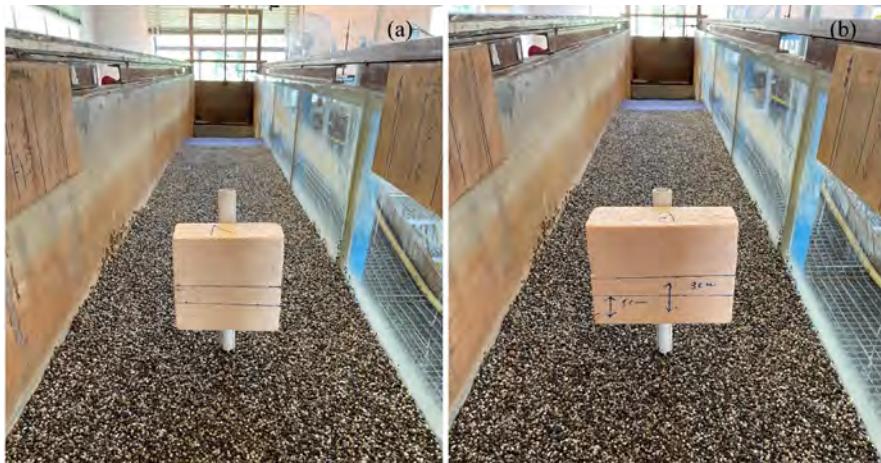


Fig. 1.2.2 Foto del debris (a) Db_A e (b) Db_B .

riale di fondo e dell'acqua, rispettivamente. La dimensione del materiale non permetteva la formazione di forme di fondo e l'effetto di armouring era trascurabile.

Sono stati eseguiti test di riferimento con pile cilindriche isolate, utilizzando diametri $D=3$ cm e 5 cm (Figura 1.2.1), denominate pila $Pl3$ e $Pl5$, rispettivamente. Successivamente i test sono stati ripetuti in presenza di accumuli (debris) ed impalcati (deck) di diverse dimensioni.

Nella fattispecie, i debris testati sono i seguenti (Figura 1.2.2):

- Db_A : altezza $s=16$ cm, larghezza $d_d=17$ cm e lunghezza $l_d=8$ cm;
- Db_B : altezza $s=16$ cm, larghezza $d_d=21$ cm e lunghezza $l_d=8$ cm.

Per quanto concerne i deck, si è proceduto a testare le seguenti geometrie (Figura 1.2.3):

- Dk_4 : altezza $s=4$ cm, larghezza $d_d=60$ cm e lunghezza $l_d=30$ cm;
- Dk_8 : altezza $s=8$ cm, larghezza $d_d=60$ cm e lunghezza $l_d=30$ cm;
- Dk_S : altezza $s=8$ cm, larghezza $d_d=60$ cm e lunghezza $l_d=10$ cm;
- Dk_G : altezza $s=8$ cm, larghezza $d_d=60$ cm e lunghezza $l_d=30$ cm.

Infine, test specifici sono stati eseguiti con contemporanea presenza di deck e debris, combinando i deck della tipologia Dk_4 e Dk_8 con un debris rettangolare Db_A avente larghezza $d_d=9$ cm, lunghezza $l_d=15$ cm e altezza $s=4$ cm (Figura 1.2.4).

Sono state esaminate diverse combinazioni di portata (Q) ed altezza liquida (h), corrispondenti a differenti valori di intensità del flusso (U/U_{cr}), altezza liquida relativa (h/D) e sommogenza del deck/debris (t_d).

Per quanto concerne le misurazioni delle azioni della corrente sul deck, esse sono state condotte in un canale distinto (denominato “Canale 2”). Specificamente, si tratta di un canale rettilineo, con una lunghezza complessiva di 4.90 metri e una larghezza interna di 0.345 metri.

Le prove sono state condotte sia a fondo mobile che fisso. Per l'esecuzione delle prove a fondo mobile è stato utilizzato materiale granulare con diametro medio $d_{50}=3.87$ mm. Per l'esecuzione delle prove a fondo fisso sono state invece utilizzate due lamiere in acciaio alle quali sono stati incollati sedimenti aventi le stesse dimensioni di quelli utilizzati per le prove a fondo mobile.

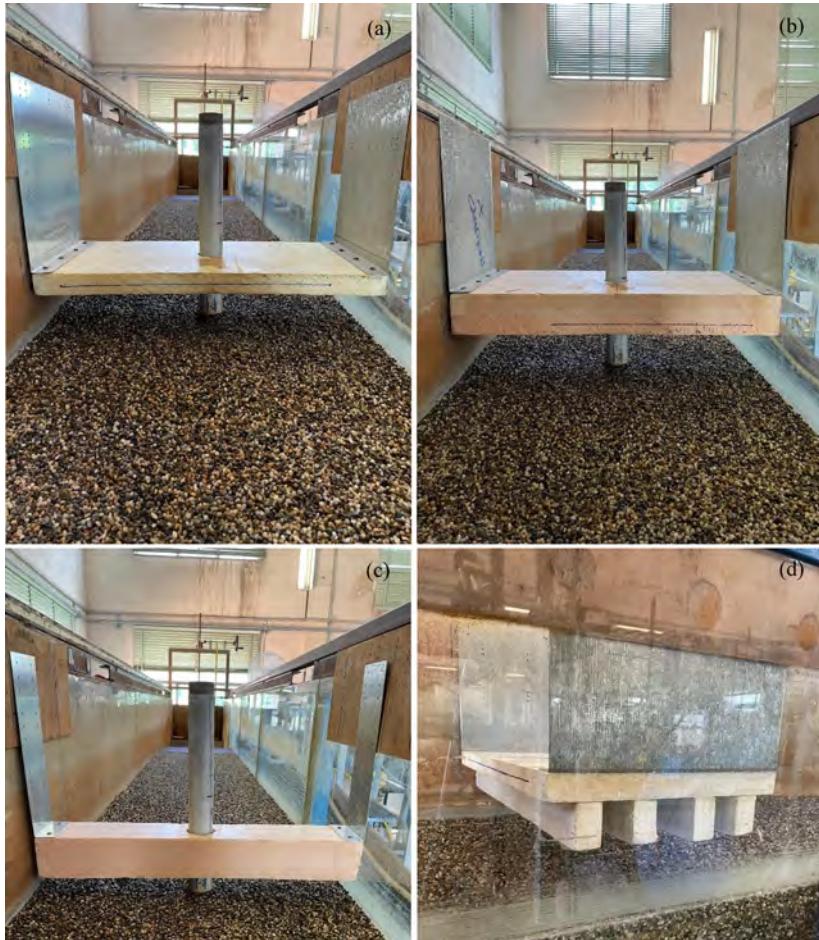


Fig. 1.2.3 Foto del deck (a) Dk_4 , (b) Dk_8 , (c) Dk_S e (d) Dk_G .

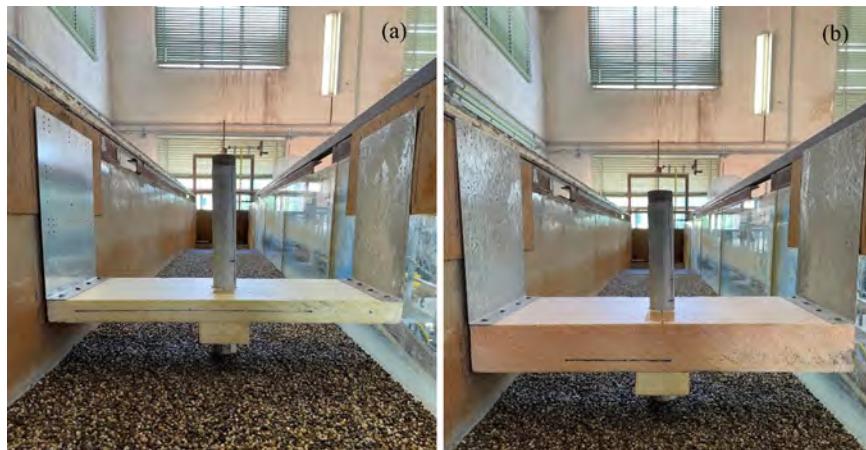


Fig. 1.2.4 Foto del deck e debris (a) $Dk_4 + Db_A$ e (b) $Dk_8 + Db_A^*$.

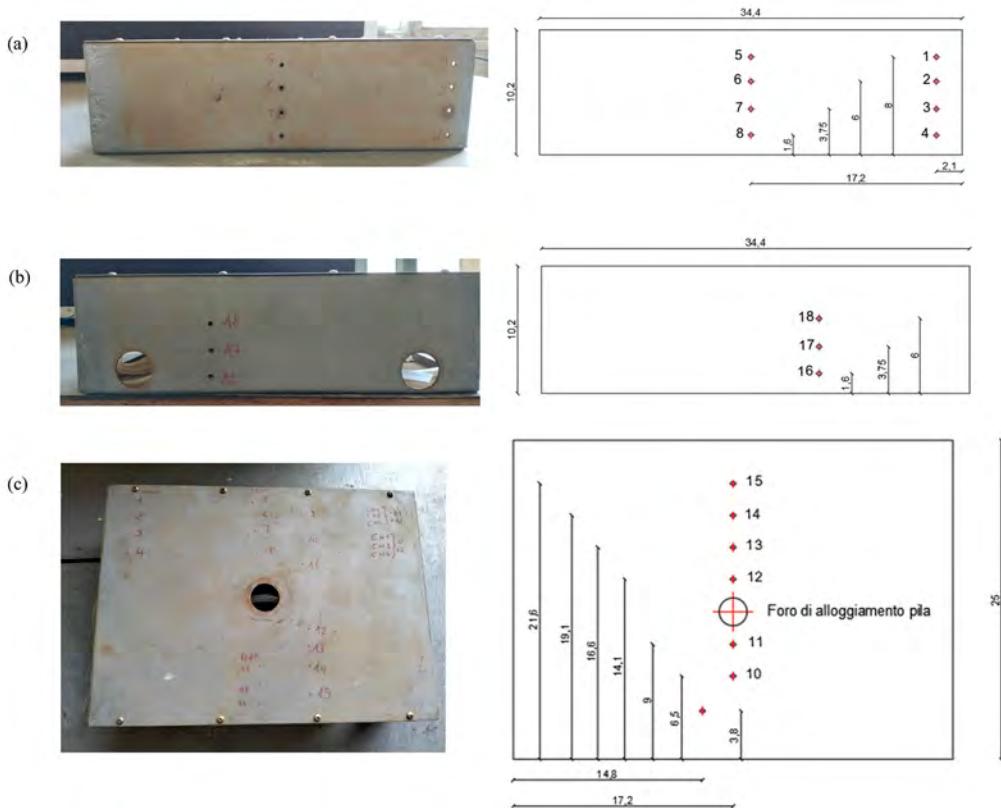


Fig. 1.2.5 Foto e rappresentazione schematica del deck 1 con indicazione del posizionamento delle prese di pressione: vista (a) da monte, (b) da valle e (c) dal basso.

Per l'esecuzione delle prove, si è utilizzata una pila in PVC ($D=3$ cm). Sulla pila è stata fissata una scala graduata per agevolare le operazioni di lettura dell'altezza del fondo mobile durante l'esecuzione delle prove.

Sono stati testati due differenti tipi di deck:

- Deck 1 (Figura 1.2.5): in lamiera di acciaio dotato di 18 prese numerate che permettono la misurazione della pressione durante l'esecuzione delle prove grazie alla connessione delle stesse a trasduttori.
- Deck 2 (Figure 1.2.6 e 1.2.7): in lamiera d'acciaio al quale sono state fissate 3 travi e dotato di 21 prese di pressione che svolgono la stessa funzione descritta per il Deck 1.

In alcuni test speciali, per simulare la presenza della barriera stradale (guardrail) è stata realizzata una lamiera forata in acciaio che può essere avvitata all'estradosso del deck lato monte. Inoltre, sempre in tali test speciali, è stata testata anche una tipologia di debris, costituita da una striscia di materiale impermeabile che viene fissato sulla lamiera forata. In entrambi i canali, i test, durati circa $t=2$ ore, hanno raggiunto generalmente una configurazione di (quasi) equilibrio. L'evoluzione della profondità massima di erosione è stata monitorata sia con una scala graduata verticale incollata alla pila che con idrometro manuale. Al termine della prova, il fondo è stato rilevato sia con idrometro manuale che con uno scanner laser.

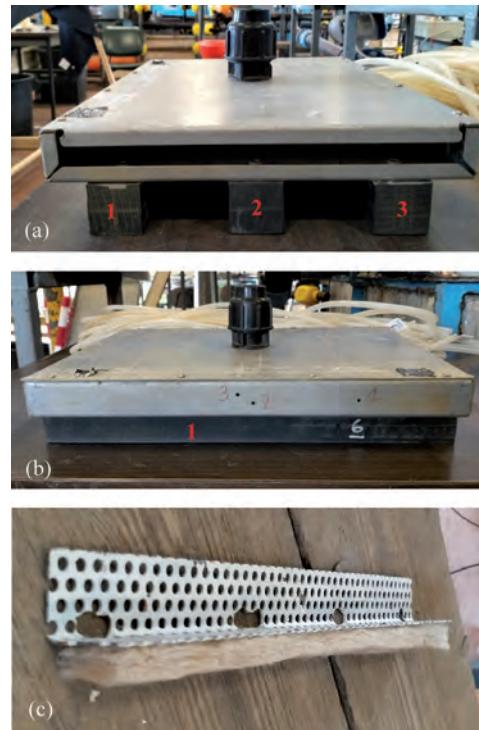


Fig. 1.2.6 Foto del deck 2 con indicazione del posizionamento delle prese di pressione: vista (a) laterale, (b) da monte e (c) particolare della barriera e debris utilizzati in test selezionati.

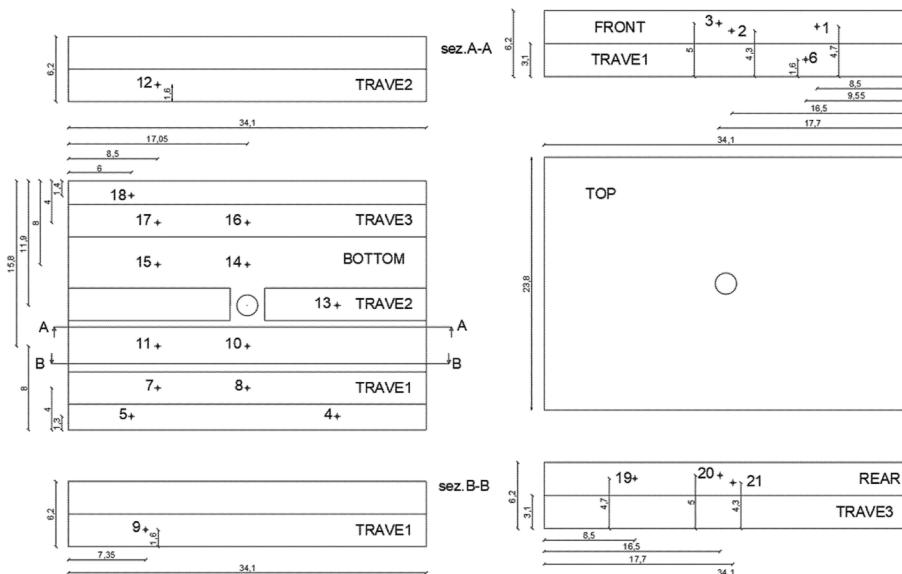


Fig. 1.2.7 Rappresentazione schematica del deck 2 con indicazione del posizionamento delle prese di pressione.

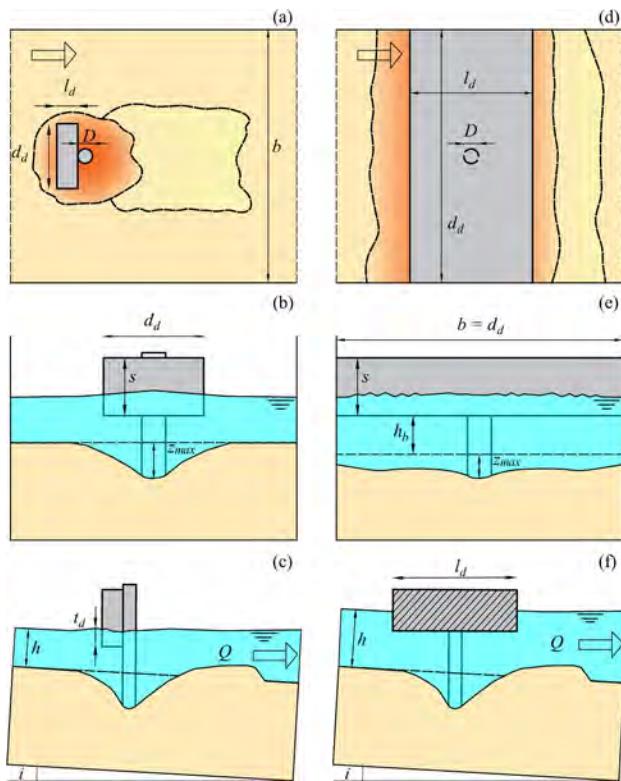


Fig. 1.2.8 Rappresentazione schematica dell'apparato sperimentale e delle principali grandezze idrauliche e geometriche.

“Leica Geosystems” (di precisione ± 1 mm). La Figura 1.2.8 riporta una rappresentazione schematica dell'apparato sperimentale, dove z_{max} indica il massimo scavo (nel caso di fondo mobile), s l'altezza del deck/debris e h_b la distanza del fondo del deck/debris dal livello di riferimento (quota del fondo fisso o quota iniziale del fondo mobile). La Tabella 1.2.1 riepiloga i range dei parametri testati in tutti i test eseguiti nei due canali.

Tabella 1.2.1 Range dei parametri sperimentali nei due canali.

	Q [l/s]	b [m]	i [%]	D [m]	t [sec]	t_d [m]
Canale 1	40-70	0.118-0.173	0.5-1.5	0.03, 0.05	7200	0.05-0.08
Canale 2	14-26.5	0.1-0.214	0	0.03	7200	0.031-0.146

1.3 Risultati

Nella presente sezione viene analizzato l'effetto della pendenza del fondo mobile sul fenomeno erosivo in corrispondenza di pile isolate. A tal fine sono state prese in considerazione alcune tra le formule più note presenti in letteratura per la stima dello scavo massimo z_{max} per fondo mobile orizzontale ($i=0\%$). Per brevità di trattazione, di seguito ci limiteremo a ri-

portare due esempi per i quali le formule di base prese in considerazione sono quelle di Melville and Coleman (2000) (Eq. 1.3.1) e Franzetti et al. (2022) (Eq. 1.3.2):

$$Z_{max} = (K_h \times K_I \times K_d \times K_s \times K_\alpha \times K_t) / D \quad (1.3.1)$$

dove $Z_{max} = z_{max} / D$ è il massimo scavo adimensionale per pila isolata e $i = 0\%$, K_h rappresenta il fattore che tiene conto del rapporto tra altezza liquida e diametro della pila (D/h), K_I dipende dal rapporto tra velocità critica della corrente e velocità media (U/U_{cr}), K_d è funzione del rapporto tra il diametro della pila e il diametro medio del materiale di fondo (D/d_{50}), K_s è un fattore di forma che tiene conto della geometria della pila (ovvero, $K_s = 1$ per pile circolari, vedi anche Tabella 10.2 in Dey 2014), K_α è il fattore di allineamento, e K_t è il fattore temporale, dipendente dal rapporto t/t_e , dove t il tempo dall'inizio del fenomeno erosivo e t_e il tempo per raggiungere la configurazione di equilibrio.

Più specificamente:

$$K_h = \begin{cases} 2.4D & \text{per } D/h < 0.7 \\ 2(hD)^{0.5} & \text{per } 0.7 \leq D/h \leq 5 \\ 4.5h & \text{per } D/h > 5 \end{cases} \quad (1.3.1a)$$

$$K_I = \begin{cases} \frac{U}{U_{cr}} & \text{per } \frac{U}{U_{cr}} < 1 \\ 1 & \text{per } \frac{U}{U_{cr}} \geq 1 \end{cases} \quad (1.3.1b)$$

$$K_d = \begin{cases} 0.57 \log \left(2.24 \frac{D}{d_{50}} \right) & \text{per } \frac{D}{d_{50}} \leq 25 \\ 1 & \text{per } \frac{D}{d_{50}} > 25 \end{cases} \quad (1.3.1c)$$

$$K_s = 1 \quad (\text{per pile circolari}) \quad (1.3.1d)$$

$$K_\alpha = 1 \quad (\text{per pile circolari}) \quad (1.3.1e)$$

$$K_t = \exp \left(-0.03 \left| \frac{U_{cr}}{U} \ln \left(\frac{t}{t_e} \right) \right|^{1.6} \right) \quad (1.3.1f)$$

con il tempo di equilibrio t_e (espresso in giorni) ottenibile dalla seguente equazione (Melville e Chiew, 1999):

$$t_e = \begin{cases} 48.26 \frac{D}{U} \left(\frac{U}{U_{cr}} - 0.4 \right) & \text{per } \frac{h}{D} > 6 \text{ e } \frac{U}{U_{cr}} > 0.4 \\ 30.89 \frac{D}{U} \left(\frac{U}{U_{cr}} - 0.4 \right) \left(\frac{h}{D} \right)^{0.25} & \text{per } \frac{h}{D} \leq 6 \text{ e } \frac{U}{U_{cr}} > 0.4 \end{cases} \quad (1.3.1g)$$

Similmente, Franzetti et al. (2022) hanno proposto la seguente equazione:

$$Z_{max} = 2.57 \times F_1 \times F_2 \times F_3 \times F_4 \times F_5 \quad (1.3.2)$$

con F_1, F_2, F_3, F_4 , e F_5 fattori moltiplicativi che dipendono dai parametri h/D , D/d_{50} , σ , U/U_{cr} e $T = tU/(D\Delta^{0.5})$ tempo adimensionale, con $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$, ρ_s e ρ le densità del materiale di fondo e dell'acqua, rispettivamente, e σ il coefficiente di uniformità del materiale di fondo. Di seguito si esplicitano le espressioni dei fattori moltiplicativi dell'Eq. (1.3.2):

$$F_1(h/D) = 1 - 0.675 \exp[-1.451(h/D)] \quad (1.3.2a)$$

$$F_2(D/d_{50}) = 0.849 \{(D/d_{50})^{1.815} \exp[-2.990(D/d_{50})^{0.235}] + 0.511\} \quad (1.3.2b)$$

$$F_3(\sigma) = 0.740[\exp(-0.066\sigma^{3.923}) + 0.416] \quad (1.3.2c)$$

$$F_4\left(\frac{u}{U_{cr}}\right) = \begin{cases} 1 - 2.017 \left[1 - \left(\frac{u}{U_{cr}}\right)^3\right] & \text{per } \frac{u}{U_{cr}} \leq 1 \\ 1 & \text{per } \frac{u}{U_{cr}} > 1 \end{cases} \quad (1.3.2d)$$

$$F_5(T) = [1 - \exp(-0.083T^{0.231})] \quad (1.3.2e)$$

L'analisi preliminare dei test sperimentali di riferimento (condotti con solo la pila) ha consentito di verificare che, per una corrente gradualmente variata (ritardata GVF) in alveo pendente, lo scavo adimensionale $Z_{max_ref} = z_{max_ref}/D$ dipende anche dalla differenza tra la pendenza di fondo e la pendenza della linea dell'energia totale, oltre che dai gruppi adimensionali menzionati. Ovvero le equazioni di base (1.3.1) e (1.3.2) valide per $i = 0\%$ (e in condizioni di moto uniforme) necessitano di un ulteriore fattore correttivo funzione dalla variabile $i - \Delta E/\Delta x$, con $\Delta E = E_1 - E_2$, $E_1 = z_1 + U_1^2/(2g) + b_1$ ed $E_2 = z_2 + U_2^2/(2g) + b_2$ rappresentano l'energia totale valutata nella sezione 1 (allocata a circa $20D$ - $30D$ a monte della pila *Pl5* e *Pl3*, rispettivamente) e nella sezione 2 (situata ad una distanza di circa $60D$ - $100D$ a valle della pila *Pl5* e *Pl3*, rispettivamente). Δx indica la distanza orizzontale tra le sezioni 1 e 2. Più specificamente, graficando il rapporto tra lo scavo massimo adimensionale misurato (Z_{max_ref}) ed il corrispondente calcolato con l'Eqs. (1.3.1) e (1.3.2) [$Z_{max_calc_Eq.(1.3.1)}$ e $Z_{max_calc_Eq.(1.3.2)}$, rispettivamente] in funzione della variabile adimensionale ($i - \Delta E/\Delta x$), si nota che l'andamento può essere ben approssimato mediante la seguente equazione, valida per $0\% \leq i \leq 1.5\%$:

$$\frac{Z_{max_ref}}{Z_{max_calc_Eq.(1.3.1)}} = \frac{Z_{max_ref}}{Z_{max_calc_Eq.(1.3.2)}} = \exp[-0.446(i - \Delta E/\Delta x)] \quad (1.3.3)$$

In Figura (1.3.1a) vengono riportati selezionati esempi relativi a test condotti con pila *Pl3*, pendenze del fondo $i = 0.5\%$, 1% e 1.5% e $i = 0.5\%$ e 1% per le portate $Q = 40\text{ l/s}$ e 70 l/s , rispettivamente. Ne risulta che l'Eq. (1.3.3) ben approssima i punti sperimentali $Z_{max_ref}/Z_{max_calc_Eq.(1.3.1)}$. Simili evidenze si riscontrano nel caso in cui si adoperi l'Eq. (1.3.2) per il calcolo dello scavo massimo adimensionale Z_{max_calc} (vedi Fig. 1.3.1b).

Pertanto, le Eqs. (1.3.1) e (1.3.2) possono essere generalizzate come segue:

$$Z_{max} = (K_h \times K_l \times K_d \times K_s \times K_\alpha \times K_t \times K_E)/D \quad (1.3.4)$$

$$Z_{max} = 2.57 \times F_1 \times F_2 \times F_3 \times F_4 \times F_5 \times F_6 \quad (1.3.5)$$

dove $K_E = F_6 = \exp[-0.446(i - \Delta E/\Delta x)]$ rappresentano i fattori correttivi che tengono conto dell'effetto combinato della pendenza di fondo (i) e della pendenza della linea dell'energia ($\Delta E/\Delta x$), in caso di moto gradualmente variato, ritardato. Si noti che in caso di moto uniforme ($i \approx \Delta E/\Delta x$) e fondo orizzontale ($i = 0\%$), si ottiene che $K_E = F_6 = 1$. Inoltre, in caso di moto uniforme, l'effetto della pendenza del fondo è trascurabile per valori di $0\% \leq i \leq 1.5\%$. Ne discende che l'Eqs. (1.3.4) e (1.3.5) sono analiticamente coincidenti con l'Eqs. (1.3.1) e (1.3.2) per $i \approx \Delta E/\Delta x$, rispettivamente.

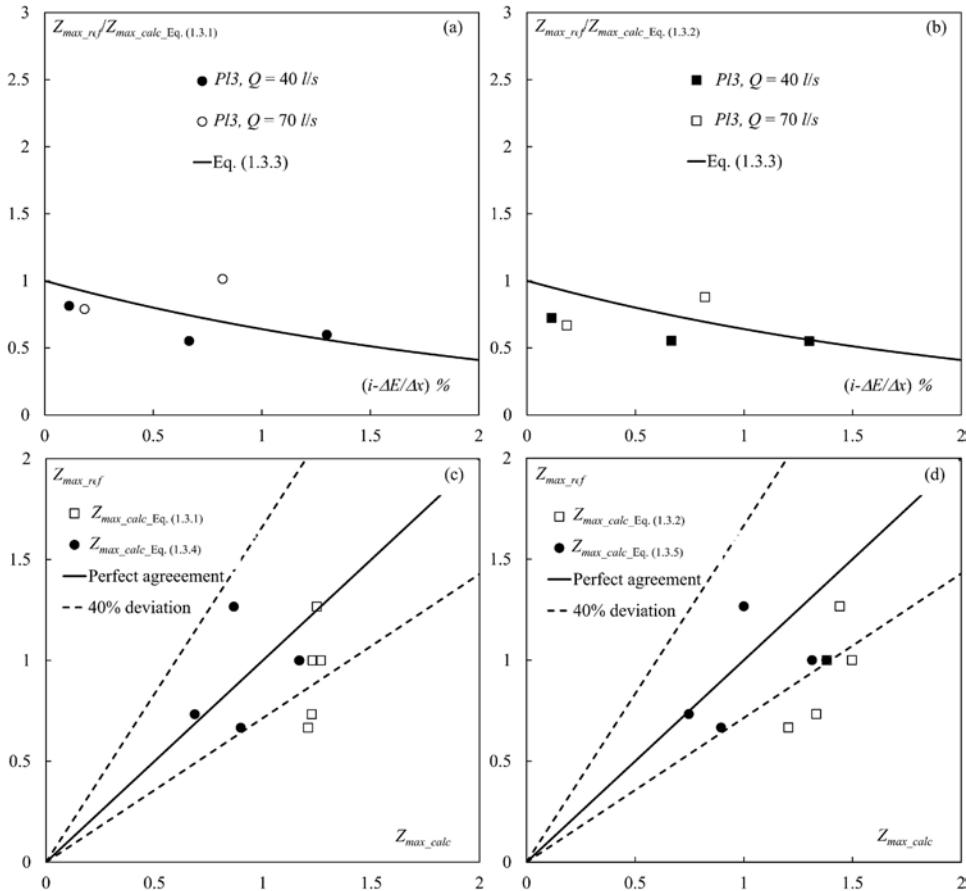


Fig. 1.3.1 (a) Z_{max_ref}/Z_{max_calc} Eq. (1.3.1) e (b) Z_{max_ref}/Z_{max_calc} Eq. (1.3.2) in funzione del parametro $(i - \Delta E/\Delta x) \%$. Comparazione tra scavo massimo misurato nei test di riferimento (Z_{max_ref}) e i corrispondenti valori calcolati con (c) l'Eqs. (1.3.1) e (1.3.4) (Z_{max_calc} Eq. (1.3.1) e Z_{max_calc} Eq. (1.3.4), rispettivamente) e (d) con l'Eqs. (1.3.2) e (1.3.5) (Z_{max_calc} Eq. (1.3.2) e Z_{max_calc} Eq. (1.3.5), rispettivamente). I dati sperimentali si riferiscono ad alcuni test selezionati condotti con pila Pl3, portate $Q = 40 \text{ l/s}$ e 70 l/s e pendenza del fondo i variabile tra 0.5% e 1.5% .

Al fine di corroborare ulteriormente l'effetto del parametro $(i - \Delta E/\Delta x)$, si è proceduto a comparare i valori misurati del massimo scavo adimensionale Z_{max_ref} con quelli computati mediante le equazioni proposte da Melville e Colemann (2000) e Franzetti et al. (2022), senza (rettangoli vuoti) e con i fattori correttivi K_E e F_6 (cerchi pieni neri) (vedi Figure 1.3.1c-d, rispettivamente).

Ne risulta che le Eq. (1.3.1) e (1.3.2), in assenza dei rispettivi fattori correttivi, determinerebbero una sovrastima dello scavo massimo. Viceversa, le Eq. (1.3.4) e (1.3.5) consentono di valutare lo scavo massimo con un margine d'errore di circa il 40%. Simili risultanze sono state ottenute per tutti i test condotti (e non riportati, per brevità, nella figura precedente) e con altre equazioni di riferimento usualmente adottate nella pratica ingegneristica (ad esempio, l'equazione proposta da Oliveto ed Hager, 2002). Pertanto, il fattore correttivo espresso

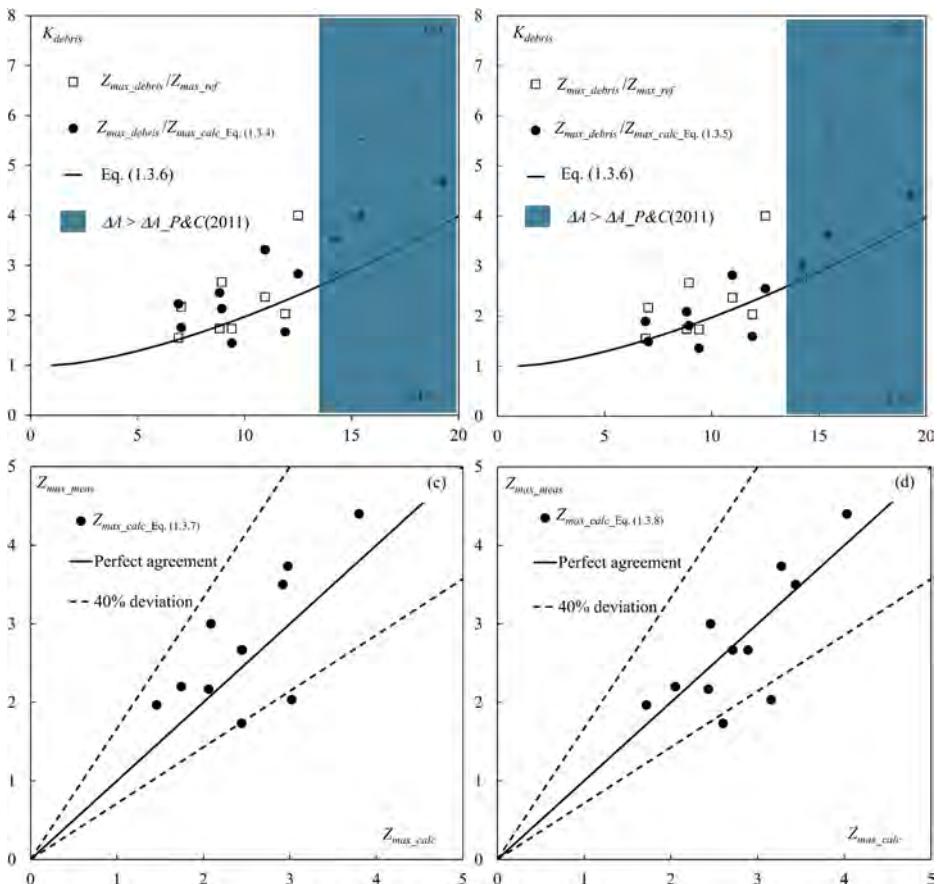


Fig. 1.3.2 K_{debris} in funzione del parametro $\Delta A\%$ con (a) Z_{max_calc} stimato con l'Eq. (1.3.4) e (b) Z_{max_calc} stimato con l'Eq. (1.3.5). Comparazione tra lo scavo massimo misurato Z_{max_meas} e quello calcolato Z_{max_calc} con (c) l'Eq. (1.3.7) e (d) l'Eq. (1.3.8). I dati sperimentali si riferiscono ad alcuni test selezionati condotti con pila Pl3 e portata $Q = 40$ l/s. La fascia azzurra nelle figure (a) e (b) indica la zona del grafico con valori di $\Delta A\%$ maggiori di quelli testati da Pagliara e Carnacina (2011) [P&C(2011) in legenda].

dall'Eq. (1.3.3) assume validità generale nel range dei parametri idraulici e geometrici testati.

In presenza di debris, sia il meccanismo erosivo che la sua dinamica si modificano significativamente. Nella fattispecie, il massimo scavo adimensionale $Z_{max_debris} = z_{max_debris}/D$, con z_{max_debris} che rappresenta il massimo scavo misurato, risultano essere influenzati dalla percentuale di area liquida occupata dal debris medesimo. Nella fattispecie, per tener conto di tale ostruzione, Pagliara e Carnacina (2011) hanno introdotto il rapporto di ostruzione $\Delta A = 100[(d_d - D)t_d]/(Dh)$ (espresso in percentuale), ottenendo, per debris di forma rettangolare, la seguente espressione per il fattore correttivo K_{debris} :

$$K_{debris} = \frac{z_{max_debris}}{z_{max}} = 1 + 0,036\Delta A^{1.5} \quad (1.3.6)$$

Ne risulta che, in presenza di debris, lo scavo massimo è una funzione monotona crescente del parametro ΔA . Si noti che K_{debris} tende ad 1 allorquando t_d tende a 0. Ovvero, quando la sommersione del debris diviene nulla (o si approssima a tale valore) non vi è più effetto della presenza del debris sulla dinamica erosiva e lo scavo massimo coincide con quello caratterizzante la pila isolata. Tuttavia, gli studi effettuati in precedenza da Pagliara e Carnacina (2011) si limitano a letti orizzontali ed a valori di $\Delta A < 13\%$.

Viceversa, nel presente progetto di ricerca, si è proceduto ad investigare valori del rapporto di ostruzione fino a circa il 20%. Inoltre, tali test sono stati condotti a pendenze del fondo $0.5\% \leq i \leq 1.5\%$. Pertanto, si è proceduto a verificare se L'Eqs. (1.3.4) e (1.3.5) siano generalizzabili in presenza di debris, indipendentemente dalle caratteristiche geometriche del fondo mobile. Tale analisi è stata condotta in due step. Nel primo step si è proceduto a verificare che il legame funzionale rappresentato dalla Eq. (1.3.6) sia valido anche per letti inclinati. Più specificamente, si è verificato che il rapporto tra i valori misurati di scavo massimo in presenza di debris Z_{max_debris} e quelli corrispondenti di riferimento Z_{max_ref} (misurati in assenza di debris e nelle stesse condizioni idrauliche e geometriche del fondo) abbia un andamento confrontabile con quello caratterizzante i letti orizzontali. Dall'analisi dei dati sperimentali, è emerso che tale legame funzionale permane sostanzialmente valido, in particolare per valori di $\Delta A < 13\%$ (limite testato da Pagliara e Carnacina, 2011, per letti orizzontali). Inoltre, per $\Delta A > 13\%$, K_{debris} sembra essere leggermente sottostimato, ma pur sempre ben approssimato dall'Eq. (1.3.6) (vedi punti sperimentali rappresentati da quadrati vuoti nelle Fig. 1.3.2a-b).

Il secondo step dell'analisi ha invece riguardato la generalizzabilità del legame funzionale espresso dalla (1.3.6), qualora K_{debris} venga assunto quale ulteriore fattore moltiplicativo nelle relazioni (1.3.4) e (1.3.5). A tal fine, nelle Figure (1.3.2)a-b, sono stati riportati i valori di K_{debris} ottenuti dividendo Z_{max_debris} e quelli corrispondenti valutati con l'Eq. (1.3.4) ($Z_{max_calc_Eq. (1.3.4)}$, Figura 1.3.2a) e l'Eq. (1.3.5) ($Z_{max_calc_Eq. (1.3.5)}$, Figura 1.3.2b).

Dall'esame delle menzionate figure, si deduce che l'Eq. (1.3.6) rappresenta un fattore correttivo valido indipendentemente dall'equazione di base adoperata. Ne discende che le equazioni prese in esame possono essere riscritte come segue:

$$Z_{max} = (K_h \times K_l \times K_d \times K_s \times K_a \times K_t \times K_E \times K_{debris})/D \quad (1.3.7)$$

$$Z_{max} = 2.57 \times F_1 \times F_2 \times F_3 \times F_4 \times F_5 \times F_6 \times F_7 \quad (1.3.8)$$

con $F_7 = K_{debris}$ nell'Eq. (1.3.8).

La capacità predittiva delle Eqs. (1.3.7) e (1.3.8) è stata verificata confrontando i valori misurati dello scavo massimo adimensionale (Z_{max_meas}) con quelli predetti dalle rispettive equazioni (Z_{max_calc}), come evidenziato nelle Figure (1.3.2)c-d.

Per quanto concerne il fenomeno erosivo in presenza di deck parzialmente o totalmente sommersi, vi è da rilevare che l'effetto del parametro ΔA è sostanzialmente simile a quanto evidenziato in precedenza per i debris. Nella fattispecie, lo scavo massimo risulta essere una funzione monotona crescente del parametro ΔA . Inoltre, anche la cinetica dello scavo subisce una significativa accelerazione all'aumentare di ΔA . In Figura 1.3.3 si riportano alcuni selezionati esempi di profili longitudinali al termine degli esperimenti (Figura 1.3.3a) e di curve evolutive dello scavo massimo (Z_{max_deck}) (Figura 1.3.3b).

Tali test sono stati condotti su fondo mobile con inclinazione $i = 1\%$, portata $Q = 60 \text{ l/s}$, pila $P/3$ e deck della tipologia Dk_8 e Dk_4 . Tuttavia, essi sono esemplificativi della fenome-

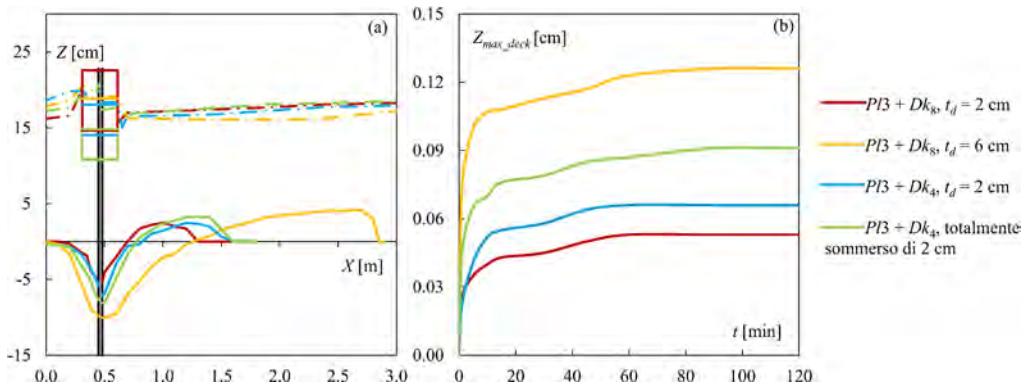


Fig. 1.3.3 (a) Profili longitudinali e (b) andamento temporale dello scavo per test condotti con portata $Q = 60 \text{ l/s}$ e deck Dk_8 e Dk_4 in diverse condizioni di sommergenza indicate in legenda. I dati sperimentali si riferiscono ad alcuni test selezionati condotti con pila $Pl3$ e pendenza del fondo $i = 1\%$.

