

Politecnico di Torino

Collegio di Ingegneria Civile

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

A.A. 2021/2022

Sessione di Laurea Luglio 2022

ANALISI DELL'INTERAZIONE SISMICA TRA LA STRUTTURA IN MURATURA E I NUOVI ELEMENTI E IN ACCIAIO-CA DEL PONTE METAURO

Relatore: Prof. Bernardino Chiaia

Candidato

Correlatore: Ing. Salvatore Aiello

Tutor Aziendale: Ing. Francesco Fumarola

Marco Borrello

Alla mia famiglia che ha sempre creduto in me

1	INTRODUZIONE1					
2	PONTI IN MURATURA E PONTI A SEZIONE MISTA					
	2.1 Pon	TI AD ARCO IN MURATURA	5			
	2.1.1	Degrado nei ponti in muratura	7			
	2.1.2	Cinematismo in fase sismica dei ponti in muratura	11			
	2.1.3	Interventi di rinforzo strutturale dei ponti in muratura	13			
	2.2 IMPA	ALCATI A SEZIONE MISTA ACCIAIO-CLS				
3	MICROPALI: COMPORTAMENTO GEOTECNICO E STRUTTURALE		21			
	3.1 Gen	ERALITÀ SUL COMPORTAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE	21			
	3.2 Gen	ERALITÀ E METODO DI REALIZZAZIONE DEI MICROPALI	22			
	3.3 Com	IPORTAMENTO GEOTECNICO DEI MICROPALI	24			
	3.4 Com	IPORTAMENTO STRUTTURALE DEI MICROPALI	25			
4	PRESE	NTAZIONE DEL CASO STUDIO: PONTE METAURO	29			
	4.1 EVE	NTI STORICI E INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA	29			
	4.2 Pro	GETTO PRELIMINARE				
	4.2.1	Indagini eseguite				
	4.2.1	.1 Indagini strutturali in situ				
	4.2.1	.2 Indagini strutturali in laboratorio				
	4.2.1	.3 Indagini geognostiche				
	4.2.1	.4 Prove di laboratorio geotecniche				
	4.2.1	.5 Indagini geofisiche: Prova Down-Hole	40			
	4.2.2	Rapporto finale	41			
	4.2.2	.1 Metodo di analisi e modello numerico	41			
	4.2.2	.2 Risultati dell'analisi	42			
	4.2.2	.3 Verifiche di sicurezza	44			
	4.2.2	.4 Indicatori di rischio				
	4.3 VER	IFICA DI TRANSITABILITÀ				
	4.3.1	Stato dell'opera				
	4.3.2	Metodo di verifica	53			
	4.3.3	Verifica passaggio carico eccezionale	55			
	4.4 Prod	GETTO ESECUTIVO	56			
	4.4.1	Analisi strutturale nuovo impalcato	60			
	4.4.1	.1 Modello numerico	62			
	4.4.1	.2 Verifiche sezioni impalcato	64			
	4.4.2	Verifiche geotecniche e strutturali micropali	67			
	4.4.2	.1 Verifica geotecnica di capacità portante	68			
	4.4.2	.2 Verifica strutturale micropali	70			
5	COMP	ORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA IN MURATURA POST-OP	ERA E			
IN	TERAZIO	ONE CON I MICROPALI REALIZZATI ALL'INTERNO DELLE PILE	73			

I

	5.1	1 MODELLO NUMERICO DEL PONTE IN MURATURA				
	5.2	5.2 ANALISI SISMICHE				
	5	.2.1	Analisi modale	77		
		5.2.1.	l Risultati dell'analisi modale	81		
	5	.2.2	Analisi statica non lineare			
		5.2.2.	Legame costitutivo	85		
	5.2.2		2 Definizione del sistema di spinta			
		5.2.2.	B Risultati dell'analisi non lineare	91		
	5.3 INTERAZIONE MICROPALI NUOVA STRUTTURA – PILE-		RAZIONE MICROPALI NUOVA STRUTTURA – PILE-SPALLE ESISTENTI			
5.3.1		.3.1	Calcolo delle rigidezze			
	5.3.2 Modello FEM		Modello FEM			
5.3.3 Ris		.3.3	Risultati			
	5.4	Anai	ISI DEI RISULTATI			
6	р	BUDU	STE E SVII HDDI EHTIDI	111		
U	1	NOIU				
	6.1	SISTE	MA DI MONITORAGGIO			
6.		.1.1	Definizione delle soglie di rischio			
6.		.1.2	Simulazione di un evento sismico			
	6	.1.3	Prescrizioni sul raggiungimento delle soglie			
	6.2 ANALISI IN CORSO D'OPERA		ISI IN CORSO D'OPERA			
7	CONCLUSIONI					
8	BIBLIOGRAFIA133					

1 <u>Introduzione</u>

Sul territorio nazionale la presenza di ponti ad arco di epoca moderna, costruiti tra il XIX e il XX secolo, è molto diffusa e tutt'oggi sono parte integrante della rete infrastrutturale. Tali opere, a causa dell'incremento dei livelli di traffico, del naturale degrado dei materiali e della necessità di adempiere alle nuove prescrizioni normative, specie per quanto attiene alla valutazione della risposta sismica, necessitano di attività di ispezione, risanamento e/o rinforzo ed eventuale monitoraggio ai fini di garantire un adeguato livello di sicurezza strutturale.

Questa tipologia di opere, a circa 100 anni dalla loro realizzazione, dovrebbe soddisfare quindi anche i requisiti di sicurezza nei confronti dei carichi da traffico e delle azioni indotte dal sisma definite dalle vigenti normative, requisiti per i quali non erano state progettate. In merito a tali problematiche il presente elaborato di tesi si focalizza sull'approfondimento del caso studio relativo al "Ponte Metauro tra il km 253+844 e km 254+098 della S.S. 16 - Adriatica", costituito da 15 campate ad arco in muratura realizzato all'incirca nel 1925.

Il ponte Metauro, come ampiamente evidenziato nel progetto preliminare del 2011 [1], non soddisfa i requisiti di sicurezza sismici previsti dalla normativa vigente e inoltre, a seguito dalle analisi svolte nella verifica di transitabilità del 2020 [2] si sono rese necessarie delle limitazioni al carico transitabile per ragioni statiche/strutturali.

In prima fase l'obiettivo è quello di trovare una soluzione progettuale che permetta di eliminare le limitazioni di carico transitabile e, allo stesso tempo, di realizzare margini di sicurezza adeguati nei confronti dell'azione sismica prevista.

La soluzione che si propone prevede quindi la realizzazione di un nuovo impalcato a sezione composita in sostituzione del riempimento in terra degli archi esistenti, in modo che l'aspetto estetico della struttura esistente sia preservato, essendo l'opera in questione un bene tutelato dal Ministero Dei Beni Culturali.

Il secondo obiettivo riguarda lo studio del comportamento sismico della struttura in muratura, successivo alla realizzazione del nuovo impalcato, ai fini di stabilire se l'intervento progettato sia in grado di incrementare la sicurezza dell'opera in relazione ai risultati ottenuti dall'analisi redatta nel progetto preliminare.

L'obiettivo finale di questo lavoro è lo studio dell'interazione tra la nuova struttura e quella esistente, con particolare attenzione al comportamento dei micropali su cui sono fondate le

sottostrutture del nuovo impalcato, realizzati all'interno delle pile e delle spalle del ponte in muratura, ponendosi il quesito su quali siano le sollecitazioni a cui il micropalo è soggetto, durante un evento sismico, in considerazione del fatto che lo stesso non è realizzato completamente all'interno del terreno, ma per buona parte della propria lunghezza è inserito nel terreno di riempimento delle pile/spalle in muratura, soggette anch'esse all'azione sismica.

Il presente documento è stato suddiviso seguendo gli *step* effettuati durante la progettazione degli interventi, partendo dall'analisi storico-bibliografica delle strutture ad arco in muratura, reperendo un'ampia documentazione su fattori di degrado e possibili interventi da attuare.

Viene successivamente affrontata una disanima del comportamento delle fondazioni profonde, soffermandosi sui campi d'uso e sul metodo di realizzazione dei micropali, ed infine, viene analizzato il comportamento geotecnico e strutturale dei medesimi, facendo riferimento a micropali realizzati in terreni non coesivi.

Prima di poter iniziare il lavoro di progettazione è stata effettuata un'analisi approfondita di tutta la documentazione che è stato possibile reperire sull'opera esistente, in modo tale da ricavare il maggior numero di informazioni che hanno permesso di disporre di un quadro esaustivo delle sue condizioni. Individuata la soluzione progettuale si è passati alla redazione del progetto esecutivo.