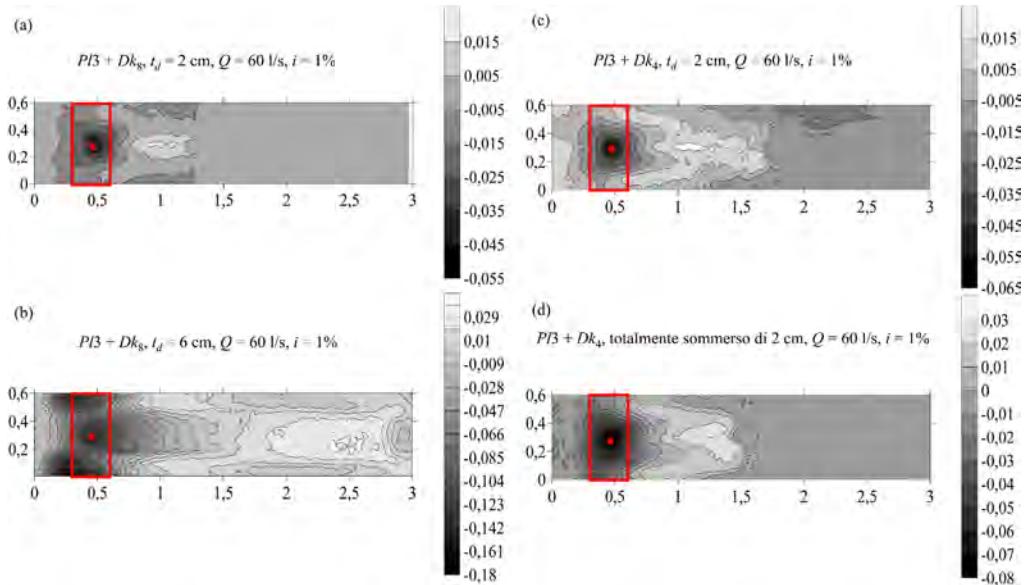


Fig. 1.3.4 Mappe morfologiche all'equilibrio: (a) test con pila $Pl3$, deck Dk_8 e sommergenza $t_d = 2 \text{ cm}$; (b) test con pila $Pl3$, deck Dk_8 e sommergenza $t_d = 6 \text{ cm}$; (c) test con pila $Pl3$, deck Dk_4 e sommergenza $t_d = 2 \text{ cm}$; (d) test con pila $Pl3$, deck Dk_4 totalmente sommerso di 2 cm. I dati sperimentali si riferiscono ad alcuni test selezionati condotti con portata $Q = 60 \text{ l/s}$ e pendenza del fondo $i = 1\%$.

nologia generale. Nella fattispecie, a parità di condizioni idrauliche e geometriche, la buca di scavo subisce un incremento piano altimetrico significativo all'aumentare del rapporto di ostruzione. Ovvero, all'incremento di ΔA corrisponde un aumento della profondità di scavo, della estensione della buca e del volume eroso (Figura 1.3.4). Inoltre, la morfologia di equilibrio risulta essere essenzialmente tridimensionale, con fenomeni erosivi significativi in corrispondenza delle pareti laterali per alti valori di sommergenza (Figura 1.3.4b), indipendentemente dalla forma geometrica del deck.

Particolarmente importante dal punto di vista applicativo risulta essere la stima delle azioni dinamiche esercitata dall'acqua allorquando l'impalcato sia parzialmente o totalmente sommerso. Nella fattispecie, assunta U_u la velocità media della corrente a monte del deck, risulta essere particolarmente importante la stima dei coefficienti di drag C_d e lift C_l , valutabili dalle seguenti espressioni:

$$C_d = \frac{F_d}{0.5 \rho U_u^2 A_d} \quad (1.3.9)$$

$$C_l = \frac{F_l}{0.5 \rho U_u^2 A_l} \quad (1.3.10)$$

avendo indicato con F_d la drag force ed F_l la lift force complessive agenti sul deck, ovvero:

$$F_d = \int_{A_{AB}} p \, dA - \int_{A_{CD}} p \, dA \quad (1.3.11)$$

$$F_l = \int_{A_{AD}} p \, dA - \int_{A_{BC}} p \, dA - B \quad (1.3.12)$$

Nelle Eqs. (1.3.11) e (1.3.12), p rappresenta la distribuzione di pressione (misurata mediante trasduttori), A_{AB} e A_{CD} le aree bagnate delle facce trasversali di monte e valle del deck, A_{BC} e A_{AD} le aree bagnate delle facce longitudinali inferiore e superiore del deck e B la forza di galleggiamento. Più specificamente, $A_{AB} = A_{CD} = s \cdot d_d$ in caso di deck completamente sommerso; viceversa, in caso di deck parzialmente sommerso, $A_{AB} = (h_u - h_b) \cdot d_d$ e $A_{CD} = (h_d - h_b) \cdot d_d$, con h_d e h_u che rappresentano le altezze liquide a valle e a monte dell'impalcato, h_b la distanza del fondo dell'impalcato dal livello originario della superficie del letto mobile e d_d la larghezza del deck coincidente con la larghezza del canale b (vedi Figura 1.2.8e-f e Figura 1.3.5). Similmente, $A_{AD} = l_d \cdot d_d$ è l'area della faccia inferiore, mentre $A_{BC} = l_d \cdot d_d$ in caso di deck completamente sommerso, oppure è nulla in caso di deck parzialmente sommerso, con l_d che indica la lunghezza del deck (vedi Figura 1.2.8e-f e Figura 1.3.5). In caso di deck completamente sommerso, ai fini della stima di F_l , si è assunto:

$$\int_{A_{BC}} p \, dA = W \quad (1.3.13)$$

avendo indicato con W il peso del volume di fluido al di sopra dell'impalcato. Inoltre, le azioni tangenziali agenti sulla superficie inferiore del deck (e superiore in caso di deck completamente sommerso) sono state assunte trascurabili rispetto a quelle esercitate dalle pressioni. La Figura 1.3.5 rappresenta due esempi di distribuzione di pressioni idrostatiche (linee verdi) e dinamiche misurate attraverso i trasduttori (linee rosse) durante due test, eseguiti in simili condizioni idrauliche ma con fondo fisso (Figura 1.3.5a) e fondo mobile (Figura 1.3.5b). Come ampiamente dimostrato in letteratura (per esempio, vedi Kabiri et al., 2022), i coefficienti C_l e C_d dipendono significativamente dalla *proximity ratio* $Pr = h_b/s$ e dalla *inundatio ratio* $h^* = (h_u - h_b)/s$. Più specificamente, i valori di C_d risultano essere funzioni monotone decrescenti di Pr e crescenti di h^* nel range testato. Inoltre, entrambi i coefficienti C_l e C_d sono influenzati dalla differenza relativa di livelli liquidi a monte e valle dell'impalcato $\Delta H = (h_u - h_d)/h_b$. Dal punto di vista fenomenologico, per bassi valori di Pr (ovvero, quando l'impalcato è situato vicino al fondo), l'espansione delle linee di flusso attorno alla struttura risulta limitata. Tale vincolo porta a una riduzione della pressione nella regione di scia (a valle dell'impalcato) e a un aumento della velocità del flusso sotto l'impalcato medesimo, amplifi-

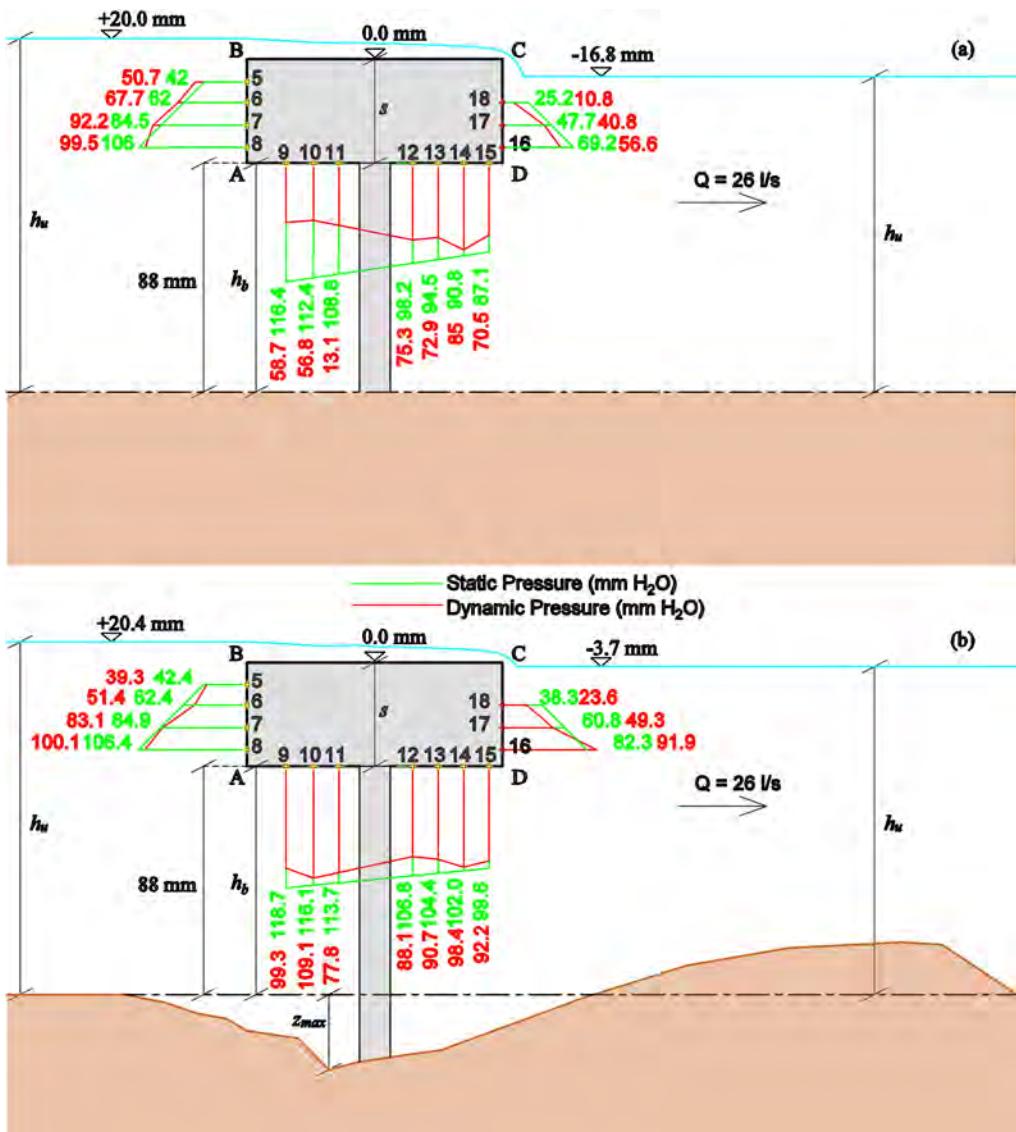


Fig. 1.3.5 Distribuzione delle pressioni idrostatiche e dinamiche sul deck in test condotti in simili condizioni idrauliche ($Q=26 \text{ l/s}$) e con (a) fondo fisso e (b) fondo mobile. Tutti i valori riportati in figura, incluse le pressioni, sono in mm di colonna d'acqua. La figura non è in scala.

cando così il coefficiente C_d . Similmente, ad un aumento del valore di b^* corrisponde un incremento della sommersione dell'impalcato, che si risolve in un'amplificazione della resistenza che la struttura oppone al deflusso. Infine, l'asimmetria tra le condizioni di livello liquido di monte e valle, ovvero l'incremento della variazione dei livelli di monte e valle $h_u - h_d$, determina un aumento della risultante delle forze orizzontali agenti sul deck e, di conseguenza, un aumento del coefficiente C_d , a parità di caratteristiche della corrente. Le Figure 1.3.6a-c si riferiscono alla condizione di fondo fisso e riportano valori di C_d e C_l stimati in test carat-

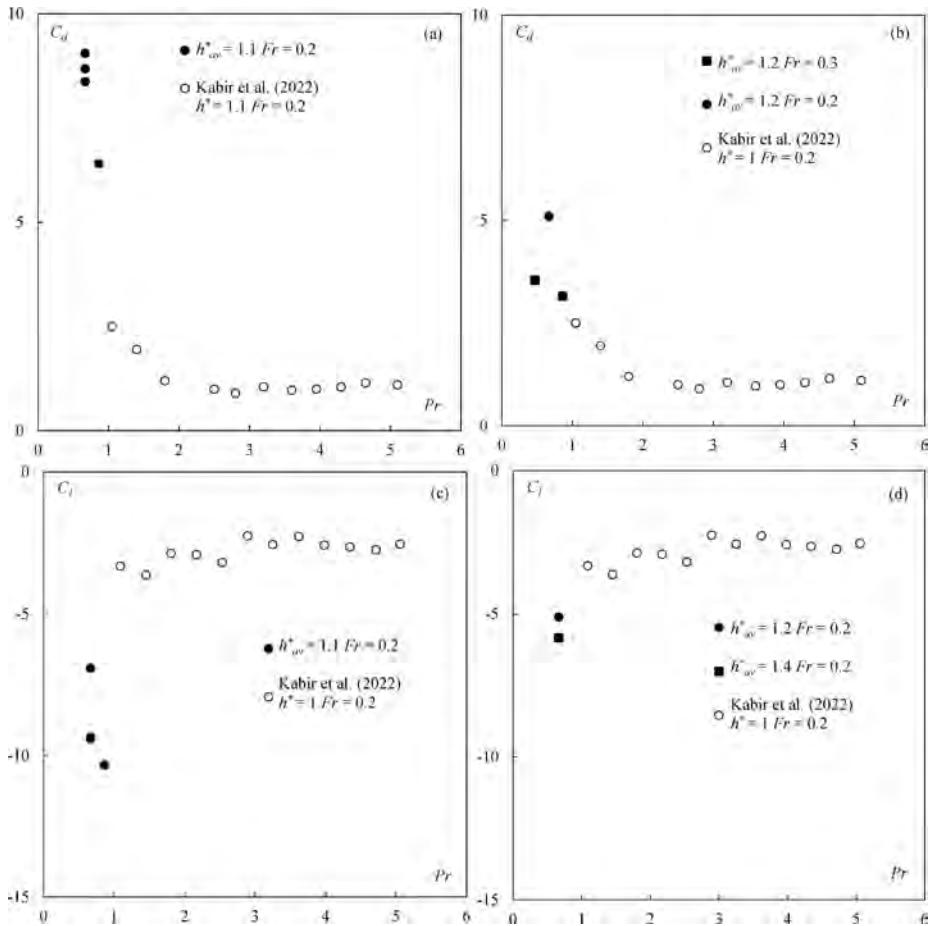


Fig. 1.3.6 C_d in funzione di Pr per test a fondo (a) fisso e (b) mobile. C_l in funzione di Pr per test a fondo (c) fisso e (d) mobile. I dati si riferiscono ad alcuni test selezionati con $1 \leq h^* \leq 1.4$ e $0.2 \leq Fr \leq 0.3$. Nei grafici sono riportati anche i dati dei test condotti da Kabir et al. (2022) relativi a valori di $h^* = 1$.

terizzati da valori di proximity $Pr < 1$, valori medi dell'inundatio ratio $h_{av}^* = 1.1-1.4$ e numero di Froude della corrente a monte del deck pari a $Fr = 0.2-0.3$. Inoltre, tali valori dei coefficienti C_d e C_l sono comparati con quelli ottenuti in studi precedenti (Kabir et al., 2022). Si osserva che i dati sperimentali corroborano la fenomenologia descritta precedentemente, ovvero che i valori assoluti di C_d e C_l sono significativamente maggiori rispetto a quelli stimati da Kabir et al. (2022) per $Pr > 1$. Tale evenienza costituisce un importante ed innovativo contributo del presente progetto di ricerca, in quanto non risulta agli autori che siano stati in precedenza prodotti simili risultati da altri studi presenti in letteratura. Simili osservazioni valgono anche per i test a fondo mobile (vedi Figure 1.3.6b-d). Tuttavia, la presenza di un fenomeno erosivo in corrispondenza del deck determina un abbassamento del fondo, ovvero un aumento del valore effettivo del parametro h^* . Pertanto, il fenomeno di confinamento della corrente al di sotto dell'impalcato risulta essere più limitato, risolvendosi in valori minori del C_d e C_l se confrontato con test a fondo fisso condotti in analoghe condizioni idrauliche e geometri-

che. Tale risultanza rappresenta un ulteriore elemento di avanzamento dello stato di conoscenza attuale, in quanto non vi sono altri studi a conoscenza degli autori che abbiano analizzato le azioni idrodinamiche su un impalcato in condizioni di fondo mobile.

1.4 Conclusioni

Nel WP1 del presente progetto di ricerca sono stati investigati diversi aspetti connessi all'erosione in corrispondenza di pile di ponti in varie configurazioni, sia in presenza che in assenza di accumuli (debris). Inoltre, sono state valutate le azioni dinamiche esercitate dalla corrente su impalcati in varie condizioni di sommergenza.

Più specificamente, sono stati condotti test di riferimento con pila isolata. Tali test sono stati eseguiti variando le condizioni idrauliche e la pendenza del fondo mobile. Le risultanze sperimentali hanno consentito di evidenziare l'effetto combinato della pendenza del fondo e della linea dell'energia nel caso di correnti gradualmente variate, ritardate. Nella fattispecie, si è riscontrato che lo scavo massimo è funzione monotona decrescente della differenza tra la pendenza del fondo mobile e quella della linea dell'energia. L'elaborazione dei dati ha permesso di ricavare un fattore correttivo, funzione di tale variabile, mediante il quale le usuali equazioni valide per fondo orizzontale e moto uniforme possono essere generalizzate. Tale risultato rappresenta un avanzamento dello stato di conoscenze attuali e non risulta avere precedenti significativi in letteratura. Successivamente, i test di riferimento sono stati ripetuti considerando diverse tipologie di debris allocati in corrispondenza della pila. La profondità di scavo risulta proporzionale alla percentuale di ostruzione della sezione liquida, a parità di caratteristiche della corrente e dalla configurazione del fondo. Inoltre, la presenza del debris altera la cinetica del meccanismo erosivo, causando un incremento della velocità di erosione nella fase iniziale del processo. Il fattore correttivo proposto da Pagliara e Carnacina (2011) consente di modificare ulteriormente le formule di base presenti in letteratura, già opportunamente corrette con l'effetto della pendenza precedentemente esposto, consentendo una stima accurata dello scavo massimo e della sua evoluzione.

Infine, sono state valutate le azioni dinamiche esercitate dalla corrente in presenza di impalcato soggetto a diverse condizioni di sommergenza, ivi incluso il caso di sormonto. In particolare, si è focalizzata l'attenzione su configurazioni strutturali non ancora adeguatamente esplorate in letteratura. Nella fattispecie, sono stati condotti test sperimentali caratterizzati da bassi valori del rapporto tra la distanza dell'impalcato dal fondo e lo spessore del medesimo, sia a fondo fisso che a fondo mobile. Si è osservato che i valori del coefficiente di drag aumenta significativamente al diminuire del predetto rapporto (soprattutto in condizioni di fondo fisso), raggiungendo valori ben maggiori di quelli finora rilevati in letteratura. Tale risultato, oltre a rappresentare un significativo elemento di innovazione del presente progetto di ricerca, assume una particolare importanza applicativa. Pertanto, si ritiene che tale aspetto sia meritevole di ulteriori approfondimenti.

1.5 Bibliografia

- Dey, S. (2014). "Fluvial Hydrodynamics." *Springer*, Verlag Berlin Heidelberg, Germany.
- Franzetti, S., Radice A., Rebai, D., and Ballio, F. (2022). "Clear water scour at circular piers: a new formula fitting laboratory data with less than 25% deviation." *J. Hydraul. Eng.*, 148(10), Article number 04022021.
- Hager, W.H., and Oliveto, G. (2002). "Shields' entrainment criterion in bridge hydraulics." *J. Hydraul. Eng.*, 128(5), 538-542.

- Kabir, S.M.I., Ahmari, H., and Dean, M. (2022). "Experimental study to investigate the effects of bridge geometry and flow condition on hydrodynamic forces." *J. Fluids Struct.*, 113, 103688.
- Kothyari, U.C., Garde, R.J., and Ranga Raju, K.G. (1992). "Temporal variation of scour around circular bridge piers." *J. Hydraul. Eng.*, 118(8), 1091-1106.
- Lagasse, P.F., Clopper, P.E., and Zevenbergen, L.W. (2009) "Impacts of debris on bridge pier scour." *Proc. of 33rd IAHR congress*, IAHR, Madrid, Spain, 3967-3974.
- Lança, R.M., Fael, C.S., Maia, R.J., Pêgo, J.P., Cardoso, A.H. (2013). "Clear-Water Scour at Comparatively Large Cylindrical Piers." *J. Hydraul. Eng.*, 139(11), 1117-1125.
- Melville, B.W. (1997). "Pier and abutment scour: Integrated approach." *J. Hydraul. Eng.*, 123(2), 125-136.
- Melville, B.W., and Chiew, Y.M. (1999). "Time scale for local scour at bridges." *J. Hydraul. Eng.*, 125(1), 59-65.
- Melville, B.W., and Coleman, S.E. (2000). "Bridge scour." *Water Resources Publications*, Fort Collins, USA.
- Melville, B.W., and Dongol, D.M. (1992). "Bridge pier scour with debris accumulation." *J. Hydraul. Eng.*, 118(9), 1306-1310.
- Melville, B.W., Sutherland, A.J., (1988). "Design method for local scour at bridge piers." *J. Hydraul. Eng.*, 114(10), 1210-1226.
- Oliveto, G., and Hager, W.H. (2002). "Temporal evolution of clear-water pier and abutment scour." *J. Hydraul. Eng.*, 128(9), 811-820.
- Oliveto, G., and Hager, W.H. (2005). "Further results to time-dependent local scour at bridge elements." *J. Hydraul. Eng.*, 131(2), 97-105.
- Oliveto, G., Unger, J., and Hager, W.H. (2004). "Discussion of design method of time-dependent local scour at circular bridge pier." *J. Hydraul. Eng.*, 130(12), 1211-1213.
- Pagliara, S., and Carnacina, I. (2010). "Temporal scour evolution at bridge piers: effect of wood debris roughness and porosity." *J. Hydraul. Res.*, 48(1), 3-13.
- Pagliara, S., Carnacina, I., and Cigni, F. (2010a). "Sills and gabions as countermeasures at bridge pier in presence of debris accumulation." *J. Hydraul. Res.*, 48(6), 764-774.
- Pagliara, S., and Carnacina, I. (2011). "Influence of wood debris accumulation on bridge pier scour." *J. Hydraul. Eng.*, 137(2), 254-261.
- Pagliara, S., Palermo, M., (2020). "Effect of pressure fluctuations and flow confinement on shear stress in jet-driven scour processes." *Water*, 12(3), Article number 718.
- Pagliara, S., Palermo, M., Azizi, R. (2015). "Scour control at bridge piers using macro-roughness elements." *Proc. Inst. Civ. Eng.: Water Management*, 168, 174-188.
- Pagliara, S., Roy, D., Palermo, M., (2010b). "3D plunge pool scour with protection measures." *J. Hydro-Env. Res.*, 4(3), 225 - 233.
- Palermo, M., Pagliara, S., Roy, D. (2021). "Effect of debris accumulation on scour evolution at bridge pier in bank proximity." *Journal of Hydrology and Hydromechanics*, 69(1), 108-118.
- Palermo, M., Pagliara, S., (2020). "Teaching Hydraulics and Hydraulic Structure Design with Leonardo da Vinci." *J. Hydraul. Eng.*, 146(5), Article number 04020035.
- Raikar, R.V., and Dey, S. (2005). "Clear-water scour at bridge piers in fine and medium gravel beds." *Can. J. Civ. Eng.*, 32(4), 775-781.
- Raudkivi, A.J., and Ettema, R. (1983). "Clear-water scour at cylindric piers." *J. Hydraul. Eng.*, 109(3), 338-350.
- Raudkivi, A.J., and Ettema, R. (1985). "Scour at cylindric bridge piers in armored beds." *J. Hydraul. Eng.*, 111(4), 713-731.
- Richardson, E.V., and Davis, S.R. (2001). "Evaluating scour at bridges." *Report No. FHWA-NHI-01-001, Hydraulic Engineering Circular No. 18*, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA.

CAPITOLO 2

Work PACKAGE 2

Francesco Ballio e Alessio Radice

DICA, Politecnico di Milano, Piazza Leonardo da Vinci 32, 20133, Milano

E-mail: francesco.ballio@polimi.it, alessio.radice@polimi.it

Sommario: Il WP2 del progetto M.Hy.Bridge ha analizzato diversi aspetti dell’interazione tra corsi d’acqua e ponti, in particolare i fenomeni erosivi localizzati e l’accumulo di materiale flottante. Quando l’erosione avviene con trasporto di fondo nella sezione indisturbata, lo scavo oscilla nel tempo con l’arrivo delle forme di fondo che cadono nella fossa; parte del progetto ha di conseguenza riguardato la dinamica degli scivolamenti di sedimento lungo il paramento di monte della buca di erosione. Inoltre, il crollo dei ponti per erosione localizzata alle pile avviene, di norma, durante gli eventi alluvionali, nei quali la portata idrica varia nel tempo seguendo la sollecitazione idrologica. Sono stati quindi condotti esperimenti di erosione localizzata in live-bed e con portata variabile secondo idrogrammi sintetici. L’erosione misurata in condizioni di moto vario risulta superiore, anche se non in larga misura, all’erosione misurata per una medesima portata in moto permanente. Nel progetto sono stati realizzati esperimenti preliminari volti alla valutazione della protezione offerta da georeti stese sul fondo del canale, con riferimento a condizioni di erosione in acque chiare, ottenendo apprezzabili riduzioni dello scavo anche per reti con maglie di dimensione maggiore di quella delle particelle di sedimento. Infine, il rischio idraulico ai ponti fluviali si lega alla possibile presenza di materiale flottante accumulato contro la struttura. Anche se non inizialmente previsto nel progetto M.Hy.Bridge, sono stati condotti esperimenti volti a caratterizzare l’accumulo di materiale flottante a un impalcato e il conseguente rigurgito della superficie libera della corrente, e la spinta idrodinamica su un ammasso di detriti. Si presentano i risultati ottenuti e delle considerazioni sul trasferimento tecnologico per gli aspetti della ricerca con il maggior potenziale.

2.1 Introduzione

I ponti fluviali sono vulnerabili rispetto una varietà di fenomeni idrodinamici, tra cui l’erosione localizzata e le azioni dinamiche rivestono grande importanza.

L’erosione localizzata riguarda la rimozione del sedimento di fondo in prossimità delle strutture di sostegno. Se eccessiva, questa può determinare il collasso della struttura a causa della perdita di capacità portante delle fondazioni. Inoltre, l’erosione modifica le azioni sulla struttura (Ballio et al., 2018). Normalmente si fa riferimento a due situazioni tipiche, chiamate di “clear-water” e di “live-bed”. Nel primo caso, non c’è trasporto distribuito di sedimento; nel secondo, viceversa, l’erosione localizzata si compone con il trasporto distribuito lungo l’alveo fluviale. Secondo la descrizione tipica dei due fenomeni (si veda ad esempio Melville & Coleman, 2000) l’erosione in clear-water progredisce con relativa lentezza, tendendo in tempi molto lunghi a un equilibrio statico (atteso laddove il flusso vorticoso attorno alla pila non sia più in grado di asportare sedimento).

L’erosione in live-bed è invece molto più veloce, raggiungendo in breve tempo un equilibrio dinamico in cui il volume del sedimento asportato dai vortici è compensato da quello del sedimento in arrivo da monte; dato che l’alimentazione è pulsante (per via delle forme di fondo), nella condizione di equilibrio la profondità di erosione oscilla attorno a un valor me-

dio. Diversi parametri di controllo hanno influenza sul valore della profondità di erosione attesa, e sono state svolte diverse indagini per quantificare quest'influenza e determinare delle formule di previsione (si vedano, ad esempio, Chiew & Melville, 1987; Ettmer et al., 2015; Franzetti et al., 2022). Dato l'elevato impatto che i fenomeni erosivi localizzati possono avere sui ponti fluviali, diverse attività di ricerca sono state indirizzate all'ideazione e al dimensionamento di contromisure strutturali. Queste contromisure sono normalmente divise in due categorie: strutture per l'irrobustimento del letto (deposizione di massi ciclopici, gabbioni, ...) e strutture per l'indebolimento del campo di moto vorticoso che si sviluppa attorno agli ostacoli (collari, pali sacrificali, finestrature, nervature, ...).

Un problema aggiuntivo per le strutture in alveo è rappresentato dal potenziale accumulo di materiale legnoso trasportato dalla corrente, in particolare durante eventi di piena intensa. Gli accumuli di materiale legnoso presso i piloni dei ponti riducono l'area disponibile per il flusso della sezione trasversale, inducendo un effetto di ristagno che può causare pericoli per le persone e le infrastrutture. In effetti, le ostruzioni di materiale legnoso presso i ponti sono state riconosciute – insieme ai cambiamenti morfologici – come processi essenziali che devono essere esplicitamente considerati durante l'elaborazione delle mappe di pericolosità da inondazione (Mazzorana et al., 2012). L'accumulo di materiale legnoso presso i ponti può verificarsi come “accumulo su un singolo pilone” o come “blocco della campata” (Diehl, 1997).

Nel caso del meccanismo di accumulo su un singolo pilone, l'accumulo di legno è limitato a una porzione della struttura del ponte (De Cicco et al., 2018; Schalko et al., 2018) ed è solitamente rappresentato con una forma a cono semicircolare (Panici & de Almeida, 2018). Al contrario, se la lunghezza massima del materiale legnoso supera l'apertura effettiva tra i piloni del ponte o tra i piloni e altri ostacoli (ad esempio, la sponda del fiume o una barra esistente), il legno rimane intrappolato tra due piloni (“accumulo tra piloni”) o tra un pilone e un altro ostacolo.

La forma del ponte determina l'accumulo di materiale legnoso influenzando la probabilità di accumulo (Schalko et al., 2019; De Cicco et al., 2020). Per questo motivo, la stima della probabilità di accumulo di materiale legnoso è fondamentale per una valutazione integrata della pericolosità da inondazione, poiché influenza direttamente sul potenziale di danno. Recentemente, Panici & de Almeida (2018) hanno fornito ulteriori informazioni sui meccanismi di accumulo e cedimento, cioè il processo di distacco dell'accumulo di legno. Gli autori hanno definito tre fasi classificate concettualmente come condizioni instabili, stabili e critiche. La condizione instabile è tipica della formazione dell'accumulo di legno, in particolare quando l'accumulo cresce rapidamente e alcuni elementi individuali possono facilmente staccarsi e continuare a valle. La condizione stabile inizia una volta che si forma una struttura robusta, e solo cambiamenti moderati si verificano nella struttura dell'accumulo di legno. La terza condizione (cioè critica) appare quando l'accumulo inizia a ruotare, portando infine al cedimento dell'accumulo.

In questo capitolo sono descritte alcune attività del gruppo di ricerca del Politecnico di Milano, con riferimento ai due fenomeni appena menzionati. Si presentano i risultati ottenuti e si discutono le potenzialità, variabili a seconda dell'attività, di trasferimento alla pratica ingegneristica.

2.2 Esperimenti di erosione localizzata a una pila circolare in live-bed, moto stazionario

Sono stati condotti esperimenti di erosione localizzata a una pila di ponte (del diametro di 6 cm), usando una canaletta disponibile presso il Laboratorio di Idraulica “Fantoli” (LIF). L’installazione ha una sezione rettangolare di 40 cm × 16 cm ed è provvista di un dispositivo per l’alimentazione solida da monte, così mantenendo il letto mobile in equilibrio. La quota del sedimento si misura in diversi punti tramite sensori laser, e si eseguono riprese filmate per la documentazione dei fenomeni in atto e per effettuare successivamente misure basate sui metodi di analisi d’immagine. Il canale è usato nella configurazione con coperchio trasparente, che consente la realizzazione dei video. Le prove sono state realizzate con particelle di materiale plastico (dimensione di 3 mm, densità di 1.3 t/m³), che rendono più agevole l’esecuzione degli esperimenti; le condizioni sperimentali sono state scelte tenendo conto della densità ridotta rispetto a sedimento naturale. In particolare, il flusso in arrivo aveva una portata pari a 1.4 e 1.5 volte la portata critica per l’innesto del trasporto nella porzione del canale non disturbata dalla presenza della pila (cioè $Q/Q_c = 1.4$ e 1.5). Le proprietà delle dune in queste condizioni erano note da precedenti sperimentazioni di Radice & Lauva (2017), Radice (2019) e Radice (2021). Infine, dagli esperimenti precedenti era noto che le oscillazioni della profondità di erosione nella fase di equilibrio hanno forma diversa da quelle delle dune in arrivo e, per di più, le oscillazioni della quota di fondo lungo il paramento di monte della buca di erosione sono ancora diverse (Figura 2.2.1).

Lungo il pendio di monte della buca di erosione si verificano degli scivolamenti intermittenti di materiale, perché l’immissione di sedimento da monte (con l’arrivo delle dune) determina un aumento della pendenza del paramento e, quindi, la perdita di stabilità del materiale di fondo. È stata messa a punto una tecnica per misurare, con frequenza temporale adeguata, la pendenza del paramento e la velocità di scivolamento. Il metodo sfrutta congiuntamente l’uso dei sensori laser e delle riprese filmate (Radice et al., 2021), ottenendo dei risultati come quelli mostrati nella Figura 2.2.2.

Infine, si è predisposto un modello geotecnico in grado di fornire le quantità misurate, sulla base di una serie di dune sintetiche in arrivo (Jafari Mohammadi, 2023; Febelli & Soliman, 2024). Il modello è semplificato considerando un problema piano, e risolve l’equazione dinamica di un volume di sedimento con comportamento visco-inerziale (Figura 2.2.3). Attraverso una calibrazione dei parametri del modello, è possibile cercare di riprodurre gli andamenti temporali misurati (Figura 2.2.4).

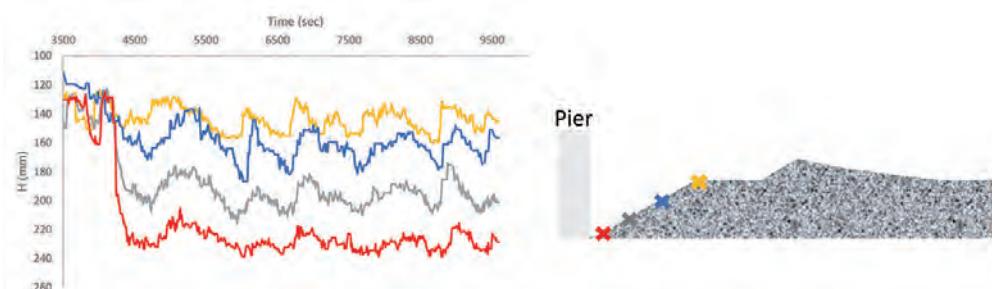


Fig. 2.2.1 Oscillazioni della quota del fondo in diversi punti per un esperimento con $Q/Q_c = 1.4$ (immagine presa da Monofy, 2018; H è la distanza tra la sommità del canale e il sedimento).

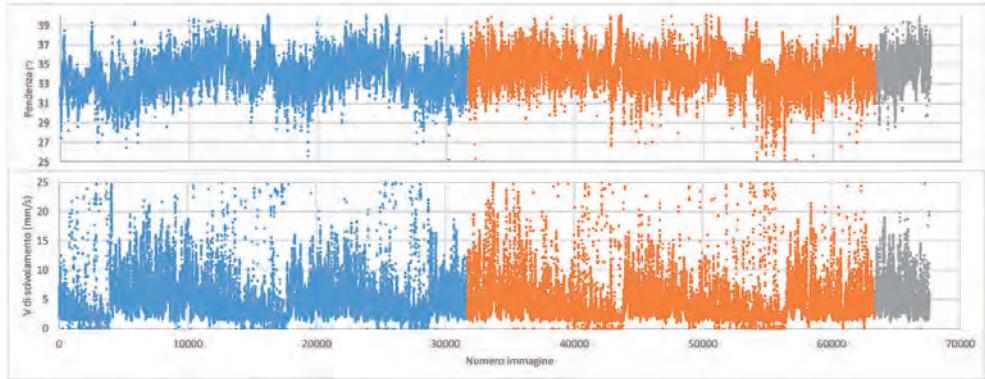


Fig. 2.2.2 Evoluzione (durata 37') della pendenza della buca di erosione e della velocità di scivolamento del materiale solido lungo il paramento di monte per una prova con $Q/Q_c = 1.4$; i diversi colori rappresentano acquisizioni successive.

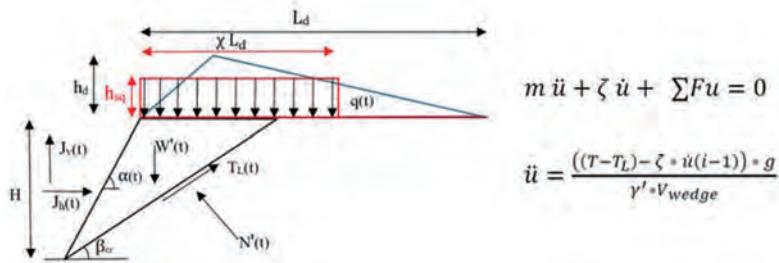


Fig. 2.2.3 Schema del modello geotecnico (Febelli & Soliman, 2024) con le forze agenti sul volume di sedimento considerato (peso W , azioni di contatto T e N , forze idrodinamiche J_b e J_v).

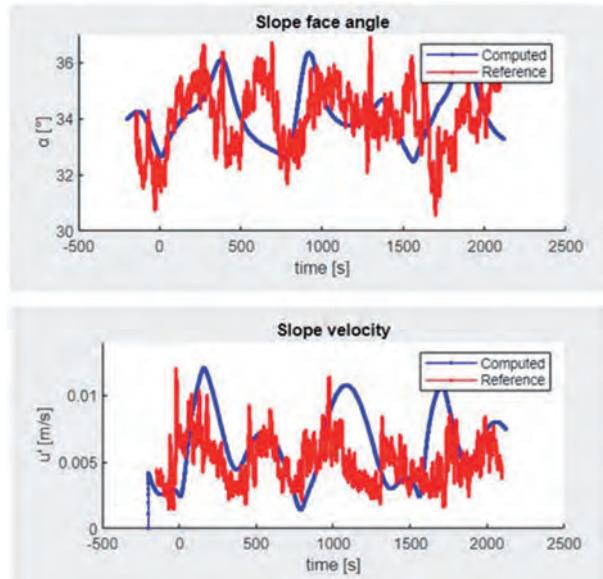


Fig. 2.2.4 Adattamento del modello alle misure per $Q/Q_c = 1.4$ (Febelli & Soliman, 2024).

Quest'attività è di significativo interesse scientifico rispetto alla capacità interpretativa e di modellazione fisicamente basata dei processi in atto. Si intravedono notevoli possibilità di ulteriore sviluppo, legate all'interpretazione dei parametri di calibrazione, all'applicazione a serie reali di dune in arrivo, all'estensione del modello verso la capacità di considerare una quota del piede della buca variabile nel tempo e gli aspetti tridimensionali. La potenzialità di trasferimento tecnologico è invece modesta, dato che questi aspetti di evoluzione temporale sono poco rilevanti rispetto ai livelli di erosione raggiunti, essendo questi ultimi a determinare la stabilità delle strutture.

2.3 Esperimenti di erosione localizzata a una pila circolare in live-bed, moto vario

Dato che i crolli di ponti si verificano spesso durante gli eventi di picco, che sono caratterizzati da portate elevate e condizioni transitorie, sono stati realizzati esperimenti di erosione localizzata a una pila di ponte in live-bed e in moto vario; l'approccio al moto vario è già presente nella letteratura scientifica di riferimento, ancorché sia stato applicato più frequentemente in condizioni di clear-water (ad esempio: Chang et al., 2004; Link et al., 2017) che di live-bed. La sperimentazione è stata progettata partendo, anche in questo caso, dagli esperimenti di Radice & Lauva (2017) e Radice (2019) che (i) stabilivano un utile corrispondenza tra valori di portata liquida e i valori della portata di alimentazione solida necessaria per mantenere il letto in equilibrio e (ii) costituivano il riferimento per paragonare le profondità di erosione ottenute in moto vario con quelle ottenibili in moto permanente per assegnate condizioni di flusso.

Sono stati creati degli idrogrammi con portata variabile a gradini, mantenendo l'intensità del flusso tra $Q/Q_c = 1.2$ e $Q/Q_c = 1.6$. L'estremo inferiore corrisponde a un trasporto di sedimento relativamente modesto e non in grado di determinare la formazione di dune, mentre l'estremo superiore comporta la formazione di dune di altezza pari a circa il 25% dell'altezza del flusso. Gli idrogrammi sono stati costruiti con 5 intervalli (valori di Q/Q_c di 1.2-1.4-1.6-1.4-1.2) e 9 intervalli ($Q/Q_c = 1.2-1.3-1.4-1.5-1.6-1.5-1.4-1.3-1.2$), nonché simmetrici (stessa durata delle fasi di salita e discesa) o asimmetrici. La Tabella 2.3.1 e la Figura 2.3.1 mostrano le caratteristiche delle prove realizzate e un esempio di evoluzione temporale della profondità di erosione.

Tabella 2.3.1 Caratteristiche delle prove di erosione localizzata in moto vario

Prova	Durata (s)	Intervalli	Idrogramma
S1	10500	5	Simmetrico
S2	11300	5	Simmetrico
S3	10500	5	Simmetrico
S4	9900	5	Simmetrico
A1	9300	9	Asimmetrico
A2	9300	5	Asimmetrico
A3	14000	5	Asimmetrico
A4	14000	5	Asimmetrico
A5	14000	9	Asimmetrico
A6	21000	5	Asimmetrico
A7	21000	9	Asimmetrico

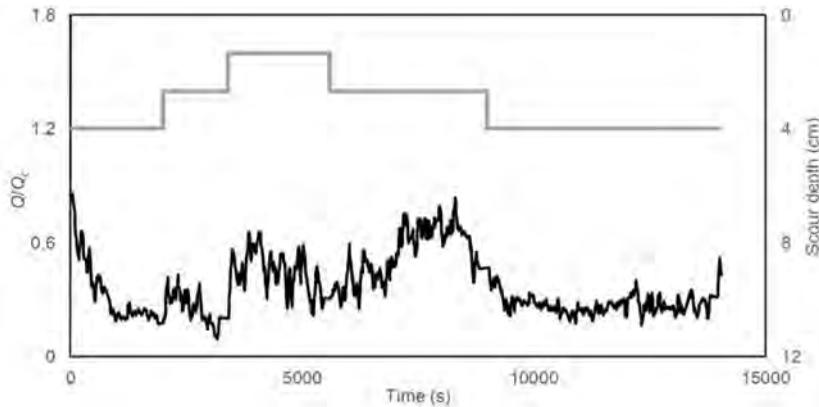


Fig. 2.3.1 Esperimento A3.