Successivamente, tramite un modello FEM con elementi 3D Solid realizzato con il software Midas FEA NX, si sono svolte le analisi sismiche del tipo modale con spettro di risposta e statica non lineare sulla struttura in muratura. Sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi non lineare si è effettuato lo studio sull'interazione tra i micropali e le pile esistenti tramite l'ausilio di un ulteriore modello FEM incentrato sulla valutazione delle sollecitazioni agenti sul micropalo.

Infine, si elaborano le considerazioni relative alla proposta di dotare, sia la nuova struttura che quella esistente in muratura, di un sistema di monitoraggio strutturale tale da poter fornire dati in remoto all'Ente Proprietario dell'infrastruttura definendo soglie di attenzione e di rischio in base ai risultati ottenuti dalle precedenti analisi. Per ultimo si è posta l'attenzione sulla possibile validazione delle modellazioni e dei risultati ottenuti tramite la possibilità di ripetere le analisi in corso di realizzazione dell'opera nel momento in cui si abbia una conoscenza superiore della stessa a seguito della rimozione del materiale di

riempimento delle arcate e della formazione dei primi fori per la realizzazione dei micropali.

2 Ponti in muratura e ponti a sezione mista

Nel presente capitolo vengono presentate e analizzate le caratteristiche dei ponti ad arco in muratura e degli impalcati a sezione mista. Viene posta l'attenzione sulle problematiche alle quali sono soggette queste tipologie di opere in muratura e sul loro comportamento nei confronti di azioni sismiche, si analizzano i vantaggi forniti dalla scelta di una sezione mista per la realizzazione di impalcati da ponte e, infine, si studiano i possibili interventi di rinforzo strutturale che possono essere adottati sui ponti in muratura, concludendo questa presentazione con l'esempio del ponte "*Sandro Pertini*" a Macerata, sulla SP77 [3], illustrando il diverso approccio al problema dovuto all'inadeguato livello di sicurezza in dette strutture.

2.1 PONTI AD ARCO IN MURATURA

I ponti ad arco di epoca moderna sono parte integrante della rete infrastrutturale italiana sia per quanto riguarda le opere stradali che quelle ferroviarie.

I ponti ad arco in muratura sono costituiti da un'arcata, la quale ha il compito di sostenere il piano viabile, da spalle e pile che sostengono dette arcate, da fondazioni, da timpani o muri andatori che, posti sui lati dell'arco, hanno lo scopo di contenere il riempimento posto sopra al disopra delle medesime.

Quando si studia codesta tipologia di opere è molto comune l'assenza di elaborati progettuali o costruttivi esaustivi. Le fondazioni, per tale motivo, costituiscono uno degli elementi di maggiore incertezza in quanto non visibili e, dunque, l'unico modo per poter analizzare questi elementi è attraverso uno studio storico-bibliografico dove la letteratura fornisce, in funzione della zona di ubicazione dell'opera e in funzione del periodo di realizzazione, le diverse metodologie costruttive adottate. La scelta della tipologia di fondazione era anche influenzata dal problema della reperibilità dei materiali, in quanto, la mancanza di alcuni di essi poteva condurre a opzioni differenti da quelle adottate oggi, infatti, le soluzioni utilizzate più comunemente erano le fondazioni a platea, superficiali o a pozzo, oppure su pali.

Le spalle, differentemente dalle pile centrali, devono assolvere ad un doppio ruolo: sostegno del terreno di rilevato e resistenza alla spinta delle arcate terminali, infatti, se almeno per quanto riguarda i pesi propri, le pile sono soggette sostanzialmente a forze verticali, sulle spalle viene anche trasferita una rilevante componente di forza orizzontale, per tale motivo questi elementi della struttura sono costruiti necessariamente con dimensioni maggiori rispetto agli altri elementi di sostegno e realizzati con forme trapezoidali o rettangolari molto massicce.

Le pile venivano edificate in diverse conformazioni per soddisfare esigenze statiche, estetiche e funzionali, infatti, le pile in alveo venivano realizzate con dei rostri sagomati in modo tale da ridurre la turbolenza della corrente e con lo scopo di evitare fenomeni di erosione, deviando così i materiali trasportati dal flusso d'acqua. Inoltre, le pile venivano realizzate con paramenti, rispettivamente, inclinati o verticali nei casi di viadotti o ponti.

Per i viadotti molto lunghi, onde evitare, a seguito del collasso di un arco o di una pila una sequenziale crisi dell'intera struttura, venivano realizzate pile di dimensioni superiori alle altre, definite pile-spalla, con lo scopo di assorbire la spinta orizzontale che nasce in caso di crollo di un'arcata, arrestando così il collasso sequenziale.

La tessitura della muratura delle pile e delle spalle veniva disposta utilizzando mattoni posati orizzontalmente dalla fondazione, aumentando via via salendo verso la zona d'imposta, nella quale veniva poi modificata in modo tale che i blocchi potessero distribuire in modo ottimale le spinte delle arcate.

Molto spesso le pile sono costituite da paramenti esterni in muratura con un nucleo interno vuoto riempito con materiale incoerente.

Le arcate costituiscono la parte principale della struttura. Per questa tipologia di opere esse sono, a salvo rari casi, di tipo a botte dove l'intradosso è formato da una superficie cilindrica con generatrice costituita da un arco di circonferenza a raggio costante. La scelta di questa forma, anche se meno efficiente rispetto ad un'ellisse, è di vastissimo impiego per la sua semplicità costruttiva nel tracciamento e nell'esecuzione delle centine.

Dalla sommità delle arcate, al fine di realizzare il piano viabile, lo spazio vuoto viene riempito con strati di materiale ognuno dei quali ha differenti funzioni. Sulle pile, fin sopra al di sopra del piano delle imposte, viene disposto il rinfianco costituito da materiale di discrete caratteristiche meccaniche e peso elevato, generalmente composto da conglomerato, il quale assolve a due funzioni: quella di zavorra, stabilizzando l'arco, e quella di ostacolo alla formazione dei meccanismi di collasso. Al di sopra del rinfranco viene disposta la cappa, uno strato impermeabile, che ha lo scopo di proteggere la muratura e i rinfranchi dalle infiltrazioni d'acqua.

Infine, la quota del piano viabile viene ottenuta attraverso il riempimento, materiale sciolto, leggero, permeabile e che non dia problemi di rigonfiamento o disgregazione.

Per contenere il riempimento sono realizzati i muri andatori o timpani. Questi sono costruiti con mattoni più leggeri rispetto a quelli utilizzati per gli archi, con lo scopo di evitare un eccesivo carico sulle arcate.

I costituenti di detta muratura sono mattoni in laterizio o blocchi lapidei legati, generalmente, da malte.

Le dimensioni di questi laterizi variano molto in base alla zona geografica in cui sono prodotti, per le materie prime reperibili nel sito e per la tecnologia dell'epoca di costruzione, inoltre devono essere realizzati con facce piane e uniformi, con una certa scabrezza, privi di impurità e di cricche.

I blocchi in pietra presentano fenomeni di degrado causati delle condizioni ambientali come i cicli di gelo e disgelo, l'attacco di sostanze organiche e inorganiche, le coazioni termiche e il dilavamento da acque meteoriche, ma, generalmente, offrono caratteristiche meccaniche uniformi e buone aderenze alle malte.

Queste malte sono il punto di debolezza della muratura, in quanto possono essere dilavate per diversi centimetri in profondità e portare così ad una importante riduzione dello spessore strutturale della muratura. Le malte per poter essere utilizzate devono presentare una buona lavorabilità e resistenza meccanica.

2.1.1 DEGRADO NEI PONTI IN MURATURA

I ponti ad arco in muratura sono tra le opere architettoniche infrastrutturali più durevoli nel tempo e la loro antica presenza sul territorio italiano è un chiaro esempio. Oggi nel nostro Paese questa tipologia di costruzione è stata abbandonata, ma i moderni ponti in muratura, realizzati a cavallo tra la fine del XIX secolo e l'inizio del XX, sono ancora parte integrante della rete infrastrutturale e pertanto, al fine di conservarli in efficienza e sicurezza, devono essere costantemente monitorati e manutenuti onde prevenire livelli inadeguati di danno, rendendo accettabile il rischio secondo le ultime linee guida inerenti la "classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti" (MIT) del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Questa tipologia di opere offre elevate *performance* a livello di durabilità con costi di manutenzione modesti, ma la stessa durabilità è influenzata da molteplici fattori legati sia alla conservazione dei mattoni che delle malte che possono essere entrambi esposti ad attacchi di natura meccanica, come i cicli di gelo-disgelo, l'abrasione o soggetti ad attacchi di tipo chimico tipo solfati e acidi.

Le due macro categorie di degrado che possono essere distinte nei riguardi dei ponti in muratura sono [4]:

- *Degradi di origine intrinseca* possono essere legati a: difetti realizzativi, materiali di scarsa qualità ed errori di progettazione. Tali degradi è possibile catalogarli come veri e propri difetti nella costruzione.
- Degradi di origine estrinseca sono dovuti: ad azioni ambientali di natura fisica e/o chimica, ad azioni sollecitanti di natura statica o dinamica (carichi mobili, sisma, ecc.) oppure ad azioni derivanti dal contorno (cedimenti, scalzamenti, ecc.). In questa categoria vengono inseriti tutte quelle cause di degrado dovute a fattori esterni.