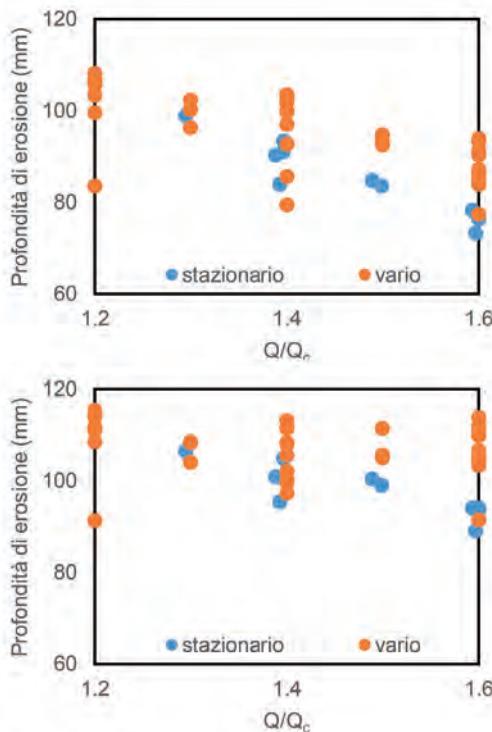


Fig. 2.3.2 Valori medi di profondità di erosione (sinistra) e valori al 95% di non superamento (destra) per le prove in moto permanente e vario (fasi di crescita degli idrogrammi).

Si sono determinate delle profondità medie di erosione in ciascuno degli intervalli, per tutte le prove. Nel calcolo della media sono state trascurate le porzioni iniziali degli intervalli, determinate come il 30% del tempo necessario per il raggiungimento dell'equilibrio in una prova in condizioni stazionarie; i tempi di equilibrio determinati da Radice & Lauva (2017) vanno da 1000–2000 s per $Q/Q_c = 1.2$ a circa 100 s per $Q/Q_c = 1.6$, con una decrescita più che lineare.

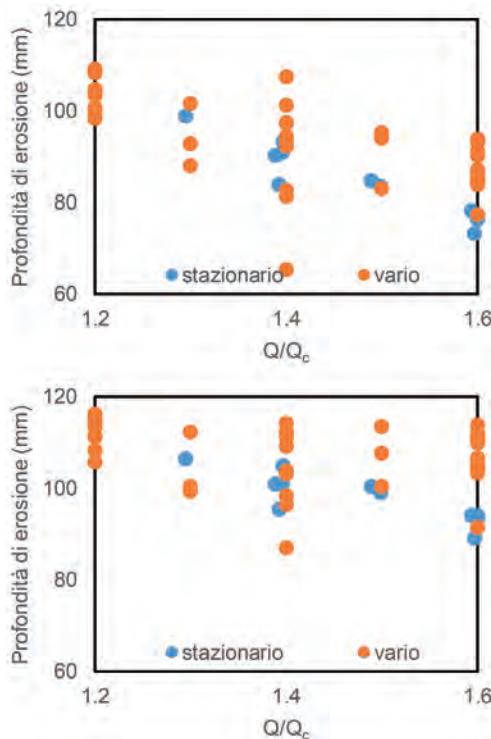


Fig. 2.3.3 Valori medi di profondità di erosione (sinistra) e valori al 95% di non superamento (destra) per le prove in moto permanente e vario (fasi di discesa degli idrogrammi).

I risultati degli esperimenti sono mostrati nella Figura 2.3.2. oltre ai valori di profondità di erosione medi temporali, si considerano anche le profondità corrispondenti al 95% nella distribuzione di frequenza dei valori misurati per un certo intervallo corrispondente a un valore di Q/Q_c . Sono riportati, per confronto, i valori di profondità di erosione misurati in esperimenti con flusso stazionario. Questi ultimi mostrano la nota decrescita della profondità di erosione per valori crescenti di Q/Q_c , tanto con riferimento alla profondità media quanto per quella corrispondente al 95%. I punti relativi alle prove in moto vario restituiscono valori di profondità di erosione generalmente maggiori di quelli corrispondenti per il moto stazionario. L'amplificazione cresce con l'intensità del flusso, arrivando a circa il 15–18% per $Q/Q_c = 1.6$. Inoltre, mentre per quanto riguarda i valori medi anche nelle prove in moto vario questi decrescono con Q/Q_c , i valori corrispondenti al 95% della frequenza di non superamento sono poco variabili con l'intensità del flusso, segno che il moto vario determina una modifica nella distribuzione di frequenza dei valori. I valori della Figura 2.3.2 sono per le fasi di salita degli idrogrammi, ma quelli relativi alle fasi di discesa sono analoghi (Figura 2.3.3; i punti per $Q/Q_c = 1.6$ sono gli stessi dei diagrammi per le fasi crescenti, così come i punti relativi alle prove in moto stazionario).

Precedenti studi di letteratura per le condizioni di clear-water hanno mostrato che in moto vario si misurano profondità di erosione inferiori a quelle che si raggiungono in moto permanente. Questo si verifica perché in clear-water sono necessari tempi lunghi perché il si-

stema si approssimi a una profondità di equilibrio, e il moto vario non consente di raggiungerli. Nel corso della presente ricerca si è trovato, in live-bed, un comportamento opposto. Da un punto di vista interpretativo si può considerare che, nelle prove in moto vario in live-bed, a un aumento di portata corrisponda un aumento della capacità erosiva, ma che questo non sia accompagnato da un aumento della ricarica di sedimento da monte, a causa del tempo necessario perché le dune si adattino alla nuova intensità del flusso.

La potenzialità di trasferimento tecnologico di questa parte della ricerca è moderata. Dal punto di vista ingegneristico, il risultato di sintesi della campagna sperimentale è di interesse, per quanto il fattore di amplificazione della profondità di erosione non sia molto sensibile rispetto all'incertezza nella stima dei valori di profondità attesi.

2.4 Esperimenti con contromisure per erosione localizzata a una pila circolare in clear-water

È stata realizzata una campagna sperimentale per la valutazione della possibilità di ridurre la profondità di erosione tramite georeti (Martin Moya, 2021; Kalhori & Fotoohi, 2023; Galli & Radice, 2023, 2024). Una georete intende essere un rivestimento poroso del letto di sedimento, da ancorare opportunamente, che eserciti un confinamento verticale al materiale solido. Il dispositivo presenta una certa similitudine con uno strato di geotessile, testato ad esempio da Nouri Imamzadehei et al. (2016), con delle differenze di comportamento legate proprio alla porosità dello strato di copertura.

Per la sperimentazione si è usata la medesima installazione menzionata per le due attività precedenti. In questo caso, però, il canale è stato usato nella configurazione a superficie libera, che velocizza parecchio la preparazione e la realizzazione degli esperimenti in confron-

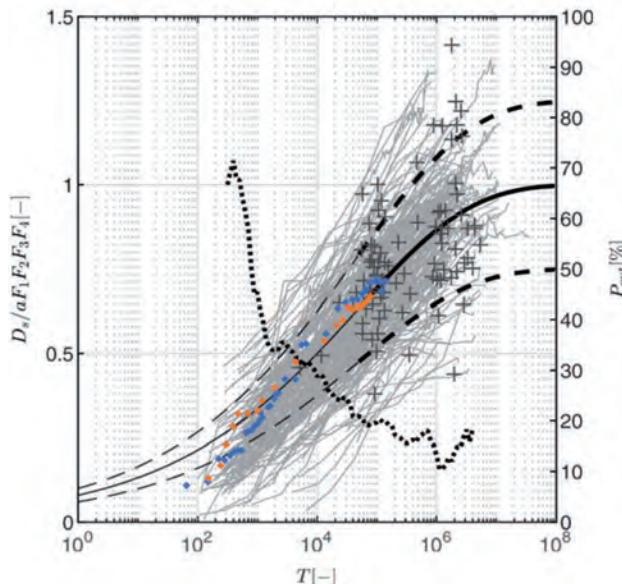


Fig. 2.4.1 Adattamento della formula di Franzetti et al. (2022) agli esperimenti con pila non protetta (punti arancioni e blu), e confronto con tutti gli esperimenti usati per la calibrazione della formula (linee grigie e croci nere).

to alla configurazione con coperchio, non essendo necessario realizzare video per successiva analisi delle immagini. Le prove sono state condotte in condizioni di clear-water, non usando quindi il dispositivo di alimentazione solida, e con un'altezza di corrente limitata dalle sponde, relativamente basse. Gli esperimenti sono stati realizzati con un'altezza d'acqua di circa 9 cm e con una velocità pari a 0.95 volte quella critica per l'innesto del trasporto di sedimento nella porzione indisturbata del canale. Gli esperimenti hanno avuto una durata di 6 h. L'andamento di due esperimenti preliminari realizzati senza alcuna protezione è ben rappresentato dalla formula di Franzetti et al. (2022), come si vede dalla Figura 2.4.1. Il diagramma chiarisce anche come non sarebbe stato particolarmente utile condurre esperimenti di dura-



Fig. 2.4.2 Configurazioni esemplificative della protezione; da sinistra a destra: rete in plastica con maglia 10 mm e copertura quadrata di lato pari alla larghezza del canale, rete in gomma con maglia 10 mm e copertura quadrata di lato pari alla larghezza del canale, rete in gomma con maglia 7 mm e copertura rettangolare di larghezza inferiore alla larghezza del canale, rete in plastica con maglia 5 mm e copertura rettangolare di larghezza inferiore alla larghezza del canale.

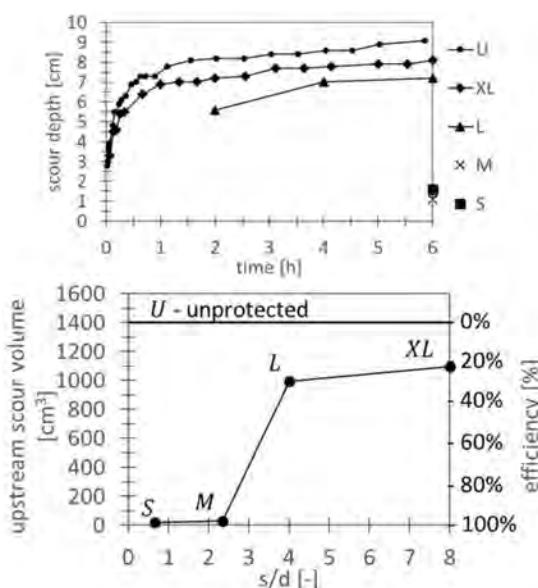


Fig. 2.4.3 Andamento temporale della profondità di erosione nelle prove con la rete quadrata di larghezza pari a quella del canale (sinistra), e variazione del volume eroso a monte della pila con la dimensione della maglia (destra), da Galli & Radice (2023).

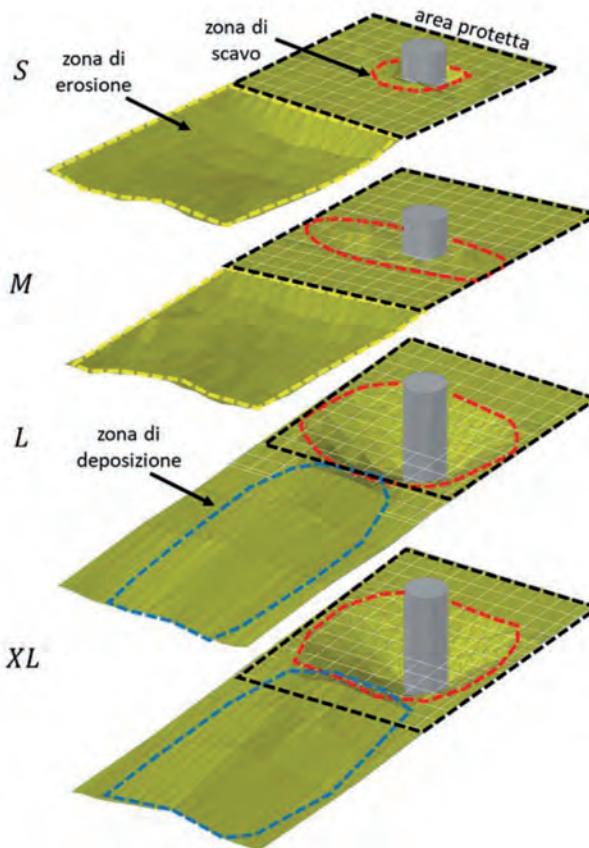


Fig. 2.4.4 Ricostruzione tridimensionale ottenuta tramite rilievi completi della batimetria al termine degli esperimenti da Galli & Radice (2024).

ta maggiore, se non aumentando la durata di almeno 10 volte, dato che la progressione della profondità di erosione in clear-water è logaritmica.

La campagna sperimentale è stata condotta con reti di diversa rigidezza (di plastica o gomma), di diversa dimensione della maglia (20, 10, 7 e 5 mm) a fronte di una dimensione delle particelle solide pari a 3 mm, e al variare dell'area protetta attorno alla pila. La Figura 2.4.2 mostra alcune configurazioni di esempio.

La presenza della rete ha consentito una riduzione delle profondità di erosione. A titolo di esempio, la Figura 2.4.3 mostra l'andamento temporale della profondità di erosione per le prove senza protezione e per quelle con reti di diversa maglia (con sigle da XL a S per maglie da 20 mm a 5 mm). Per le reti con maglia più sottile è presentato solo un punto, misurato al termine della prova dopo aver svuotato il canale e rimosso con cautela la protezione.

La Figura 2.4.4, ripresa da Galli & Radice (2024), mostra delle ricostruzioni tridimensionali ottenute da rilievi completi della batimetria dopo la fine degli esperimenti. Le reti di maglia sottile consentono una protezione pressoché totale attorno alla pila, ma fanno sì che la scia creata dall'ostacolo sia intensa (dato che non c'è erosione); allorché si raggiunge l'estremità di valle della rete, si crea un'erosione a valle, che può portare a un volume eroso significativi.

vo. Reti di maglia intermedia consentono una riduzione inferiore della profondità di erosione a monte ma non determinano una grande asportazione di materiale a valle.

Per quanto riguarda questa parte della ricerca, è necessario condurre altri esperimenti in diverse condizioni idrodinamiche e, laddove questi forniscano risultati incoraggianti, passare a test pilota in campo, presumibilmente in zone periferiche rispetto alle porzioni più attive dell'alveo. Al momento il potenziale di trasferimento tecnologico è moderato.

2.5 Accumuli di materiale flottante

In occasione di eventi alluvionali, materiale flottante eventualmente trasportato dai corsi d'acqua si può accumulare vicino ai ponti, determinando possibilmente rigurgiti elevati e quindi aumentando la pericolosità idraulica (Erpicum et al., 2024). Si è scelto di studiare sperimentalmente l'accumulo di materiale flottante a ponti di piccola luce, in quanto il problema è rilevante per il contesto territoriale dell'hinterland milanese.

Sono state condotte alcune prove sperimentali, anche in questo caso presso il Laboratorio di Idraulica “Fantoli” (LIF) ma usando un’installazione diversa da quella menzionata nelle attività precedenti. Si tratta di un canale a superficie libera, a sezione rettangolare di 50 cm × 60 cm. Si è considerato un impalcato a sezione rettangolare, liscio e trasparente, alto 6 cm e con l'intradosso posizionato a 15 cm dal fondo. Per quanto riguarda il materiale flottante, si sono usati bastoncini di lunghezza pari a 20 cm (rispetto a un'altezza d'acqua, mantenuta nelle prove, di 18 cm) e diametro di circa 1 cm. Sono stati realizzati esperimenti per due valori del numero di Froude, 0.14 e 0.27, e due concentrazioni di materiale flottante (rapporto tra la portata di legno alimentato e la portata idrica), pari a 1.7×10^{-4} e 5.0×10^{-4} . Posizionando una telecamera sopra al ponte e applicando metodi di analisi d’immagine, si è misurato l’andamento temporale dell’area superficiale dell’ammasso.

La Figura 2.5.1 mostra gli andamenti temporali della superficie dell’ammasso nelle quattro prove; la superficie è divisa nelle tre porzioni a monte del ponte, sotto l’impalcato (visibile grazie alla trasparenza dello stesso) e a valle del ponte. Con il Froude di 0.14, il materiale flottante si accumula completamente a monte dell’impalcato, e la superficie dell’accumulo aumenta pressoché linearmente nel tempo (a un tasso di variazione corrispondente alla progressiva alimentazione di materiale all’imbocco del canale). Con il Froude maggiore, invece, parte del materiale raggiunge la regione sotto l’impalcato e a valle di esso. In tutte le zone si verificano processi di scambio, con nuovo materiale accumulato e materiale che abbandona la zona spostandosi verso valle. La superficie dell’accumulo a monte del ponte dipende dalla portata di alimentazione del materiale flottante, mentre a valle la superficie dell’accumulo è quasi indipendente dall’apporto.

I dati sul rigurgito misurato durante la prova mostrano che per il Froude di 0.14 il rigurgito è in ogni caso impercettibile, mentre per il Froude maggiore l’accumulo determina un aumento del rigurgito del 100% con l’alimentazione maggiore e del 60% con l’alimentazione minore.

Il prosieguo della ricerca comprenderà l’ampliamento delle condizioni sperimentali e l’analisi della dipendenza delle proprietà dell’ammasso dai parametri di controllo.

Quest’attività affronta un tema di ricerca nuovo rispetto all’esperienza pregressa del gruppo di ricerca. Il potenziale di trasferimento tecnologico è buono, con un punto di attenzione legato a quello che in letteratura si chiama “reclutamento”, che è un parametro di controllo piuttosto incerto a fronte di un effetto diretto sul processo di accumulo.

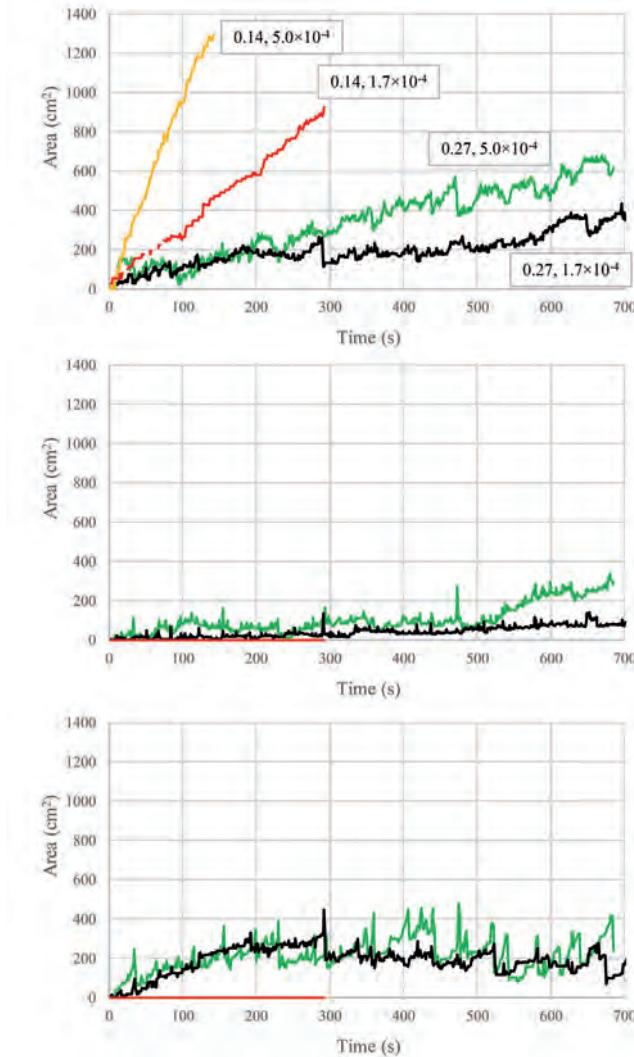


Fig. 2.5.1 Andamento temporale dell'area superficiale dell'ammasso nelle quattro prove, divisa nei contributi a monte (sopra), sotto l'impalcato e a valle del ponte (sotto), con i colori delle serie che corrispondono nei diversi diagrammi (nel primo diagramma sono indicati il numero di Froude e la concentrazione di alimentazione di detrito).

2.6 Spinte idrodinamiche su accumuli

Gli accumuli di detriti (piante) sulle strutture fluviali determinano l'aumento delle forzanti idrodinamiche che si scaricano sulla struttura. Nella presente ricerca si è cercato, per via sperimentale, un approccio semplificato per il calcolo di tali forze, basato su schema puramente monodimensionale. La metodologia e i risultati sono documentati in Pallavicini e Visconti (2023) e pubblicati in Ballio et al. (2024); se ne riportano nel seguito gli elementi essenziali.

L'approccio parte dalla classica formula di Drag di derivazione aerodinamica:

$$F = \frac{1}{2} \rho C_D A V^2 \quad (2.6.1)$$

dove F è la forza, ρ la densità del fluido, A la proiezione dell'area dell'accumulo su un piano perpendicolare alla direzione della corrente, V è la velocità "indisturbata" di riferimento per la corrente. Per numeri di Reynolds sufficientemente alti (definiti dalla velocità V e da una scala caratteristica di lunghezza dell'ostacolo), il coefficiente di resistenza aerodinamica, C_D , dovrebbe dipendere unicamente dalla forma dell'ostacolo, inclusa la sua scabrezza. Nei casi che coinvolgono accumuli di detriti di legno, ci si può aspettare anche una certa dipendenza dalla porosità dell'ostacolo. Per applicazioni idrauliche fluviali dell'equazione (2.6.1), è necessario considerare anche gli effetti della gravità e del confinamento laterale del flusso, attraverso il numero di Froude $Fr = V / \sqrt{gh}$ (dove g è l'accelerazione di gravità e h è la profondità d'acqua di riferimento) e il rapporto di blocco $BR = 1 - A/A_b$, dove A_b rappresenta l'area di flusso correlata alla profondità d'acqua h e $V = Q/A_b$, con Q che rappresenta la portata. Aumentando Fr e/o BR , la differenza tra le altezze dell'acqua a monte e a valle aumenta, influenzando la distribuzione di pressione corrispondente sull'ostacolo, che a sua volta determina la forza di resistenza.

Da una prospettiva diversa, per valori bassi di Fr e BR , le altezze dell'acqua a monte e a valle dell'ostacolo sono molto simili, il che consente di assumere in modo equivalente i valori di profondità e velocità in entrambe le posizioni come condizioni di riferimento nell'equazione (2.6.1). Tuttavia, per valori più elevati di Fr and BR , la scelta delle condizioni di riferimento diventa meno ovvia. In questo lavoro abbiamo considerato esclusivamente flussi subcritici; di conseguenza, abbiamo adottato i valori a valle come condizioni di riferimento, poiché essi non dipendono dalla presenza dell'ostacolo (e rappresentano i valori in assenza dell'ostacolo).

Infine, un approccio alternativo all'equazione (2.6.1) prevede la scomposizione della forza in due componenti distinte: una forza di pressione idrostatica associata alla variazione della profondità del flusso lungo la corrente e una forza dinamica associata alla velocità del flusso (Parola et al., 2000). Nello studio è stato anche testato tale approccio, ma non è stato ritenuto vantaggioso né in termini di accuratezza né di semplicità d'uso.

Il risultato dell'analisi concettuale e sperimentale è riassunto nei seguenti punti.

- C_D non risulta dipendere dalla forma dell'accumulo.
- C_D non risulta dipendere dalla densità dell'accumulo: accumuli di spessore non trascurabile si comportano come ostacoli impermeabili.
- Non è stata valutata la dipendenza di C_D dalla scabrezza dell'accumulo; è però ragionevole assumere che tale parametro abbia effetti secondari sul coefficiente di Drag.
- Per valori relativamente bassi di Fr e BR , ben al di sotto delle condizioni che forzano il passaggio per lo stato critico, le condizioni a monte e a valle sono molto simili, così che entrambe possono essere scelte come valori di riferimento in modo equivalente; allo stesso tempo entrambi i parametri risultano sostanzialmente ininfluenti sul valore di C_D .
- Avvicinandosi la combinazione (Fr, BR) alle condizioni critiche, tali parametri influiscono sul valore di C_D .

In sintesi, la dipendenza del coefficiente di Drag da Fr e BR può essere espressa dalla relazione interolare:

$$C_D = C_{D0} \cdot (1 + 4.1 \cdot Fr^4 + 2.8 \cdot BR^2) \quad C_{D0} = 1.5 \quad (2.6.2)$$

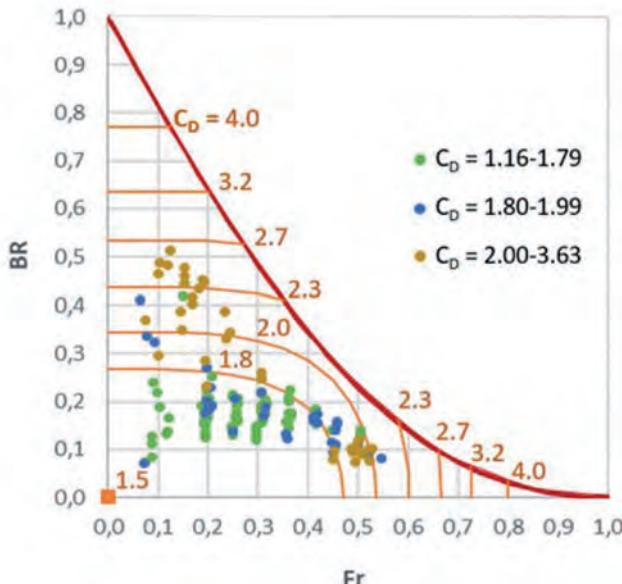


Fig. 2.6.1 Confronto dell'interpolare (2.6.2) con i dati sperimentali. Le linee di livello arancioni rappresentano l'equazione. La curva rossa traccia le condizioni limite oltre a cui la corrente passa per le condizioni critiche.

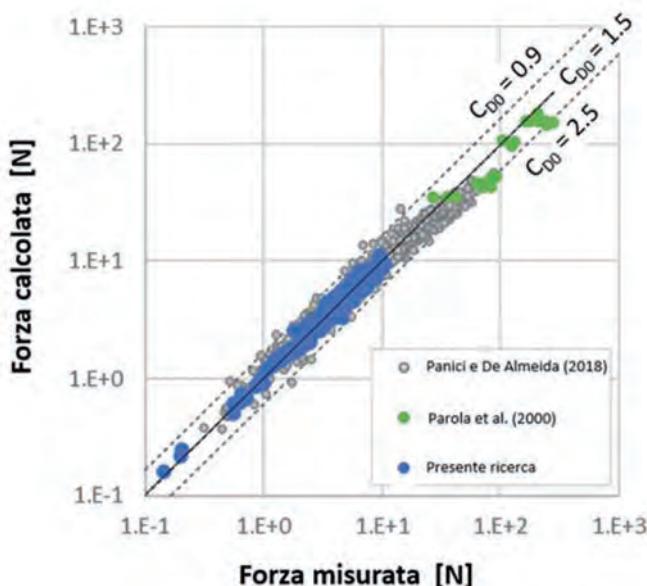


Fig. 2.6.2 Confronto fra valori misurati e calcolati con la (2.6.2). Valori sperimentali da Panici & De Almeida (2018), Parola et al. (2000), sperimentazione presente. Le linee al variare di C_{D0} forniscono una fascia di incertezza che racchiude il 98% dei punti.

valida nei range $Fr = 0 \rightarrow 0.55$ e $BR = 0 \rightarrow 0.50$. La figura 2.6.1 mostra il confronto di tale formula con i dati sperimentali. Per i minori valori di Fr e BR il coefficiente di Drag può essere approssimato come $C_D = C_{D0} = 1.5$; al crescere di Fr e BR l'effetto dei parametri influisce su C_D . Infine, la figura 2.6.2 mostra una validazione della (2.6.2) rispetto a valori sperimentali di letteratura, fornendo una fascia di confidenza al 98%.

2.7 Discussione sulla rappresentatività rispetto a condizioni di campo

Si propongono in questo paragrafo, separatamente per i processi erosivi e di spinta idrodinamica, alcune riflessioni circa la significatività e applicabilità dei risultati di laboratorio in relazione alle applicazioni di campo a scala reale.

2.7.1 Erosione localizzata in condizioni di live-bed

Nella pratica tecnica è uso stimare il potenziale erosivo localizzato attorno ad una struttura in alveo (pila, spalla, ...) sulla base dei risultati di laboratorio per la medesima struttura in condizioni limite di clear-water e, tipicamente, per sedimenti con granulometria uniforme. I risultati sperimentali delle prove in live-bed, compresi quelli della presente ricerca, indicano che tale approccio rappresenta un inviluppo a favore di sicurezza rispetto alle tipiche condizioni di live bed. In molti casi, però, tale approccio può portare a stime di erosione eccessivamente conservative; se ciò può essere accettabile in fase di progetto, meno lo è in fase di verifica, impedendo di differenziare correttamente il grado di rischio per strutture esistenti. A tal proposito può essere istruttiva l'analisi della figura 2.7.1 in cui si presentano valori di scavo localizzato (d_s) attorno ad una pila circolare di diametro b , in funzione del rapporto U/U_c della corrente.

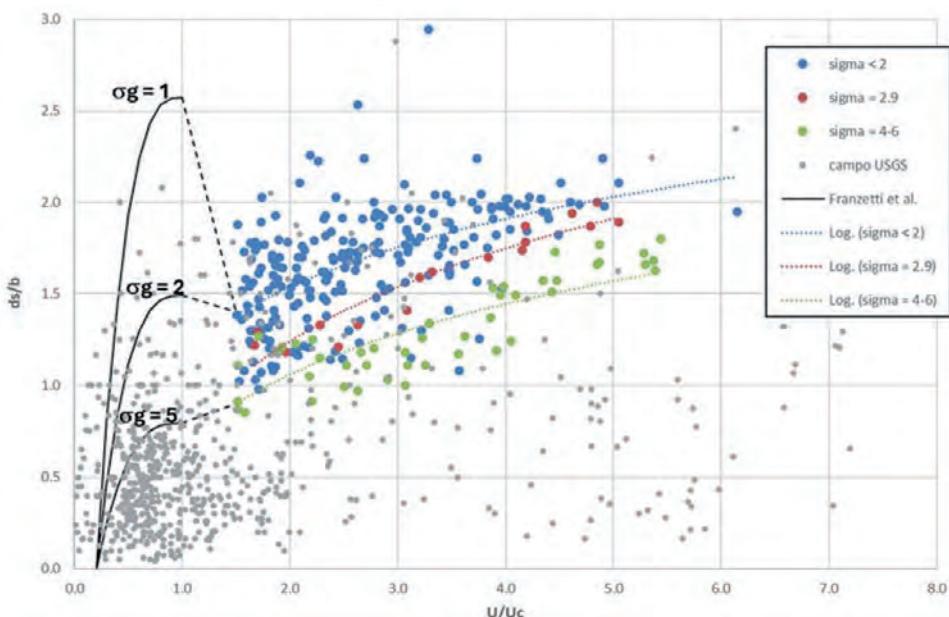


Fig. 2.7.1 Sintesi di risultati (di laboratorio e campo) per erosione localizzata attorno a pila circolare, al variare di U/U_c e σ_g .

In particolare:

- I punti colorati corrispondono a dati sperimentali di laboratorio di live-bed da diverse serie sperimentali, per diverse classi del coefficiente σ_g di uniformità dei sedimenti. Il database è riportato e descritto in Benedict & Caldwell (2014).
- Le curve colorate tratteggiate corrispondono a interpolari (funzioni logaritmiche) di best-fit dei corrispondenti punti sperimentali.
- I punti grigi corrispondono a dati sperimentali di campo in clear-water e live-bed. Il database è riportato e descritto in Benedict & Caldwell (2014).
- Le curve nere continue corrispondono, per diversi valori del coefficiente σ_g di uniformità dei sedimenti, al modello di Franzetti et al. (2022), valido per condizioni di clear-water, e ottenuto da dati di laboratorio.

Si considerino, innanzitutto, le risultanze sperimentali di laboratorio. Si possono proporre le seguenti considerazioni.

1. L'erosione in condizioni limite di clear-water ($U/U_c = 1$) per sedimenti uniformi ($\sigma_g = 1$) si conferma un valore inviluppo ($d_s/b \approx 2.5$) in favore di sicurezza rispetto alle diverse condizioni.
2. Il modello di Franzetti et al. (2022) propone una forte dipendenza dell'erosione dall'uniformità dei sedimenti. Tale dipendenza appare inferiore ma, comunque, significativa in condizioni di live-bed.
3. Con riferimento alle tipiche condizioni di campo (live bed, sedimenti eterogenei) la condizione estremante $d_s/b \approx 2.5$ può rappresentare una significativa sovrastima dell'erosione attesa. Modelli che considerino le effettive condizioni e, in particolare, i valori di U/U_c e σ_g costituirebbero una rappresentazione più adeguata dei processi.

Si considerino ora i dati di campo (punti grigi). In prima analisi i risultati confermano le precedenti osservazioni: i valori di scavo sono più bassi di quanto rappresentato dai dati di laboratorio (e conseguente modello interpolare), e coerenti con una capacità di resistenza all'erosione tipica dei terreni più eterogenei. La conclusione deve, però, essere valutata con estrema cautela. Gli intrinseci limiti delle misure di campo prospettano la possibilità che molti dei dati non rappresentino il massimo valore di erosione associato alle condizioni idrodinamiche, ma solo una frazione del massimo. Inoltre, la maggior parte delle misure di campo corrisponde a condizioni di clear-water o debole live-bed ($U/U_c < 1.5$), non rappresentative delle piene di maggiore intensità.

In conclusione, l'analisi conferma che i tipici modelli di erosione basati su sedimenti uniformi e condizioni limite di clear-water sono adeguati per garantire la sicurezza delle fondazioni, ma che sarebbe necessaria una rappresentazione più completa e realistica delle diverse componenti del fenomeno per ottenere stime più accurate, depurate da un forte bias a favore di sicurezza.

2.72. Spinte idrodinamiche su accumuli di detriti

La figura 2.6.2 mostra che i risultati di diverse campagne sperimentali di laboratorio possono essere interpretati tramite formule semplici e robuste. La dispersione attorno al modello di best-fit è relativamente ampia, il che non stupisce vista l'estrema semplicità dell'approccio, che trascura ogni caratteristica specifica dell'accumulo e del tipo di detriti, considerando

solo la superficie esposta dell'accumulo e le caratteristiche della corrente. Viceversa, non si ritiene utile cercare caratterizzazioni di maggior dettaglio ed accuratezza per la determinazione del coefficiente di Drag: nella valutazione delle forze esercitate da una corrente su accumuli di detriti la maggiore incertezza risiede nella previsione della dimensione dell'accumulo (cfr. paragrafo 2.1); l'incertezza sul valore del coefficiente di forza può essere considerata come secondaria.

2.8 Bibliografia

- Ballio, F., Ballio, G., Franzetti, S., Crotti, G., & Solari, G. (2018) Actions monitoring as an alternative to structural rehabilitation: Case study of a river bridge. *Structural Control Health Monitoring*, 25(11), e2250. <https://doi.org/10.1002/stc.2250>.
- Ballio, F., Viscardi, S., Pallavicini, P., & Malavasi, S. (2024) Drag coefficients of debris accumulations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 150, 06024003.
- Benedict, S.T., & Caldwell, A.W. (2014) A pier-scour database: 2,427 field and laboratory measurements of pier scour. *USGS Numbered Series*, Data Series 845, U.S. Geological Survey. <https://doi.org/10.3133/ds845>
- Chang, W.-Y., Lai, J.-S., & Yen, C.-L. (2004) Evolution of scour depth at circular bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(9), 905-913.
- Chiew, Y.M., & Melville, B.W. (1987) Local scour around bridge piers." *Journal of Hydraulic Research*, 25(1), 15-26.
- De Cicco, P.N., Paris, E., Solari, L., Ruiz-Villanueva, V., & Stoffel, M. (2018) In-channel wood-related hazards at bridges: A review. *River Research and Applications*, 34, 617-628. <https://doi.org/10.1002/rra.3300>
- De Cicco, P.N., Paris, E., Solari, L., & Ruiz-Villanueva, V. (2020). Bridge pier shape influence on wood accumulation: Outcomes from flume experiments and numerical modelling. *Journal of Flood Risk Management*. <https://doi.org/10.1111/jfr3.12599>
- Diehl, T.H. (1997) *Potential Drift Accumulation at Bridges*. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Research and Development, Turner-Fairbank Highway Research Center, 45.
- Erpicum, S., Poppe, D., Burghardt, L., Benet, L., Wütrich, D., Kloppries, E.M., & Dewals, B. (2024) A dataset of floating debris accumulation at bridges after July 2021 flood in Germany and Belgium. *Scientific Data*, 11, 1092.
- Ettmer, B., Mueller, F., & Link, O. (2015) Live-bed scour at bridge piers in a lightweight Polystyrene bed. *Journal of Hydraulic Engineering*, 141(9), 04015017.
- Febelli, M., & Soliman, A.E.H.E. (2024) *Innovative theoretical modelling of dune avalanches in live-bed pier scour*. M.Sc. thesis, Politecnico di Milano.
- Franzetti, S., Radice, A., Rebai, D., & Ballio, F. (2022) Clear water scour at circular piers: A new formula fitting laboratory data with less than 25% deviation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 148(10), 04022021.
- Galli, A., & Radice, A. (2023) An innovative "Geo-carpet" system as a countermeasure against local scour at bridge piers: Small-scale test results. 12th International Conference on Geosynthetics, Rome, Italy.
- Galli, A., & Radice, A. (2024) Prove preliminari in laboratorio su di un sistema di mitigazione dell'erosione attorno alle pile di ponti: i Geo-carpets. Atti del XXXIII Convegno Nazionale Geosintetici, Bologna, Ottobre 2023, Patron Editore, a cura di Daniele Cazzuffi, Nicola Moraci e Claudio Soccodato, ISBN 9788855536486.
- Jafari Mohammadi, S.M. (2023) *Dynamic analysis of dune avalanches in live-bed pier scour*. M.Sc. thesis, Politecnico di Milano.
- Kalhori, M.R., & Fotoohi, S. (2023) Mitigating scouring around bridge piers using geosynthetics

- (Geo-carpets): an experimental study on the effectiveness of protective measures. M.Sc. thesis, Politecnico di Milano.
- Link, O., Castillo, C., Pizarro, A., Rojas, A., Ettmer, B., Escauriaza, C., & Manfreda, S. (2017) A model of bridge pier scour during flood waves. *Journal of Hydraulic Research*, 55(3), 310-323.
- Martin Moya, M.F. (2021) The use of geosynthetics as a countermeasure for scour at piers in rivers: experimental small scale investigation. M.Sc. thesis, Politecnico di Milano.
- Mazzorana, B., Comiti, F., Scherer, C., & Fuchs, S. (2012) Developing consistent scenarios to assess flood hazards in mountain streams. *Journal of Environmental Management*, 94, 112-124.
- Melville, B.W., & Coleman, S.E. (2000) *Bridge scour*. Highlands Ranch, CO: Water Resources Publications.
- Monofy, A. (2018) *Live-bed pier scour under steady and unsteady conditions*. M.Sc. thesis, Politecnico di Milano.
- Nouri Imamzadehei, A., Heidarpour, M., Nouri Imamzadehei, M., Ghorbani, B., & Haghabi, A. (2016) Control of the local scouring around the cylindrical bridge pier using armed soil by geotextile. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 2(5).
- Pallavicini, P., & Viscardi, S. (2023) *Forze su accumuli di detriti arborei in corrispondenza di ponti fluviali*. Tesi di Laurea Magistrale, Politecnico di Milano.
- Panici D., & de Almeida, G.A.M. (2018) Formation, growth, and failure of debris jams at bridge piers. *Water Resources Research*, 54, 6226-6241. <https://doi.org/10.1029/2017WR022177>
- Parola, A.C., Apelt, C.J., & Jempson, M.A. (2000) *Debris forces on highway bridges*. Washington, DC: National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board.
- Radice, A. (2019) Experimental characterization of bed-load dunes in a closed conduit: size, period, and migration celerity. XXXVIII Congress of IAHR, Panama City, Panama.
- Radice, A. (2021) An experimental investigation of sediment kinematics and multi-scale propagation for laboratory bed-load dunes. *Sedimentology*, 68(7), 3476-3493.
- Radice, A., & Lauva, O. (2017) Live-bed pier scour in a covered flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 143(10), 06017016.
- Radice, A., Bonacini, M., & Galli, A. (2021) Esperimenti di erosione localizzata in live bed: misura dei franamenti del sedimento lungo il paramento di monte della fossa di erosione. XXXVII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Reggio Calabria.
- Schalko, I., Schmocke, L., Weitbrecht, V., & Boes, R.M. (2018) Backwater rise due to large wood accumulations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 144(9), 04018056. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001501](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001501)
- Schalko, I., Schmocke, L., Weitbrecht, V., & Boes, R.M. (2019) Laboratory study on wood accumulation probability at bridge piers. *Journal of Hydraulic Research*. <https://doi.org/10.1080/00221686.2019.1625820>.

CAPITOLO 3

Work PACKAGE 3

G.T. Aronica, A. Spadaro, R. Santoro, M. Mazzeo

Università degli Studi di Messina, Contrada di Dio, 98158 Sant'Agata- Messina ME

Sommario: L'analisi di vulnerabilità idraulica consente di stimare la predisposizione di un ponte a subire danneggiamenti o crolli per effetto dell'interazione tra le correnti idriche nei reticolati e l'opera stessa di attraversamento. Questo lavoro ha come obiettivo la valutazione della vulnerabilità di una pila da ponte in c.a. all'impatto di correnti ad elevata concentrazione solida su fondo fisso non erodibile. Le curve di fragilità/vulnerabilità rappresentano uno degli strumenti per la valutazione del rischio idraulico e consentono di mettere in relazione la probabilità di superare una soglia di danno con l'intensità della colata, rappresentata in questo caso tramite un parametro che è funzione sia del tirante che della velocità del flusso (H). L'applicazione ad un caso studio, un ponte in c.a. a travate appoggiate con pile in alveo di forma allungata, mostra l'assenza di danni significativi per il solo impatto della colata. È stata modellata, per confronto, una geometria fittizia con pile di forma circolare scarsamente armate; anche per questa casistica la capacità della struttura è nettamente superiore alla domanda in termini di deformazioni e sollecitazioni.