Sono molteplici le tipologie di danno e/o degrado che gli elementi di un ponte in muratura possono presentare e sono da valutare attentamente, in quanto potrebbero comportare sia rischi di ammaloramento che rischio di collasso. In dettaglio, di seguito vengono elencati i principali tipi di danno che si possono riscontrare.

1. Distacco dell'arcata e laminazione dell'arcata: generalmente legato ad un assestamento che ha interessato l'arcata, ma può anche essere legato a spinte indotte dall'azione orizzontale del riempimento contro il muro di testa, oppure da infiltrazioni d'acqua e successivo fenomeno di gelo e disgelo, da cui scaturiscono fessurazioni alternate a livello dei conci dell'arco. Questo fenomeno costituisce un indicatore di un elevato stato di crisi della struttura portante del ponte, infatti, evidenzia la tenenza dell'arco portante ad innescare un cinematismo in quanto si libera da ogni tipo di costrizione iperstatica al contorno.



Figura 2-1: Esempio di distacco dell'arco

- 2. *Deformazioni trasversali*: fenomeno riconducibile all'azione destabilizzante esercitata in direzione trasversale dalla spinta attiva dei rinfianchi, ma la causa può anche essere derivante da impatti di un veicolo contro il parapetto generalmente solidale con il timpano, che ne causa quindi la rotazione verso l'esterno.
- 3. *Fessure ad andamento longitudinale della volta portante*: fenomeno molto frequente che comporta la formazione di lesioni, generalmente a livello dei soli giunti di malta, ad andamento longitudinale sulla superficie di intradosso dell'arcata. La formazione delle fessure è un problema parzialmente connesso al cedimento trasversale dei timpani, con conseguente abbassamento dei margini di sicurezza della struttura.



Figura 2-2: Esempio di fessure ad andamento longitudinale rispetto alla generatrice dell'arco

4. Macchie da dilavamento: causate generalmente da un cattivo stato degli elementi di raccolta e smaltimento delle acque di piattaforma, sono caratterizzate da un colore scuro ma, a volte, possono essere di colore differente dovuto al tipo di materiale su cui si formano. Vengono riscontrate in funzione del percorso che l'acqua percorre sulla superficie del ponte. 5. Porzione di muratura mancante: possono essere diverse le cause della perdita di porzioni di muratura, come: presenza di vegetazione infestante, deterioramento del materiale, urti, ecc. ma, se le lacune si presentano in corrispondenza di lesioni, è possibile ricondurre la causa a tensioni o spostamenti elevati, che creano spazi tra mattoni non più legati dalla malta si staccano per gravità.



Figura 2-3: Esempio porzione di muratura mancante

- 6. *Umidità di risalita*: si tratta di macchie più o meno uniformi di colore scuro. Si trovano generalmente nella parte inferiore della struttura e sono conseguenti alla risalita per capillarità delle acque dal terreno.
- 7. *Polverizzazione*: si tratta della distruzione della malta dei giunti o della muratura stessa, la cui causa è dovuta all'azione chimica dei solfati che si formano sulla superficie esterna della muratura.



Figura 2-4: Esempio di polverizzazione dell'arco del ponte

8. *Esfoliazione*: generalmente nelle parti più umide della struttura, lo strato esterno dei mattoni tende a staccarsi in croste di spessore variabile da qualche millimetro a qualche centimetro previo rigonfiamento della parte, con lo strato sottostante ridotto in polvere.

2.1.2 CINEMATISMO IN FASE SISMICA DEI PONTI IN MURATURA

Il comportamento delle strutture ad arco nei confronti delle azioni orizzontali è profondamente differente in funzione del valore della sollecitazione. [5]

Partendo dal considerare un'accelerazione costante nel tempo, assimilabile ad una forza statica costante applicata ai baricentri delle masse della struttura, se l'accelerazione orizzontale è bassa la risposta della struttura è completamente in fase elastica, con l'arco soggetto a compressione ed eventualmente a tensioni di trazione comparabili con la sua resistenza a trazione data dalla malta tra i mattoni.

Oltre una determinata soglia si formano delle cerniere plastiche che portano alla formazione del cinematismo di collasso.



Figura 2-5: Andamento qualitativo delle curvature lungo l'arco con meccanismo attivo

Successivamente alla formazione della prima cerniera si ha ancora una struttura iperstatica, ma ulteriori incrementi della sollecitazione portano al raggiungimento di un cinematismo labile dovuto alla generazione di zone critiche. Il collasso non viene raggiunto immediatamente in quanto, affinché si attivi il cinematismo, è necessario consumare energia.



Figura 2-6: Andamento qualitativo dell'energia potenziale durante il movimento del cinematismo

Infine, incrementando ulteriormente l'accelerazione, si arriva alla situazione per cui l'equilibrio è di tipo instabile, cioè senza fornire ulteriore energia si ha un incremento di spostamento.

Analizzando gli spostamenti si osserva come inizialmente la struttura, grazie alla propria geometria, sia estremamente rigida poiché tutte le sezioni dell'arco sono interamente reagenti e pertanto gli spostamenti sono molto piccoli. Gli spostamenti tendono ad aumentare successivamente alla formazione della prima cerniera poiché la rigidezza della struttura diminuisce progressivamente.

Formatasi la quarta cerniera la struttura diviene labile perdendo qualsiasi riserva di rigidezza, facendo sì che sotto un'azione orizzontale costante, la struttura compia spostamenti teoricamente indefiniti. Tale condizione è però preceduta dall'instabilità del cinematismo, dove gli spostamenti sono molto più ampi rispetto a quelli iniziali.

Per accelerazioni variabili nel tempo, fintanto che le accelerazioni sono basse, la struttura rimane in campo elastico come succede per il caso di accelerazioni costanti nel tempo. Quando si ha la formazione del cinematismo, condizione che si verifica per accelerazioni maggiori, il comportamento della struttura è differente rispetto alla situazione precedente. Per sollecitazioni statiche la struttura si instabilizza raggiunta una determinata accelerazione, mentre nel caso di sollecitazioni variabili nel tempo la struttura può resistere ad azioni superiori rispetto alle statiche in quanto è necessaria una certa quantità di tempo affinché si raggiunga la condizione di cinematismo instabile.



Figura 2-7: Comportamento dell'arco sotto accelerazioni variabili nel tempo

I meccanismi che si possono attivare per strutture ad arco come i ponti coinvolgono anche le sottostrutture attraverso la formazione di cerniere alla base delle pile.



Figura 2-8: Cinematismo del ponte ad arco con pile snelle

Per ponti a più campate i possibili meccanismi sono distinguibili in due tipologie: cinematismi di collasso globale, i quali coinvolgono tutte le pile e tutte le campate, e cinematismi di collasso locale, in cui solo le arcate più sensibili sono soggette a collasso.

2.1.3 INTERVENTI DI RINFORZO STRUTTURALE DEI PONTI IN MURATURA

In alcuni casi il degrado strutturale di un ponte in muratura può essere talmente elevato da rendere insufficiente il grado di sicurezza anche solo dal punto di vista statico. Questo tipo di problematiche avviene per una concomitanza di fattori sia di tipo intrinseco che estrinseco, i quali comportano la necessità di interventi di manutenzione straordinaria. La tipologia di intervento può essere di diverse tipologie in funzione dell'elemento da rinforzare e dell'entità del danno, come ad esempio:

- *FRP sulle arcate* per aumentare la resistenza a trazione ed evitare la formazione di fessure longitudinali;
- *micropali* realizzati per rinforzare le fondazioni delle pile in modo da aumentare la capacità portante, la resistenza allo scorrimento ed evitare possibili ribaltamenti;
- trattamenti di superficie utilizzando tecniche come il ferrocemento, l'intonaco armato e il calcestruzzo proiettato, i quali sono interventi che impattano sull'aspetto estetico della struttura, oppure si utilizzano delle iniezioni di malta e resina epossidica per ripristinare l'integrità della parete e riempire i vuoti presenti quali fessure, murature deteriorare o giunti in cui manca della malta;
- selle in calcestruzzo utilizzate per sostituire il materiale di riempimento e per dare maggiore stabilità, e grazie alla cucitura ai timpani e all'estradosso delle arcate, permettono una impermeabilizzazione della struttura;

- *armature di rinforzo* che vengono inserite nell'arcata per aumentarne la capacità di carico rispetto a specifiche sollecitazioni senza modificarne l'aspetto;
- *lastra di alleggerimento* che consiste in una lastra orizzontale in c.a. estesa fin sopra le spalle con lo scopo di aumentare il carico sulle arcate eliminando forze addizionali orizzontali sulle imposte degli archi;
- *inspessimento del piano viario*, che consiste nell'aggiungere del materiale in modo da incrementare lo spessore del riempimento consentendo una migliore distribuzione del carico viabile sulle arcate;
- *arcate collaboranti* realizzate in acciaio o in c.a. sotto le arcate in muratura che presentano lesioni o deformazioni importanti;
- post-tensionamento realizzato attraverso dei tiranti, solitamente in barre di acciaio, posizionati sui timpani per neutralizzare le forze fuori piano a cui essi sono soggetti a causa della spinta statica del riempimento o delle spinte dovute ai carichi mobili

Quando tali interventi si dimostrano insufficienti o non attuabili, una possibile soluzione è quella di realizzare una nuova struttura indipendente all'interno dei timpani del ponte, che sgravi totalmente le arcate dalle azioni dovute ai carichi mobili e del peso del riempimento. Questo tipo di soluzione è stata realizzata per l'intervento di risanamento del ponte "Sandro Pertini" in località Villa Potenza, alle porte di Macerata, sulla Strada Provinciale 77, poiché, nel giugno del 2005, il ponte venne chiuso al traffico a seguito di una campagna di indagini che aveva evidenziato un insufficiente grado di sicurezza dovuto al cedimento di una pila posta nell'alveo del fiume Potenza che causò lo scorrimento trasversale delle arcate imposte su tale pila, con il conseguente sviluppo di un importante quadro fessurativo sulle stesse e l'abbassamento del piano viario di circa 10cm in corrispondenza della pila, come rappresentato dal rilievo effettuato.



Figura 2-9: Rappresentazione planimetrica stato dell'impalcato prima dei lavori



Figura 2-10: Lesioni alla base della pila 2 e distacco dei timpani dall'arco murario

Per evitare ulteriori danneggiamenti della pila e la nascita di simili danni sulle altre è stato progettato come primo intervento la realizzazione di corone di micropali a protezione delle fondazioni delle pile in modo da proteggerle da futuri scalzamenti o cedimenti.

Dalle indagini preliminare era noto che la struttura non rispettasse i coefficienti minimi di sicurezza sotto le azioni dei carichi verticali ed inoltre l'importanza dell'arteria richiedeva un rapido intervento di adeguamento a causa della mancanza di validi percorsi alternativi. Per tali motivi, la scelta progettuale doveva confrontarsi anche con l'esigenza di una rapida esecuzione dei lavori, dovendo così inquadrare tutte le operazioni in un preciso cronoprogramma che contemplasse i tre turni di lavoro previsti per ogni giornata lavorativa e allo stesso tempo non trascurare le tempistiche di approvvigionamento dei materiali.

L'idea alla base del progetto era quella di realizzare:

- Due pali di grande diametro in corrispondenza di ogni pila realizzando così una fondazione profonda e pile a telaio per il nuovo impalcato;
- Utilizzando lo spazio tra le imposte degli archi, collegare ciascuna coppia di pali con un traverso in c.a.;
- Utilizzare degli appoggi in gomma ad alta dissipazione posti sui traversi;
- Installare delle travi prefabbricati a T rovescia collegate sugli appoggi con un getto in opera di una trave diaframma in c.a.;
- Getto della soletta in c.a. e degli sbalzi in c.a. posti al di sopra dei timpani che consentissero l'allargamento della sede stradale.



SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO

Figura 2-11: Sezione trasversale tipologica delle strutture in progetto

I lavori previsti sono stati eseguiti in 40 giorni con una sequenza calibrata in modo da evitare interferenze e sovrapposizioni incompatibili tra le lavorazioni, secondo il seguente schema:

- Perforazioni e realizzazione dei pali, è stato predisposto preventivamente un sistema provvisorio di cerchiatura esterna delle pile e, in modo alternato da un lato e dall'altro del ponte, venivano realizzati i pali, non più di uno per volta sulla stessa pila;
- 2. *Realizzazione dei pulvini*, successivamente al getto dei pali e allo svuotamento delle campate sono stati armati e gettati i pulvini e contemporaneamente consolidati i timpani degli archi esistenti;
- 3. Posa degli appoggi;
- 4. Posa dei casseri e delle armature delle travi diaframma;
- 5. Varo delle travi prefabbricate;
- 6. *Getto delle travi diaframma* in modo da realizzare uno schema statico di trave continua;
- 7. Realizzazione della soletta e dei cordoli;
- 8. Realizzazione della pavimentazione;
- 9. Prove di carico per il collaudo statico dell'opera;
- 10. Apertura al traffico.

Questo esempio di rinforzo e adeguamento sismico di un ponte in muratura mostra come una soluzione di questo tipo abbia degli enormi vantaggi: si realizza una struttura nuova, progettata considerando la normativa vigente molto più stringente dal punto di vista sismico, si sgrava la struttura esistente dai carichi portati, si rinforzano e stabilizzano le fondazioni attraverso l'inserimento dei pali e dei micropali, si permette un restauro conservativo delle murature anche all'estradosso delle arcate ed, inoltre, può essere realizzata in tempi rapidi attraverso un attento studio della sequenzialità delle operazioni e delle lavorazioni.

D'altro canto, una soluzione del genere obbliga ad un intervento molto invasivo non solo nei confronti della struttura ma anche nei riguardi dell'utenza e del comprensorio in cui essa si trova, in quanto necessita della chiusura totale del traffico e pertanto crea un grave disagio soprattutto quando non si ha una adeguata viabilità alternativa.

Un ultimo aspetto che tale soluzione comporta e che diviene fondamentale quando le opere sono soggette a vincoli da parte del Ministero dei Beni Culturali, è che l'aspetto esterno non viene intaccato, in quanto il nuovo impalcato viene nascosto dai timpani esistenti e non sono necessari interventi che modifichino in modo significativo le murature, al più, interventi di carattere locale ove necessari.

2.2 IMPALCATI A SEZIONE MISTA ACCIAIO-CLS

Gli impalcati a sezione mista sono oggi una tipologia di frequente utilizzo nell'ambito delle strutture da ponte sostituendo le classiche strutture a travi prefabbricate in cemento armato precompresso per luci superiori ai 40 metri. Questo è dovuto a diversi vantaggi e ad un progressivo progresso dei materiali.

In passato le sezioni miste venivano realizzate affidando la resistenza della sezione alla sola trave in acciaio mentre la soletta in c.a. veniva considerata esclusivamente come un elemento secondario che trasferiva i carichi alle travi sottostanti. Solo attraverso l'analisi del comportamento reale di tale tipologia di struttura si riuscì a comprendere che il collegamento tra le travi e la soletta portava ad avere una sollecitazione maggiore sulla soletta e una riduzione di sforzo sulla trave. Infatti, nel calcolo flessione che veniva adottato, trascurando il collegamento tra le due parti, si otteneva uno spostamento superiore a quello reale.

Questa scoperta insieme ad una larga sperimentazione successiva hanno dato le basi ai criteri di progettazione odierni per questa tipologia di sezione.

Gli impalcati a sezione mista sono costituiti da tre elementi:

- 1. Trave metallica
- 2. Soletta in c.a.
- 3. Connettori a taglio



Figura 2-12: Sezione mista acciaio-cls

L'aspetto fondamentale diviene dunque la connessione tra la trave in acciaio e la soletta in c.a., infatti il coretto dimensionamento dei connettori fa sì che vengano evitati spostamenti

relativi tra le interfacce delle due parti ed in questo modo si ottiene che la deformazione tra l'estradosso della trave e l'intradosso della soletta siano uguali.

Gli impalcati a sezione mista offrono diversi vantaggi in termini di resistenza, estetica, facilità e velocità costruttiva, manutenzione e durabilità, ma portando con sé anche degli svantaggi.

Dal punto di vista della realizzazione si ha un'enorme efficienza in quanto i tempi di costruzione vengono ridotti attraverso l'utilizzo di elementi prefabbricati, infatti, le travi vengono realizzate e preparate in officina, trasportate in conci, assemblate e varate. Successivamente possono essere disposte delle predalles in c.a. o delle lamiere grecate ed effettuare il getto della soletta. Viene così ridotta la necessità dei casseri e si ottimizzano i tempi di produzione.

Dal punto di vista della resistenza, dimensionando in modo opportuno la connessione travesoletta, si ottimizza il comportamento strutturale dei due materiali, infatti, considerando la sezione soggetta ad una flessione positiva, il calcestruzzo lavora in compressione mentre l'acciaio a trazione.

La maggiore rigidezza della sezione permette, a parità di carico agente, di ottenere deformazioni inferiori e quindi una maggiore funzionalità della struttura ed il peso ridotto dell'impalcato permette di ridurre le forze d'inerzia in fase sismica ed una diminuzione di sollecitazione sulle sottostrutture.