3.1 Introduzione

Nell'ambito delle attività previste dal progetto M.Hy.Bridge (*Modelling Hydraulic risk at Bridges*), l'unità di ricerca dell'Università di Messina, responsabile del Work Package 3 si è occupata dello studio degli aspetti relativi alla compatibilità idraulica dei ponti nei piccoli corsi d'acqua (piccoli bacini) con specifico riferimento all'analisi delle azioni su pile, spalle e impalcati di correnti ad elevata concentrazione solida.

Per lo sviluppo di queste attività, il Work Package 3 è stato suddiviso in tre differenti tasks:

- Task 1: Caratterizzazione dei carichi con un focus particolare sulle azioni idrauliche da considerare nell'analisi modellistica di tipo strutturale
- Task 2: Risposta strutturale del ponte (in termini di sollecitazioni e deformazioni)
- Task 3: Sintesi dei risultati

Lo studio dell'impatto violento delle correnti ad elevata concentrazione solida sulle strutture da ponte in piccoli bacini, con caratteristiche montane (elevate pendenze d'alveo, risposta idrologica veloce, ecc.) è stato scarsamente analizzato in letteratura. Sebbene il rischio associato a questo tipo di correnti sia certamente riconosciuto e visibile, non è stata ancora definita una relazione tra l'intensità del fenomeno e valori di vulnerabilità per le strutture da ponte. La definizione di curve di vulnerabilità permetterebbe un supporto proattivo alla previsione, ottimizzazione e gestione efficace degli asset fisici. La vulnerabilità dipende, certamente dall'intensità del fenomeno e dalla tipologia di elemento a rischio $V = V(I;E)$, ma nella sua definizione entrano in gioco anche altri fattori, di difficile parametrizzazione, tra cui i livelli limite di danneggiamento. I parametri utilizzati in letteratura per rappresentare la % di danno sono svariati, individuati tramite valutazioni di danni post-evento e valutazioni di tipo empirico, a valutazioni di impatto di tipo economico, i quali prevedono una stima dei costi di manutenzione, rico-

struzione ecc. La vulnerabilità può essere espressa – in una scala da 0 (nessun danno) a 1 (gravi danni/crolli) – come il grado di danneggiamento su un certo elemento o gruppo di elementi esposti a rischio per una data intensità del fenomeno analizzato.

Nella specifica attività di ricerca, ci si è focalizzati principalmente sulla valutazione dell'impatto delle correnti idriche ad elevata concentrazione solida sulle pile da ponte in cemento armato (c.a.). In Italia le pile in c.a. sono state ampiamente utilizzate dal XX secolo ad oggi; questa diffusione è stata dovuta ai vantaggi del c.a., che offre una buona resistenza, durabilità e possibilità di lavorazione per diverse tipologie di strutture. Sono state impiegate infatti per realizzare ponti sia di piccole dimensioni che di grande luce.

3.2 Task 1 - Caratterizzazione dei carichi

3.2.1 Caratterizzazione dei carichi: focus sulle pressioni di tipo idraulico

Sui ponti agiscono diverse azioni, dovute a pesi e carichi permanenti, a sovraccarichi variabili ed alle azioni eccezionali. Nelle analisi successive vengono applicati sulla struttura i seguenti carichi, espressi per unità di lunghezza: azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali (rivestimenti, barriere, etc.) ed azioni idrauliche.

I carichi idraulici si riferiscono alle forze che derivano dalla pressione del fluido (acqua o miscela solida) sulle parti della struttura da ponte interferenti con il corso d'acqua. Nelle applicazioni pratiche la spinta totale agente sulle pile da ponte può essere parzializzata nella forza orizzontale idrostatica e nella spinta idrodinamica orizzontale. Eventuali detriti legnosi e/o ammassi rocciosi trasportati dalla corrente modificano i valori dei carichi agenti; nel caso specifico la spinta dovuta all'urto di materiale trasportato dal flusso ad alte velocità non è oggetto di studio, inoltre il fondo è considerato fisso, non erodibile.

La componente idrostatica dipende dall'incremento di pressione con la profondità dal pelo libero (ipotizzato il fluido in quiete), la componente dinamica è associata alla velocità della corrente che impatta sulla struttura. Sebbene le forze idrodinamiche agenti sulle strutture da ponte, sia sottostrutture (pile e spalle) che sovrastrutture (quali ad esempio travi di appoggio ed impalcato) siano analizzate frequentemente in letteratura, gli esperimenti di laboratorio, su modelli in scala ridotta e/o reali, mostrano dei coefficienti idrodinamici notevolmente variabili. Per gli obiettivi prefissati, si preferisce adottare uno schema semplificato di valutazione della forza idraulica totale agente (3.2.1.1.), per il quale la forza idrostatica orizzontale è funzione della distanza verticale dal pelo libero e del peso specifico della miscela, mentre la forza idrodinamica dipende dalle proprietà del fluido, dalla velocità e dalla configurazione geometrica dell'elemento interagente.

$$F_{tot} = \frac{1}{2} \rho_m \cdot g \cdot h_m^2 + \rho_m \cdot u^2 \cdot h_m \quad (3.2.1.1)$$

dove h_m è l'altezza del pelo libero della miscela, u è la velocità della corrente, g l'accelerazione di gravità, ρ_m è la densità della miscela (1.2.1.2.), ρ_s la densità dei solidi grossolani, ρ_w la densità del fluido e c è la concentrazione della miscela.

$$\rho_m = c \cdot \rho_s + (1 - c) \rho_w \quad (3.2.1.2)$$

La formula esposta, comunemente adottata in letteratura e nelle pratiche applicazioni, necessita di una modellazione idraulica da cui analizzare il legame tirante-velocità della corrente.

3.3 Task 2 – Risposta strutturale del ponte

3.3.1 Modellazione strutturale

Per analizzare il comportamento strutturale delle pile da ponte in c.a. si è proceduto all'utilizzo della modellazione numerica agli elementi finiti (FEM, *Finite element method*), largamente utilizzata nelle applicazioni ingegneristiche. Nella prima fase del processo di analisi FEM è stato definito il modello ad elementi finiti, prestando particolare attenzione al tipo di analisi da utilizzare e agli altri dati in input quali la tipologia degli elementi finiti, geometria del modello, i parametri dei materiali assegnati, i vincoli e i carichi.

L'analisi statica lineare è stata applicata per la valutazione delle sollecitazioni di taglio e momento e la valutazione degli spostamenti. La domanda strutturale risultante necessita di essere confrontata con la capacità valutata allo SLU, sulla base della normativa vigente NTC2018.

Il momento resistente allo SLU è calcolato con riferimento alla sezione in cemento armato maggiormente sollecitata, assumendo il legame costitutivo di tipo *stress block* per il calcestruzzo. Per la sezione presso-inflessa, l'equazione di equilibrio alla traslazione permette di determinare la posizione dell'asse neutro, sulla base del quale è stato valutato il momento resistente imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno al baricentro della sezione.

Il taglio resistente è calcolato con riferimento al meccanismo di traliccio a inclinazione variabile (3.3.1.1) che assume come tale il minimo tra la sollecitazione di taglio-compressione V_{Rcd} (3.3.1.3), il quale provoca la crisi della biella compressa di calcestruzzo, e la sollecitazione di taglio-trazione V_{Rsd} , che provoca la crisi dell'armatura trasversale (1.3.1.2):

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rcd}, V_{Rsd}\} \quad (3.3.1.1)$$

con:

$$V_{Rsd} = 0.9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad (3.3.1.2)$$

$$V_{Rcd} = 0.9db_w v f_{cd} \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)} \quad (3.3.1.3)$$

essendo θ l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo ($1 < \cot \theta < 2.5$), α l'inclinazione dell'armatura trasversale, A_{sw} la corrispondente area, s l'interasse tra staffe, $v f_{cd}$ la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, b_w la larghezza minima della sezione e d la sua altezza utile.

Infine, lo spostamento in testa alla pila è stato adimensionalizzato rispetto all'altezza complessiva della stessa, comprensiva del pulvino.

3.3.2 Livelli di danno e curva di vulnerabilità

Per definita tipologia strutturale esposta a rischio idraulico può essere definito un livello di vulnerabilità se si collega l'entità del danno all'intensità ed al tipo di fenomeno analizzato. La metodologia semplificata adottata prevede di associare un livello di danneggiamento o una classe corrispondente rispetto a definiti parametri di capacità strutturale.

Il livello $D0$ presuppone la completa operatività del ponte, non è identificabile alcun danno per cause di tipo idraulico. I livelli $D1$ e $D2$ si riferiscono a due condizioni limite di danno, oltre i quali la struttura non risponde ai prefissati criteri di operatività e di salvaguardia

Tabella 3.3.2.1 Parametri di capacità strutturale e livelli di danno

Livello di danneggiamento	d _{ultimo} (mm) in testa alla pila		Momento* (kN m)	Taglio** (kN)
	Appoggi elastomerici	Appoggi scorrevoli in acciaio		
D0: Operativo/ Nessun danno	<20	<30	<Mcr	<Vrmin (VRcd,VRsd)
D1: Danno di funzionalità	20	30	My	Vrmin
D2: Danno strutturale	30	45	2My	2Vrmin

*Mcr: momento di prima fessurazione; My: momento allo snervamento;

**Vrmin: valore minimo del taglio rispetto la resistenza a taglio del cls compresso (VRcd) e la resistenza a taglio dell'acciaio teso (VRsd).

strutturale; nel dettaglio, uno stato limite di funzionalità in cui la struttura è in parte compromessa e necessità di interventi di ripristino (tempi e risorse richieste limitate), mentre uno stato limite strutturale in cui la struttura presenta danni strutturali rilevanti che ne compromettono la stabilità sino al potenziale crollo (necessità di intervenire con tempi e risorse adeguate, nel peggiore dei casi ricostruzione dell'opera). Per una descrizione qualitativa dei limiti di danno sono stati introdotti alcuni parametri ingegneristici EDP (Engineering Demand Parameters): spostamento massimo di un punto di controllo in testa alla pila (associato allo spostamento dell'appoggio), sollecitazioni massime in termini di momento e taglio. Di seguito un elenco per la classificazione dei livelli di danneggiamento, introdotti in Tabella 3.3.2.1:

- *D0*: vulnerabilità iniziale, la struttura è in grado di soddisfare tutti i requisiti in termini di resistenza, rigidità, sicurezza e durata.
- *D1*: spostamenti e rotazioni minime, crepe e fessure limitate in corrispondenza delle zone di supporto ed in prossimità dei punti di maggiore sollecitazione. Il raggiungimento di questa condizione presuppone l'intervento del gestore tramite interventi localizzati di rinforzo strutturale, riparazione degli appoggi; di fatto il ponte necessita di riduzioni di carico o una chiusura parziale al transito (stato limite di funzionalità).
- *D2*: spostamenti e rotazioni eccessivamente visibili con potenziale crollo (stato limite al collasso drastica riduzione della capacità strutturale).

Nella definizione dello spostamento ultimo sono stati considerati gli appoggi comune-mente utilizzati, rispetto la tipologia strutturale di ponte analizzato, e la relativa corsa ammis-sibile; i valori di spostamento ammissibile dovranno essere comunque verificati tramite spe-cifiche schede tecniche. Spostamenti eccessivi rendono l'appoggio inefficace, con necessità di sostituzione e conseguenti disagi per la circolazione; nella condizione più gravosa la perdita dell'appoggio potrebbe provocare il crollo dell'impalcato. La tabella fornisce inoltre un ordi-ne di grandezza per i valori limite di taglio e momento. I valori sono stati definiti tramite ri-cerca bibliografica e stato dell'arte, avvalendosi di assunti basati sull'esperienza ingegneristica. Il raggiungimento del momento di prima fessurazione e del valore di taglio resistente per la sezione maggiormente sollecitata del pilastro generano le prime fessure; le deformazioni au-mentano con l'incremento delle sollecitazioni.

Le curve di vulnerabilità dei ponti agli impatti delle colate detritiche esistenti in lettera-tura sono basate su dati reali (censiti post-evento); l'analisi storica permette di conoscere i

livelli di danno rispetto condizioni reali di intensità dell'evento. Sulla base di queste informazioni, le curve empiriche identificate risultano essere funzione della profondità della colata oppure della velocità, della pressione, della viscosità della miscela, etc. Vengono quindi usualmente adattate diverse funzioni di distribuzione (tra le quali, la distribuzione di Weibull, funzione esponenziale, Gamma etc.); questo approccio può essere fuorviante per osservazioni limitate o nel caso di elevata dispersione dei dati. Per definire una curva qualitativa di vulnerabilità, analoga alle curve di fragilità reperibili in letteratura (curve ad "S"), è stata utilizzata una funzione di distribuzione di probabilità continua triangolare (Eq. 3.3.2.1.). La funzione permette di rappresentare l'intervallo di valori plausibili di vulnerabilità, con andamento monotono crescente; essa soddisfa inoltre i requisiti matematici di gradi di danneggiamento compresi tra 0 e 1.

$$V(I) = \begin{cases} 0, & I < a \\ \frac{(I-a)^2}{(b-a)(c-a)}, & a \leq I \leq c \\ 1 - \frac{(b-I)^2}{(b-a)(b-c)}, & c < I \leq b \\ 1, & I > b \end{cases} \quad (3.3.2.1)$$

dove $V(I)$ è il livello di vulnerabilità (compreso tra 0 ed 1), I è il parametro di intensità della colata (funzione della coppia tirante e velocità), a è il livello di intensità dell'evento in corrispondenza del quale si raggiunge il limite di danneggiamento D_0 o, in alternativa, il limite D_1 ridotto tramite un coefficiente di sicurezza γ , b è il livello di intensità del fenomeno in corrispondenza del quale raggiunge uno dei limiti al collasso D_2 definiti in Tabella 1.3.2.1, mentre c è il livello limite di intensità affinché venga compromessa la funzionalità dell'opera, ovvero il raggiungimento del limite D_1 .

3.4 Task 3 - Sintesi dei risultati

3.4.1 Caso studio

Il ponte considerato per l'applicazione della procedura è localizzato nella parte alta della vallata del torrente San Filippo alle coordinate (lat.; long.): 38,165795; 15,501753. L'opera rappresenta uno dei pochi collegamenti del villaggio di San Filippo Superiore con il comune



Fig. 3.4.1.1 Inquadramento del caso studio: ponte sul torrente San Filippo nel villaggio di San Filippo Superiore nel comune di Messina (Sicilia, Italia).



Fig. 3.4.1.2. Caratteristiche geometriche e meccaniche dell'attraversamento.

Proprietà geometriche

Larghezza pile (m)	1
Lunghezza pile (m)	8,3
Altezza pila (m)	4
Estradosso impalcato (m slm)	232,4
Intradosso impalcato (m slm)	231,7
Spessore impalcato (m)	0,7
Larghezza impalcato (m)	8,5

Proprietà meccaniche

Calcestruzzo	C28/35
Acciaio	FeB44k
Tipologia fondazione	Profonda

di Messina. Le geometrie ed il contesto territoriale modellato rappresentano lo stato di fatto dei luoghi, poiché è stato utilizzato un modello digitale del terreno DEM aggiornato ad alta risoluzione, ricostruito tramite rilievo topografico di dettaglio.

I carichi, le forze, i materiali, la geometria e tutte le variabili presenti in gioco sono stati modellati adeguatamente così da ottenere una riproduzione semplificata, ma fedele alla realtà. Per l'elemento modellato sono state condotte verifiche a taglio, a flessione ed agli appoggi per analizzare gli stati limite di danneggiamento $D1$ e $D2$, in un certo senso associati allo Stato Limite di operatività ed allo Stato Limite al collasso.

3.4.2 Modellazione idraulica bi-dimensionale

Le aree di inondazione e gli impatti idraulici sul ponte caso studio sono stati valutati tramite una modellazione idraulica puramente bidimensionale, adottato un modello digitale del terreno ad alta risoluzione (DEM 1 m risoluzione). In Fig. 3.4.2.1 si evidenziano il dominio di calcolo bidimensionale, i punti di immissione degli idrogrammi, considerati come condizione al contorno di monte, le opere di attraversamento modellate.

Per le analisi previste si sono definite delle forzanti al modello idraulico costituite da idrogrammi liquidi sintetici con picchi crescenti di portata. La disponibilità della serie di idro-

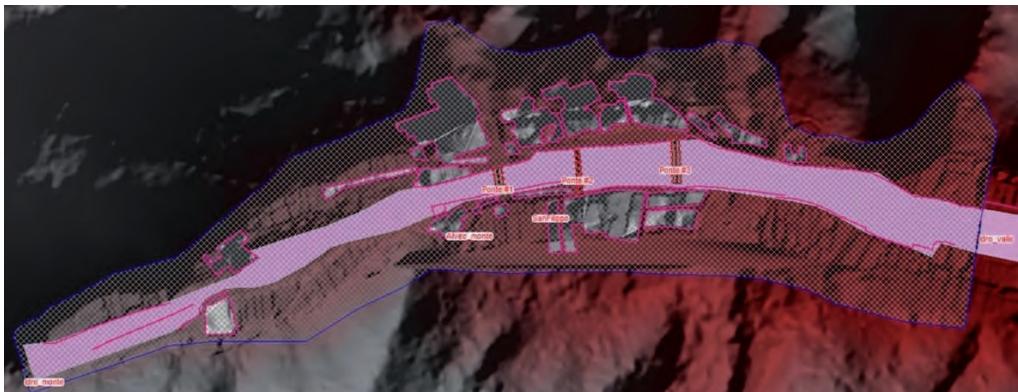


Fig. 3.4.2.2 Dominio 2D e mesh di calcolo, ostacoli al flusso, infrastrutture di attraversamento, condizioni al contorno di monte e di valle.

grammi liquidi ha permesso di derivare anche gli idrogrammi relativi alle portate solide (“sedimentogrammi”) attraverso il cosiddetto metodo volumetrico che permette di valutare la portata solida ed il volume associato a un debris flow a partire dall’idrogramma di piena liquida e dalla capacità di trasporto solido della corrente.

Secondo l’approccio di Takahashi (1991), basato sulla teoria del moto uniforme delle colate a partire dalle seguenti ipotesi:

- la colata si forma per diluizione del detrito presente nel canale in seguito ad aggiunta d’acqua;
- la velocità di avanzamento del fronte è uguale a quella dell’acqua in arrivo.

È possibile quindi stimare la portata solida di picco $Q_{max,s}$ in funzione delle caratteristiche della colata detritica, al variare della portata liquida di picco $Q_{max,l}$ dell’idrogramma di piena tramite un semplice fattore di amplificazione AF (spesso noto in letteratura anche con il nome di Bulking Factor) così definito:

$$Q_{max,s} = AF \cdot Q_l = \frac{c^*}{c^* - c_v} Q_{max,l} \quad (3.4.2.1)$$

$$c_v = \left[\frac{\rho_m i_f}{(\rho_s - \rho_m) \cdot (\tan \varphi - i_f)} \right] \quad (3.4.2.2)$$

dove c^* è la concentrazione dei sedimenti depositati nel letto in condizioni statiche nelle condizioni di massimo impaccamento, c_v è la concentrazione volumetrica di equilibrio dei solidi (fini e grossolani) trasportati dalla colata supposta in moto uniforme, c_v è funzione delle densità ρ_m e ρ_s , della pendenza dell’alveo i_f e dell’angolo di attrito interno del materiale.

Seguendo la classificazione proposta da Takahashi, è possibile distinguere il tipo di corrente in relazione ai valori della concentrazione (Tabella 3.4.2.1):

Tabella 3.4.2.1. Soglie di concentrazione volumetrica per le colate.

Concentrazione volumetrica di equilibrio dei solidi	Evoluzione della tipologia di trasporto solido
$c_v < 0.05$	Acqua chiara con trasporto solido di fondo ordinario (bedload)
$0.02 \leq c_v < 0.2$	Colata detritica immatura o corrente iperconcentrata (trasporto solido di fondo massivo)
$c_v \geq 0.2$	Colata detritica matura

Per le applicazioni sono stati considerati diversi scenari idraulici, tramite la derivazione di differenti idrogrammi solidi, al variare della densità e concentrazione della miscela.

Per la valutazione dei sedimentogrammi da porre in input al modello idraulico- che possono rappresentare una condizione di colata detritica immatura- sono stati stimati fattori di amplificazione degli idrogrammi liquidi con concentrazioni variabili e crescenti tra il 5 ed il 40%, ovvero densità della miscela variabili tra 1083 (corrente quasi chiara) e 1660 kg/m³ (colata detritica matura).

L’applicazione del fattore di amplificazione in maniera indiscriminata a tutto l’idrogramma di portata liquida porta ad una sovrastima della portata e del volume di debris flow, in

quanto la teoria di Takahashi è valida per il valore di concentrazione volumetrica di picco, mentre altrove le concentrazioni sono minori e in alcuni casi anche più basse rispetto a quelle necessarie per garantire la miscelazione tra acqua e materiale di fondo alveo o anche per manifestarsi un qualunque fenomeno di trasporto solido di fondo.

Sulla base di queste considerazioni, deve essere valutato l'andamento nel tempo delle concentrazioni volumetriche che subiscono un graduale aumento dall'inizio del moto (valore minimo della concentrazione) sino al valore di picco per poi decrescere nuovamente nella fase di esaurimento della piena.

In termini pratici, per la stima quantitativa delle concentrazioni si fa variare linearmente il loro valore da quello massimo corrispondente all'istante in cui si ha il picco dell'idrogramma di piena liquida sino al valore minimo in corrispondenza dell'annullamento del valore minimo di portata liquida che stabilisce la condizione di incipienza della colata detritica.

Questo valore di portata liquida minima a partire dal concetto di portata critica (Schoklitsch, 1962) utilizzato per stabilire la condizione di incipiente movimento, ovvero l'istante per il quale si verifica la mobilitazione di materiale solido nel trasporto solido ordinario di fondo o in sospensione, ed implementato nell'equazione di Schoklitsch (1962) per la portata solida:

$$Q_{cr,bedload} = 0.26 B \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{5/3} \frac{d^{3/2}}{i_f^{7/6}} \quad (3.4.2.3)$$

dove d il diametro caratteristico materiale di fondo alveo (di solito riferito al passante al 50%) e B è la larghezza della sezione dell'alveo (supposto rettangolare molto largo).

Il deflusso liquido minimo perché si sviluppi un debris flow dovrà comunque essere superiore a quello dell'inizio del trasporto solido ordinario, che inizia più a non essere tale (ma a tendere verso l'equimobilità dei sedimenti) quando la portata liquida è intorno a 2.5-3 volte il valore indicato nell'equazione 3.4.2.3.

Nello specifico, sono stati definiti 24 idrogrammi solidi a partire da 3 idrogrammi liquidi di riferimento (con portate di picco crescenti) per 8 differenti valori di concentrazione e densità della miscela (Tabella 3.4.2.2.).

In Fig. 3.4.2.1 sono mostrati i sedimentogrammi così calcolati per due valori esemplificativi di concentrazione della miscela.

Tabella 3.4.2.2. Fattori di amplificazione degli idrogrammi liquidi per concentrazioni e densità della miscela di valore crescente (da Eq. 3.4.2.2.)

$c_v (-)$	AF (-)	$\rho_m (\text{Kg/m}^3)$
0,03	1,05	1054
0,06	1,11	1103
0,11	1,20	1175
0,16	1,32	1260
0,19	1,42	1317
0,23	1,55	1380
0,27	1,72	1449
0,32	1,96	1525

Il modello di calcolo idraulico utilizzato è l'HEC-RAS (River Analysis System), nella versione 6.5, sviluppato dall'*Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers* che permette di ricostruire l'andamento dei profili di corrente monofasici, in condizione di moto permanente gradualmente variato in canali naturali e artificiali, valutando anche l'influenza di eventuali infrastrutture in alveo (ponti, argini, pile, briglie, tombini, sottopassi, ecc.) sul normale deflusso della corrente.

In una procedura iterativa il codice di calcolo restituisce le altezze idriche e le velocità medie della corrente nelle sezioni trasversali di un tratto di corso d'acqua. In particolare, lo schema di calcolo adottato è bi-dimensionale che, rispetto una modellazione mono-dimensionale, presenta una serie di vantaggi: maggior dettaglio del deflusso nelle due direzioni piane, utile specialmente per le aree urbanizzate; sezioni ricavate da modello digitale del terreno ad alta risoluzione spaziale.

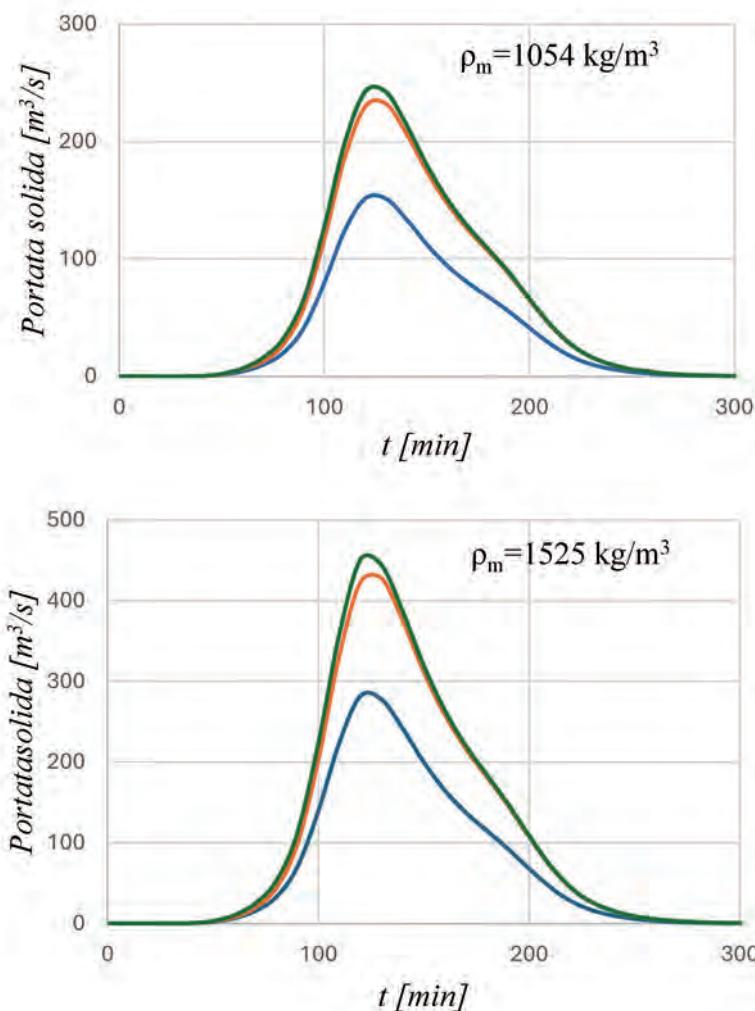


Fig. 3.4.2.1. Sedimentogrammi generati per diverse densità della miscela (valori estremi).

Nello specifico, sono state condotte 24 simulazioni (mostrate in Tabella 3.4.2.2) ricavate per 3 valori di portata crescenti rispetto 8 differenti densità della miscela (Tabella 3.4.2.2.).

Tabella 3.4.2.2. Simulazioni ed output della modellazione idraulica 2D con valutazione della spinta totale orizzontale idraulica F_h [kN] in input al modello strutturale.

ρ_m (Kg/m ³)	$Q_{max,i}$ (m ³ /s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	F_h (kN)
1054	152.0	2.37	5.4	102.7
	230.0	3.03	5.6	147.3
	243.0	3.08	5.6	150.0
1103	159.0	2.38	5.5	110.5
	241.0	2.49	5.7	161.3
	255.0	3.20	5.7	168.8
1175	172.0	2.48	5.5	124.5
	260.0	2.49	5.5	123.9
	276.0	3.33	5.7	189.7
1260	190.0	2.65	5.5	143.3
	286.0	3.36	5.7	209.2
	304.0	3.36	5.8	210.7
1317	205.0	2.62	3.5	85.9
	307.0	3.13	4.0	128.5
	327.0	3.14	3.9	127.3
1380	223.0	2.73	3.5	97.9
	338.0	3.16	3.9	134.8
	357.0	3.17	4.0	138.9
1449	248.0	2.88	3.6	113.4
	373.0	3.20	3.9	144.5
	396.0	3.23	4.0	147.6
1525	282.0	3.07	3.9	141.5
	423.0	3.37	4.0	169.2
	451.0	3.48	4.1	180.7

Nelle Figg. 3.4.2.5. e 3.4.2.6. la ricostruzione dei risultati per un evento tipo, in termini di tiranti e velocità. Successivamente, nelle Figg. 3.4.2.7 e 3.4.2.8 si è eseguita un'analisi puntuale dei risultati nella sezione immediatamente a monte l'attraversamento (perpendicolare al flusso) ed una sezione perpendicolare e centrale (longitudinale al flusso).

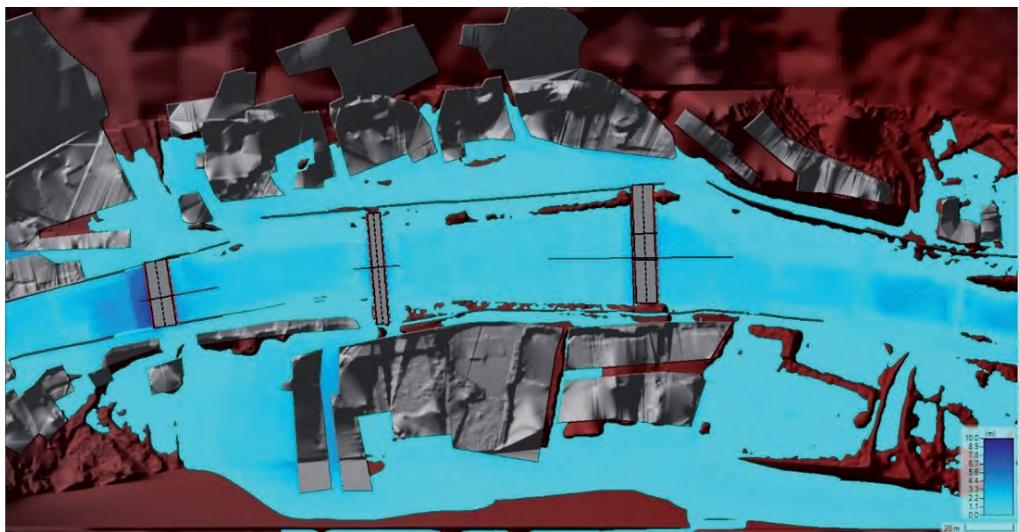


Fig. 3.4.2.5. Soluzione nel Ras Mapper in termini di tiranti idraulici (m) (area inondata esemplificativa per una simulazione tipo).

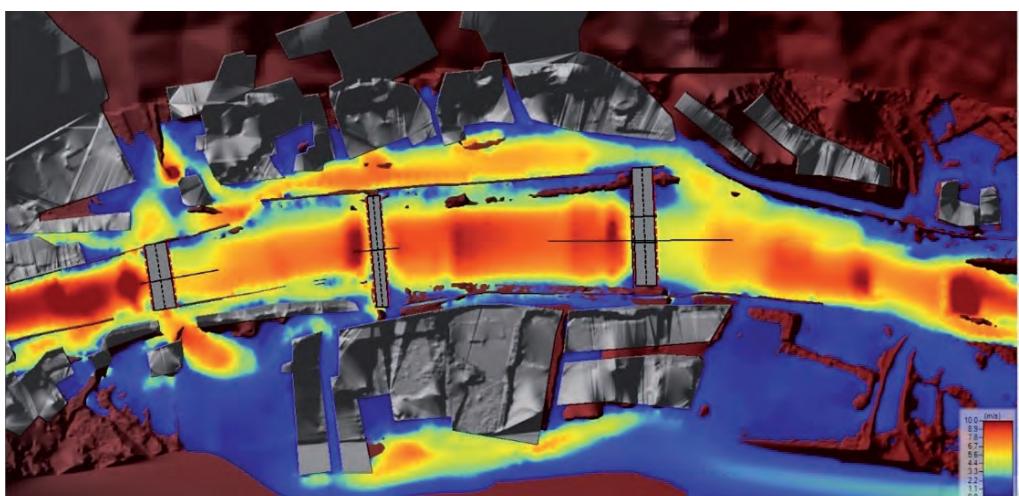


Fig. 3.4.2.6. Soluzione nel Ras Mapper in termini di velocità della corrente (m/s).

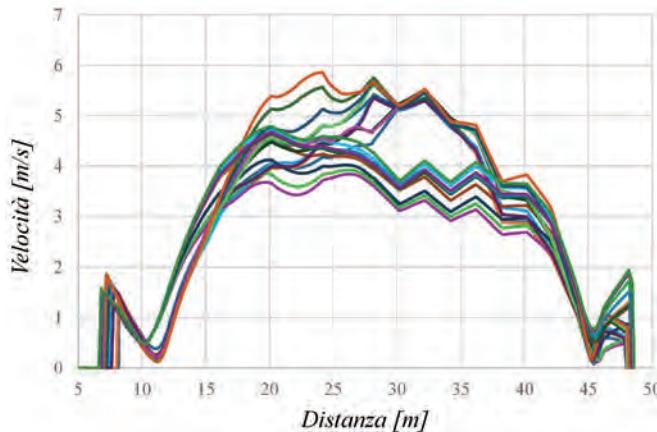


Fig. 3.4.2.7. Andamento della velocità trasversale nella sezione in asse alla pila centrale (m/s).

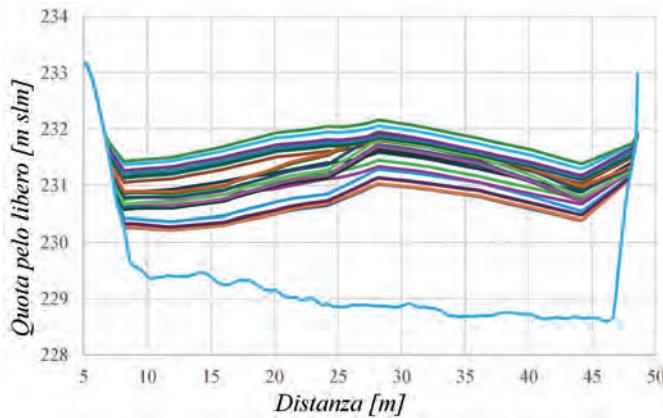


Fig. 3.4.2.8. Quote pelo libero per le diverse simulazioni nella sezione immediatamente a monte del ponte (in azzurro le quote di fondo della sezione fluviale).

3.4.3 Geometria delle strutture analizzate

L'analisi è stata condotta su un ponte a 4 campate semplicemente appoggiate, di lunghezza rispettivamente 9.4 m, 9.73 m, 9.73 m e 9.4 m con un impalcato a soletta piena largo 8.50 m e spesso 0.70 m, come riportato in Fig. 3.4.3.1. In particolare, sono state considerate due possibili configurazioni: la prima che prevede pile a sezione allungata e la seconda con pile a sezione circolare.

In entrambi i casi i materiali ipotizzati sia per le pile che l'impalcato sono calcestruzzo di classe C28/35 e acciaio FeB44k.

Per la pila a sezione allungata si è pensato ad una geometria di 8.3x1m (con un raggio pari a 0.50 m per la porzione arrotondata) ed una altezza di 4 m con una armatura longitudinale 71Ø18 (con interspazio di circa 23 cm) e una armatura trasversale consistente in staffe Ø8 equispaziate con passo 25 cm. La pila a sezione circolare ha un diametro pari a 1 m con un coprifero di 4 cm; l'altezza è sempre pari a 4 metri comprensiva del pulvino le cui dimensioni

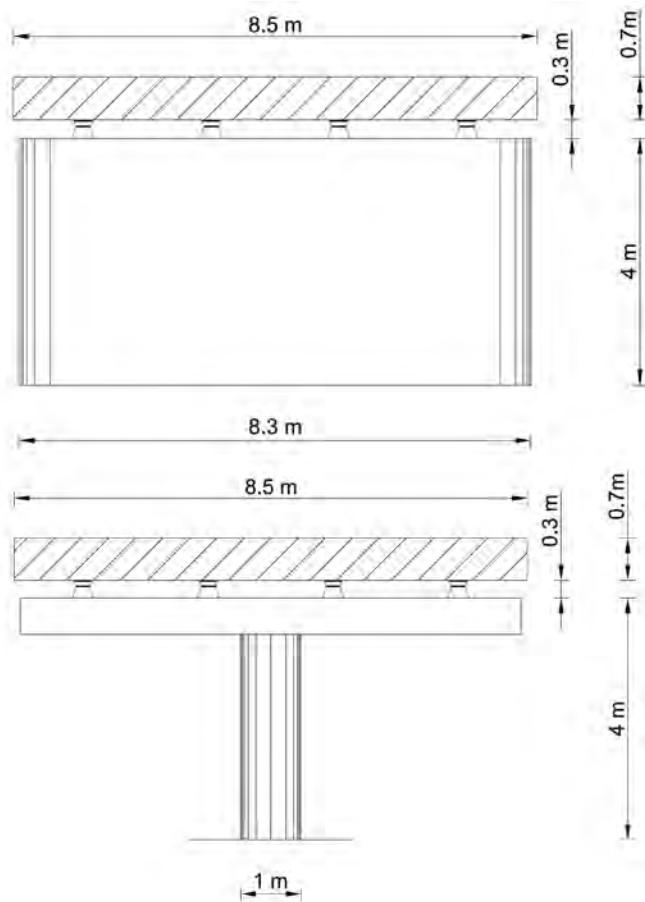


Fig. 3.4.3.1. Sezione trasversale dell'impalcato del ponte con (a) pile a sezione allungata e (b) pile a sezione circolare.

sono 1x0.6 m. L'armatura longitudinale consiste in 15Ø18 (disposte secondo simmetria radiale) con $A_s = 38.1 \text{ cm}^2$ e per l'armatura trasversale staffa elicoidale Ø8/25 cm.

I carichi agenti sull'impalcato contemporaneamente alla spinta, stimati da un'apposita analisi dei carichi, sono: *i*) il peso proprio (G_1) automaticamente calcolato dal programma di calcolo in funzione delle sezioni e del materiale introdotto; *ii*) il carico per unità di superficie (G_2) dovuto alla presenza dei cordoli e del conglomerato bituminoso e *iii*) il carico per unità di lunghezza (G_3).

I cordoli in calcestruzzo di larghezza 0.5 m ed altezza 0.2 m producono un carico complessivo di 4.7 kN/m² distribuito sulle fasce terminali a sinistra e a destra nella sezione trasversale dell'impalcato. La pavimentazione stradale, realizzata in conglomerato bituminoso ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$), è stata assunta di spessore 8 cm e contribuisce con un carico di 1.44 kN/m², applicato sulla rimanente superficie dell'impalcato di larghezza 7.50 m. Infine, il carico per unità di lunghezza è dovuto alla presenza delle barriere (una per lato) con un carico da 1 kN/m applicato in corrispondenza della linea di separazione tra cordoli e bitume.

3.4.4 Modellazione agli elementi finiti

Le analisi numeriche sono state condotte facendo riferimento ad un modello semplificato agli elementi finiti realizzata con il programma CSI-Bridge (Computers and Structures, Inc. 2017). Nello specifico, data la configurazione a soletta piena e la semplice geometria della struttura, si è adottata una modellazione ad impalcato equivalente in cui elementi finiti di tipo trave a sei gradi di libertà per nodo sono stati usati sia per la modellazione dell'impalcato che per pile e pulvini. In tal senso in Fig. 3.4.3.2 è mostrato il modello realizzato per una delle 2 configurazioni di pile investigate. Le proprietà delle sezioni per i vari membri strutturali sono state automaticamente calcolate e assegnate tramite lo strumento Section Designer, integrato al software, una volta che la geometria delle sezioni e le caratteristiche dei materiali sono state definite. Con riferimento alle condizioni di vincolo, si è assunto nella modellazione che le pile siano incastrate alla base. Inoltre, l'impalcato è connesso tramite dei link rigidi a dei nodi incastrati che simulano la quota d'appoggio delle spalle, non essendo queste ultime direttamente simulate nel contesto di una modellazione semplificata.

In Fig. 3.4.3.3 è riportato in dettaglio il modello agli elementi finiti realizzato: l'effettivo spessore della soletta piena è tenuto in conto tramite dei vincoli body tra la quota d'estra-

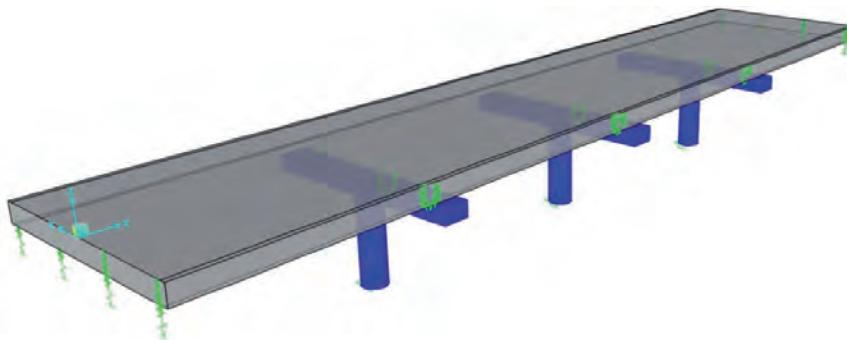


Fig. 3.4.3.2. Vista 3D del modello agli elementi finiti realizzato per il caso di struttura con pile a sezione circolare.