Un enorme vantaggio è offerto dalla possibilità di realizzare strutture con schema statico in semplice appoggio e strutture con schema statico di trave continua, inoltre è possibile adottare sezioni ad altezza costante e ad altezza variabile, senza alcuna problematica di tipo costruttivo. La realizzazione di impalcati con schema statico di trave continua permette di eliminare i giunti di dilatazione, i quali sono elementi di rapido degrado e punti di infiltrazione di acqua e altri agenti che possono ammalorare la struttura e le sottostrutture.

Rispetto ad impalcati a travi in c.a. precompresso, questo genere di impalcato si adatta meglio alle esigenze dei tracciati stradali, soprattutto nei casi di tratti con pendenza longitudinale o trasversale elevata.

Dal punto di vista della durabilità, le strutture in acciaio non richiedono elevato onere manutentivo. Inoltre, la possibilità di riciclo a fine vita di queste strutture è notevolmente superiore poiché l'acciaio può essere nuovamente fuso e riutilizzato.

D'altro canto, diviene di fondamentale importanza di tenere in conto, in fase di progettazione e/o di cantiere, di tutti quegli aspetti che possano compromettere il corretto funzionamento della struttura. Ad esempio, le instabilità delle parti metalliche, sia globali che locali, influenzano il dimensionamento degli spessori delle parti della trave che pertanto devono essere attentamente valutate in fase di progettazione. La fessurazione della soletta nelle zone in cui la sezione è soggetta ad un momento flettente negativo va attentamente valutata in quanto la sezione avrà una rigidezza inferiore alle altre con conseguente ridistribuzione delle sollecitazioni che potrebbero mettere in crisi altre sezioni. Sono da tenere in conto gli effetti reologici nel tempo del calcestruzzo ed è necessario andare a studiare e dimensionare correttamente la connessione trave-soletta in quanto essa garantisce l'interazione tra le due parti e l'incremento di capacità di resistenza e rigidezza.

3 <u>Micropali: comportamento geotecnico e</u> <u>strutturale</u>

In questo capitolo si descrive il comportamento delle fondazioni profonde e le differenze, sottolineandone i vantaggi, rispetto alle fondazioni di tipo superficiale, effettuando inoltre una sommaria analisi dei pali di piccolo diametro soffermandosi sui campi d'uso e sul metodo di realizzazione. Infine, viene analizzato il comportamento geotecnico e strutturale dei pali, facendo riferimento ai micropali realizzati in terreni non coesivi.

3.1 GENERALITÀ SUL COMPORTAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE

Le fondazioni di tipo profondo, quali i pali, sono strutture caratterizzate da una dimensione molto prevalente rispetto alle altre, infatti, grazie a tale caratteristica sono elementi strutturali in grado di trasferire il carico a strati di terreno più profondi che generalmente hanno caratteristiche di resistenza superiori.

La scelta di utilizzare una fondazione profonda rispetto ad una fondazione superficiale dipende da una molteplicità di fattori che possono riguardare: condizioni geologiche, condizione della falda, caratteristiche geologiche, cedimenti, costi e tempi di realizzazione. Queste sono solo alcuni dei possibili motivi che possono portare alla scelta dei pali come tipologia di fondazione, mentre in altri casi non è possibile farne altrimenti, come per le piattaforme off-shore, in terreni di scadenti caratteristiche che non hanno sufficiente portata, per realizzare rinforzi di strutture esistenti.

La classificazione dei pali può essere condotta in diversi termini, ma quella utilizzata discrimina i pali in funzione della loro modalità di esecuzione. Questa classificazione è dovuta al fatto che le modalità di esecuzione causano un disturbo al terreno comportandone un cambiamento sia per lo stato tensionale che per le caratteristiche meccaniche.

In base a quanto detto, i pali si suddividono in: *pali eseguiti con asportazione di terreno* (pali trivellati) e *pali eseguiti senza asportazione di terreno* (pali infissi). [6]

I pali nascono per sopportare prevalentemente sforzi assiali, infatti, quando il palo viene compresso il meccanismo resistente è dato dalla somma di due contributi, la portata sulla

superficie di base, come avviene per le fondazioni superficiali, e dalla portata laterale dovuta al semplice attrito palo-terreno. Tuttavia, i pali resistono anche a sforzi di trazione, attraverso alle tensioni tangenziali che si sviluppano sulla superficie del fusto del palo.

Quando il palo è soggetto a carichi orizzontali, nascono momenti flettenti che possono mandare in crisi la struttura. Però, dato che il palo è immorsato nel terreno, esso è in grado di sopportare grandi sforzi trasversali e anche grandi coppie in testa, perfino in assenza di sforzi normali. Il meccanismo resistente non è più attritivo come per le fondazioni dirette, il palo inflettendosi preme contro il terreno ed esso reagisce non più con degli sforzi tangenziali ma con sforzi normali σ_t , ortogonali all'asse del palo. [6]

Dunque, quando il palo è sollecitato assialmente la resistenza ultima è governata dal terreno, dato che il carico limite strutturale del palo è generalmente più elevato rispetto al carico limite del terreno.

Per quanto riguarda pali sollecitati con sforzi trasversali o da coppie, è difficile che si raggiunga il carico limite trasversale per crisi del terreno poiché dato che il terreno reagisce con delle resistenze σ funzioni della profondità rendendo difficile la crisi per plasticizzazione del terreno. Quasi sempre il massimo carico che è possibile applicare in testa deriva dalla sola resistenza strutturale.

Generalmente solo nel caso di pali molto tozzi, sollecitati trasversalmente, allora le resistenze strutturali e del terreno diventano confrontabili.

Per tali motivi, quando si fa riferimento a pali soggetti a carichi assiali, ci si concentra sulle verifiche geotecniche che forniscono un carico limite che la struttura di fondazione può sopportare, mentre per pali soggetti a forze trasversali in testa ci si concentra sulle verifiche di tipo strutturale.

3.2 GENERALITÀ E METODO DI REALIZZAZIONE DEI MICROPALI

Con il termine *micropali* vengono indicati i pali di diametro non superiore a 250mm, che vengono solitamente utilizzati per la realizzazione di rinforzi, sottofondazioni di strutture esistenti o per realizzare strutture di presidio. Per la loro realizzazione richiedono attrezzature di ingombro molto ridotto con la capacità di effettuare perforazioni con inclinazione qualsiasi rispetto alla verticale, in modo che il palo sia soggetto a soli sforzi assiali.



Figura 3-1: Esempi di utilizzo di micropali [7]

Sono realizzati attraverso una perforazione eseguita con una batteria di aste munite all'estremità di una cona tagliente adeguata alla natura del terreno. Immettendo all'interno delle aste un fluido: aria, acqua o fanghi bentonitici, vengono eliminati i detriti dovuti alla perforazione che vengono spinti attraverso lo spazio tra le aste e il terreno risalendo in superficie.

Il calcestruzzo utilizzato è composto da inerti di sabbia di piccola pezzatura e un elevato dosaggio di cemento, e viene gettato dal basso attraverso un tubo convogliatore. L'armatura può essere costituita da una gabbia o da un'unica barra.

Al termine del getto, per sfilare la batteria di aste e, contemporaneamente, comprimere il calcestruzzo contro il terreno e per occupare il volume lasciato libero dalla tubazione, viene immessa aria in pressione tramite una testa a tenuta.

I diametri impiegati sono compresi tra 80 e 250 mm, ai quali corrispondono carichi ammissibili, rispettivamente, compresi tra 60 e 80 kN, e tra 500 e 700.

Tipologia particolare di micropali sono i cosiddetti *Tubfix*, che presentano un'armatura formata da un tubo in acciaio di grosso spessore munito di valvole di non ritorno dalle quali viene effettuato il getto ad alta pressione in corrispondenza degli strati ai quali si vuole trasmettere il carico. Dunque, questa armatura costituisce allo stesso temo sia il principale elementi resistente del micropalo, sia il mezzo attraverso il quale si eseguono le iniezioni in pressione.

Le modalità esecutive prevedono:

- la perforazione, solitamente effettuata con sonda a rotazione e circolazione di fango bentonitico;
- l'introduzione del tubo nel foro;

- getto della guaina: iniezione attraverso la valvola più profonda una miscela di cemento che va a occupare l'intercapedine tra tubo e terreno;
- completamento del getto del micropalo: dopo la fase di presa della guaina, si iniettano le varie valvole, disposte a intervalli regolari, con calcestruzzo pompato ad elevate pressioni;
- eventualmente vengono realizzate più riprese di getto, in modo da realizzare una serie di sbulbature.

Il carico limite dei micropali, rispetto a quanto osservato per pali di grande diametro, dipende in modo molto più marcato dalle tecnologie esecutive, pertanto, i criteri di dimensionamento geotecnico devono basarsi inevitabile su criteri di tipo empirico. [7]



Figura 3-2: Schemi di esecuzione micropali e micropali Tubfix [7]

3.3 COMPORTAMENTO GEOTECNICO DEI MICROPALI

Uno dei vantaggi nell'uso di micropali è la possibilità di realizzarli con inclinazione qualunque in modo tale da essere soggetti prevalentemente a sforzi assiali. Le verifiche geotecniche, come descritto precedentemente, si basano sul calcolo della capacità portante. La capacità portante di base del palo viene calcolata con la formula di Terzaghi in cui si riconduce l'analisi di capacità portante a quella di una fondazione superficiale considerando il terreno al di sopra della profondità della punta del palo come un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace.

Il meccanismo di rottura che si verifica sotto la punta è molto complesso e le soluzioni a tale problema sono diverse, basate su differenti ipotesi e differenti schemi di rottura del terreno. Tra queste, la soluzione di *Vesic* basta sull'idea di *Bishop-Hill* e *Mott*, assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del

mezzo, eliminando l'ipotesi, comune agli altri schemi, di comportamento rigido plastico del terreno, facendo sì che il carico limite dipenda anche dalle caratteristiche di deformabilità e non solo dalle caratteristiche di resistenza a taglio.



Figura 3-3: Meccanismo di rottura alla punta secondo Vesic

La portata alla base si può dunque calcolare come:

$$Q_b = \left(N_q \cdot \sigma'_{\nu 0} + N_C \cdot c'\right) \cdot A_b$$
[3.1]

dove N_q e N_c sono i coefficienti di capacità portante ricavati dalle formulazioni di Vesic. La portata laterale può essere valutata come:

$$Q_L = \sigma'_h \cdot \tan \delta \cdot A_L = K_z \cdot \sigma'_{\nu 0} \cdot \tan \delta$$
[3.2]

in cui σ'_h viene assunto proporzionale alla tensione σ'_{v0} , dove però K_z varia in funzione della profondità con valore pari al coefficiente di spinta passiva in testa al palo e pari al valore del coefficiente di spinta a riposo in genere dopo 20 diametri di profondità, pertanto, la portata laterale unitaria varia vicino alla superficie e rimane costante in profondità. [6]

3.4 COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI MICROPALI

Per determinate condizioni di carico o per impossibilità di realizzare micropali inclinati, è possibile che essi siano soggetti a sollecitazioni orizzontali che, come descritto in precedenza, mettono in crisi il palo dal punto di vista strutturale.

Lo schema di calcolo più semplice da adottare è quello formato da una trave vincolata da un letto di molle tra loro indipendenti, ma l'impossibilità di attribuire valori appropriati di rigidezza alle molle portano ad adottare l'ipotesi di palo in un terreno schematizzato come un mezzo elastico continuo.

In particolare, la soluzione di Randolph, con riferimento a un mezzo elastico eterogeneo con modulo di deformazione variabile linearmente con la profondità, ottenuta con il metodo

degli elementi finiti permette di ricavare lo spostamento e la rotazione in testa del palo come:

$$u = F\left[0,27 H \left(\frac{l_c}{2}\right)^{-1} + 0,3 M \left(\frac{l_c}{2}\right)^{-2}\right]$$
[3.3]

$$\vartheta = F\left[0,3 H\left(\frac{l_c}{2}\right)^{-2} + 0,8 \sqrt{\rho} M\left(\frac{l_c}{2}\right)^{-3}\right]$$
[3.4]

dove:

l_c Lunghezza critica

Definita come la lunghezza di estinzione dello spostamento originato per effetto di un carico applicato in testa al palo. Dipende dalla rigidezza relativa palo-terreno e dalle caratteristiche del terreno.

$$l_c = D \left[\frac{E_P}{G_C \left(1 + 0.75 \ \nu \right)} \right]^{\frac{2}{7}}$$
[3.5]

ρ Grado di eterogeneità

Il terreno si può caratterizzare attraverso il modulo di taglio, e dato che il palo sarà sollecitato solo per la lunghezza critica, si caratterizza il terreno con il valore medio del modulo di taglio nel tratto pari a l_c :

$$\rho = \frac{G(l_c/4)}{G_c(l_c/2)}$$
[3.6]

F Parametro di cedevolezza

$$F = \frac{\left[\frac{E_P}{G_C (1+0.75 \nu)}\right]^{\frac{1}{7}}}{\rho G_C (1+0.75 \nu)}$$
[3.7]

Per applicare tale soluzione è necessario che si possa considerare il palo come un elemento flessibile di lunghezza infinita, il cui comportamento è influenzato solo dalle reazioni del terreno nell'ambito del tratto definito dalla lunghezza critica, per cui la lunghezza del palo deve superare la lunghezza critica.

Dunque, noto che oltre la lunghezza critica l_c ogni sollecitazione è nulla, mentre nella parte superiore esse dipendono da due contributi:

- Per la coppia M, si assume uno smorzamento lineare, dal valore M in testa al valore zero ad una quota l_c. In realtà tale metodo non rispecchia la realtà, ma si segue il modello di Winkler con le molle da entrambe le parti.
- Per il taglio H, si sfrutta la soluzione di Randolph. Il momento si annulla in testa e ad una distanza l_c e per effetto della reazione che nasce nel terreno si ha un momento flettente che presenta un massimo:

$$M_{max} = \frac{0,1}{\rho} H \cdot l_c$$
 [3.8]

La posizione del massimo è pari a $l_c/3$ nel caso di modulo di deformazione crescente linearmente e $l_c/4$ nel caso di terreno omogeneo con modulo di deformazione costante. [6]



Figura 3-4: Diagrammi di momento flettente sul palo

Solitamente i pali sono collegati da un plinto che non permette la rotazione della testa per cui è possibile considerare il palo come incastrato in testa ed in tale condizione l'applicazione di una forza H porta ad avere un momento pari a:

$$M_{inc} = -\frac{0,375}{\sqrt{\rho}} H \cdot \frac{l_c}{2}$$
[3.9]

e ad uno spostamento pari a:

$$u = F\left(0,27 - \frac{0,11}{\sqrt{\rho}}\right) H\left(\frac{l_c}{2}\right)^{-1}$$
[3.10]
4 Presentazione del caso studio: Ponte Metauro

In questo capitolo si introduce il caso studio del Ponte Metauro attraverso un'analisi storica degli eventi a cui è stato soggetto nel corso della sua vita e si effettua una disanima sintetica delle fasi progettuali che sono state condotte negli ultimi anni: progetto preliminare del 2010-2011, verifica di transitabilità del 2020 e progetto esecutivo del 2022.

4.1 EVENTI STORICI E INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA

Il ponte sul fiume Metauro è ubicato nel territorio del Comune di Fano (PU) a partire dalla progressiva chilometrica 253+843 della strada statale n. 16 "Adriatica".



Figura 4-1: Vista satellitare foce Fiume Metauro – Fano

Il ponte è di tipo ad arco in muratura e si compone di 15 arcate per una lunghezza complessiva di 255m.

Il piano stradale è dotato di una carreggiata da 8.80m, per due corsie di marcia, più due marciapiedi laterali da 1.10m ciascuno per un totale di 11.0m.

Le volte murarie si intestano su piedritti in muratura alti 4.0m, aventi sezione rettangolare con estremità circolari, di dimensioni alla base 12.32x3.08m; la sezione si va rastremando fino a raggiungere in testa 11.5m di lunghezza per 2.5m di larghezza. Ogni cinque campate è presente una pila-spalla a pianta rettangolare di dimensioni 12.32x5.82m che rastrema verso l'alto con larghezza in sommità pari a 5.0m.

Le spalle sono del tipo a gravità con la parte centrale del muro frontale costituito da mezzo fusto di pila. L'altezza totale è di 8.50m dall'estradosso della fondazione e la larghezza è di 16.40m; i muri andatori si sviluppano per 13m di lunghezza.

Le fondazioni delle pile, delle spalle-pile e delle spalle sono ti tipo diretto con dimensioni pari a 12.82x3.82m per le pile 1-2-3-4-6-7-8-9-11-12-13-14 e di 12.82x6.32m per le spalle-pile 5 e 10.



Figura 4-2: Vista lato Fano e vista lato Ancona



Figura 4-3: Vista lato valle in corrispondenza del fiume Metauro



Figura 4-4: Foto di dettaglio chiave dell'arco e dell'imposta dell'arco sulla pila

La costruzione del Ponte Metauro risale al 1925, dove furono realizzate tra le chilometriche 253+845 e 254+125, 15 arcate di luce pari a 14m ciascuna con una larghezza di 9m.

A seguito degli eventi bellici della Seconda Guerra Mondiale, la struttura fu gravemente danneggiata subendo il crollo completo di 8 arcate, 5 lato Fano e 3 lato Ancona, che furono interamente ricostruite nel post guerra, senza modifiche rispetto allo stato originale.