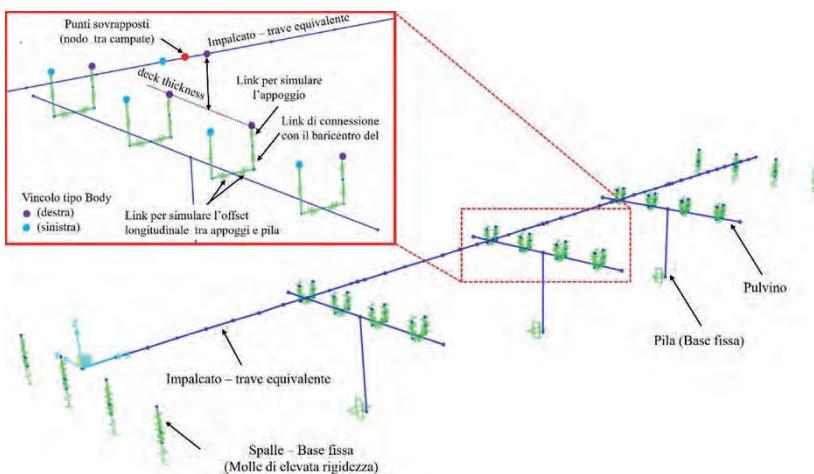


Fig. 3.4.3.3. Schema del modello agli elementi finiti per il ponte caso studio.

dosso di impalcato e l'estradosso degli apparecchi d'appoggio. Dalla figura si evidenzia inoltre che, in prossimità del passaggio da una campata alla successiva, un insieme di link rigidi disposti verticalmente in serie è stato adottato in fase di modellazione per realizzare la connessione tra gli elementi finiti dei singoli membri strutturali, tenendo in conto della loro effettiva quota di collocamento. Inoltre, ulteriori coppie di link rigidi orizzontali sono state utilizzate per simulare l'offset in direzione longitudinale tra l'asse verticale della pila e la reale posizione degli appoggi delle due campate convergenti alla pila stessa.

Infine, la distribuzione delle masse della struttura è stata generata sulla base del peso proprio automaticamente calcolato dal software sulla base della geometria e delle caratteristiche dei materiali di input, una volta introdotte le distribuzioni di carico ottenuti sulla base dell'analisi dei carichi precedentemente menzionata in Sezione 3.1.

3.4.5 Valutazione finale della vulnerabilità

Ai fini della valutazione della vulnerabilità idraulica secondo le indicazioni del DM 578/20, le forzanti idrologiche devono essere relative ad un tempo di ritorno almeno pari a 200 anni. Le coppie di tiranti e velocità, ritenuti entrambi fondamentali per l'analisi degli impatti di colate; ottenute da modellazione bi-dimensionale, le coppie tirante-velocità sono state combinate in un singolo parametro di intensità della corrente idrica, così da esprimere la vulnerabilità in funzione di un unico parametro. Per fornire, quindi, un'informazione sintetica della pericolosità idraulica basata sulle profondità e velocità contemporanee dell'acqua, viene qui proposto l'utilizzo della profondità totale H espressa come:

$$H = h \sqrt{1 + 2 \frac{v^2}{gh}} \quad (3.4.5.1)$$

dove h rappresenta la profondità della corrente e v la sua velocità media.

Questa quantità rappresenta la profondità dell'acqua a riposo che produce una forza statica equivalente alla forza totale del flusso.

Il semplice utilizzo del valore dell'altezza idrica non è certamente accettabile soprattutto nel caso della valutazione della pericolosità associata alla propagazione di colate detritiche torrentizie (mature e immature), ove il ruolo delle velocità (e più in generale delle grandezze idrodinamiche ad esse associate) non sembra del tutto adeguato.

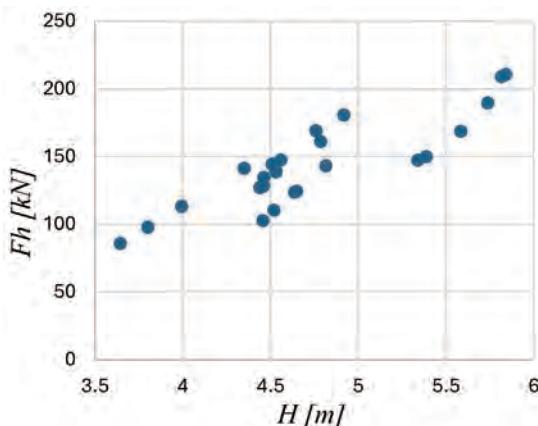


Fig. 3.4.5.1. Spinta [kN] (componente idrostatica e idrodinamica) in funzione del parametro di intensità della corrente idrica.

Le spinte sono state modellate come carichi aggiuntivi nell'analisi strutturale tramite la quale si sono ottenuti i risultati delle Figg. 3.4.5.2. e 3.4.5.3. per le due geometrie introdotte. In ascissa il parametro di intensità della colata ed in ordinata i rapporti tra sollecitazioni e domanda in termini di spostamento rispetto alle resistenze e altezza complessiva della pila h_{pila} , (comprensiva di pulvino).

- Caso A. Pile di forma allungata, configurazione geometrica reale)

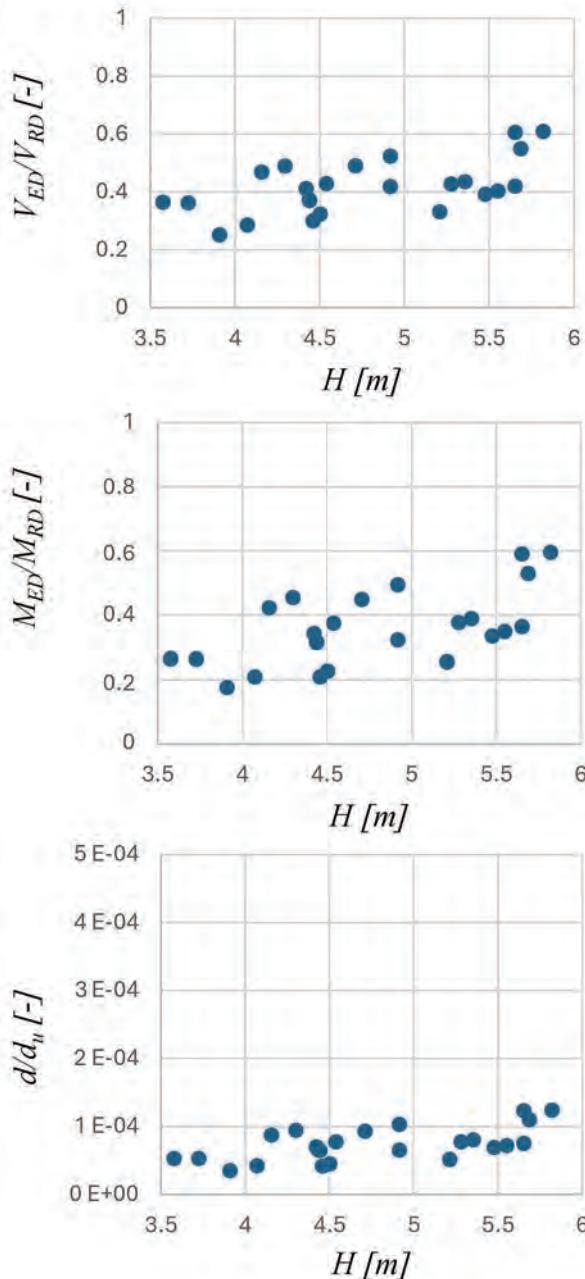


Fig. 3.4.5.2. Spinta [kN] (componente idrostatica e idrodinamica) in funzione del parametro di intensità della colata.

La domanda in termini di sollecitazione e deformazione è nettamente inferiore alla capacità in termini di taglio, momenti e spostamenti limite; può essere interessante attenzionare le sole sollecitazioni di taglio, ma anche in questo caso non si raggiunge né ci si avvicina all'unità.

- Caso B: Pile circolari con armatura minima

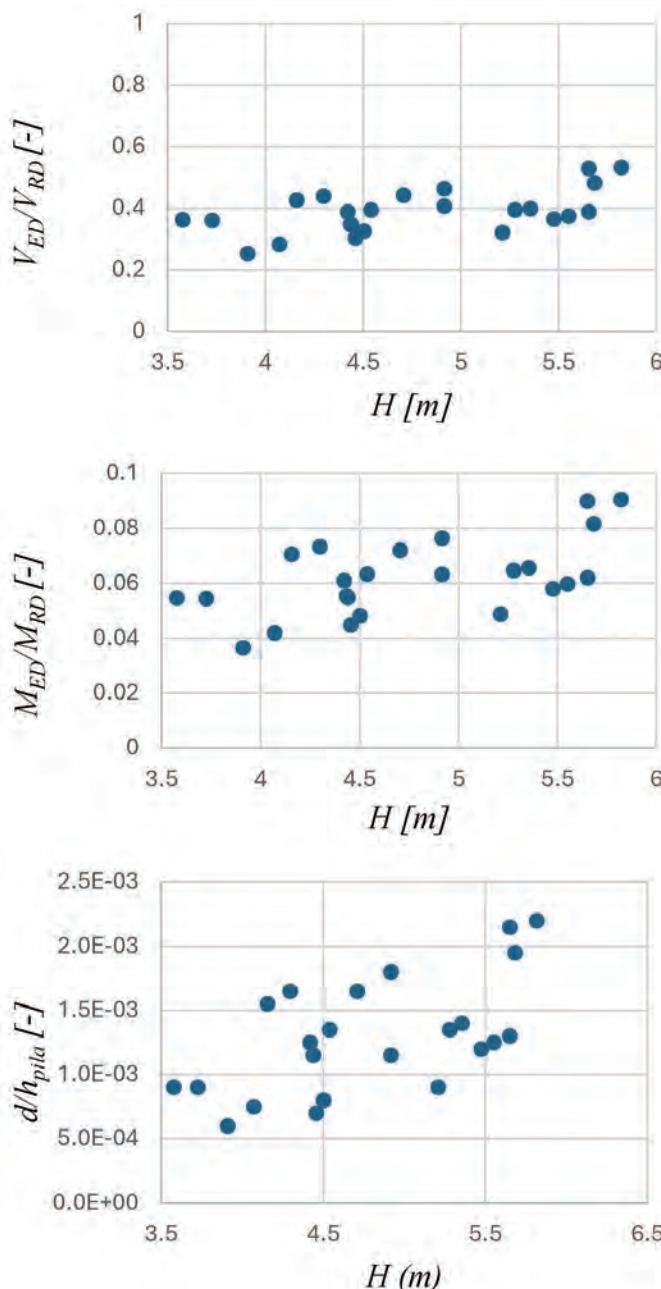


Fig. 3.4.5.3. Spinta [kN] (componente idrostatica e idrodinamica) in funzione del parametro di intensità della colata.

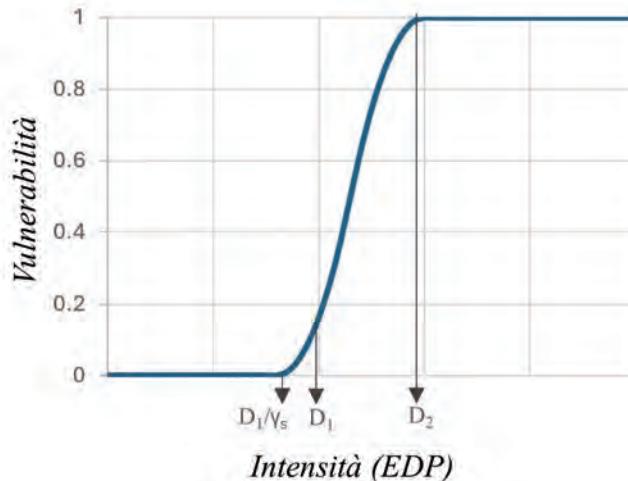


Fig. 3.4.5.4. Curva di vulnerabilità qualitativa per la pila da ponte in c.a. soggetta all'impatto di colate e/o correnti iper-concentrate; segnalato il livello di vulnerabilità per il caso studio, nullo, ottenuto tramite l'analisi idraulica-strutturale.

L'andamento dei risultati non si discosta molto dalla casistica precedente; differenze minime si registrano sul rapporto tra il momento sollecitante ed il momento resistente (da un valore massimo di 0.06 per pila allungata ad un valore pari a 0.1 per pila circolare) e sul rapporto tra gli spostamenti (ordine di grandezza di 10^{-3} per pila allungata, mentre di 10^{-2} mm per il rapporto di spostamenti in testa alla pila circolare).

È possibile concludere dunque che, per il caso studio specifico, si ricade nel tratto iniziale orizzontale della curva di vulnerabilità (Fig. 3.4.5.4) poiché lontani dalle condizioni di danneggiamento D_0 o D_1/γ_s . La vulnerabilità per pile in c.a. soggette al solo impatto di una colata immatura è nulla. La pendenza della curva di vulnerabilità in Fig. 3.4.5.4. riflette in un certo senso la resistenza della struttura: a parità di intensità dell'evento e livello di danneggiamento, maggiore è la pendenza della curva, più è vulnerabile la struttura.

3.5 Conclusioni

Lo studio propone una metodologia semplificata per la stima della vulnerabilità idraulica di una struttura da ponte in c.a. all'impatto di correnti iperconcentrate a pelo libero, ipotizzato il fondo alveo fisso, dunque non erodibile. La valutazione della vulnerabilità costituisce uno step fondamentale nella definizione del rischio idraulico dei ponti; la procedura prevede di accoppiare un modello idraulico bidimensionale monofasico ad un modello strutturale agli elementi finiti per la definizione della richiesta in termini di sollecitazioni e deformazioni (EDP). Definiti i valori limite di spostamenti in testa alla pila ed il taglio e momento nelle sezioni maggiormente sollecitate, utili a classificare diversi livelli di danneggiamento, è possibile costruire una curva di vulnerabilità al variare dell'intensità della colata. Per le differenti geometrie analizzate del caso studio non è stato raggiunto alcun limite di danneggiamento, né funzionale né strutturale per cui si ricade nel tratto orizzontale iniziale della curva in cui il valore di vulnerabilità è nullo.

La metodologia proposta presenta alcuni limiti che potranno essere approfonditi in ulteriori studi, in modo tale da ridurre le incertezze e migliorarne affidabilità.

Sebbene il parametro di intensità della colata sia stato definito in funzione del tirante idrico e della velocità, la cui relazione è fisicamente basata, un modello idraulico tridimensionale bi-fasico, maggiormente dettagliato, potrebbe risultare necessario. In effetti, l'interazione della colata con le strutture poste in alveo genera un campo di flusso complesso ed intrinsecamente tridimensionale; il profilo di velocità della corrente non è realmente mediato sulla verticale e la pressione idrodinamica ha una distribuzione non uniforme, responsabile di forze risultanti idrodinamiche con componenti sia orizzontali che verticali. Oltre tutto, la quota di fondo alveo può variare nel tempo sia per evoluzioni temporali di periodo medio-lungo sia per evoluzioni di periodo più breve ed in corrispondenza delle pile, a causa della formazione di vortici a ferro di cavallo, vortici di scia e vortici di passaggio, la variazione della quota di fondo alveo si inasprisce per la potenziale presenza di scavi localizzati o depositi di materiale.

Un ulteriore spunto di riflessione per futuri approfondimenti è dato dalla possibilità di associare ai livelli limite fisici esposti, delle limitazioni qualitative associate al concetto di funzionalità dell'opera, quali ad esempio il rispetto della condizione sul franco idraulico minimo da garantire per la salvaguardia della sicurezza, come definiti da normative tecniche vigenti. Per le vigenti NTC2018 il franco idraulico, definito come la distanza tra la quota del pelo libero immediatamente a monte l'attraversamento e la quota di intradosso del ponte, è da assumersi non inferiore a 1,5 m; tenendo conto delle previsioni sul trasporto solido di fondo e sul materiale flottante un valore minore potrebbe essere collocato in una condizione di vulnerabilità diversa da zero. In caso di flussi in pressione o potenziale sormonto dell'opera, in effetti, si potrebbe pensare di limitare l'operatività del ponte, con una conseguente riduzione di funzionalità.

3.6 Bibliografia

- Armanini, A., On the dynamic impact of debris flows, Recent developments on debris flows, in: Lecture notes in Earth Sciences, edited by: Armanini, A. and Michiue, M., Springer, Berlin, 208–224, 1997.
- Armanini, A., & Gregoretti, C. (2005) Incipient sediment motion at high slope in uniform flow condition. *Water resources research* 41, 1-8.
- Armanini, A., Larcher, M., and Odorizzi, M.: Dynamic impact of a debris flow front against a vertical wall, *Ital. J. Eng. Geol. Environ.*, 1041–1049, 2011.
- Armanini A., Fraccarollo L., Rosatti G. (2009), Two-dimensional simulation of debris flows in erodible channels, *Computers & Geosciences*, 35(5).
- Argyroudis, A., Mitoulis, S. (2021) Vulnerability of bridges to individual and multiple hazards-floods and earthquakes. *Reliability Engineering and System Safety*.
- Bagnold R.A. (1954), Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear, *Proceeding of the Royal Society of London, series A*, vol. 225: 49-63.
- Bathe, K. J. *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*, Prentice- Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Bathurst, J.C. (1978) Flow resistance of large-scale roughness. *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 104(12), 1587–1603.
- Brath A., Montanari A., Vulnerabilità idraulica dei ponti, *L'Acqua*, Volume 3, pp. 45-60, 2000.
- Ciureanu R.L. et al., (2017) Multi-scale debris flow vulnerability assessment and direct loss estimation of buildings in the Eastern Italian Alps. *Natural Hazards*.
- CSI (Computers and Structures, Inc.). (2017) *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000*,

- ETABS, SAFE and CSiBridge. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- Faella, C., and Nigro, E (2003). "Dynamic impact of the debris flows on the constructions during the hydrogeological disaster in Campania-1998: failure mechanical models and evaluation of the impact velocity.", Proceedings of the international conference on FSM, Naples, Italy, 179-186.
- Ferro, V., Dalla Fontana, G., Pagliara, S., Pugliesi, S., & Scotton, P. (2004) Opere di sistemazione idraulico-forestale a basso impatto ambientale. McGraw-Hill, Milano.
- Fuchs S. (2008), Vulnerability to torrent processes, in: Popov, Brebbia e Beriatos: Risk Analysis VI, Southampton: WIT 2008.
- Fuchs S., Heiss K., Hübl J., Towards an empirical vulnerability function for use in debris flow risk assessment, Natural Hazards and Earth System Sciences 7 (2007), 495–506.
- Fuchs S., Kaitna R., Scheidl C., Hübl J., The application the risk concept to debris flow hazards, Geomechanik und Tunnelbau 1 (2008), Heft 2, 120-129.
- Fuchs, S., Heiss, K., and Hübl, J. (2007). "Towards an empirical vulnerability function for use in debris flow risk assessment." Natural Hazards and Earth System Science, 7(5), 495-506.
- Gibson S, Floyd I, Sánchez A, Heath R., 2021. Comparing single-phase, non-Newtonian approaches with experimental results: Validating flume-scale mud and debris flow in HEC-RAS. Earth Surf Process Landforms. 2021; 46: 540–553. DOI:10.1002/esp.5044.
- Gibson S., Sánchez A., 2020. HEC-RAS Mud and Debris Flow Manual. US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resource, Hydrologic Engineering Center (HEC). <https://www.hec.usace.army.mil/confluence/rasdocs/rasmuddebris>.
- Haugen, E. D., and Kaynia, A. M. (2008). "Vulnerability of structures impacted by debris flow." Landslides and Engineered Slopes: From the Past to the Future, Vols 1 and 2, 381-387.
- Hydrologic Engineering Center, 2021. HEC-RAS User's Manual, U.S. Army Corps of Engineers, Davis CA., April 2021.
- Hydrologic Engineering Center, 2021. HEC-RAS 2D Modeling User's Manual, U.S. Army Corps of Engineers, Davis CA., April 2021.
- Hydrologic Engineering Center, 2021. HEC-RAS Mapper User's Manual, U.S. Army Corps of Engineers, Davis CA., April 2021.
- Jalayer, F., Aronica, G.T., Recupero, A., Carozza, S., Manfredi, G., Debris flow damage incurred to buildings: an in situ back analysis. Journal of Flood Risk Management, Volume 11, 2018, pp. 646-662.
- Mavrouli, O., Fotopoulou, S., Pitilakis, K., Zuccaro, G., Corominas, J., Santo, A., Cacace, F., De Gregorio, D., Di Crescenzo, G., and Foerster, E. (2014). "Vulnerability assessment for reinforced concrete buildings exposed to landslides." Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 73(2), 265-289.
- Ministero delle infrastrutture e dei trasporti. (2018) Decreto 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni.
- Papathoma-Kohle M., M. Keiler, R. Totschnig, T. Glade (2012). Improvement of vulnerability curves using data from extreme events: debris flow event in South Tyrol, Natural Hazard, DOI 10.1007/s11069-012-0105-9.
- Quan Luna, B., Blahut, J., Van Westen, C., Sterlacchini, S., van Asch, T. W., and Akbas, S. (2011). "The application of numerical debris flow modelling for the generation of physical vulnerability curves." Natural Hazards and Earth System Science, 11(7), 2047-2060.
- Takahashi, T., 1978. Mechanical characteristics of debris flow. J. Hydraulics Div. 104 (HY8), 1153e1169. DOI: 10.1061/JYCEAJ.0005046.
- Takahashi T., Debris flow, IAHR Monograph Series, Balkema, 1991.
- Wooding, R. A., A hydraulic model for the catchment stream problem, 1. - Kinetic wave theory, Journal of Hydrology, 1965.
- Zhang, S.: A comprehensive approach to the observation and prevention of debris flows in China, Nat. Hazards, 7, 1–23, 1993.

CAPITOLO 4

Work PACKAGE 4

Natasha Petruccelli, Alessio Domeneghetti e Armando Brath
DICAM, Università di Bologna, Viale del Risorgimento 4, 40136, Bologna
Email: natasha.petruccelli@unibo.it, alessio.domeneghetti@unibo.it, armando.brath@unibo.it

Sommario: I ponti esistenti presentano spesso una elevata vulnerabilità nei confronti dei fenomeni alluvionali. La presenza di accumuli di materiale flottante trasportato durante un evento di piena intorno alle pile di un ponte, così come il raggiungimento o la totale tracimazione dell’impalcato, determinano sollecitazioni idrodinamiche addizionali sulla struttura, solitamente non considerate in fase di progettazione. Tali sollecitazioni possono provocare lo slittamento e/o il ribaltamento del ponte con conseguente collasso.

Sulla scorta di queste considerazioni, il WP4 è stato dedicato alla messa a punto di strumenti numerico-idraulici e di criteri operativi finalizzati alla valutazione preliminare dei carichi idrodinamici attesi su un ponte avente schema a trave in caso di sormonto o di accumulo di materiale flottante. Il campo di flusso tridimensionale intorno alla struttura viene investigato ricorrendo alla modellistica CFD (Computational Fluid Dynamics), impiegata con diversi modelli di turbolenza (es., RNG, $\kappa - \omega$). Le forze di resistenza, portanza e il momento ribaltante agenti su un impalcato rettangolare sono stimate in funzione del livello di sommergenza dell’impalcato e del numero di Froude della corrente. Il modello è stato calibrato sulla base di misure sperimentali condotte in presenza di accumuli intorno alle pile di diverse geometrie (circolare, ogiva, semicerchio), e quindi successivamente validato ed impiegato per indagare le sollecitazioni temibili nelle diverse condizioni di esercizio.

4.1 Introduzione

Durante un evento di piena, l’integrità strutturale di manufatto di attraversamento fluviale può essere compromessa dalle forze idrodinamiche agenti sui suoi elementi strutturali. Recentemente, per effetto delle variazioni negli eventi meteorologici estremi, nell’uso del suolo e nella morfologia del corso d’acqua, la frequenza con la quale si assiste ad eventi di piena di magnitudo prossima a quella adottata in fase di progettazione dei ponti (tempi di ritorno tipicamente intorno ai 100 anni) risulta maggiore, con casi di sormonto degli impalcati sempre più numerosi (Bouska e Stoebner, 2015). L’alterazione della risposta del bacino sotteso dalla sezione trasversale del ponte è spesso causa di un aumento della portata massima di piena temibile in corrispondenza dell’attraversamento, con la conseguente riduzione (o annullamento nei casi peggiori) del franco idraulico di progetto.

I carichi esercitati dalla corrente su un impalcato parzialmente o completamente sommerso possono causare instabilità nei singoli componenti strutturali, riducendo conseguentemente la sicurezza complessiva del ponte. In condizione di flusso in pressione o di totale sommergenza, la presenza di carichi idraulici addizionali conduce ad un maggior rischio di scivolamento o ribaltamento dell’opera, amplificato in caso di trasporto di materiale solido da parte della piena (Kosić et al., 2022). Eventuali accumuli di detriti galleggianti intorno al ponte, principalmente tronchi e rami, possono generare ulteriori spinte idrodinamiche sulla struttura, determinando un incremento dei carichi a monte (Pagliara e Carnacina, 2011), ol-

tre che una riduzione della capacità portante delle fondazioni, e favorire il processo di erosione al piede delle pile e delle spalle (Lagasse et al., 2010; Pagliara e Carnacina, 2010).

Dunque, per analizzare la vulnerabilità dei ponti esposti al rischio alluvionale e incrementare la loro resistenza nei confronti degli eventi estremi, è necessario investigare questi fattori, dai quali dipende in modo significativo il rischio idraulico associato all'infrastruttura. In passato, la ricerca si è concentrata prevalentemente sulla valutazione qualitativa della vulnerabilità dei ponti, basandosi essenzialmente su ispezioni visive e trascurando importanti caratteristiche della complessa interazione flusso-suolo-struttura (Argyroudis e Mitoulis, 2021). Prima dello sviluppo della tecnologia di supercalcolo, che ha condotto all'applicazione di modelli di fluidodinamica computazionale (CFD) per esaminare sistemi complessi in modo rapido ed economico, i progettisti hanno fatto affidamento su costosi esperimenti in scala per ottenere stime del campo di flusso e della risposta strutturale dei ponti alle alluvioni (Guo et al., 2009). Tuttavia, nel corso degli anni, la comunità scientifica si è occupata prevalentemente dello studio dell'interazione della corrente con le strutture in alveo, sia a livello sperimentale (Oliveto e Hager, 2002; Sturm 2006, che numerico (Koken e Constantinescu, 2008; Teruzzi et al., 2009), dedicando minore attenzione alla valutazione delle sollecitazioni sull'impalcato in caso di sommersione parziale o totale.

Le dinamiche di flusso in presenza di un impalcato di forma rettangolare, parzialmente o completamente sommerso, sono state analizzate per lo più per via sperimentale, stimando i carichi idrodinamici agenti per diversi livelli di sommerso e numeri di Froude mediante equazioni matematiche (Malavasi e Guadagnini, 2003; Picek et al., 2007). In funzione della quota dell'impalcato rispetto al fondo del canale (quindi, del rapporto di prossimità) sono stati investigati gli effetti del distacco dei vortici per varie condizioni di flusso (Malavasi e Guadagnini, 2007), e sono stati definiti gli andamenti dei coefficienti adimensionali delle forze all'aumentare della sommerso del ponte e della velocità della corrente.

Attualmente, le espressioni per il calcolo delle forze di resistenza, di sollevamento e dei momenti ribaltanti sono dedotte analiticamente prendendo a riferimento specifici schemi strutturali, fornendo rispettivamente i coefficienti adimensionali di resistenza, portanza e del momento in base alle caratteristiche del flusso indisturbato e alla geometria del ponte (Federal Highway Administration, 2009). Sebbene i coefficienti consentano di valutare il comportamento di un ponte per diverse condizioni idrauliche (Oudenbroek et al., 2018), manca ancora un criterio robusto e generalmente valido per stimare le sollecitazioni attese, suscettibile di essere trasferito ai professionisti per la valutazione della stabilità dei ponti. Nonostante gli sforzi compiuti fino ad ora nell'esaminare numericamente l'impatto della corrente su strutture in alveo, la maggior parte degli studi condotti ha fatto riferimento a casi studio specifici, situati in contesti territoriali di interesse e con peculiarità caso-specifiche, non permettendo di dedurre valutazioni quantitative generalizzabili ad altre strutture.

Partendo da questa constatazione, le attività del WP4 sono state indirizzate a valutare il possibile impiego di strumenti numerico-idraulici per ottenere indicazioni generalmente valide per alcune delle tipologie di ponti più diffuse sul territorio. L'obiettivo ultimo è quello di supportare i professionisti nella fase di calcolo e verifica delle sollecitazioni agenti sulle pile e sugli impalcati nelle diverse condizioni di flusso temibili in caso di piena. Nello specifico, l'intento è stato quello di identificare curve sintetiche rappresentative dei pos-

sibili valori attribuibili ai coefficienti adimensionali delle forze nel caso di un ponte a trave avente totale o parziale sommersione in caso di piena. Tali valori possono essere oggetto di pratica applicazione per migliorare la valutazione delle azioni temibili sugli attraversamenti, a sostegno quindi sia della fase di progettazione dei nuovi ponti, sia delle fasi di valutazione e verifica del rischio di collasso per le strutture esistenti, per le quali appare più probabile il raggiungimento dell'impalcato da parte delle portate di piena.

4.2 Riferimenti teorici e applicativi

4.2.1 Forze idrodinamiche

I ponti risultano oggigiorno sottoposti con maggiore frequenza a condizioni operative anomale, registrando un annullamento del franco idraulico di progetto oppure un sormonto dell'impalcato, con il conseguente aumento di probabilità di collasso per slittamento o ribaltamento della sovrastruttura.

In queste situazioni, la risposta strutturale di un ponte dipende fortemente dalle caratteristiche del flusso e dalla configurazione del sistema (Federal Highway Administration, 2009). L'altezza della superficie idrica rispetto al fondo dell'alveo e la posizione del ponte risultano tipicamente considerate attraverso il rapporto di inondazione (H^*), definito in funzione della profondità dell'acqua sopra la corda inferiore dell'impalcato ($h_u - h_b$) e del suo spessore (s). Si tratta di un parametro (definito attraverso l'Equazione 4.2.1) che permette di identificare le condizioni per le quali si verifica la fase di sormonto (corrispondente alla condizione $H^* \geq 1$), oltre che quelle limite caratteristiche dell'impalcato in pressione ($H^* = 0$).

$$H^* = \frac{h_u - h_b}{s} \quad (4.2.1)$$

La velocità del flusso (v), invece, avendo anch'essa un ruolo determinante nella valutazione delle azioni sul ponte, risulta normalmente definita per mezzo del Numero di Froude (riportato nell'Equazione 4.2.2), dipendente dal termine di accelerazione gravitazione (g).

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh_u}} \quad (4.2.2)$$

A seconda delle condizioni idrauliche, un ponte esplica tre principali reazioni alla corrente impattante. La presenza di viscosità risulta essere responsabile delle tensioni di taglio nella direzione del flusso, mentre sommergenza genera tensioni normali alla direzione prevalente del moto. Dunque, la forza di trascinamento (F_D) e di sollevamento (F_L) risultano essere rappresentative delle risultanti delle forze di taglio e di pressione, nella direzione parallela e perpendicolare al flusso (come si osserva in Figura 4.2.1). Mentre la prima influenza sulla stabilità orizzontale della sovrastruttura, tendendo a spingerla fuori dalle pile e dalle spalle, la seconda può essere responsabile del sollevamento dell'impalcato, a seconda del rapporto con la spinta di galleggiamento e con il peso proprio. Le forze uniformemente distribuite sulla sovrastruttura del ponte, invece, producono un momento ribaltante attorno al centro di gravità della trave (M_{cg}).

Nonostante la definizione delle forze in gioco sia condivisa dall'intera comunità scientifica e professionale, la derivazione di formule analitiche ampiamente applicabili alla molteplicità dei casi reali risulta ancora parziale, vista la dipendenza dei coefficienti adimensionali

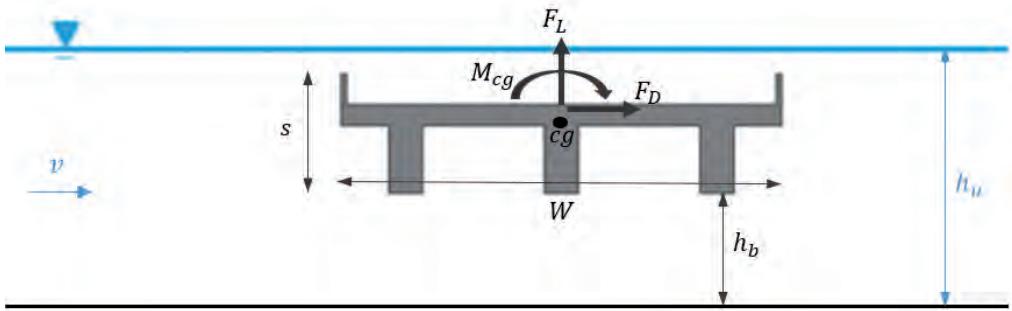


Figura 4.2.1 Schema concettuale di un ponte sommerso senza pile. Rappresentazione trasversale del ponte e direzione del flusso ortogonale alla sezione mostrata.

dalla forma del ponte. Seppur gli studi esistenti forniscano una stima di tali coefficienti per le geometrie di opere più comuni, i valori ottenuti prescindono dal comportamento della corrente intorno all'intera struttura. Inoltre, le ricerche precedenti, di fatto, si sono concentrate principalmente sulle singole componenti strutturali, sviluppando formulazioni specifiche per ciascuna forma degli elementi considerati (ad es., pila, impalcato, ecc.). La Federal Highway Administration degli Stati Uniti (Federal Highway Administration, 2009) ha proposto le seguenti espressioni matematiche per calcolare i coefficienti di resistenza, sollevamento e momento per un impalcato sommerso. Pur trascurando la variazione degli effetti della superficie libera, particolarmente importanti nel caso in cui il flusso sormonti la sovrastruttura, tali equazioni permettono di quantificare in via preliminare le sollecitazioni attese su un impalcato di forma rettangolare.

$$C_{D,d} = \frac{F_{D,d}}{\frac{1}{2} \rho v^2 (Ls)} \quad \text{for } H^* \geq 1 \quad \text{or} \quad C_{D,d} = \frac{F_{D,d}}{\frac{1}{2} \rho v^2 [L(h_u - h_b)]} \quad \text{for } H^* < 1 \quad (4.2.3)$$

$$C_{L,d} = \frac{F_{L,d}}{\frac{1}{2} \rho v^2 (LW)} \quad (4.2.4)$$

$$C_{M,d} = \frac{M_{cg,d}}{\frac{1}{2} \rho v^2 (LW^2)} \quad (4.2.5)$$

All'interno di tali espressioni, ρ indica la densità dell'acqua (in kg/m^3), L rappresenta la lunghezza del ponte nella direzione ortogonale al flusso (espressa in m) e v costituisce la velocità del flusso (in m/s) in condizione indisturbata.

Per quanto riguarda le pile, invece, la dipendenza dalla geometria risulta nota soltanto per il coefficiente di resistenza, data la sua rilevanza rispetto ai restanti sulla stabilità strutturale. Analizzando il comportamento di un pilastro immerso in un fluido, l'analisi dimensionale riscontrata in letteratura consente di valutare l'azione della corrente sull'elemento verti-

cale (tramite l'Equazione 4.2.6), tenendo conto della proiezione dell'area frontale del pilastro che ostruisce il flusso (A).

$$C_{D,p} = \frac{F_{D,p}}{\frac{1}{2} \rho v^2 A} \quad (4.2.6)$$

In caso di trasporto di grandi detriti legnosi, la presenza dell'accumulo intorno alla pila può determinare una spinta addizionale notevole ($F_{D,p-LWD}$), generando un ulteriore contributo del coefficiente di resistenza ($C_{D,p-LWD}$).

Gli studi condotti fino ad ora non hanno considerato le forze dovute ai detriti nel valutare la vulnerabilità complessiva dei ponti, riproducendo in modo non realistico il comportamento dell'opera durante le alluvioni. In letteratura, numerose ricerche si sono concentrate, di fatto, sulla stima dell'estensione massima degli accumuli (Panici e De Almeida, 2020), sugli effetti di carico a monte (Schalko et al., 2018) e sull'aumento dell'erosione localizzata al piede delle pile (Ebrahimi et al., 2018; Palermo et al., 2021), mentre pochi contributi hanno affrontato la stima degli effetti di tali ammassi in termini di forze esercitate sulla struttura. Nonostante lo sviluppo di metodi analitici capaci di indagare l'interazione del ponte con i materiali solidi (Haehnel e Daly, 2004; Riggs et al., 2014), manca ancora una valutazione delle azioni agenti sul ponte.

Un primo tentativo di quantificare la forza di trascinamento dovuta all'accumulo di materiale legnoso sui pilastri di varie geometrie è stato condotto per via sperimentale (Panici e De Almeida, 2018), in funzione delle diverse caratteristiche del flusso e di detriti. Ipotizzando una forma dell'accumulo paragonabile a quella di un triangolo con un'altezza pari alla profondità dell'ammasso (come mostrato in Figura 4.2.2), il coefficiente di resistenza dovuto all'accumulo di detriti sulla pila ($C_{D,p-LWD}$) è stato determinato in funzione della larghezza (W_{LWD}) e della profondità (H_{LWD}) dell'ammasso (vedi Equazione 4.2.7).

$$C_{D,p-LWD} = \frac{4F_{D,p-LWD}}{\rho v^2 W_{LWD} H_{LWD}} \quad (4.2.7)$$

Tuttavia, non risulta alcuna validazione dei risultati ottenuti.

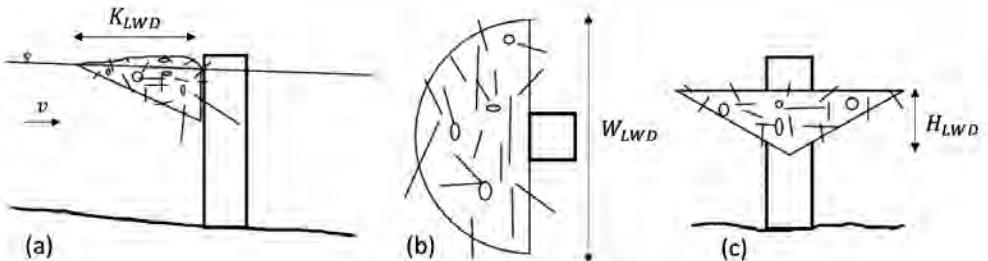


Figura 4.2.2 Parametri geometrici caratteristici di un accumulo di grandi detriti legnosi intorno alla pila. Vista trasversale (a), in pianta (b) e frontale (c).

4.2.2 Modellistica numerica

Le forze idrodinamiche agenti su un ponte, sia in assenza che in presenza di accumuli di materiale legnoso, possono essere stimate ricorrendo alla modellazione numerica CFD, in

grado di risolvere le equazioni di Navier-Stokes per flussi complessi e tridimensionali (Anderson, 1995). Mediante la discretizzazione del dominio idraulico in una griglia di calcolo 3D, i codici CFD permettono di stimare il campo di moto nelle vicinanze della struttura per ogni fase temporale e per ognuna delle celle del grigliato, consentendo di analizzare l'interazione della corrente con l'opera.

Nota l'entità delle velocità e delle pressioni ai confini, il problema risulta essere completamente risolto. Tuttavia, a causa della non linearità del sistema, il calcolo delle soluzioni analitiche è possibile soltanto per situazioni semplici, in cui la viscosità risulta prevalente sull'intero dominio. Nella maggior parte dei casi reali, invece, il numero di Reynolds in un corso d'acqua risulta essere elevato e il flusso risulta essere tipicamente turbolento, permettendo la risoluzione del sistema solo in maniera approssimata. Conseguentemente, le caratteristiche e la posizione del fluido risultano essere stimate tramite un procedimento iterativo, il quale viene arrestato quando i residui per un certo passo temporale risultano essere sufficientemente piccoli da far convergere la soluzione.

Per la riproduzione degli effetti dinamici tipici di un moto turbolento occorre ricorrere ai modelli di turbolenza, i quali conducono al cosiddetto problema di chiusura delle equazioni e alla stima delle componenti del tensore di Reynolds (Ferziger et al., 2020). Numerosi approcci risultano essere attualmente disponibili per esaminare il comportamento turbolento di una corrente. I modelli di turbolenza secondo Reynolds (RANS – Reynolds Averaged Navier-Stokes), i quali si concentrano sul comportamento medio del flusso e sugli effetti della turbolenza sulle proprietà del flusso medio, risultano essere tra quelli maggiormente impiegati nella valutazione dell'impatto di una corrente su una struttura. Tra i modelli RANS più comuni, poiché tipicamente implementati nei codici CFD commerciali oggi giorno disponibili, vi sono i modelli di turbolenza come il $\kappa - \varepsilon$ e il $\kappa - \omega$ (Markatos, 1986). La scelta del modello da impiegare risulta essere fondamentale per la stima accurata del campo di

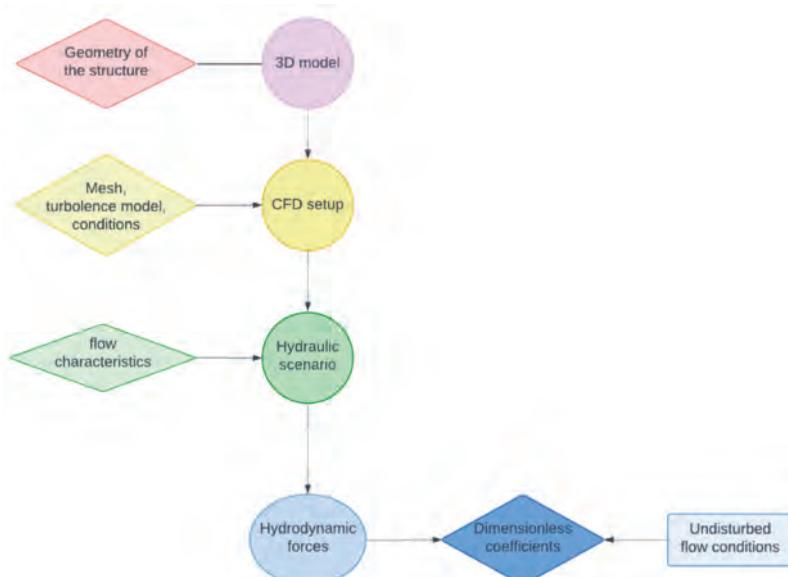


Figura 4.2.3 Diagramma di flusso per la stima delle forze idrodinamiche agenti su un ponte per diverse condizioni operative.

moto in prossimità del ponte, poiché da esso dipende fortemente l'entità delle sollecitazioni agenti sull'opera.