Purtroppo, non esistono documenti relativi alla costruzione dell'opera o alla sua ricostruzione post bellica ma dalla documentazione in possesso dell'Amministrazione si sono trovate foto della struttura nel suo stato originario, scattate negli anni '50, probabilmente a seguito dei sopralluoghi per gli interventi straordinari del 1952.



Figura 4-5: Foto anni '50 lato Ancona - Lato valle

Infatti, nel 1952, vennero realizzati due ulteriori ordini di arcate impostate sui rostri delle pile, allo scopo di allargare la sede stradale di 2m, portando così la dimensione trasversale a 11m cioè l'attuale condizione.



Figura 4-6: Lavori di allargamento dell'impalcato – Foto lato Ancona e Foto alto Fano

Anche in questo caso, non si ha documentazione progettuale relativa all'intervento ma dai disegni contabili del successivo intervento del 1966, si è potuto risalire ad una sezione trasversale dell'impalcato post-operam.



Figura 4-7: Foto di dettaglio della pila e sezione trasversale impalcato dai disegni contabili 1966

Nel 1965, in occasione delle piene del fiume il Capo Compartimento incaricò attraverso un verbale di somma urgenza l'Impresa FONDACEM S.p.A., nell'ambito dei "*Lavori di riparazione dell'11^a pila dissestata e di rafforzamento e consolidamento delle due pile spalla e di altre 5 pile in alveo del fiume Metauro fra i km 253+845 e 254+125.*", [8] di dare immediato inizio ai lavori di consolidamento delle strutture necessari per garantire la sicurezza della stabilità dell'opera consistenti in:

- 1. Tiranti di ancoraggio tra le pile 12-14 e 14.
- Riparazione della pila lesionata n. 11 mediante tiranti in ferro e cuciture delle lesioni per l'ancoraggio della parte staccata alla restante, consolidamento del pilastro delle fondazioni con iniezioni di cemento.
- Consolidamento con iniezioni di cemento delle 2 pile spalle e delle pile 6-7-8-9 e
 fasciatura e rivestimento con gunite delle suddette pile e archi.



Figura 4-8: Lesioni sulle pile dovute alla piena del '65

Nella relazione della perizia a seguito del verbale di somma urgenza, del 28/08/1965, il Capo Compartimento precisa i lavori occorrenti per il riassetto e consolidamento delle strutture maggiormente lesionate mediante interventi che si erano già dimostrati efficaci in casi del genere, previa deviazione delle acque in alveo e interramento delle pile scalzate e formazione di scogliere protettive per consentire un immediato e primo intervento nella pila 11^a gravemente lesionata.

Gli interventi, quindi, consistevano nel consolidamento del blocco di fondazione e del nucleo in elevazione delle due pile spalle (5 e 10) e di sei pile (7 - 8 - 9 - 10 - 11 - 12 e 13), particolarmente la 11, mediante iniezioni di cemento a bassa e media pressione, saldatura delle parti lesionate e distaccate con cuciture e intirantature costituite da barre di acciaio, fasciatura con tondini di ferro e rivestimento con gunite dello spessore di 5 cm eseguito con cemento ad alta resistenza. [8]



Figura 4-9: Lavori di consolidamento pile 1966 e schema cuciture e tirantature pila 11



Figura 4-10: Disegni contabili 1966 - Schema fasciature pile

Successivamente a tale evento, non si ha documentazione ed evidenze relative ad ulteriori interventi eseguiti sull'opera, tuttavia come tutte le altre opere lungo la SS16, il Ponte Metauro è stato sicuramente soggetto agli eventi sismici recenti dell'area Umbo-Marchigiana.

4.2 **PROGETTO PRELIMINARE**

Nel seguente capitolo si fa riferimento alla documentazione fornita dall'Ente Proprietario riguardante la fase di progettazione preliminare effettuata tra il 2010 e il 2011. Dai documenti in possesso dell'Amministrazione è stato possibile estrapolare molte informazioni sui materiali componenti la struttura, sulle caratteristiche del terreno su cui sorge e sul suo stato di conservazione.

Il progetto preliminare è stato redatto nell'ambito dei "Servizi per l'espletamento delle attività finalizzate alle verifiche tecniche dei livelli di sicurezza sismica O.P.C.M. 3274/2003 e O.P.C.M. 3362/2004 e s.m.i." dall'Associazione temporea di imprese:

- SONGEO Srl (Latina)
- STUDIO SPERI Società di Ingegneria Srl (Roma)
- SERING Ingegneria Srl (Palermo)
- INTEGRA Ingegneria Territorio Grandi Infrastrutture (Roma)

Tale progetto prevedeva di rinforzare i piedritti, escludendo quegli elementi che già in passato avevano subito interventi analoghi, mediante intonaco armato e il rinforzo delle fondazioni attraverso l'introduzione di micropali per tutte le pile. [1]

Tecnica	Effetti locali	Effetti globali	Costo Relativo	Disturbo	Livello tecnologico	Commenti
Consolidamento piedritti ponti in muratura con intonaco armato	Incremento della resistenza flessionale e di taglio della muratura Effetto cucitura	Variazione della rigidezza	Basso	Basso, senza interferenza viabilità	Basso	2
Rinforzo fondazioni mediante micropali	Incremento della resistenza a taglio della fondazione e consolidamento del terreno	Nessuno	Alto	Basso, senza interferenza viabilità	Medio-Alto	Intervento pratico anche in condizioni di spazi limitati

Tabella 4-1: Estratto relazione progetto preliminare - Quadro descrittivo degli interventi

La progettazione preliminare ha analizzato il comportamento sismico della struttura attraverso un'analisi modale effettuata tramite un modello FEM di una porzione del Ponte Metauro. Dai risultati dell'analisi, sono state effettuate le verifiche in termini di rapporto capacità/domanda nei riguardi dei cinematismi degli archi, di resistenza dei piedritti, di capacità portante e scorrimento delle fondazioni, ed in termini di indicatori di rischio nei riguardi del collasso e nei confronti dell'inagibilità dell'opera.

Sulla scorta di tali verifiche, il progetto preliminare prevedeva un consolidamento delle pile e delle fondazioni reputate inadeguate, infatti dai risultati era chiara la difficoltà a capacità portante delle fondazioni e di resistenza dei piedritti e pertanto è stata progettata la realizzazione di una corona di micropali attorno alle fondazioni di ogni pila e un consolidamento delle pile con intonaco armato.

4.2.1 INDAGINI ESEGUITE

Per la redazione del progetto preliminare è stata eseguita una estesa campagna di indagini tali da ottenere un livello di conoscenza LC3. Le prove eseguite riguardavano:

- Indagini strutturali in situ: eseguite da Tecnolab (Ortona)
 - o Rilievo stratigrafico delle murature mediante indagine endoscopica
 - Stima della resistenza a compressione della malta mediante prova penetrometrica
 - Indagine georadar
- Indagini strutturali in laboratorio: eseguite da Università degli Studi G. D'annunzio di Chieti – Pescara
 - o Determinazione della resistenza a compressione
 - Analisi elementare semiquantitativa alla microsonda elettronica EDS su campione tal quale per la determinazione dell'indice di idraulicità
 - Analisi mineralogico-petrografica: morofometria e composizione aggregati, stima quantitativa e calcolo del rapporto, in volume, legante/aggregato
- Indagini geognostiche: eseguite da Songeo Srl
 - o N. 1 sondaggio geotecnico
- Prove di laboratorio geotecniche: eseguite da Geo Studi Srl
 - o Caratterizzazione fisica e volumetrica
 - Analisi granulometrica
 - Prova di taglio diretto
- Indagini geofisiche: eseguite da Integra
 - o Prova down-hole

4.2.1.1 INDAGINI STRUTTURALI IN SITU

Le indagini strutturali in situ effettuate da Tecnolab hanno riguardato la caratterizzazione della struttura tramite il rilievo stratigrafico mediante un'indagine endoscopica, stima della resistenza a compressione della malta mediante prova penetrometrica e tramite un'indagine con georadar è stata caratterizzata la struttura interna dell'opera. [1]

		Caratteristic stato di cons	che meccanich servazione dei	ne e dello i materiali	Rilievo dei dettagli costruttivi
	campate	Prelievo carote cls + carbonatazione	Prelievo campione di muratura	Prelievo campione di malta	Indagini endoscopiche
VIA UNICA			P2-P1-PSA1- P14-PSB	PSA2	P2-P1-PSA-P14-PSB

Tabella 4-2: Campagna di indagini Tecnolab

• Indagine endoscopica

L'indagine endoscopica ha come scopo quello di individuare i dettagli costruttivi della muratura e, in via qualitativa, lo stato di aggregazione cioè la composizione e lo stato di conservazione dei materiali componenti il livello di coesione del compresso malta-elementi resistenti.