Dunque, nell'investigare il comportamento di un ponte in condizioni di flusso in pressione o di sormonto dell'impalcato, in presenza o meno di accumuli di materiale legnoso, particolare attenzione deve essere posta nel definire il setup del modello (fase 2 secondo lo schema riportato in Figura 4.2.3, che mostra le fasi sequenziali di implementazione della modellistica numerica), da cui dipende la capacità dello stesso di rappresentare dettagliatamente il moto, inclusi i vortici turbolenti, intorno e a valle del ponte.

Per garantire una rappresentazione accurata delle condizioni di deflusso di interesse, il modello numerico impiegato (basato sul software di calcolo *Flow 3D-Hydro*) è stato calibrato e validato considerando diverse condizioni di funzionamento e configurazioni geometriche, in relazione alla disponibilità di dati sperimentali presenti in letteratura (per dettagli fare riferimento alla sezione 4.3.1 e 4.3.2).

Fatto ciò, definita la configurazione geometrica di interesse, riprodotta mediante un modello geometrico 3D ad adeguata risoluzione spaziale, stabilite le condizioni al contorno ed iniziali, si possono stimare le azioni idrodinamiche attese sulla struttura in funzione delle diverse condizioni operative di interesse (es., livello di sommergenza, entità dell'accumulo a monte della pila, ecc.).

4.3 Configurazione del modello

4.3.1 Calibrazione

Come precedentemente sottolineato, l'impiego di modelli numerici richiede una accurata fase di calibrazione. Tuttavia, i limitati dati a disposizione, relativi alle forze agenti su un ponte comprendente sia l'impalcato che le pile, rendono difficile soddisfare questo requisito.

Fin dal passato, la ricerca scientifica si è concentrata prevalentemente sull'analisi degli effetti delle dinamiche erosive alla base delle pile in alveo, trascurando in molti casi la valutazione dei carichi complessivi sui ponti. Dato che le forze osservate in condizioni di alveo fluviale mobile possono variare notevolmente a seconda del contesto specifico, le risultanze di tali studi non possono essere applicate nell'ambito del presente contributo. L'esigenza di concentrarsi su condizioni di fondo fisso e acqua limpida ha reso necessario rifarsi alle risultanze di studi condotti sulle sole pile per la calibrazione del modello, in quanto tra i pochi dati accessibili per il confronto con le simulazioni numeriche.

In particolare, per la calibrazione del codice CFD, si è fatto riferimento alle misurazioni sperimentali del coefficiente di resistenza in presenza di accumuli di grandi detriti legnosi attorno alle pile di diverse forme e dimensioni (Panici e De Almeida, 2018).

Per riprodurre numericamente gli scenari di laboratorio, il primo passo (seguendo lo schema in Figura 4.2.3) è stato definire la geometria da esaminare. Poiché l'estensione e la profondità dell'accumulo (rappresentato in Figura 4.2.2) dipendono dalle caratteristiche idrauliche della corrente, la costruzione del sistema 3D risulta essere connessa alle condizioni di flusso da simulare. Pertanto, per indagare l'impatto delle diverse configurazioni del moto, definito in termini di portata (Q), tirante (b_u) e velocità (v), è stato simulato numericamente un numero limitato degli esperimenti condotti in laboratorio nello studio di riferimento (vedi Tabella 4.3.1), considerando varie forme delle pile (illustrate nella Figura 4.3.1) e dimensioni dell'accumulo, definite in funzione della larghezza (W_{LWD}), altezza (H_{LWD}) e lunghezza (K_{LWD}) dell'ammasso di detriti.

Tabella 4.3.1 Scenari numerici simulati in presenza di accumuli di materiali legnosi intorno alle pile (Panici e De Almeida, 2018).

Scenario	D [cm]	Q [m^3/s]	hu [m/s]	v [m/s]	W _{LWD} [m]	H _{LWD} [m]	K _{LWD} [m]
U1 - v1	10.0	0.102	0.282	0.263	0.950	0.057	0.650
U1 - v14	10.0	0.424	0.461	0.669	0.550	0.146	0.190
U2 - v1	5.0	0.089	0.296	0.219	0.810	0.026	0.250
U2 - v13	5.0	0.301	0.379	0.578	0.435	0.095	0.145
H1 - v5	5.0	0.144	0.296	0.355	0.940	0.089	0.450
H1 - v11	5.0	0.206	0.290	0.517	0.805	0.134	0.350
P3 - v1	5.0	0.091	0.299	0.222	0.910	0.032	0.440
P3 - v11	5.0	0.278	0.381	0.531	0.810	0.133	0.300
P5 - v1	5.0	0.094	0.304	0.224	0.980	0.032	0.570
P5 - v16	5.0	0.330	0.355	0.675	0.675	0.133	0.230

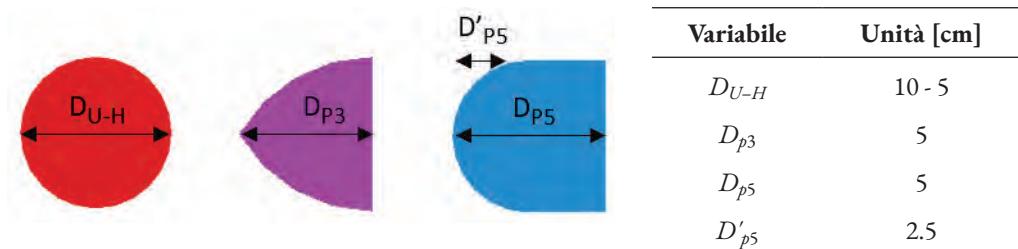


Figura 4.3.1 Geometria delle pile riprodotte numericamente (Panici e De Almeida, 2018).

L'effetto dell'accumulo è stato riprodotto attorno ad una pila circolare (con un diametro $D = 10$ cm per il gruppo U1 e $D = 5$ cm per i gruppi U2 e HI), ad ogiva e semicircolare (rispettivamente per i gruppi di esperimenti P3 e P5), utilizzando un modello a fondo fisso.

La calibrazione del codice CFD è stata effettuata variando la rugosità e la porosità dell'ammasso, utilizzando intervalli caratteristici di valori reali (Pagliara e Carnacina, 2010; Panici e Kripakaran, 2023). La variabilità delle forze di resistenza e la discrepanza tra i valori sperimentali e quelli numerici calcolati sono state analizzate adottando un coefficiente di rugosità (ϵ) compreso tra 0.82 e 1.31 cm e una porosità (p) variabile tra lo 0% e il 30%. La forza di resistenza dovuta all'accumulo sul pilone ($F_{D,p-LWD}$) è stata stimata secondo l'Equazione 4.2.7, considerando la velocità del fluido in condizioni indisturbate.

In un dominio computazionale sufficientemente grande da permettere al flusso di svilupparsi completamente, il campo di moto è stato risolto su una griglia con un passo spaziale variabile tra 1 e 0.3 cm vicino alla pila. Le condizioni al contorno impiegate sono risultate essere una pressione pari a quella atmosferica sulla faccia superiore del dominio e, considerando il canale libero a valle, una condizione di pressione in uscita equivalente a un livello d'acqua costante (corrispondente a quello in ingresso). Al contrario, la portata uniforme (Q) e la relativa profondità d'acqua costante (h_u) sono state utilizzate come condizioni iniziali.

Per riprodurre con maggiore precisione l'impatto del flusso sull'accumulo, è stata applicata un'approssimazione nell'equazione del momento per la propagazione di fluidi di secondo ordine con conservazione della monotonicità, garantendo un'accuratezza di secondo ordine nello spazio e di primo ordine nel tempo. Questa applicazione, insieme al modello di turbolenza RNG (Re-Normalized Group) derivato dal modello $k - \varepsilon$, è stata fondamentale per lo studio dei flussi vorticosi alla superficie libera generati a monte e a valle dell'accumulo.

4.3.2 Validazione

Il modello numerico sviluppato in *Flow 3D-Hydro* e calibrato in presenza di accumuli di detriti legnosi intorno alle pile si è dimostrato in grado di riprodurre le risultanze sperimentali. Tuttavia, dato l'obiettivo di indagare le spinte agenti su un ponte a trave nelle condizioni di funzionamento più comuni, quindi in assenza di ammassi di materiale solido, si è proceduto alla validazione del modello CFD in tali condizioni di funzionamento.

Sulla base della disponibilità dei dati, già discussa nella sezione 4.3.1, si è fatto riferimento a studi sperimentali in presenza di elementi strutturali con la stessa geometria di quella da analizzare. Nello specifico, si è fatto riferimento alle misurazioni di laboratorio delle forze agenti su un impalcato rettangolare disponibili per diversi livelli di sommersione della struttura così come fornite nel lavoro di Malavasi e Guadagnini (2003).

Si è quindi proceduto al confronto dei coefficienti di forza adimensionali (definiti nelle Equazioni 4.2.3, 4.2.4 e 4.2.5), ottenuti sperimentalmente e numericamente per le medesime condizioni considerate nel modello fisico su un impalcato di geometria pari a quella riportata in Figura 4.3.2, per valori del numero di Froude bassi (tra 0.1 e 0.29) e livelli di sommersione compresi tra 0 e 5.

Il campo di flusso all'interno del dominio computazionale, discretizzato con una griglia omogenea di 1 cm, è stato risolto adottando lo stesso tipo di condizioni al contorno ed iniziali utilizzate nella fase di calibrazione. Anche i parametri del modello sono rimasti invariati, mentre, per quanto riguarda le equazioni implementate, le simulazioni numeriche sono state condotte sia ricorrendo alle equazioni di secondo ordine usate per la calibrazione, sia con equazioni più semplificate, data l'assenza di vortici complessi in prossimità del ponte. Mentre la presenza dell'accumulo attorno alla pila genera forti instabilità, per le quali è stato necessario adottare un'equazione del momento di secondo ordine, in presenza del solo impalcato anche l'applicazione di un'equazione di primo ordine si è rivelata sufficiente per ottenere stime affidabili delle caratteristiche del flusso e, di conseguenza, dei coefficienti adimensionali delle forze.

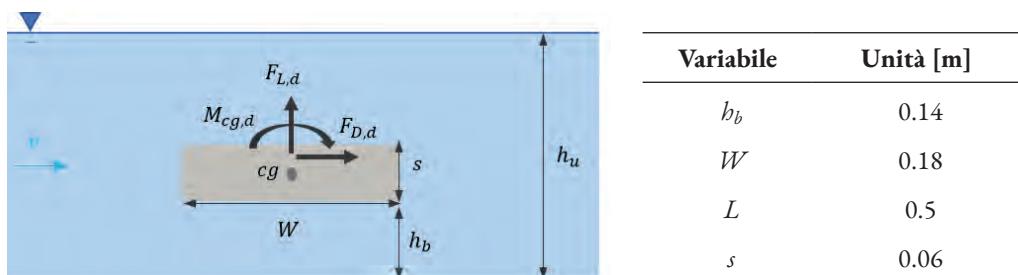
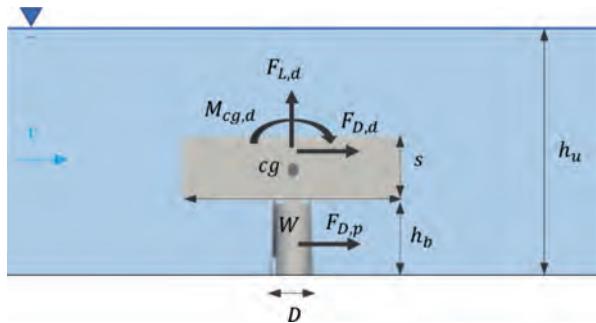


Figura 4.3.2 Geometria dell'impalcato riprodotto numericamente (Malavasi e Guadagnini, 2003).

4.3.3 Applicazione

Il modello numerico, calibrato in presenza della sola pila con accumulo di materiale legnoso (come descritto nel paragrafo 4.3.1) e validate in assenza di ammasso detritico e con il solo impalcato (come illustrato nel paragrafo 4.3.2), è stato infine applicato per esaminare il comportamento di un ponte a trave a campata singola senza trasporto solido. Considerando che la maggior parte delle opere con tale schema strutturale risultino essere composte da un impalcato rettangolare e pile circolari, la struttura investigata ha presentato caratteristiche equivalenti, con dimensioni delle singole componenti strutturali riportate nella Figura 4.3.3.

Sulla base, di fatto, delle proporzioni adottate in letteratura per i modelli fisici, lo schema costruito risulta essere costituito da un parallelepipedo rettangolare di larghezza W (nella direzione del flusso), lunghezza L (ortogonale al flusso) e spessore s , e da un cilindro con diametro D e altezza h_b , corrispondente alla quota di intradosso della trave.



Variabile	Unità [m]
D	0.05
b_b	0.10
W	0.30
L	0.61
s	0.08

Figura 4.3.3 Geometria esaminata del ponte a trave a singola campata, con impalcato rettangolare e pila circolare.

Per analizzare il comportamento del ponte in diverse condizioni operative, espresse in termini di sommersione e velocità del flusso, è stato innanzitutto valutato l'effetto del rapporto di sommersione (H^*) sulle forze idrodinamiche agenti sulla struttura. Mantenendo costante la distanza tra il fondo del canale e la trave, attraverso un rapporto di prossimità (P_r) fisso (stimato secondo l'Equazione 4.3.1), l'elevazione del ponte è rimasta invariata per ciascuna simulazione effettuata, diversamente dal livello dell'acqua (h_u illustrato nella Figura 4.3.3) che è stato progressivamente aumentato, conducendo ad una graduale sommersione dell'impalcato.

$$P_r = \frac{h_b}{s} \quad (4.3.1)$$

Pertanto, per $P_r = 1.25$, l'impatto della corrente sul ponte è stato riprodotto variando il livello dell'acqua a monte (h_u) tra 10 cm (corrispondente alla parte inferiore della travata) e 60 cm. Consultando i valori caratteristici del numero di Froude (F_r) per una piena in un corso d'acqua vallivo (Malavasi e Guadagnini, 2003; Federal Highway Administration, 2009), è stato considerato un intervallo da 0.16 a 0.42. Di conseguenza, per ciascun F_r , sono state condotte simulazioni numeriche per rapporti di sommersione (H^*) tra 0 e 6 e, quindi, per una portata (Q) da $0.01 \text{ m}^3/\text{s}$ (e velocità relativa $v = 0.16 \text{ m/s}$) a $0.37 \text{ m}^3/\text{s}$ (e velocità $v = 1.02 \text{ m/s}$).

Bilanciando l'accuratezza dei risultati con il costo computazionale della simulazione, è stata valutata la risoluzione della griglia spaziale da adottare, in maniera tale da catturare le variazioni del campo di flusso intorno alla struttura e di riprodurre adeguatamente lo svilup-

po dei vortici turbolenti a valle di essa. A tal proposito, oltre al modello RNG (utilizzato sia in calibrazione che in validazione), è stato testato anche il modello $k - \omega$ per valutare la varianabilità dei risultati ottenuti con i due approcci.

Impostando la stessa tipologia di condizioni al contorno e iniziali utilizzate per la calibrazione e la validazione, e tenendo conto delle performance del modello in fase di validazione, la propagazione del fluido è stata analizzata utilizzando un'approssimazione del primo ordine nell'equazione del momento, accurata al primo ordine sia nello spazio che nel tempo. Analogamente alla fase di calibrazione e validazione, le forze idrodinamiche agenti sull'impalcato e sulla pila sono state monitorate per l'intera durata della simulazione, calcolandone il valore medio sull'ultimo minuto di simulazione in stato stazionario per stimare i coefficienti adimensionali riportati nel paragrafo 4.2.1.

4.4 Risultati e discussione

4.4.1 Calibrazione - Azioni sulla pila dovute all'accumulo

L'accumulo di materiale legnoso intorno alle pile dei ponti risulta essere responsabile di un incremento delle sollecitazioni agenti sulla struttura, oltre che di una riduzione della capacità portante delle fondazioni in caso di presenza di fenomeni erosivi al piede degli elementi verticali.

Per esaminare il contributo di tali ammassi in termini di forze esercitate sulle pile, nonché per calibrare il codice CFD adottato, gli scenari idraulici presentati nella Tabella 4.3.1 (estratti da un set di test sperimentali eseguiti in laboratorio) sono stati riprodotti numericamente, analizzando tre diverse forme delle pile. A seconda delle caratteristiche del flusso, l'estensione della massa attorno al pilastro può variare significativamente, richiedendo una specifica costruzione tridimensionale della geometria per ciascuna simulazione. Considerando i parametri chiave dell'accumulo (illustrati nella Figura 4.2.2), la Tabella 4.3.1 mostra che, per ogni gruppo analizzato, la larghezza (W_{LWD}) e la lunghezza (K_{LWD}) diminuiscono generalmente con velocità del moto maggiori. Al contrario, la profondità (H_{LWD}) tende ad aumentare rispetto alle condizioni con flusso più lento.

La variazione della rugosità esterna e della porosità dell'accumulo hanno permesso di studiare i diversi effetti sulle forze, contribuendo alla calibrazione del modello numerico. Per emulare al meglio la forza di resistenza misurata in laboratorio, il coefficiente di rugosità (ϵ) e la porosità (p) sono stati assunti pari ai valori indicati nel paragrafo 4.3.1. In particolare, eseguendo accuratamente la fase di calibrazione per il solo scenario U1 - v1 (caratterizzato da una pila circolare con diametro $D = 10$ cm, un livello dell'acqua $h_u = 28.2$ cm e una velocità del flusso $v = 0.26$ m/s), è stato possibile dedurre i parametri necessari per descrivere l'accumulo, consentendo al modello numerico di replicare con precisione la forza registrata. Per diversi valori di ϵ e p , i coefficienti di resistenza sulle pile ($C_{D,p-LWD}$) sono stati stimati in base all'Equazione 4.2.7 (fare riferimento alla Tabella 4.4.1). Poiché per lo scenario analizzato è stato ottenuto sperimentalmente un $C_{D,p-LWD}$ di 2.33, il caso di un accumulo impermeabile con una rugosità esterna di 1.31 cm, ha fornito il valore numerico più vicino a quello misurato in laboratorio (valore in grassetto nella Tabella 4.4.1).

Complessivamente, dai dati presentati nella Tabella 4.4.1, è evidente che il coefficiente di resistenza calcolato per i diversi livelli di rugosità con porosità nulla supera costantemente i corrispondenti valori osservati per porosità più elevate. In presenza di un accumulo poroso, poiché il flusso può attraversarlo, si stabilisce una differenza di pressione minore tra i lati a

Tabella 4.4.1 Coefficiente di resistenza dovuto all'accumulo di materiale legnoso intorno alla pila ($C_{D,p-LWD}$) per lo scenario U1-v1, al variare della scabrezza (ε) e della porosità (p).

Caso	$C_{D,p-LWD}$		
	$\varepsilon = 0 \text{ cm}$	$\varepsilon = 0.82 \text{ cm}$	$\varepsilon = 1.31 \text{ cm}$
$p = 0 \%$	1.85	1.93	1.99
$p = 30 \%$	0.60	0.98	0.99

monte e a valle della massa, riducendo la forza d'impatto esercitata sul pilone. Al contrario, con la stessa porosità, all'aumentare della rugosità uniforme, la maggiore resistenza al flusso causa una diminuzione della velocità e, di conseguenza, una maggiore azione sulla pila. Questi effetti risultano essere coerenti con le osservazioni riportate in letteratura, dove i contributi della rugosità e della porosità sono stati più ampiamente investigati in relazione allo scavo erosivo alla base del pilone (Pagliara e Carnacina, 2010; Panici e Kripakaran, 2023).

Pertanto, implementando le caratteristiche di rugosità e porosità meglio rappresentative delle misurazioni sperimentali, la stima delle forze dovute agli accumuli di materiale legnoso intorno alle pile è stata estesa ai restanti scenari, ricavando i corrispondenti coefficienti adimensionali (raffigurati nella Figura 4.4.1).

La disponibilità dei dati di laboratorio ha permesso di valutare l'affidabilità dei risultati numerici ottenuti in tutti gli scenari simulati (Panici e De Almeida, 2018). I valori del coef-

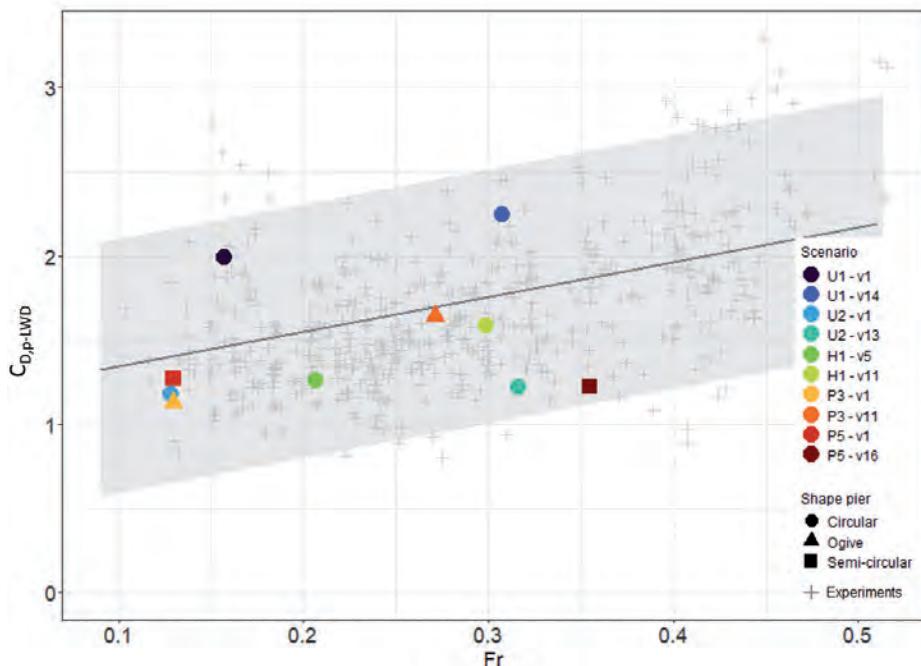


Figura 4.4.1 Confronto dei coefficienti di resistenza ottenuti numericamente e sperimentalmente, dovuti agli accumuli di materiale legnoso intorno alle pile.

ficiente di resistenza ottenuti dalle analisi di laboratorio sono rappresentati in Figura 4.4.1 mediante croci grigie, mentre l'intervallo di previsione relativo (banda grigia illustrata nella Figura 4.4.1) ne rappresenta un range caratteristico con cui confrontare i dati delle analisi numeriche di questo studio. La sovrapposizione di questi ultimi (forme colorate) con quelli di laboratorio evidenzia una buona concordanza tra i valori dei due studi (Figura 4.4.1).

I coefficienti determinati numericamente ricadono tutti all'interno dell'intervallo definito sulla base delle misurazioni sperimentali, indicando la capacità del codice CFD di riprodurre correttamente l'impatto della corrente sul sistema. In particolare, la maggior parte degli scenari simulati ha condotto a risultati piuttosto in linea con la retta di regressione tracciata (in grigio in Figura 4.4.1) considerando sia i valori sperimentali che quelli numerici. Per la pila ogivale (relativo al Gruppo P3), in entrambi i casi analizzati, e per le simulazioni eseguite con la pila circolare di diametro minore (relativo ai Gruppi U2 e H1), i valori numerici hanno mostrato una significativa prossimità alla retta di regressione definita dall'Equazione 4.4.1. Al contrario, gli scenari eseguiti con la pila circolare di diametro maggiore e con la pila semicircolare in condizioni di flusso veloce hanno registrato una maggiore deviazione dei coefficienti rispetto alla tendenza della retta. Ad eccezione dello scenario U1-v1, il maggiore divario si osserva per numeri di Froude elevati. Questo fenomeno risulta essere legato alla presenza della turbolenza generata dall'impatto, responsabile della maggior instabilità numerica.

Nonostante le incertezze legate alle approssimazioni del modello CFD e ai possibili errori di misurazione degli strumenti di laboratorio, le entità rappresentate risultano essere in buon accordo, evidenziando l'affidabilità dei risultati numerici ottenuti e la buona capacità di *Flow 3D-Hydro* di riprodurre le azioni del flusso sul pilone.

Pertanto, il modello calibrato nelle condizioni sperimentali può essere considerato in grado di fornire una stima sufficientemente accurata delle forze idrodinamiche esercitate sulla pila di un ponte in presenza di un accumulo. Conoscendo solo le caratteristiche della corrente in condizioni indisturbate (tramite il numero di Froude), è possibile calcolare il coefficiente di resistenza sulla pila ($C_{D,p-LWD}$) utilizzando l'Equazione 4.4.1, valida per i numeri di Froude investigati (cioè nell'intervallo tra 0.1 e 0.5).

$$C_{D,p-LWD} = 2.44F_r + 0.969 \quad (4.4.1)$$

4.4.2 Validazione - Impatto sull'impalcato sommerso

La fase di calibrazione effettuata in presenza di accumuli intorno alle pile ha dimostrato che l'impostazione del modello sperimentale in *Flow 3D-Hydro* risulta essere in grado di riprodurre i valori delle forze trasmesse agli elementi verticali con un buon livello di accuratezza (come mostrato in Figura 4.4.1). Tuttavia, prima di applicare il codice CFD calibrato per la costruzione delle curve sintetiche dei coefficienti adimensionali per lo schema a trave esaminato (descritto in Figura 4.3.3), il modello è stato validato in condizioni diverse da quelle utilizzate per la calibrazione. Per costruire uno strumento operativo generalizzabile per la stima delle azioni agenti su una delle geometrie di ponti più diffuse sul territorio, la validazione del modello numerico è stata eseguita in assenza di accumuli, seguendo la procedura descritta nel paragrafo 4.3.2.

Basandosi sui dati sperimentali ottenuti per la sola soletta rettangolare (con dimensioni corrispondenti a quelle mostrate in Figura 4.3.2), la stessa geometria utilizzata in labora-

torio è stata costruita in *Flow 3D-Hydro*. Disponendo della misura delle forze di resistenza, sollevamento e momento sulla trave, per un intervallo del numero di Froude compreso tra 0.1 e 0.29, sono state condotte simulazioni numeriche adottando i parametri discussi nel paragrafo 4.3.2 per un valore medio dell'intervallo pari a $F_r = 0.15$.

Adottando sia le equazioni del momento di secondo ordine (usate anche in calibrazione) sia di primo ordine, per le ragioni precedentemente spiegate, sono stati calcolati i carichi agenti sul sistema durante l'ultimo minuto di simulazione in stato stazionario. Poiché i risultati ottenuti sono risultati essere del tutto equivalenti, a fronte di lievi miglioramenti nei tempi di calcolo nel caso dell'implementazione delle equazioni semplificate, i coefficienti adimensionali sono stati stimati (tramite le Equazioni 4.2.3, 4.2.4 e 4.2.5) utilizzando l'equazione del momento di primo ordine.

Dal confronto con i dati sperimentali (illustrati in Figura 4.4.2), si osserva che, nel complesso, il modello numerico fornisce un andamento dei coefficienti adimensionali delle forze in linea con quello emerso dalle misurazioni di laboratorio. Sebbene sia evidente una maggiore deviazione durante la fase iniziale di sormonto (per $H^* = 1$), si registra una corrispondenza accettabile tra i dati. In particolare, per quanto riguarda il coefficiente di resistenza ($C_{D,d}$), i valori numerici e sperimentali risultano essere quasi sovrapposti per rapporti di inondazione elevati ($H^* > 2$). La maggiore discrepanza si verifica lungo il ramo ascendente della curva ($H^* < 1$), dove il picco massimo di $C_{D,d}$ ottenuto in laboratorio risulta essere pari a circa 3.5, mentre quello numerico di circa 4.8. Sebbene ciò possa apparentemente condurre alla conclusione che il codice CFD utilizzato possa sovrastimare la forza durante l'inizio della tracimazione, il valore stimato del picco rientra comunque nell'intervallo ammissibile. Infatti, per un ponte a travi con soletta rettangolare, il coefficiente di resistenza può, di fatto, raggiungere un valore pari a 5 (Denson, 1982).

Con riferimento, invece, al coefficiente di sollevamento ($C_{L,d}$) e del momento ($C_{M,d}$), si riconosce un minore allineamento tra i dati numerici e sperimentali. Questa deviazione risulta però confermata anche dalle risultanze di altri studi condotti su queste tematiche (Malavasi e Guadagnini, 2003).

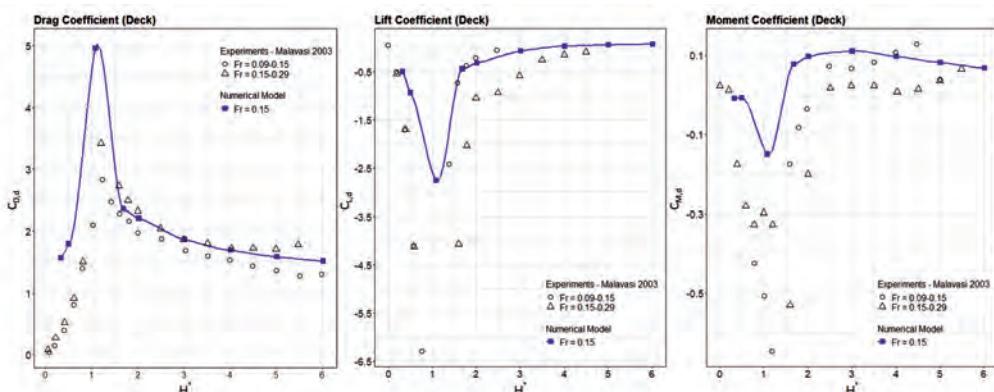


Figura 4.4.2 Confronto dei coefficienti di resistenza (drag; pannello di sinistra), sollevamento (lift; pannello centrale) e momento (moment; pannello di destra) ottenuti numericamente per un impalcato rettangolare con i dati sperimentali esistenti in letteratura (Malavasi e Guadagnini, 2003).

La distinzione tra le componenti statiche e dinamiche della forza di sollevamento non risulta essere considerata significativa in letteratura, nonostante i risultati disponibili possano differire sostanzialmente a seconda che siano espressi o meno in termini totali. Sebbene l'intervallo di variabilità del coefficiente del momento si adatti esattamente ai risultati di altri ricercatori (Denson, 1982), ottenere valutazioni precise del suo andamento risulta essere complesso a causa dell'incertezza associata a questa variabile.

Pertanto, i test di validazione hanno mostrato un livello soddisfacente di rappresentazione rispetto alle prove in canale, con discrepanze principalmente legate all'instabilità del codice numerico durante la fase di sormonto dell'impalcato. Di conseguenza, risulta essere ragionevole estendere l'applicazione del modello numerico per analizzare il comportamento di un ponte a travi a singola campata al variare dei diversi livelli di sommersione e caratteristiche del flusso.

4.4.3 *Analisi di un ponte a trave*

La capacità di *Flow 3D-Hydro* di simulare la propagazione del flusso e la sua interazione con la struttura, sia in presenza (come illustrato nel paragrafo 4.4.1) che in assenza di accumuli intorno alle pile (come presentato nel paragrafo 4.4.2), ha condotto all'applicazione del codice CFD per valutare il comportamento di un ponte a trave a campata singola (descritto in Figura 4.3.3) secondo la procedura riportata nel paragrafo 4.3.3.

Data l'influenza significativa della distribuzione di velocità intorno al ponte sulle forze idrodinamiche, sono stati esplorati diversi metodi per migliorare la rappresentazione del campo di flusso. Poiché la geometria risulta essere composta da più elementi, per ciascuno dei quali occorre stimare le forze agenti, risulta essenziale una riproduzione accurata del profilo di velocità in prossimità dell'intera struttura. Pertanto, per poter determinare l'approccio migliore, capace di fornire risultati affidabili con tempi di calcolo ridotti, la propagazione del flusso è stata esaminata applicando due modelli di turbolenza (RNG e $\kappa - \omega$) e modificando la risoluzione spaziale del grigliato.

Per $F_r = 0.16, 0.28$ e 0.42 , corrispondenti rispettivamente al valore minimo, medio e massimo dell'intervallo considerato, il profilo di velocità è stato inizialmente ricostruito per una griglia uniforme con un passo di 1 cm, utilizzando entrambi i modelli di turbolenza menzionati. Lo sviluppo del flusso è stato valutato sia qualitativamente che quantitativamente, calcolando la deviazione tra le velocità ottenute dai due modelli vicino al ponte e il loro effetto sulla variabilità delle forze. In tutti gli scenari simulati è stato registrato un aumento della velocità sia sotto che sopra la soletta, a causa della riduzione dell'area di flusso determinata dalla presenza del ponte. Mentre la fluttuazione della superficie dell'acqua è risultata essere poco accentuata per velocità di flusso basse, mostrando una leggera crescita a monte dell'impalcato, e più evidente per le correnti veloci, per le quali è stata osservata una differenza di carico maggiore tra il paramento di monte e di valle della sovrastruttura, la scia di flusso a valle è risultata essere sempre chiaramente visibile.

Nonostante le oscillazioni di valle non perfettamente in fase, i due modelli sono risultati essere in grado di fornire risultati qualitativamente comparabili per il sistema esaminato. Anche le deviazioni percentuali, minime e massime, calcolate tra i due modelli, per la velocità media lungo la verticale vicino al ponte e per le componenti di forza, hanno confermato ciò. In particolare, facendo riferimento ai valori medi calcolati su tutti i rapporti di inondazione simulati, a parità di F_r , è stato osservato che la maggiore variazione di velocità viene rilevata in

prossimità della condizione di sormonto, così come per le forze idrodinamiche, specie per la forza di resistenza. A causa dei vortici generati a valle del ponte in caso di tracimazione incipiente dell’impalcato, soprattutto a velocità più elevate, il modello risulta essere caratterizzato da una significativa instabilità numerica, che porta a deviazioni maggiori.

Tuttavia, essendo il massimo scostamento registrato mai superiore al 26%, l’entità delle variazioni osservate per ciascuna variabile può essere considerata modesta, soprattutto se confrontata con i diversi tempi di simulazione richiesti dai due modelli di turbolenza. Il modello $\kappa - \omega$, di fatto, ha impiegato da poco meno del doppio (per flussi più lenti) a quasi il triplo (per flussi più veloci) rispetto al modello RNG per raggiungere la convergenza.

Di conseguenza, sebbene il modello $\kappa - \omega$ consenta una riproduzione più dettagliata degli effetti della turbolenza a valle del ponte, il modello RNG è risultato essere più efficiente per il caso di studio considerato.

In aggiunta, variando la risoluzione spaziale della griglia da 1 cm a 0.5 cm, l’RNG è risultato essere in grado di rappresentare con maggiore precisione i vortici a valle del ponte, mostrando linee di flusso quasi identiche a quelle ottenute per il modello $\kappa - \omega$, con scostamenti poco rilevanti rispetto ai diversi tempi di calcolo. Con tempi raddoppiati rispetto al modello discretizzato con la risoluzione più ampia, le deviazioni massime tra i due approcci osservate nella velocità media del flusso sono risultate essere dell’ordine dello 0.1%, così come limitate sono risultate essere le discrepanze rilevate in relazione alle forze idrodinamiche sulla struttura. Anche in questo caso, in prossimità della condizione di sormonto incipiente è stata registrata la massima variazione per tutte le componenti delle forze (intorno al 15%).

Dunque, nell’ottica di perseguire un adeguato compromesso tra accuratezza e sforzo computazionale, l’analisi complessiva del sistema è stata eseguita adottando una risoluzione della griglia di 1 cm e il modello di turbolenza RNG per la stima del campo di moto.

Le curve sintetiche riportate in Figura 4.4.3 raffigurano l’andamento dei coefficienti adimensionali per un impalcato rettangolare e pila circolare al variare del livello di sommerso (H^*) e del numero di Froude (F_r), in condizioni di fondo fisso e acqua limpida.

Considerando la dipendenza del coefficiente di resistenza per un impalcato rettangolare (C_{Dd}) dal rapporto di sommersione (H^*) e dal numero di Froude (F_r), si osserva che, finché l’impalcato non risulta essere sommerso ($H^* < 1$), C_{Dd} aumenta con il livello dell’acqua per tutti i valori di F_r analizzati (fare riferimento alla Figura 4.4.3, in alto a sinistra). Il valore massimo della curva viene raggiunto per H^* compreso tra 1.2 e 1.8, a seconda della velocità del flusso in ingresso nel canale.

Per correnti aventi numeri di Froude progressivamente maggiori, il punto di picco viene registrato per livelli di sommersione maggiori, producendo valori numerici via via più elevati. A causa dell’innalzamento della superficie dell’acqua a monte del ponte e della corrispondente caduta a valle, notata nei flussi più veloci, si genera una significativa differenza di pressione tra i bordi anteriore e posteriore dell’impalcato, causando una crescita progressiva del picco del coefficiente di resistenza ed una sua traslazione verso rapporti di sommersione più alti.

Dopo il completo sormonto dell’impalcato ($H^* > 1$), il coefficiente di resistenza diminuisce notevolmente con l’incremento del livello di sommersione per tutti i F_r , fino a raggiungere un valore costante di circa 1.6, indipendentemente da F_r . Questo risultato risulta essere in linea con gli studi precedenti condotti su un cilindro rettangolare in flusso non confinato (Oudenbroek et al., 2018; Yu e Kareem, 1996), dimostrando ancora una volta

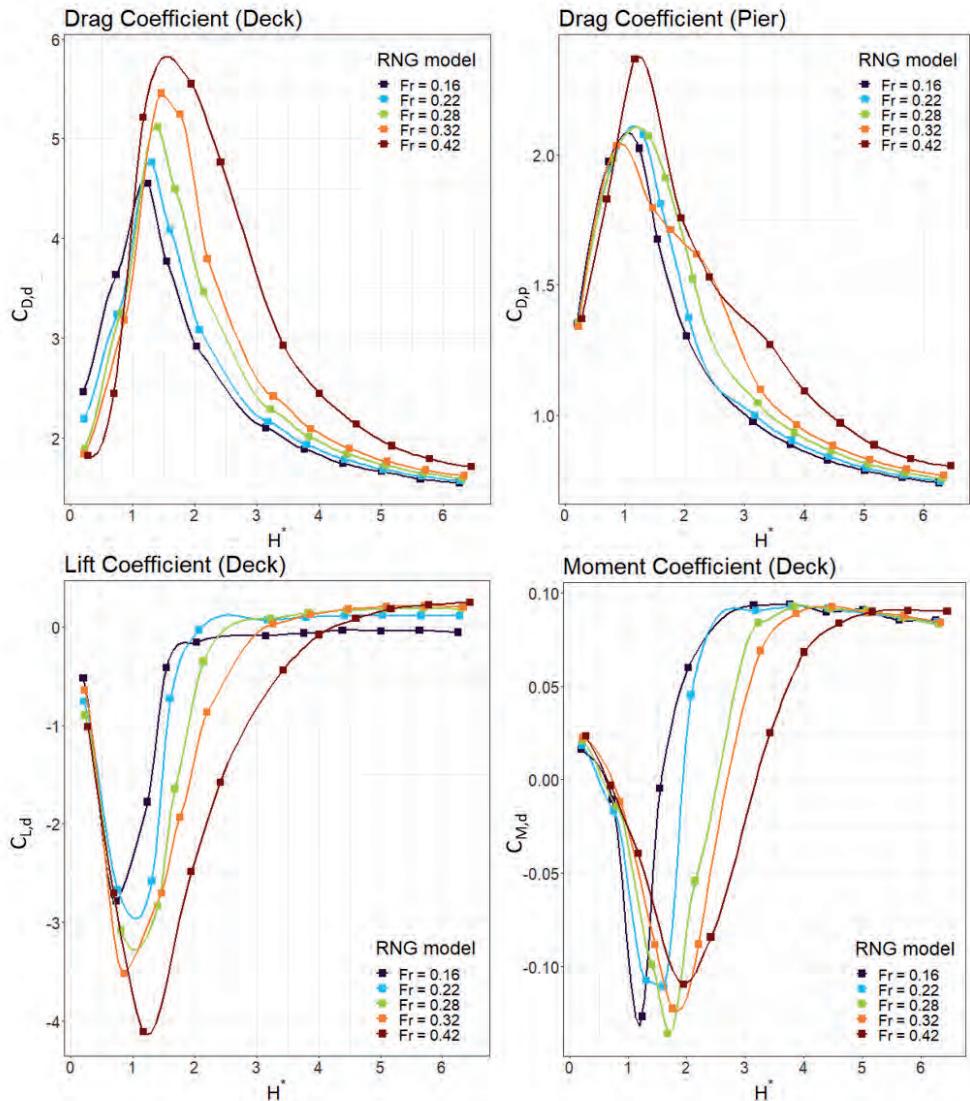


Figura 4.4.3: Coefficienti adimensionali delle forze agenti su un impalcato rettangolare ed una pila circolare, in funzione del rapporto di inondazione (H^*) e del Numero di Froude (Fr).

l'affidabilità del risultato numerico ottenuto e l'efficacia del codice CFD utilizzato per lo studio delle azioni del flusso sulla struttura.

Un andamento simile è stato osservato anche per il coefficiente di resistenza per la pila circolare ($C_{D,p}$). A differenza di quanto osservato per l'impalcato ($C_{D,d}$), tutte le curve hanno mostrato in questo caso un picco intorno a $H^* \approx 1$, indipendentemente dal numero di Froude di riferimento (come illustrato in Figura 4.4.3, in alto a destra). Ciò corrisponde a una condizione in cui il livello dell'acqua (h_u) è pari alla quota di estradosso dell'impalcato

e, quindi, per come è stato costruito il modello geometrico, alla sommità del ponte e della pila. Con l'aumento della sommersione, l'area proiettata della pila che ostacola il flusso rimane costante e, a causa della dipendenza inversa quadratica dalla velocità (descritta dall'Equazione 4.2.6), $C_{D,p}$ diminuisce. Per rapporti di sommersione progressivamente più elevati, tutte le curve esibiscono un comportamento asintotico intorno a un valore costante di 0.8. Sebbene non si trovino risultati direttamente comparabili in letteratura, gli esiti delle simulazioni numeriche risultano essere coerenti con l'intervallo definito per il coefficiente di resistenza di una pila circolare o di un corpo cilindrico immerso in un flusso turbolento (Mehdi et al., 2016; Suribabu, 2011).

Per quanto riguarda, invece, il coefficiente di portanza per l'impalcato rettangolare ($C_{L,d}$), le curve ottenute, al netto del contributo della forza di galleggiamento, diminuiscono significativamente nel campo delle ordinate negative per $H^* < 1$ (come illustrato nella Figura 4.4.3, in basso a sinistra). In queste condizioni di deflusso, il flusso d'acqua agisce solo sulla parte inferiore dell'impalcato, soggetto ad una forza verticale risultante verso l'alto (la forza di galleggiamento supera il contributo idrodinamico). Quando il flusso inizia a interessare anche la parte superiore dell'impalcato, la distribuzione della pressione diventa gradualmente più simmetrica, portando a una riduzione della portanza negativa.

Per $H^* > 3$, infatti, lo stato si avvicina a una condizione di flusso illimitato e il coefficiente di portanza tende a zero (la forza di galleggiamento statica e la componente di forza idrodinamica risultano essere quasi sovrapposte).

Infine, il pannello in basso a destra della Figura 4.4.3 riporta l'andamento del coefficiente del momento intorno al baricentro dell'impalcato ($C_{M,d}$) in funzione di $H^* Fr$. Per le correnti più lente, l'impalcato è soggetto a un momento negativo (antiorario, in direzione opposta al verso della corrente) in prossimità della condizione di sormonto ($H^* \leq 1$) e ad un momento positivo (orario) per rapporti di sommersione più alti. Per $H^* > 1.5$, il momento tende a ruotare l'estremità a monte dell'impalcato verso l'alto e l'estremità a valle verso il basso. Per correnti più veloci, invece, è stato notato lo stesso comportamento, ma per rapporti di sommersione differenti. Fino a $H^* < 3$ l'impalcato è esposto ad un momento antiorario (tendenza al ribaltamento verso monte), e solo per livelli di sommersione più alti viene sottoposto ad un momento orario (tendenza al ribaltamento verso valle). Il momento baricentrico passa da un valore negativo ad uno positivo a causa del diverso contributo svolto dalla variazione di carico tra monte e valle dell'opera e dalla velocità della corrente che investe il ponte.

4.5 Considerazioni conclusive

Le forze idrodinamiche agenti sui ponti nel caso di funzionamento in pressione o di sormonto dell'impalcato, insieme all'instabilità indotte dagli effetti erosivi, rappresentano le principali cause di cedimento dei ponti, conducendo alla chiusura delle vie di comunicazione, all'interruzione dei servizi di trasporto, all'isolamento delle comunità e alla difficoltà nella gestione dei piani di soccorso ed evacuazione in caso di emergenza.

Una corretta conoscenza delle azioni dovute all'impatto della corrente sulla struttura, anche in presenza di eventuali accumuli di detriti, costituisce pertanto un'informazione essenziale per una gestione efficace del rischio alluvionale, specie nei confronti dei ponti esistenti che, tra tutti, presentano più spesso problematiche di questa natura in considerazione dei limitati franchi idraulici.

I risultati ottenuti, rappresentati in termini di curve sintetiche, facilitano la stima di tali forze per i ponti a trave, potendo essere consultate considerando le caratteristiche del flusso in condizioni non perturbate e senza la necessità di disporre di modelli numerici per riprodurre il campo di moto. Il criterio pratico sviluppato costituisce un supporto valido sia per i professionisti coinvolti nella valutazione della resistenza dei ponti esistenti, fornendo una stima delle forze temibili nei ponti di nuova realizzazione, sia per gli stakeholder chiamati a mitigare il rischio di collasso delle strutture esistenti. Le curve elaborate possono così fungere da riferimento per ingegneri e progettisti nella verifica della stabilità dei ponti sotto carichi idraulici critici, contribuendo in modo significativo alla sicurezza delle infrastrutture e alla protezione delle comunità che dipendono da esse per la mobilità e lo sviluppo socioeconomico.

4.6 Bibliografia

- Anderson, John D. 1995. *Computational Fluid Dynamics: The Basics with Applications*. Mechanical Engineering. New York: McGraw-Hill.
- Argyroudis, S. A., e Mitoulis, S.A. 2021. *Vulnerability of Bridges to Individual and Multiple Hazards- Floods and Earthquakes*. Reliability Engineering & System Safety 210 (giugno): 107564.
- Bouska, K.L., e Stoebner, T.J. 2015. Characterizing Geomorphic Change from Anthropogenic Disturbances to Inform Restoration in the Upper Cache River, Illinois. JAWRA Journal of the American Water Resources Association 51 (3): 734-45.
- Denson, K.H. 1982. Steady-state drag, lift and rolling-moment coefficients for inundated inland bridges. National Technical Information Service, Springfield: 1-23.
- Ebrahimi, M., Prakash, K., Prodanović, D.M., Kahraman, R., Ridia, M., Tabor, G., Arthur, S., Djordjević, S. 2018. *Experimental Study on Scour at a Sharp-Nose Bridge Pier with Debris Blockage*. Journal of Hydraulic Engineering 144 (12): 04018071.
- Federal Highway Administration. 2009. *Hydrodynamic Forces on Inundated Bridge Decks*. FHWA-HRT-09-028.
- Ferziger, J. H., Perić, M., e Street, R. L. 2020. *Computational Methods for Fluid Dynamics*. Springer International Publishing, Cham
- Guo, J., Admiraal, D.M., e Zhang, T.C. 2009. Computational Design Tool for Bridge Hydrodynamic Loading in Inundated Flows of Midwest Rivers.
- Haehnel, R.B., e Daly, S.F. 2004. *Maximum Impact Force of Woody Debris on Floodplain Structures*. Journal of Hydraulic Engineering 130 (2): 112-20.
- Koken, M., e Constantinescu, G. 2008. An Investigation of the Flow and Scour Mechanisms around Isolated Spur Dikes in a Shallow Open Channel: 1. Conditions Corresponding to the Initiation of the Erosion and Deposition Process. Water Resources Research 44 (8): 2007WR006489.
- Lagasse, P. F., Zevenbergen, L.W., e Clopper, P.E. 2010. *Impacts of Debris on Bridge Pier Scour*. In Scour and Erosion, 854-63. San Francisco, California, United States: American Society of Civil Engineers.
- Malavasi, S., e Guadagnini, A. 2007. *Interactions between a Rectangular Cylinder and a Free-Surface Flow*. Journal of Fluids and Structures 23 (8): 1137-48.
- Malavasi, S., e Guadagnini, A. 2003. *Hydrodynamic Loading on River Bridges*. Journal of Hydraulic Engineering 129 (11): 854-61.
- Markatos, N.C. 1986. *The Mathematical Modelling of Turbulent Flows*. Applied Mathematical Modelling 10 (3): 190-220.

- Mehdi, H., Namdev, V., Kumar, P., e Tyagi, A. 2016. Numerical Analysis of Fluid Flow around a Circular Cylinder at Low Reynolds Number.
- Oliveto, G., e Hager, W.H. 2002. *Temporal Evolution of Clear-Water Pier and Abutment Scour*. Journal of Hydraulic Engineering 128 (9): 811-20.
- Oudenbroek, K., Naderi, N., Bricker, J., Yang, Y., Van Der Veen, C., Uijttewaal, W., Moriguchi, S., e Jonkman, S. 2018. *Hydrodynamic and Debris-Damming Failure of Bridge Decks and Piers in Steady Flow*. Geosciences 8(11): 409.
- Pagliara, S., e Carnacina, I. 2010. Temporal Scour Evolution at Bridge Piers: Effect of Wood Debris Roughness and Porosity. Journal of Hydraulic Research 48 (1): 3-13.
- Pagliara, S., e Carnacina, I. 2011. *Influence of Wood Debris Accumulation on Bridge Pier Scour*. Journal of Hydraulic Engineering 137 (2): 254-61.
- Palermo, M., Pagliara, S., e Roy, D. 2021. *Effect of Debris Accumulation on Scour Evolution at Bridge Pier in Bank Proximity*. Journal of Hydrology and Hydromechanics 69 (1): 108-18.
- Panici, D., e Kripakaran, P. 2023. Characterizing the Importance of Porosity of Large Woody Debris Accumulations at Single Bridge Piers on Localized Scour. Water Resources Research 59 (9): e2022WR033531.
- Panici, D., e De Almeida, G.A.M. 2018. *Formation, Growth, and Failure of Debris Jams at Bridge Piers*. Water Resources Research 54 (9): 6226-41.
- Panici, D., e De Almeida, G.A.M. 2020. A Theoretical Analysis of the Fluid-Solid Interactions Governing the Removal of Woody Debris Jams from Cylindrical Bridge Piers. Journal of Fluid Mechanics 886 (marzo): A19.
- Picek, T., Havlik, A., Mattas, D., e Mares, K. 2007. *Hydraulic Calculation of Bridges at High Water Stages*. Journal of Hydraulic Research 45 (3): 400-106.
- Riggs, H.R., Cox, D.T., Naito, C.J., Kobayashi, M.H., Piran Aghi, P., Ko, H.T.S., e Khowitar, E. 2014. *Experimental and Analytical Study of Water-Driven Debris Impact Forces on Structures*. Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering 136 (4): 041603.
- Schalko, I., Schmocke, L., Weitbrecht, V., e Boes, R.M. 2018. *Backwater Rise Due to Large Wood Accumulations*. Journal of Hydraulic Engineering 144 (9): 04018056.
- Sturm, T.W. 2006. *Scour around Bankline and Setback Abutments in Compound Channels*. Journal of Hydraulic Engineering 132 (1): 21-32.
- Suribabu, C.R. 2011. Backwater Rise and Drag Characteristics of Bridge Piers under Sub-Critical Flow Conditions.
- Teruzzi, A., Ballio, F., e Armenio, V. 2009. *Turbulent Stresses at the Bottom Surface near an Abutment: Laboratory-Scale Numerical Experiment*. Journal of Hydraulic Engineering 135 (2): 106-17.
- Yu, D., e Kareem, A. 1996. *Two-Dimensional Simulation of Flow around Rectangular Prisms*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 62 (2-3): 131-61.

CAPITOLO 5

Work PACKAGE 5

Paolo Salandin e Pietro Giaretta
DICEA, Università di Padova, Via L. Loredan 20, 35131, Padova
Email: paolo.salandin@unipd.it, pietro.giaretta@unipd.it

Sommario: I fenomeni di erosione localizzata in corrispondenza delle pile dei ponti rappresentano, assieme agli aggiramenti delle spalle, una delle più rilevanti problematiche per la stabilità delle strutture di attraversamento in occasione dei fenomeni di piena. All'interno del progetto M.Hy. Bridge, il word package 5 ha previsto lo sviluppo di tre task, relativi a: 5.1) sperimentazioni di laboratorio da sviluppare in acque chiare (clear water) mirate a verificare l'efficacia delle protezioni a scogliera utilizzate per la mitigazione dei fenomeni erosivi localizzati attorno alle pile dei ponti esistenti; 5.2) sviluppo di misure del campo di moto turbolento che si realizza attorno ad una pila da ponte messe e loro confronto con le soluzioni ottenibili con modelli numerici CFD; 5.3) raccolta ed organizzazione dei risultati e loro discussione anche a confronto con i dati di letteratura e/o ulteriori risultati emersi dalle attività degli altri word package durante lo svolgimento del progetto. Nelle seguenti pagine è riportato il riassunto delle attività sviluppate e i principali risultati ottenuti.

5.1 Introduzione

Tra i fenomeni idraulici che sono causa della destabilizzazione o del crollo dei ponti, un ruolo rilevante è svolto dall'erosione localizzata attorno alle pile, fenomeno che si sviluppa durante gli eventi di piena e produce rilevanti escavazioni attorno alle fondazioni. Tali fenomeni non sono generalmente riconoscibili attraverso una semplice ispezione visiva, sia per la presenza dell'acqua, sia perché gli scavi tendono a riempirsi nella fase terminale della piena per il deposito dei materiali più fini trasportati dalla corrente. Risulta così difficile rendersi conto delle proporzioni del fenomeno se non facendo uso della modellistica fisica (Figura 5.1).

La ricerca sviluppata dall'UO dell'Università di Padova all'interno del WP5 del progetto ha preso in considerazione i fenomeni erosivi localizzati in corrispondenza alle pile dei ponti, esaminando alcune tra le possibili contromisure – attive e passive – da adottare per le opere esistenti, partendo dal presupposto che per opere di nuova realizzazione la difesa dai fenomeni erosivi va ricercata in un opportuno approfondimento delle fondazioni. In particolare, è stata verificata l'efficacia delle protezioni a scogliera e la capacità dei sensori sonar di monitorare l'evoluzione dello scavo.

Nella stima degli scavi non sono stati presi in considerazione difetti di costruzione quali luci o franchi insufficienti, analizzati questi ultimi all'interno del WP1, come pure gli effetti legati alla presenza di accumuli di detriti arborei già discussi in letteratura (e.g. Melville & Dongol, 1992; Pagliara & Carnacina, 2011; Salandin, 2021).

In una prima fase le prove di laboratorio sono state sviluppate per riuscire a identificare correttamente la geometria dello scavo oltre al suo valore massimo, focalizzando l'analisi sulle pile circolari. In particolare, è stato investigato il caso delle pile larghe rimarcando come questo risulti diverso da quello delle pile in acque profonde, non solo per la riduzione del massimo scavo relativo, ma per la diversa geometria ed evoluzione temporale della fossa. La cono-



Figura 5.1 Scavo attorno alla fondazione di una pila allungata inclinata rispetto la corrente.

scenza di tali elementi risulta fondamentale per definire la superficie d'alveo che deve essere protetta con la scogliera e avere indicazioni sul suo volume, per giungere a risultati oggettivi nel dimensionamento della scogliera. Simulazioni numeriche appositamente sviluppate hanno anche permesso di verificare la trascurabile influenza sul campo di moto degli effetti, fino a valori pari a 0,84, della contrazione d'alveo, confermando la validità delle sperimentazioni sviluppate anche con le pile di maggiori dimensioni.

Si è valutato preliminarmente l'effetto dell'armoring legato alla presenza di frazioni grossolane nel materiale di fondo, sono poi state sperimentalmente verificate le soluzioni di tappeti antierosione proposte da FHWA, suggerendo modifiche alla distribuzione granulometrica e allo spessore delle stesse. L'efficacia delle configurazioni così modificate è stata dimostrata anche nel caso di pile allungate. La ricerca è proseguita trovando riscontro sperimentale alla resilienza offerta dai vecchi ponti caratterizzati da fondazioni di profondità non adeguata ma protette nel tempo rimpiazzando i volumi erosi con massi gettati alla rinfusa dopo il passaggio di ogni piena. La disposizione a piramide rovescia che deriva dal progressivo sprofondamento dei massi a ridosso della pila, risulta decisamente più efficace dei tappeti realizzati con materiale di analoga granulometria anche se disposto a più strati.

Il campo di moto che si realizza nell'intorno e all'interno dello scavo attorno ad una pila circolare di grande diametro è stato investigato con misure ADV trovando un soddisfacen-

te riscontro con i risultati delle simulazioni numeriche sviluppate con modelli LES. Questi si sono rivelati decisamente più accurati dei modelli RNG che hanno però il vantaggio di essere notevolmente meno onerosi sia in termini di tempi di calcolo che di occupazione di memoria.

Sempre con sperimentazioni di carattere fisico, si è analizzata l'influenza della fondazione sullo scavo, estendendo i risultati degli studi sulle pile circolari già riportate in letteratura (Castellarin, 2004) al caso di pile allungate. Per tali configurazioni è stata anche sperimentata l'efficacia di sensori sonar nel rilevare l'andamento dello scavo nel tempo. Per la descrizione dei risultati di queste prove si rimanda a Giaretta (2025).

Come già detto, le sperimentazioni sono state sviluppate in condizioni di clear water ma, anche per quanto messo in evidenza all'interno del WP2, in alcuni casi le protezioni a scogliera sono state verificate anche in condizione di live bed.

5.2 Lo scavo attorno alle pile larghe

Le prove sperimentali, tutte condotte in condizioni di clear water in condizioni prossime al limite di Shields ($U/U_c = 0.9$), sono state inizialmente sviluppate per ridurre le incertezze sullo scavo massimo che si realizza per pile di diametro comparabile con quello del tirante, comunemente definita condizione di pila larga (wide pier). Con l'eccezione di un numero limitato di corsi d'acqua ove si realizzano tiranti superiori alla decina di metri, tale condizione è quella che più normalmente si verifica nel territorio italiano. Inoltre, le già citate problematiche, quali fenomeni erosivi e accumuli di legname, legate alla presenza di pile in alveo, assieme alle difficoltà di realizzazione, e ai costi, delle opere provvisionali necessarie per la loro realizzazione, suggeriscono di aumentare l'ampiezza delle luci. Cosicché il numero delle pile risulta ridotto e la loro dimensione incrementata, realizzandosi con maggior facilità la condizione di pila larga.

Un esempio è quello del nuovo ponte sul fiume Ticino realizzato nel 2019 in prossimità dell'abitato di Vigevano illustrato in Figura 5.2.

A fronte di luci dello sviluppo di 150 m, il sistema di pila e fondazione mostrano delle dimensioni planimetriche dell'ordine della decina di metri che, confrontate con tiranti variabi-

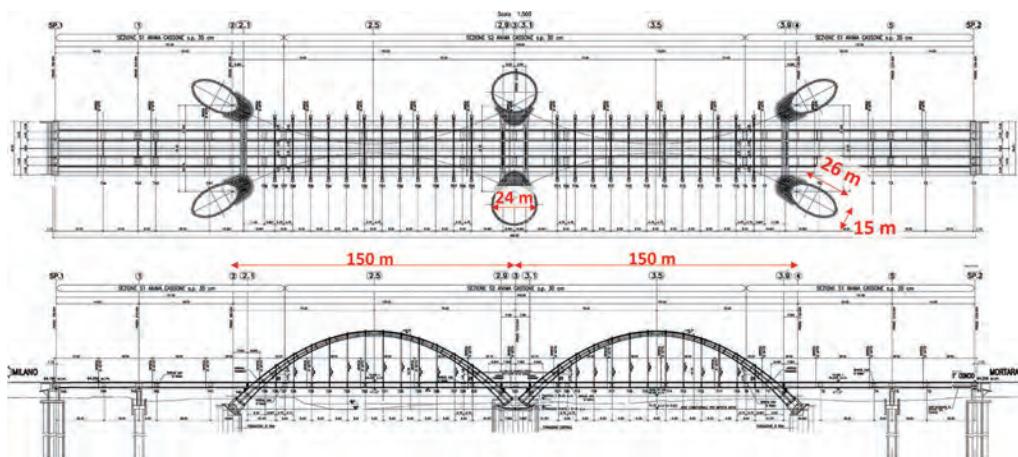


Figura 5.2 Planimetria e profilo longitudinale del nuovo ponte sul fiume Ticino.

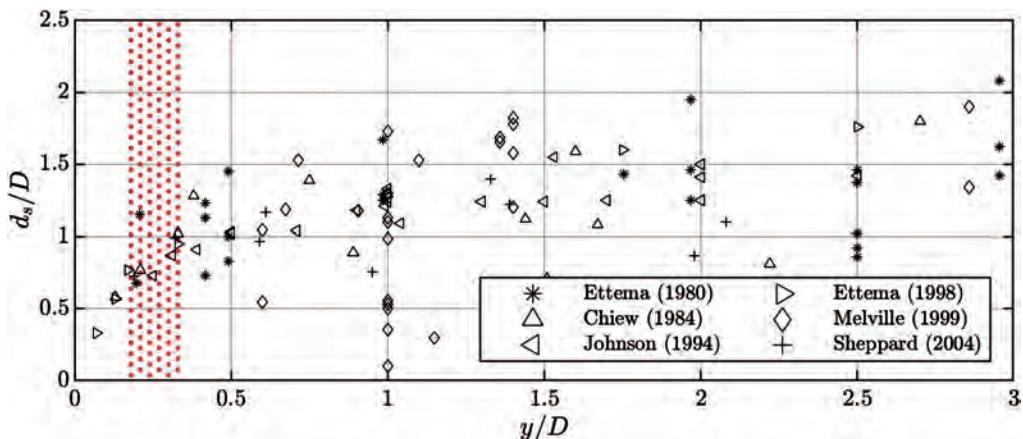


Figura 5.3 Valori del massimo scavo in funzione del tirante. Incertezza sui risultati sperimentali: l'area punitinata in rosso corrisponde a valori y/D del ponte di Vigevano.

li tra i 6 e 7 m, conducono alla condizione di pila larga con valori del rapporto tra il tirante e il diametro della pila $y/D = 0.25-0.30$.

Gli studi sperimentali riportati in letteratura (Ettema, 1980; Chiew, 1984; Johnson & Torrico, 1994; Melville & Chiew, 1999; Sheppard et al., 2014) mostrano come al ridursi del rapporto y/D lo scavo massimo adimensionalizzato rispetto il diametro della pila, d_s/D , tenda a ridursi rispetto i massimi valori che mostrano un andamento costantemente limitato dal valore $d_s/D \leq 2$ per tiranti (adimensionali) $y/D > 2-3$.

Come illustrato in Figura 5.3, i dati sperimentali risultano però notevolmente dispersi, e se per valori del rapporto $y/D = 3$ l'incertezza è circa del 35%, la stessa aumenta fino a quasi il 60% nel caso precedentemente citato del ponte di Vigevano, per il quale sono stati evidenziati con punitinatura in rosso i valori tipici y/D .

Considerato che i casi di pila stretta (narrow pier) si realizzano normalmente con pile del diametro $D = 3$ m, se l'incertezza sul valore dello scavo massimo in termini dimensionali è circa di soli 2 m per i maggiori valori di y/D , la stessa cresce nel caso del ponte di Vigevano a 14 m addirittura. Il fenomeno di erosione localizzata risulta infatti dipendente da numerosi parametri che in diversa misura concorrono alla formazione dello scavo, non sempre assunti in modo coerente nelle sperimentazioni che hanno portato ai risultati espressi in Figura 5.3.

Tali parametri sono relativi alle caratteristiche della corrente (densità del fluido ρ , viscosità ν , tirante y , velocità media U e sua distribuzione trasversale alla corrente), del materiale di fondo (densità del materiale ρ_s , diametro mediano d_{50} , coefficiente di uniformità σ_g , velocità limite di trascinamento U_c), della pila (diametro D , allineamento rispetto la corrente Al , forma Sh), e alla durata del fenomeno (t). Come noto, tali parametri possono organizzati in gruppi adimensionali mediante l'uso del teorema di Buckingham. Assumendo costanti la densità del fluido e del materiale, Melville & Coleman (2000) propongono la seguente formulazione adimensionale:

$$\frac{d_s}{D} = f \left(\frac{U}{U_c}, \frac{U^2}{gD}, \frac{y}{D}, \frac{UD}{\nu}, \frac{D}{d_{50}}, Sh, \sigma_g, Al, \frac{ut}{D} \right) \quad (5.1)$$

dove l'accelerazione di gravità.

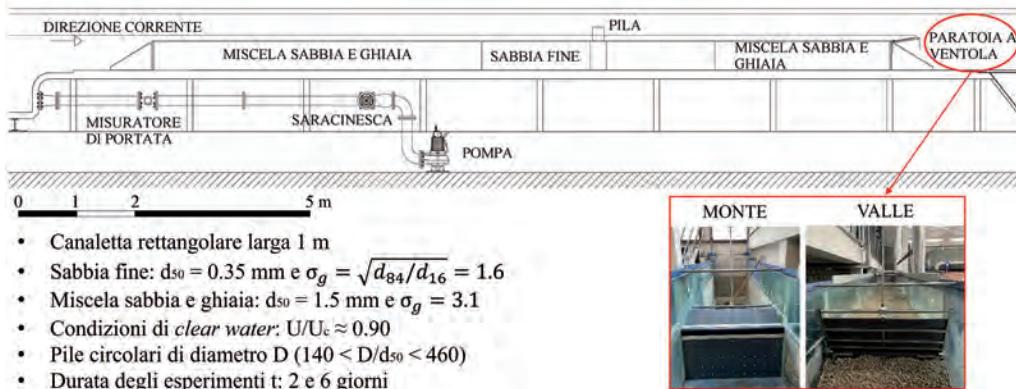


Figura 5.4 Schema del canale e caratteristiche del materiale d'alveo utilizzato nelle sperimentazioni.

A partire dall'Eq. (5.1), una estesa serie di sperimentazioni è stata sviluppata presso il laboratorio di Idraulica e Costruzioni idrauliche dell'Università di Padova, con l'intento di isolare e/o considerare separatamente gli effetti di ciascun gruppo adimensionale sullo scavo.

Le prove sono state sviluppate in un canale sperimentale le cui principali caratteristiche sono illustrate in Figura 5.4.

La pila è inserita in una parte centrale del canale dello sviluppo di 4 m riempita per uno spessore di 0.50 m con sabbia medio fine ($d_{50}=0.35 \text{ mm}$ e $\sigma_g=1.67$), mentre a monte e a valle, il materiale è volutamente più grossolano ($d_{50}=1.5 \text{ mm}$ e $\sigma_g=3.10$) per limitare la formazione di forme di fondo quando la velocità critica si avvicina a quella della sabbia medio fine (Breusers & Raudkivi, 1991). La portata fino a 45 l/s è garantita da una elettropompa (Flygt modello CS 3102 LT) inserita in un sistema di alimentazione dedicato (indipendente dalle altre installazioni di laboratorio). Un inverter controllato da un PID (Automation Progetti modello AP222) acquisisce i valori in uscita di un misuratore elettromagnetico (Endress-Hauser modello Promag W) installato su una tubazione del diametro di 150 mm e modifica la frequenza di alimentazione della pompa per mantenere la portata al valore prefissato. A monte e a valle della parte centrale del canale due sensori di livello ad ultrasuoni (Pepperl & Fuchs modello UC500) misurano in continuo il livello della superficie liquida.

Come già anticipato nel paragrafo 5.1, le prove sono state sviluppate in condizioni di acque chiare (*clear water*), ovvero con velocità della corrente U sempre inferiori a quella critica U_c . Tale pratica, comunemente assunta nelle sperimentazioni, garantisce come noto il raggiungimento della condizione di massimo scavo per velocità della corrente prossime a quella critica. In tale condizione lo scavo aumenta in modo monotono nel tempo, mentre per valori di velocità superiori a quella critica (*live bed*), il trasporto di materiale al fondo interferisce con la formazione dello scavo, il cui valore massimo risulta oscillare attorno ad un valore medio comunque sempre inferiore a quello raggiungibile in condizioni di acque chiare (Melville & Coleman, 2000).

La definizione del tempo necessario per raggiungere in condizioni di acque chiare il valore massimo dello scavo è, dal punto di vista teorico-concettuale, questione ancora aperta (e.g. Lança et al. 2013). Al di là del fatto che una geometria costante nel tempo dello scavo sia raggiunta in un tempo finito o infinito, le differenze divengono, oltre un certo valore, inap-

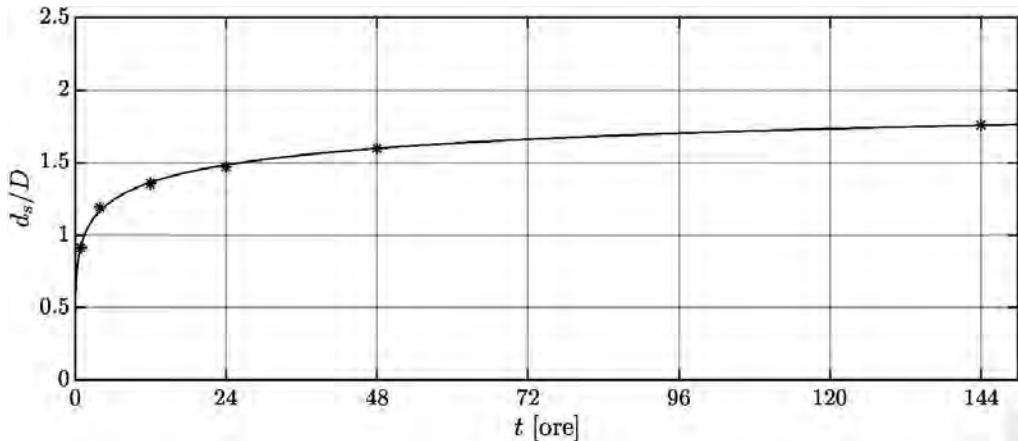


Figura 5.5 Andamento nel tempo dello scavo massimo rilevato nelle sperimentazioni effettuate con durate pari a $t = 1, 4, 12, 24, 48$ e 144 ore nel caso $y/D = 1.5$ e $U/U_c = 0.9$.



Figura 5.6 Esempio di evidenza di armoring nello scavo attorno ad una pila circolare.

prezzabili dal punto di vista pratico, sempre ammesso che nella sperimentazione siano mantenute le condizioni di stazionarietà delle varie grandezze in gioco. Si tratta comunque di prove di lunga durata, tanto maggiore quanto minore è la dimensione del materiale utilizzato nelle sperimentazioni: giorni nei casi sperimentati a Padova, dove sono state utilizzate sabbie medio-finì ($d_{50} = 0.35$ mm) per riprodurre il fondo alveo del canale. Un esempio dell'andamento nel tempo della profondità di scavo è riportato in Figura 5.5, dalla quale risulta come il protrarre fino a 144 ore (6 giorni) le sperimentazioni rappresenti un buon compromesso tra la durata della prova e il raggiungimento di una condizione di quasi equilibrio dello scavo.

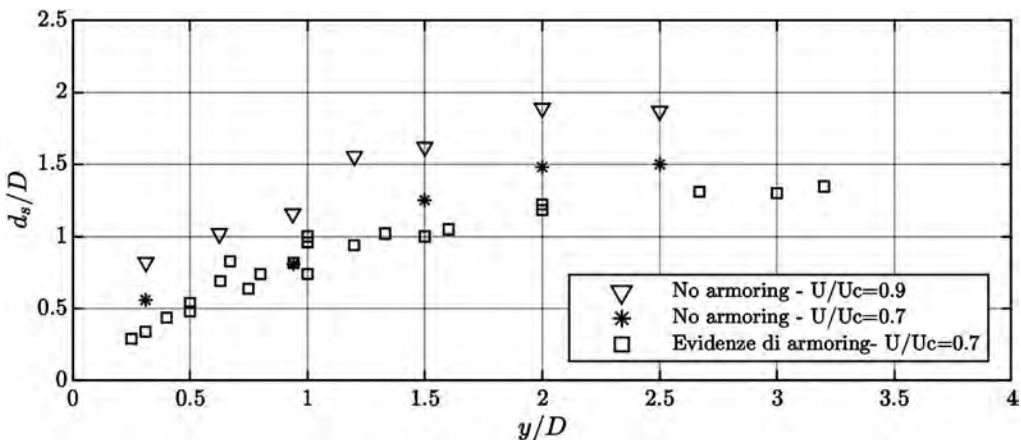


Figura 5.7 Confronto tra i risultati di prove con e senza evidenza di armoring sviluppate per velocità $U/U_c = 0.7$, oltre a quelli senza evidenza di armoring ottenuti per $U/U_c = 0.9$.

La diversa durata delle sperimentazioni rappresenta di certo una delle principali cause nella dispersione dei risultati di Figura 5.3, anche se non è la sola.

La disuniformità del materiale misurata dal coefficiente σ_g , gioca infatti un ruolo importante, producendosi durante lo scavo una segregazione naturale dei sedimenti che favorisce la formazione di uno strato superficiale costituito da quelli più grossolani. Tale fenomeno, noto in letteratura come armoring, tende a ridurre la profondità massima dello scavo e i suoi effetti sono non trascurabili anche se, come nelle sperimentazioni realizzate a Padova, il coefficiente di uniformità del materiale d'alveo utilizzato è limitato ($\sigma_g = 1.67$).

In Figura 5.7 sono riportati a confronto i valori di scavo massimo ottenuti per una velocità $U/U_c = 0.7$, distinguendo tra quelli dove risulta evidente la presenza di armoring e quelli dove è invece assente.

Per ottenere i risultati in assenza di armoring, il materiale originale è stato setacciato con un vaglio con diametro pari al 99% del passante. Questo garantisce il sostanziale mantenimento delle caratteristiche del materiale in termini di d_{50} e σ_g eliminando al contempo la limitata frazione del materiale d'alveo che produce l'armoring. Pur essendo tale frazione minima sia in termini di diametri sia in termine di dimensioni, essa produce una riduzione del massimo scavo circa pari al 15%. Per eliminare tale indesiderato effetto, tutte le prove, anche quelle illustrate in Figura 5.5, sono state sviluppate setacciando preventivamente il materiale d'alveo.

Inoltre, dalle prove preliminari sviluppate, risulta evidente come i valori del massimo scavo risultino ridotti di circa il 25% passando da $U/U_c = 0.9$ a $U/U_c = 0.7$. Il valore $U/U_c = 0.9$ risulta in pratica il massimo raggiungibile senza che le sperimentazioni siano continuamente alterate dalla presenza delle forme di fondo ed è stato per tale ragione mantenuto per tutte le prove sviluppate.

Adottando una geometria circolare per la pila, nella Eq. (5.1) risultano ininfluenti anche i parametri Al e Sb , che, trascurando i limitati effetti della viscosità nel fenomeno da riprodurre, si ottiene:

$$\frac{d_s}{D} = f \left(\frac{U^2}{gD}, \frac{y}{D}, \frac{D}{d_{50}}, \frac{Ut}{D} \right). \quad (5.2)$$

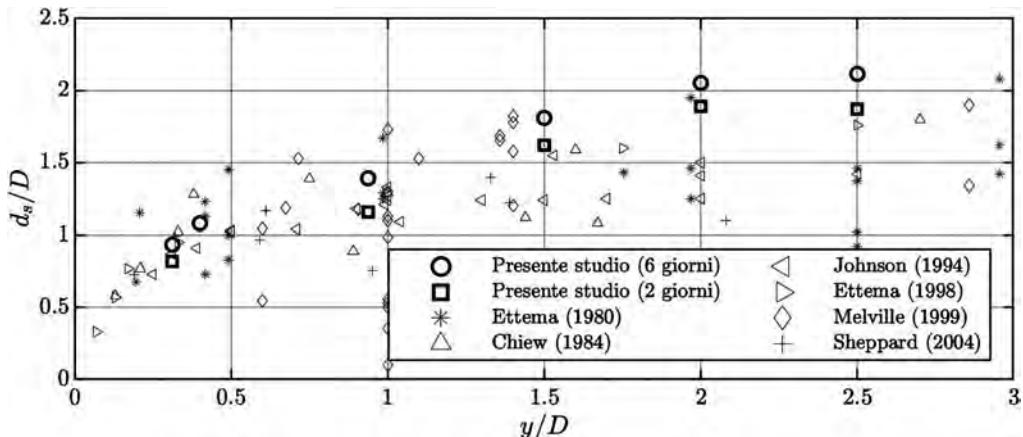


Figura 5.8 Valori massimi della profondità di scavo dedotti dalla letteratura a confronto con quanto ottenuto dalle sperimentazioni sviluppate nel presente studio.

Operando tali semplificazioni, è stato possibile ridurre l'incertezza nella determinazione dello scavo massimo per le pile larghe. Dai risultati illustrati in Figura 5.8 possono essere sviluppate le seguenti considerazioni.

La condizione di pila stretta, intesa come il caso in cui lo scavo massimo risulta indipendente dal tirante, si realizza per valori $y/D > 2.5$. Al di sotto di tale limite risultano evidenti due diversi andamenti, essendo il discriminante indicativamente compreso tra i valori $y/D = 1$ e $y/D = 1.5$. La condizione di pila larga può essere a tutti gli effetti attribuita alla condizione al di sotto di $y/D = 1$, mentre i valori di scavo che si realizzano per $y/D > 1.5$ rappresentano una transizione verso la condizione di pila stretta.

Dal confronto con le più comuni formule previsionali riportate in letteratura (Breusers et al., 1977; FHWA, 2001; Sheppard et al., 2014) risulta evidente come le relazioni di Sheppard e di Breusers forniscano adeguate rappresentazioni per l'inviluppo dei valori dello scavo massimo rispettivamente nei casi $y/D < 1$ (pila larga) e $y/D > 1$ (zona di transizione), anche se in questo ultimo caso la previsione fornita risulta in qualche misura sottostimata per i maggiori valori del rapporto y/D (Figura 5.9).

Se l'effetto sul massimo scavo delle dimensioni della granulometria in pratica si annulla già per valori $D/d_{50} > 200$. Cosicché, trascurando in prima approssimazione nei risultati delle simulazioni sviluppate per $140 > D/d_{50} > 460$, l'Eq. (5.2) mostra come gli scavi sperimentali ottenuti possono essere in qualche misura essere ancora influenzati dal parametro $U^2/(gD)$. La rilevanza di tale parametro, un numero di Froude riferito alla pila già indagato nel passato (e.g. Ettema et al., 2006), è attualmente ancora in corso di studio (Giaretta, 2025).

5.3 Contromisure per la difesa dei ponti esistenti

Tra gli interventi di protezione e/o consolidamento delle pile dei ponti esistenti le cui fondazioni risultino non abbastanza profonde, la migliore soluzione è quella di prevedere la loro sottofondazione fino alla profondità necessaria per assicurarne la stabilità. Le moderne tecniche di realizzazione (diaframmi, micro-pali e gettiniezione) offrono ampie possibilità di soluzione per i vari casi.

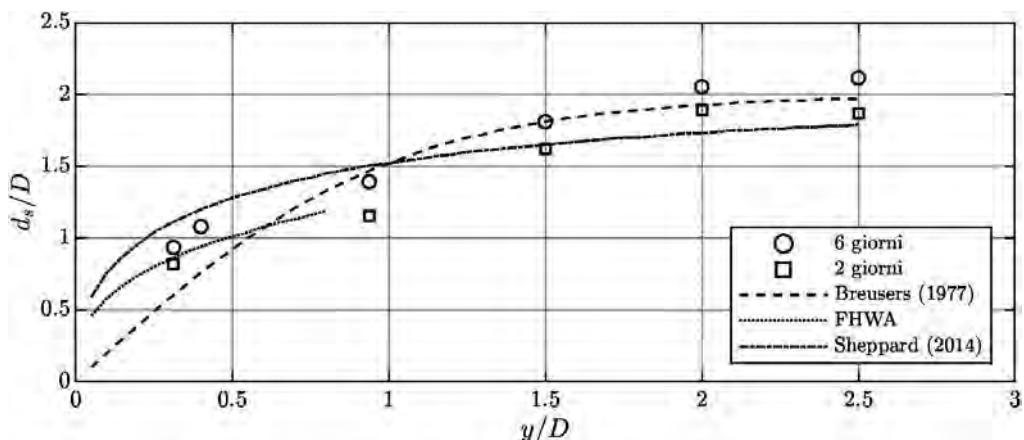


Figura 5.9 Confronto tra i risultati ottenuti nel presente studio e alcune delle formule previsionali riportate in letteratura.

Quando il pericolo di scalzamento delle fondamenta possa derivare dall'abbassamento generalizzato dell'alveo, un provvedimento alternativo alla sottofondazione è quello di realizzare poco a valle del ponte una soglia che riporti a monte la quota di talweg alle condizioni pre-abbassamento. Pur essendo in molti casi più economica della sottofondazione, la realizzazione della soglia trasferisce il fenomeno erosivo a valle, dovendo tener conto della eventuale progressione dell'abbassamento dell'alveo e dello scavo che possa prodursi al piede della traversa. Se necessario, deve essere previsto un dispositivo per la dissipazione dell'energia a valle. È comunque da rimarcare come il provvedimento di sottofondazione sia preferibile: per le garanzie che offre, per la durata e per la mancanza di manutenzione.

Alcuni esempi relativi agli interventi di sottofondazione sono riportati in Da Deppo et al. (2022) assieme ad una ampia discussione sull'argomento.

Come suggerito nello stesso testo, quale provvedimento provvisionale per prevenire e ridurre l'erosione al piede della pila, può utilizzarsi una scogliera realizzata con massi di adeguata pezzatura disposti a più strati su di un idoneo geotessuto per evitarne lo sprofondamento nel materiale d'alveo.

L'opportuno dimensionamento sia come dimensioni dei massi, sia come estensione e profondità del tappeto disposto a protezione della pila è ampiamente discusso in letteratura, anche a causa della diffusione di tale tecnica e dalle evidenze di fallimento riscontrate in più di una realizzazione.

In letteratura sono riportate diverse formule per il dimensionamento della scogliera (e.g. Bonasoundas, 1973; Breusers and Raudkivi, 1991; Chiew, 1995; Lagasse et al., 2007), in genere basate sul valore di stabilità, derivato dalla ricerca di Isbush (1936)

$$d_{50,st} = \frac{0.7 U_{des}^2}{2g (S_g - 1)} \quad (5.3)$$

dove $d_{50,st}$ [m] è la dimensione mediana della scogliera, U_{des} [m/s] è la velocità di progetto in corrispondenza alla pila, S_g [/] è la gravità ridotta, normalmente assunta pari a 2.65 per massi di origine silicea. In mancanza di più specifiche indicazioni, nel caso di pile circolari o

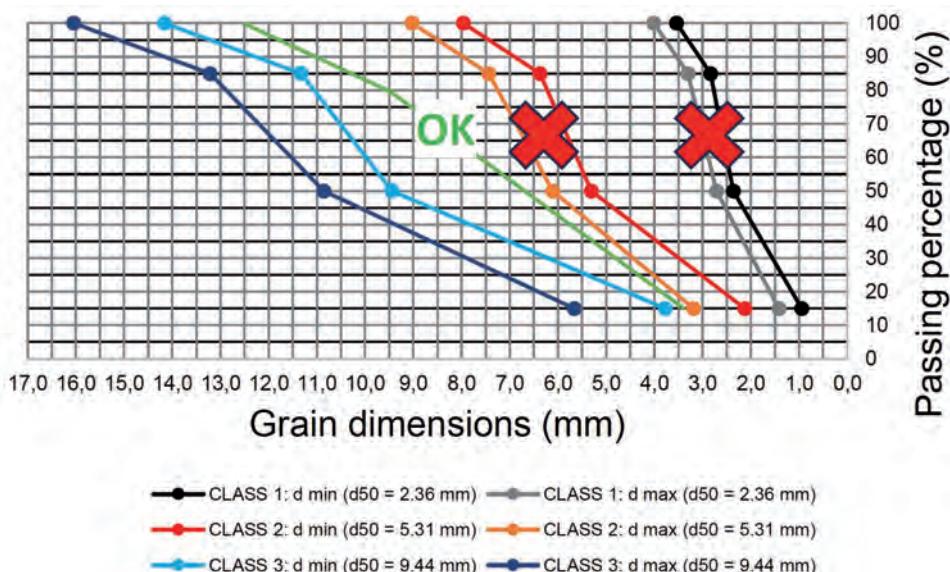


Figura 5.10 Classi granulometriche utilizzate da Eulogi (2017) per la verifica sperimentale dei tappeti antierosione.

con fronti arrotondati, la letteratura esistente suggerisce di assumere U_{des} pari 1.5-2 volte la velocità media nella sezione per tener conto della locale disuniformità della corrente.

L'attività di ricerca ha preso avvio da uno studio sviluppato in precedenza sulla stessa installazione sperimentale presso il laboratorio di Idraulica e Costruzioni idrauliche. Eulogi (2017) ha preso in esame le linee guida suggerite da FHWA (2009) per la realizzazione di tappeti antierosione in scogliera. Secondo tali linee guida i tappeti si estendono planimetricamente per 2 diametri oltre la pila ed hanno uno spessore pari a 2 volte il valore $d_{50,st}$.

Le sperimentazioni realizzate da Eulogi sono state sviluppate in condizioni di clear water ($U/U_c=0.7$) e durate maggiori o eguali a 144 ore. Come suggerito da FHWA (2009), il diametro mediano della scogliera, nella condizione definita class 1, è stata dimensionata utilizzando la (5.3) assumendo $U_{des}=1.5 U$ e adottando una opportuna distribuzione granulometrica attorno al valore mediano (e.g., Da Deppo et al., 2022). Oltre alla class 1, sono state definite le distribuzioni class 2 e class 3 ottenute per velocità medie incrementate di 1.5 e 2 volte rispettivamente. I limiti inferiore e superiore di ciascuna distribuzione sono illustrati in Figura 5.10.

I risultati delle prove sviluppate nel caso di pila circolare e pila allungata con fronti arrotondati, hanno dimostrato come sia necessario utilizzare almeno la distribuzione riportata con linea verde ($d_{50,st}=6.4$ mm) nella Figura 5.10 per ottenere una configurazione stabile del tappeto, il cui spessore è comunque opportuno venga incrementato fino allo spessore $5 \times d_{50,st}$.

Sulla base dei risultati precedentemente ottenuti, all'interno della presente ricerca è stata sperimentata attorno a pile circolari e allungate l'efficacia di scogliere antierosione dimensionate in modo diverso. Considerato che le prove in clear water sono caratterizzate da una velocità ($U/U_c=0.9$), il diametro mediano è stato aumentato fino a quasi 10 mm, valore che



Figura 5.11 Risultati delle sperimentazioni sviluppate da Eulogi (2017) sui tappeti antierosione.

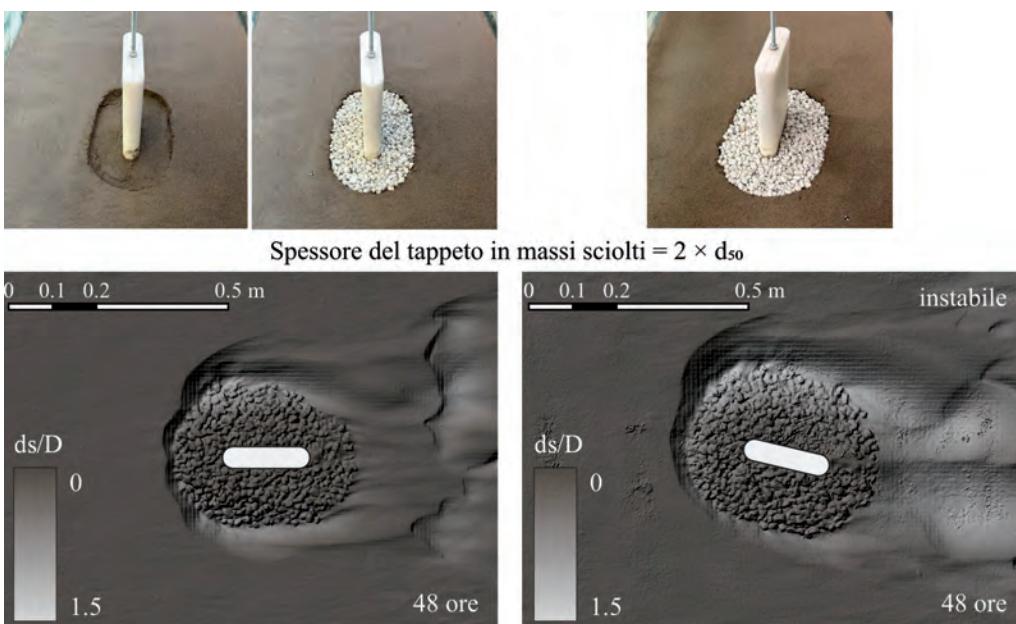


Figura 5.12 Risultati delle sperimentazioni delle protezioni a scogliera sviluppate su pile allungate allineata e inclinata di 15° rispetto la corrente.

corrisponde su prototipo a 0.50 m quando si assuma una scala geometrica del modello 1:50. Tale diametro di scogliera è spesso utilizzato nelle pratiche applicazioni disposto su più strati. L'estensione planimetrica del tappeto antierosione è stata ricavata dall'impronta dello scavo che si realizza dopo 4 ore di sperimentazione. Questo permette di adeguare la dimensione planimetrica dello scavo alle situazioni di scavo geometricamente più complesse, quali quelle legate al caso di pile allungate non allineate con la corrente.

Le prove hanno preso in considerazione sia pile circolari che pile allungate con fronti arrotondati, disponendo in prima istanza la scogliera su due strati e sviluppando in clear water prove della durata di 48 ore. Mentre per le pile di geometria circolare, la scogliera ha mostrato una configurazione ancora stabile dopo 48 ore di durata dell'esperimento, non altrettanto può dirsi per la pila di tipo allungato come si vede dalla Figura 5.12.

In questo caso solo se la pila è perfettamente allineata con la corrente il tappeto rimane integro, mostrando invece la tendenza ad una perdita significativa di massi già per una inclinazione di 15°. È al proposito da sottolineare come la condizione di perfetto allineamento della pila con la corrente risulta realistica solo per tratti canalizzati, essendo in un alveo naturale spesso presenti disuniformità della corrente anche in un corso d'acqua interessato da un attraversamento ad esso mediamente ortogonale.

Tuttavia in Italia sono numerosi i casi di vecchi ponti caratterizzati da pile, anche con geometria complessa, le cui fondazioni sono state efficacemente difese dal fenomeno di erosione localizzata utilizzando scogliera con diametri, scalati al reale, non dissimili da quelli utilizzati in laboratorio. Una consolidata procedura prevedeva infatti che dopo il passaggio di una piena di qualche rilievo, venissero lanciati massi dall'impalcato dello stesso ponte attorno alle pile con l'intento di rinforzare la stabilità delle fondamenta. Per essere lo scavo non visibile, per la presenza dell'acqua e perché esso tende a riempirsi in coda alla piena di materiale fine, la quantità dei massi da utilizzare non era tecnicamente definita, ma probabilmente dipendente dalla disponibilità di scogliera. In ogni caso i massi andavano a riempire lo scavo af-

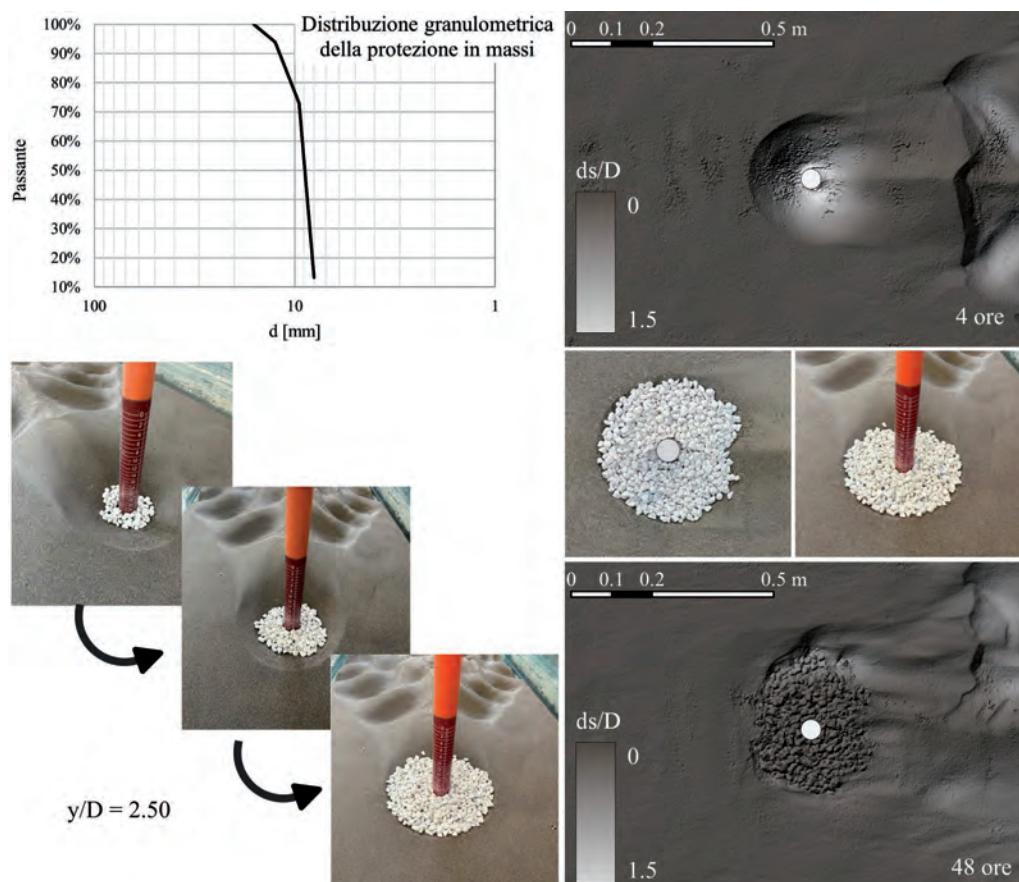


Figura 5.13 Riempimento con scogliera dello scavo ottenuto dopo 4 ore con $U/U_c = 0.9$ e verifica della stabilità della protezione così realizzata per ulteriori 44 ore di sperimentazione.

fossando nel materiale più soffice, cosicché dopo una successione di piene e di ricariche, essi venivano ad assumere una disposizione a cono rovescio attorno alla pila.

In laboratorio è impossibile riprodurre esattamente il fenomeno come si realizza nei casi reali. Su modello il rapporto tra il diametro della scogliera e il materiale d'alveo è inferiore di più di un ordine di grandezza, valutando tale rapporto compreso tra 500 e 1000 su prototipo: quindi su modello i massi non affondano. Come già ricordato, tale condizione è ottenibile nei casi reali solo posizionando alla base del tappeto un idoneo geotessuto (Da Deppo et al., 2022).

Di conseguenza per simulare tale situazione si è provveduto a riempire lo scavo che si realizza dopo 4 ore in assenza di protezione ($U/U_c = 0.9$), con lo stesso materiale utilizzato per la realizzazione dei tappeti precedentemente descritti. Nella Figura 5.13 dove è rappresentato il caso $y/D = 2.5$, sono mostrati tre istanti del riempimento, la configurazione finale del riempimento e il risultato dopo ulteriori 44 ore di prova, ovvero come la protezione così ottenuta risulti stabile. Aumentando la velocità fino a $U/U_c = 1.1$, ovvero passando in condizioni di live bed, per ulteriori 4 ore, la stabilità della protezione risulta comunque buona.

Le prove realizzate con protezione della pila ottenuta tramite il riempimento dello scavo di 4 ore con scogliera a simulare la condizione di scogliera 'lanciata' dal ponte, è stato ripetuto anche per il caso di pila allungata, confrontando a 48 ore la stabilità della protezione così ottenuta con quella dei tappeti anterosione precedentemente descritti: i risultati delle due sperimentazioni, condotte con $U/U_c = 0.9$, sono messe a confronto nella Figura 5.14. Si vede chiaramente che, a parte l'infossamento di qualche masso perimetrale, la protezione ottenuta con riempimento dello scavo mantiene la sua stabilità continuando a proteggere la pila.

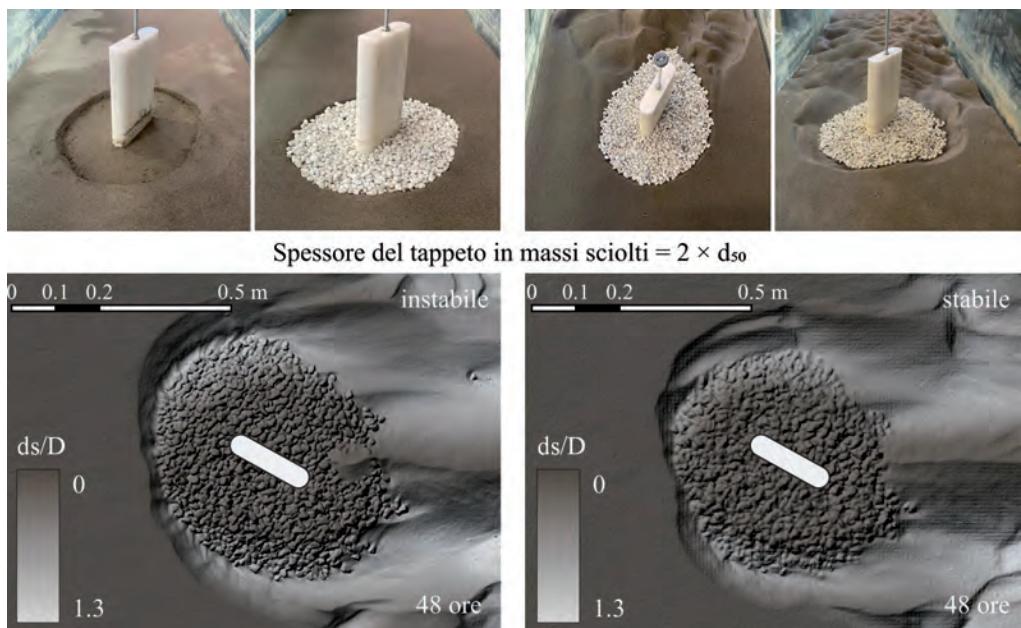


Figura 5.14 Risultati a confronto dopo 48 ore di prova con $U/U_c = 0.9$. A sinistra tappeto in scogliera, a destra protezione ottenuta con riempimento dello scavo a 4 ore.

Sulla base dei risultati illustrati, possono farsi alcune considerazioni. La prima è che grande attenzione è da porsi nella definizione della velocità di progetto nella formula di Isbash (5.3). L'incremento rispetto la velocità media che interessa la pila va ben oltre i valori suggeriti in letteratura, e per il caso geometricamente semplice di pila circolare, risulta compreso tra 2.5 e 3. Inoltre, altrettanta cura è da porre nella scelta dello spessore del tappeto, risultando evidentemente insufficiente il valore $2 \times d_{50,st}$. Sono infatti risultate stabili le protezioni a tappeto con spessore $5 \times d_{50,st}$ o quelle ottenibili dal riempimento dello scavo con massi, che di fatto equivale ad un progressivo inspessimento della protezione man mano ci si avvicina alla pila. La pendenza dello scavo risulta infatti costante in tutte le sperimentazioni sviluppate ed eguale all'angolo di riposo del materiale, indicativamente pari a 2/3. Ne deriva che, definita l'impronta planimetrica della protezione, risulta noto il suo approfondimento in corrispondenza della pila: l'aver definito l'area dell'impronta sulla base dello scavo a 4 ore, quando per la pila circolare è raggiunto circa il 70% dello scavo massimo (Figura 5.5), sembra garantire una dimensione adeguata per la protezione della pila dai fenomeni erosivi. Tale scelta risulta vincente rispetto la distanza fissa di 2 diametri dalla pila suggerita da FHWA (2009) e permette di definire efficacemente l'area da proteggere anche in condizioni geometricamente complesse quali quelle di pila allungata inclinata rispetto la corrente.

Si ricorda comunque che tutte le sperimentazioni sviluppate, tranne un numero limitato di verifiche, sono state sviluppate in condizioni di acque chiare e resta al momento non dimostrata la durabilità delle protezioni a scogliera soggette ad una successione di piene che inducono condizioni di live bed. Le protezioni a scogliera sono quindi da considerare sistemi di mitigazione provvisori e che, sebbene opportunamente dimensionate, debbono essere monitorate periodicamente, o almeno dopo ogni evento di piena di una qualche rilevanza. Il posizionamento di sensori sonar per il rilievo in continuo delle variazioni del fondo alveo attorno alla pila (Giaretta, 2025) può risultare utile a tale scopo.

5.4 La modellazione numerica a supporto delle sperimentazioni fisiche

Le simulazioni numeriche che sono state sviluppate nel corso della ricerca hanno avuto scopo di indagine e/o interpretazione dei risultati e scopo di verifica.

Alla prima categoria corrispondono le simulazioni numeriche utilizzate per il confronto con una serie di misure di velocità sviluppate con tecnica ADV utilizzando un profilatore Vectrino della Nortek all'interno di uno scavo al termine di una prova della durata di 48 ore (pila da 16 cm, $y/D = 0.5$, $U/U_c = 0.9$).

Quale modello numerico è stato utilizzato il codice FLOW-3D, confrontando preliminarmente i risultati in termini di tensioni tangenziali di modelli di turbolenza RNG e LES per il quale la geometria del fondo era stata acquisita mediante rilievo fotogrammetrico. Dalla Figura 5.15 appare evidente come solo il modello LES restituisce sforzi tangenziali nello scavo superiori al valore limite di 0.21 Pa, coerentemente con la non raggiunta condizione di equilibrio nel modello fisico.

Per tale ragione il modello LES, malgrado la sua notevole onerosità computazionale (tempo di calcolo e occupazione di memoria più di 4 volte superiore a quella del modello RNG), è stato ritenuto adeguato per lo sviluppo delle successive elaborazioni numeriche.

Nella Figura 5.16 è illustrato il confronto tra le misure di velocità longitudinali e verticali ADV e quelle risultanti dal modello LES in una sezione in asse alla pila e parallela alla corrente. Pur non essendo perfetta la corrispondenza anche per difficoltà nello sviluppo delle misu-

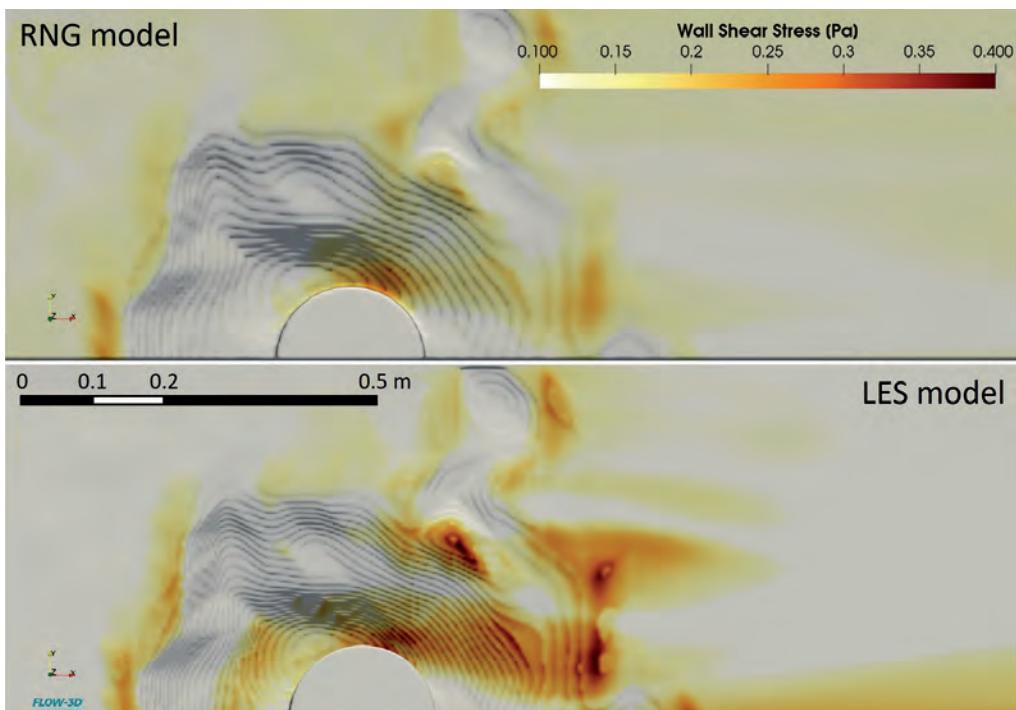


Figura 5.15 Sforzi tangenziali ottenuti con modelli di turbolenza LES e RNG al fondo di uno scavo in condizioni di non raggiunto equilibrio ($t=48$ ore, $D=16$ cm, $y/D=0.5$, $U/U_c=0.9$).

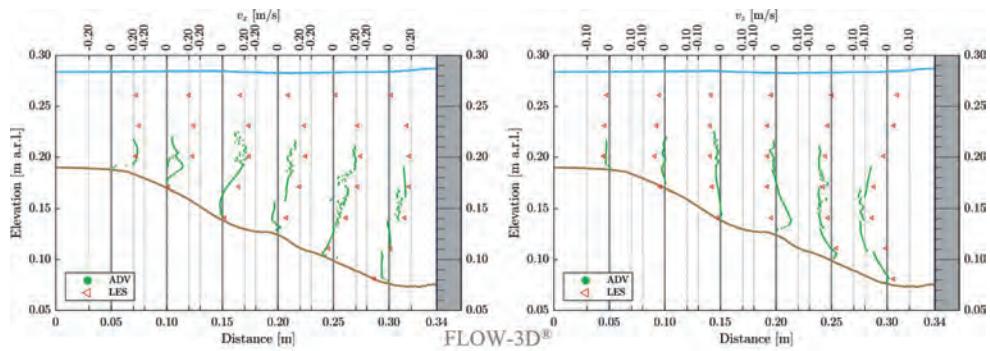


Figura 5.16 Confronto delle misure sperimentali del campo di moto realizzate con tecnica ADV e i risultati della simulazione numerica sviluppata con un modello di turbolenza LES all'interno di uno scavo in condizioni di equilibrio ($t=144$ ore, $D=16$ cm, $y/D=0.5$, $U/U_c=0.9$).

re sperimentali, i due risultati sono in buon accordo e catturano correttamente l'andamento generale del campo di moto.

Simulazioni numeriche sono state realizzate anche per verificare la correttezza delle sperimentazioni sviluppate in condizioni di pila larga. Per evitare che lo scavo dovuto alla contrazione (e.g. Breusers & Raudkivi, 1991) influenzi lo scavo localizzato, in letteratura è generi-

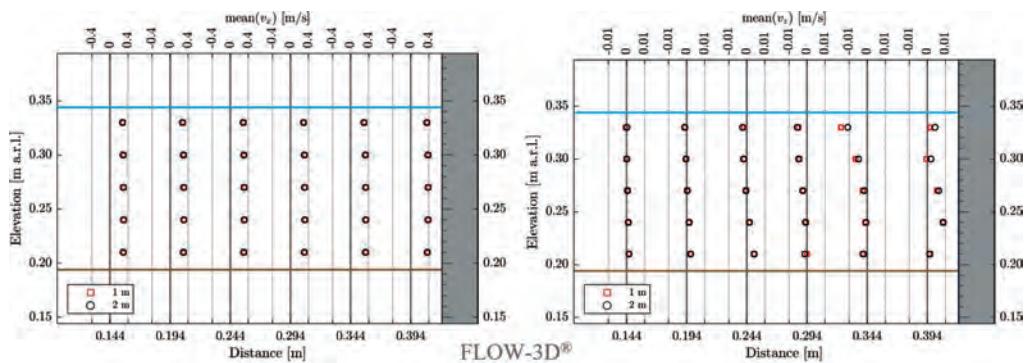


Figura 5.17 Componenti delle velocità longitudinali e verticali calcolate in una sezione in asse alla pila e ortogonale alla corrente. Confronto tra il caso con larghezza del canale pari ad 1 e 2 m mantenendo al centro una pila del diametro di 0.16 m.

camente suggerito che il rapporto tra il diametro della pila sperimentata e la larghezza sia non superiore a 0.12. Per dirimere i dubbi sull'utilizzo di una pila del diametro di 16 cm in un canale largo 100 cm, sempre con una pila del diametro di 16 cm, è stato numericamente riprodotto e messo a confronto il campo di moto in un canale largo 100 e 200 cm. Le differenze di velocità valutate in una ampia serie di punti di confronto attorno alla pila non mostrano differenze in alcun modo significative. In Figura 5.17 a titolo d'esempio è riportato il confronto tra le componenti delle velocità longitudinali e verticali calcolate in una sezione in asse alla pila e ortogonale alla corrente.

5.5 Conclusioni

Durante lo sviluppo del progetto di ricerca M.Hy.Bridge, l'Unità Operativa di Padova ha sviluppato tematiche inerenti lo scavo attorno alle pile per le quali lo scavo massimo non risulta linearmente dipendente dal diametro. Tale condizione che normalmente si verifica per valori del rapporto tirante diviso diametro inferiori a 2.5-3, è stata oggetto di una ampia sperimentazione fisica che ha permesso di limitare l'incertezza relativa al massimo scavo che si realizza in corrispondenza di tali pile. Inoltre sono state sperimentate e discusse diverse geometrie delle protezioni a scogliera utilizzate per mitigare i fenomeni erosivi localizzati attorno alle pile in alveo. Sulla base dei risultati di laboratorio dedotti da ricerche sviluppate in precedenza e nel corso della durata del progetto, sono stati proposti miglioramenti in relazione ai criteri di dimensionamento dei tappeti anterosione realizzati in scogliera sciolta. La modellazione numerica di supporto alle sperimentazioni di laboratorio è stata sviluppata con modelli di turbolenza LES.

5.6 Bibliografia

- Breusers, H., Nicollet, G., and Shen, H. (1977) Local scour around cylindrical piers. *Journal of Hydraulic Research*, 15(3):211-252.
- Breusers, H. & Raudkivi, A. J. (1991) *Scouring*. Balkema, Rotterdam.
- Bonasoundas, M. (1973) *Flow structure state and problems at circular bridge piers*. Oscar V. Miller Institute, Munich Technical University, Munich, Report 28.

- Castellarin, M. (2004) Influenza delle fondazioni sullo scavo localizzato in corrispondenza di pile da ponte. L'ACQUA, 5, 29-39.
- Chiew, Y.M. (1984) Local scour at bridge piers. PhD thesis, ResearchSpace@ Auckland.
- Chiew, Y.M. (1995) Mechanics of riprap failure at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 121(9):63 5-643.
- Da Depo, L., Datei, C., and Salandin, P. (2022) *Sistemazione dei corsi d'acqua*. XII edizione, Edizioni Progetto, Padova.
- Ettema, R. (1980) Scour at Bridge Piers. Department of Civil Engineering: Report. Department of Civil Engineering, University of Auckland.
- Ettema, R., Kirkil, G., and Muste, M. (2006) Similitude of large-scale turbulence in experiments on local scour at cylinders. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 132(1):33-40.
- Eulogi, M. (2017) *Countermeasures against bridge pier scour*. Tesi presentata per il conseguimento della Laurea Magistrale in Environmental Engineering, Università degli Studi di Padova.
- FHWA - Federal Highway Administration (2001) *Evaluating scour at bridges*. Hydraulic Engineering Circular n. 18, Fourth edition, U.S. Dpt. of Transportation, Washington D.C.
- FHWA - Federal Highway Administration (2009) *Bridge scour and stream instability countermeasures: experience, selection, and design guidance: Volume 1 and 2*. Technical report, National Highway Institute, U.S. Department of Transportation.
- Giaretta P. (2025) *Countermeasures against scour around piers of existing bridges*. Tesi presentata per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca in Scienze dell'Ingegneria Civile, Ambientale e dell'Architettura, Università degli Studi di Padova.
- Isbash, S. (1936) *Construction of dams by depositing rock in running water*. Comm. No. 3. In Proc. 2nd Congress on Large Dams, 123-136, Washington, D.C.
- Johnson, P. A. & Torrico, E. F. (1994) Scour around wide piers in shallow water. *Transportation Research Record*, pages 66-70.
- Lagasse, P.F. (2007) *Countermeasures to protect bridge piers from scour*. NCHRP Report 593, Transportation Research Board, Washington D.C.
- Lança, R.M., Fael, C.S., Maia, R. J., Pêgo, J.P, and Cardoso, A.H. (2013) Clear-water scour at comparatively large cylindrical piers. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 139(11): 1117-1125.
- Manes, C. & Brocchini, M. (2015) Local scour around structures and the phenomenology of turbulence. *J. Fluid Mech.*, 779, 309-324.
- Melville, B.W., & Dongol, D.M. (1992) Bridge pier scour with debris accumulation. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 118(9): 1306-1310.
- Melville, B.W. & Chiew, Y.M. (1999) Time scale for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 125(1):59-65.
- Melville, B.W. & Coleman, S. E. (2000) *Bridge scour*. Water Resources Publication, LCC.
- Pagliara, S., & Carnacina, I. (2011) Influence of wood debris accumulation on bridge pier scour. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 137(2): 254-261.
- Salandin, P. (2021) Progettazione, gestione e manutenzione delle opere idrauliche. Gli attraversamenti fluviali. L'ACQUA, 1, 63-77.
- Sheppard, D., Melville, B., and Demir, H. (2014) Evaluation of existing equations for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 140(1): 14- 23.

Conclusioni

Nel progetto M.Hy.Bridge si sono affrontati temi di notevole interesse scientifico, ottenendo risultati che stimolano la prosecuzione della ricerca date le notevoli possibilità di sviluppo.

Nella fattispecie:

- Sono stati investigati diversi aspetti connessi all'erosione in corrispondenza di pile di ponti in varie configurazioni, sia in presenza che in assenza di accumuli (debris). Inoltre, sono state valutate le azioni dinamiche esercitate dalla corrente su impalcati in varie condizioni di sommergenza. Le risultanze sperimentali hanno consentito di evidenziare l'effetto combinato della pendenza del fondo e della linea dell'energia nel caso di correnti gradualmente variate. È stato ricavato un fattore correttivo, funzione di tale variabile, mediante il quale le usuali equazioni valide per fondo orizzontale e moto uniforme possono essere generalizzate. In presenza di debris, la profondità di scavo risulta proporzionale alla percentuale di ostruzione della sezione liquida, a parità di caratteristiche della corrente e dalla configurazione del fondo. Inoltre, la cinetica del meccanismo erosivo appare alterata, risolvendosi in un incremento della velocità di erosione nella fase iniziale del processo. Per tale configurazione, si è verificato che il fattore correttivo proposto da Pagliara e Carnacina (2011) consente di modificare ulteriormente le formule di base presenti in letteratura, già opportunamente corrette con l'effetto della pendenza precedentemente esposto. Sono state altresì valutate le azioni dinamiche esercitate dalla corrente in presenza di impalcato soggetto a diverse condizioni di sommergenza, ivi incluso il caso di sormonto. Si è focalizzata l'attenzione su configurazioni strutturali non ancora adeguatamente esplorate in letteratura, caratterizzate da bassi valori del rapporto tra la distanza dell'impalcato dal fondo e lo spessore del medesimo, sia a fondo fisso che a fondo mobile. In particolare, si è osservato che il coefficiente di drag aumenta significativamente al diminuire del predetto rapporto (soprattutto in condizioni di fondo fisso). Tale risultato, oltre a rappresentare un significativo elemento di innovazione del presente progetto di ricerca, assume una particolare importanza applicativa.
- Per quanto riguarda i fenomeni erosivi localizzati alle pile dei ponti, l'erosione in condizioni limite di clear-water per sedimenti uniformi si conferma un valore inviolato in favore di sicurezza rispetto alle diverse condizioni, e assumere una profondità di erosione pari a circa 2.5 volte l'ingombro della pila appare adeguato per garantire la sicurezza delle fondazioni. In molti casi, però, tale approccio può portare a stime di erosione eccessivamente conservative; se ciò può essere accettabile in fase di progetto, meno lo è in fase di verifica, impedendo di differenziare correttamente il grado di rischio per strutture esistenti. Sarebbe quindi necessario avere una rappresentazione più completa e realistica delle diverse componenti del fenomeno per ottenere stime più accurate. Inoltre, i crolli dei ponti si verificano tipicamente durante gli eventi intensi,

nei quali il flusso nell'alveo principale è in condizioni di live-bed. In queste condizioni, la profondità di erosione oscilla attorno a un valore medio e, dato che la portata varia nel tempo secondo un idrogramma di piena, può essere maggiore di quella stimata per una certa portata in condizioni stazionarie. L'aumento di profondità di erosione legato alla non stazionarietà del flusso appare minore dell'incertezza attualmente insita nella stima dello scavo. Nelle parti periferiche del corso d'acqua, dove il trasporto di sedimenti è debole, i risultati del presente progetto dimostrano la possibile efficacia di sistemi di protezione basati su georeti. L'accumulo di materiale flottante ai ponti è fortemente influenzato dal numero di Froude della corrente, dato che per bassi valori di Froude il materiale flottante si accumula completamente a monte dell'impalcato creando una sorta di zattera di spessore limitato, mentre per Froude maggiori si instaura una dinamica di accumulo e distruzione dell'ammasso, che raggiunge anche profondità considerevoli rispetto alla profondità della corrente. Con Froude intorno a 0.3 l'accumulo può arrivare a determinare un raddoppio del rigurgito. Il numero di Froude e il grado di ostruzione determinato dall'accumulo del materiale flottante hanno influenza significativa sul coefficiente di drag ammasso, che viceversa non risulta dipendere dalla forma né dalla densità dell'ammasso stesso. Comunque, nella valutazione delle forze esercitate da una corrente su accumuli di detriti la maggiore incertezza risiede nella previsione della dimensione dell'ammasso, mentre l'incertezza sul valore del coefficiente di forza può essere considerata come secondaria.

- Si è proposta una metodologia semplificata per la stima della vulnerabilità idraulica di una struttura da ponte in c.a. all'impatto di correnti iperconcentrate a pelo libero, ipotizzato il fondo alveo fisso, dunque non erodibile. La valutazione della vulnerabilità costituisce uno step fondamentale nella definizione del rischio idraulico dei ponti; la procedura prevede di accoppiare un modello idraulico bidimensionale monofasico ad un modello strutturale agli elementi finiti per la definizione della richiesta in termini di sollecitazioni e deformazioni (EDP). Definiti i valori limite di spostamenti in testa alla pila ed il taglio e momento nelle sezioni maggiormente sollecitate, utili a classificare diversi livelli di danneggiamento, è possibile costruire una curva di vulnerabilità al variare dell'intensità della colata. Un ulteriore spunto di riflessione per futuri approfondimenti è dato dalla possibilità di associare ai livelli limite fisici esposti, delle limitazioni qualitative associate al concetto di funzionalità dell'opera, quali ad esempio il rispetto della condizione sul franco idraulico minimo da garantire per la salvaguardia della sicurezza, come definiti da normative tecniche vigenti. Per le vigenti NTC2018 il franco idraulico, definito come la distanza tra la quota del pelo libero immediatamente a monte l'attraversamento e la quota di intradosso del ponte, è da assumersi non inferiore a 1,5 m; tenendo conto delle previsioni sul trasporto solido di fondo e sul materiale flottante un valore minore potrebbe essere collocato in una condizione di vulnerabilità diversa da zero.
- I risultati delle analisi modellistiche si sono concretizzati nella forma di curve sintetiche dei coefficienti adimensionali delle forze agenti su un impalcato rettangolare con pila circolare, e sono valutabili in funzione del rapporto di inondazione e del numero di Froude della corrente. Tali curve permettono ai progettisti di stimare rapidamente i carichi addizionali attesi sulle strutture in caso di flusso in pressione o di sormonto

dell’impalcato, utilizzando le sole caratteristiche del moto in condizioni non perturbate, e senza richiedere l’applicazione di alcuno strumento di modellistica avanzata. Il criterio sviluppato, applicabile per tutti i ponti con schema a trave ed elementi strutturali di equivalente geometria esaminata, fornisce indicazioni utili per migliorare la sicurezza dei ponti esistenti in caso di assenza di trasporto solido in alveo. Nell’ottica di contribuire a colmare le limitazioni presenti in letteratura sul tema, l’attività è stata finalizzata alla predisposizione di un supporto pratico-operativo per gli stakeholder e professionisti chiamati a valutare la stabilità dei ponti esistenti, o quella di nuove opere in fase di progettazione. Le curve elaborate possono fungere da riferimento nella verifica della sicurezza dei ponti potenzialmente esposti a carichi idraulici critici, contribuendo in modo significativo alla protezione delle comunità che dipendono da essi per la mobilità e lo sviluppo socioeconomico delle aree interessate dall’uso dell’infrastruttura di trasporto. La metodologia, testata fino qui per una delle tipologie strutturali di ponti esistenti più frequenti, è suscettibile di essere estesa ad altre geometrie (come i ponti ad arco), aumentando l’applicabilità dello strumento operativo ad una gamma più ampia di ponti presenti sul territorio. L’effetto dell’accumulo di detriti intorno alle pile, insieme a quello dell’erosione localizzata alla base delle fondazioni, sulle forze agenti sulla struttura può essere integrato all’interno della procedura, con l’obiettivo di costruire apposite curve sintetiche da adottare in presenza di tali fenomeni. Pertanto, estendere l’esperienza condotta, e qui presentata, con l’inclusione di condizioni di fondo mobile potrebbe condurre a ulteriori risultati, importanti sia per scopi progettuali sia per la valutazione delle vulnerabilità e criticità post-realizzazione.

- Per le pile circolari è stato possibile ridurre l’incertezza nella determinazione dello scavo massimo quando questo non è riconducibile al valore $d_s/D \leq 2$ che si ha per $y/D > 2-3$ (pila stretta). Al di sotto di tale limite sono stati identificati due diversi andamenti, con discriminio compreso tra i valori $y/D = 1$ e $y/D = 1.5$. La condizione di pila larga può essere a tutti gli effetti attribuita alla condizione al di sotto di $y/D = 1$, mentre i valori di scavo che si realizzano per $y/D > 1.5$ rappresentano più propriamente la transizione verso la condizione di pila stretta. Risulta evidente come le relazioni di Sheppard e di Breusers forniscano adeguate rappresentazioni per l’inviluppo dei valori dello scavo massimo rispettivamente nei casi $y/D < 1$ (pila larga) e $y/D > 1$ (zona di transizione), anche se in questo ultimo caso la previsione fornita risulta in qualche misura sottostimata per i maggiori valori del rapporto y/D . Per dimensionare la scogliera a protezione delle pile, la velocità di progetto nella formula di Isbash deve essere compresa tra 2.5 e 3 volte quella media d’alveo. Lo spessore dei tappeti deve essere superiore a due volte il diametro della scogliera così dimensionata: risultano stabili tappeti con uno spessore pari a cinque volte il diametro della scogliera, e funzionano egregiamente anche le protezioni ottenibili dal riempimento dello scavo con massi. Tale procedura, ripetuta dopo il passaggio di ogni piena, ha garantito la sicurezza di molti ponti costruiti nel passato in assenza di tecniche che potessero fornire un adeguato approfondimento delle fondazioni. Le protezioni a scogliera sono comunque da considerare sistemi di mitigazione provvisionali: anche se opportunamente dimensionate, devono essere monitorate periodicamente, o almeno dopo ogni evento di piena di una qualche rilevanza. Il posizionamento di sensori sonar per il rilievo in continuo

delle variazioni del fondo alveo attorno alla pila si è dimostrato – nelle sperimentazioni svolte – efficace e può risultare utile a tale scopo. La soluzione numerica del campo di moto ottenuta con modelli di turbolenza LES e geometrie del fondo acquisita mediante rilievo fotogrammetrico delle sperimentazioni fisiche fornisce risultati comparabili con le misure di velocità sviluppate con tecnica ADV. Malgrado l'onere computazionale richiesto, tali tecniche si sono dimostrate decisamente più accurate dei modelli di turbolenza RNG, e sono di conseguenza consigliabili per la simulazione dei complessi campi di velocità che si realizzano attorno alle pile in alveo. I risultati esposti, ottenuti tramite esperimenti sviluppati principalmente in condizioni di acque chiare, necessitano comunque di una loro verifica in situazioni in cui la velocità della corrente supera quella critica.

Il quaderno illustra i risultati del Progetto di Ricerca M.Hy.Bridge (Modelling Hydraulics of Bridges), nel quale sono stati affrontati in maniera organica molteplici aspetti connessi alla interazione della corrente con ponti in ambito fluviale. A tal fine, sono state condotte analisi sperimentali, teoriche e numeriche, finalizzate a:

- Aumentare la comprensione degli aspetti fenomenologici relativi all'interazione tra i processi di erosione e l'impatto di materiale flottante e flussi detritici durante eventi di piena;
- Approfondire il quadro conoscitivo relativo alle azioni idrodinamiche alle quali sono soggetti i ponti e gli impalcati;
- Validare modelli numerici atti a riprodurre la fenomenologia fisica;
- Migliorare i criteri e le metodologie per la mitigazione del rischio idraulico, sia per i ponti di nuova realizzazione che per quelli esistenti.

Il progetto M.Hy.Bridge è stato realizzato con il contributo economico del Consorzio FABRE nell'ambito della collaborazione di Ricerca e Sviluppo con Anas Spa:

"Convenzione tra ANAS e Consorzio Fabre - ex art 15 legge 241/90 - Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti, DM 17.12.2020 n.578. del 2021"; "Estensione Convenzione tra ANAS e Consorzio Fabre per Structural Health Monitoring Ex Art .15 L. 241 del 7/8/1990 e ss.mm.ii. del 2024".

ISBN 978-88-555-3673-8



9 788855 536738

€ 8,00