Sono stati eseguiti dei fori di ispezione da 30mm in cui è stata inserita una sonda con videocamera che ha permesso, attraverso dei fermo immagini, di stabilire: la tipologia di materiali costituenti la struttura, le variazioni tessiturali e materiche, lo stato di conservazione dei materiali e la presenza di cavità o stratificazioni. [1]



Figura 4-11: Risultati prava endoscopica – 1

• Stima della resistenza a compressione della malta mediante prova penetrometrica

La prova penetrometrica consente di valutare le proprietà meccaniche della malta mediante infissione e misurazione di una sonda metallica normalizzata. Il parametro misurato è la profondità della cavità lasciata dalla sonda sulla superficie in prova, la dimensione del danno risulta di dimensioni molto limitate. La misura viene ottenuta come media di 3 colpi e tali letture vengono successivamente correlata tramite apposite tabelle alla resistenza a compressione del materiale.

Dalla campagna di prove effettuate si sono dunque ricavati un valore massimo e minimo di resistenza a compressione, rispettivamente pari a 17.8MPa e 5.2MPa. [1]

• Indagine Georadar

Questa tipologia di indagine consente di definire le caratteristiche interne di un mezzo attraverso l'uso di onde elettromagnetiche, identificando delle interfacce tra livelli dotati di differente resistività e costante dielettrica.

La stima della profondità di rilevazione è stata di circa 50cm anche se l'eterogeneità dei materiali può portare ad una reale profondità di rilevazione fino a circa il 10-20% di quella stimata.

Nelle scansioni sono presenti anomalie di tipo diffuso legate alla presenza di porzioni della struttura ad alto indice di vuoti, per divetti o degrado delle malte, mentre le anomalie localizzate sono probabilmente legate alla presenza di volumi di una certa consistenza. Inoltre, sono state registrate anomalie, deboli, che corrispondono approssimativamente con l'interfaccia tra il rivestimento e murario ed il riempimento interno ad una distanza tra 30 e 50 cm, coerente con quanto trovato delle indagini endoscopiche. [1]





4.2.1.2 INDAGINI STRUTTURALI IN LABORATORIO

Le indagini strutturali eseguite nel laboratorio dell'Università degli Studi "G. D'Annunzio" di Chieti-Pescara riguardavano la determinazione della resistenza a compressione della muratura e delle sue caratteristiche fisiche, l'analisi elementare semiquantitativa alla microsonda elettronica EDS su campione tal quale per la determinazione dell'indice di idraulicità e l'analisi mineralogico-petrografica per stabilire la morofometria e la composizione aggregati ed inoltre stimare quantitativamente e calcolare il rapporto, in volume, legante/aggregato.

I due provini analizzati hanno fornito una resistenza a compressione rispettivamente di 15.96 MPa e 15.10MPa, mentre l'indice di idraulicità è stato stimato in 0.96.

Infine, dall'analisi mineralogico-petrografica: morofometria, della composizione degli aggregati, dalla stima quantitativa e dal calcolo del rapporto, in volume, legante/aggregato sono state dedotte le caratteristiche della malta, descritta come: tenace a media porosità e in buono stato di conservazione, composta da aggregati del tipo misto naturale 0/12 a composizione calcareo-silicea e legante classificabile come cemento al calcare.

La malta viene classificata secondo UNI11089-2003: Tipologia merceologica della malta: tipo di malta 5, e secondo le NTC 2008: in base alla composizione è equiparabile alla malta cementizia di classe M8, ma con un rapporto legante/aggregato, stimato con analisi modale, leggermente inferiore da quanto previsto dalle NTC2008 Tab. 11.10. [1]

4.2.1.3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le indagini geognostiche eseguite da Songeo Srl, nell'ambito del lavoro "Servizi per l'espletamento delle attività finalizzate alle verifiche tecniche dei livelli di sicurezza sismica – Area Nord", in riferimento al Ponte Metauro, hanno riguardato l'esecuzione di un sondaggio meccanico a carotaggio continuo, in modo tale da ricavare il profilo stratigrafico del sito e prelevare un campione indisturbato da sottoporre a prove di laboratorio. [1]



Figura 4-13: Ubicazione sondaggio [1]

Il sondaggio eseguito si è spinto fino ad una profondità di 30 m.

Dal profilo stratigrafico è possibile definire una stratigrafica composta essenzialmente da due grandi blocchi:

- 0m 2.0 m: terreno di riporto costituito da ghiaia eterometrica subarrotondata di colore grigiastro, presenza di frammenti di laterizi.
- 2.0m 30.0m: alternanza di livelli di ghiaia fine e media subarrotondata in matrice limoso sabbiosa e livelli di limo debolmente sabbioso con poca ghiaia media. Da 19.50 a 20.00 m livello di limo argilloso di colore da grigio scuro a nocciola.

Il prelievo del campione per prove di laboratorio è stato eseguito alla profondità di: 18.0-18.5 m. [1]

4.2.1.4 PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICHE

Le prove di laboratorio geotecniche erano finalizzate alla caratterizzazione fisica e volumetrica, all'analisi granulometrica ed a ricavare i parametri geotecnici sottoponendo il campione a prove di taglio diretto.

Dall'analisi granulometrica si è riscontrata una elevata presenza di limo (65.4%), modesta quantità di argilla (21.1%) e sabbia (13.5%).

Dalle prove di taglio diretto sono stati ricavati i diagrammi di consolidazione dei provini, diagramma di picco e il diagramma di resistenza a taglio, ricavando un angolo di resistenza a taglio di picco di 32.2° e una coesione di 11.7 kPa. [1]

4.2.1.5 INDAGINI GEOFISICHE: PROVA DOWN-HOLE

Le indagini geofisiche condotte da Integra consistevano in prove Down-Hole per permettere la ricostruzione delle geometrie dei depositi di copertura e del substrato, individuare la presenza di discontinuità e di determinare le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali, ed il calcolo del parametro V_{s30} .

La prova Down-Hole è stata eseguita sfruttando la perforazione eseguita per le indagini geognostiche condotte da Songeo Srl, secondo lo schema riportato in figura. [1]



Figura 4-14: Schema di prospezione down-hole [1]

I risultati ottenuti sono:



Figura 4-15: Tempo e velocità di propagazione delle Onde P ed SH con la profondità [1]

			*** MOE	ULI ELAST	ICI DINAMICI***			
Int.	γ	Vp	Vs	Vp/Vs	Eo	G	σ	к
0.0 - 4.5	1800	615	330	1.86	5.088E+08	1.960E+08	0.2978	4.19E+08
4.5 - 9.5	1900	1590	370	4.30	7.654E+08	2.601E+08	0.4714	4.46E+09
9.5 - 16.5	2000	2250	620	3.63	2.243E+09	7.688E+08	0.4589	9.10E+09
16.5 - 20.5	2000	1625	300	5.42	5.336E+08	1.800E+08	0.4824	5.04E+09
20.5 - 30.0	2000	2150	660	3.26	2.523E+09	8.712E+08	0.4480	8.08E+09

Tabella 4-3: Moduli elastici dinamici [1]

4.2.2 RAPPORTO FINALE

All'interno del rapporto finale, redatto nel settembre 2010, vengono effettuate le verifiche di sicurezza su archi, piedritti e fondazioni del Ponte Metauro ed infine viene effettuata un'analisi attraverso gli indicatori di rischio per archi, piedritti e fondazioni.

In questo documento, viene analizzata in modo accurata la storia tecnico-amministrativa dell'opera e sono riportate considerazioni sulle condizioni del ponte al momento della redazione del documento, che possono essere considerate valide ancora tutt'oggi. Infatti, anche nel maggio 2010, durante il sopralluogo si è visto che le murature potevano ritenersi in uno stato di conservazione discreto mentre gli elementi metallici inseriti nelle fasi di consolidamento degli anni '60 erano già completamente ossidati ed inoltre in alcune zone erano evidenti fenomeni di infiltrazione di acqua all'interno delle cortine delle arcate.

Sulla base dell'estesa campagna di indagine è stato definito un Livello di Conoscenza dell'opera LC3, per cui è stato utilizzato per le verifiche un Fattore di Confidenza pari ad 1. [1]

4.2.2.1 METODO DI ANALISI E MODELLO NUMERICO

Il ponte Metauro è costituito da una serie di archi in muratura, pertanto, il comportamento sismico del viadotto è stato scomposto nelle due direzioni principali: in direzione longitudinale la struttura è stata analizzata nella sua completezza e iperstaticità, mentre in direzione trasversale l'analisi è stata ricondotta ad una semplice verifica dei piedritti.

I metodi di analisi/verifica adottati, in funzione della direzione considerata, sono stati impostati come:

- Longitudinale:
 - preventiva verifica locale dei singoli archi mediante analisi limite dei cinematismi di collasso.
 - Modello FEM dell'intera struttura e analisi dinamica modale con spettro di risposta non ridotto (q = 1) per la valutazione delle sollecitazioni agenti sui piedritti.

Il modello FEM della struttura completa è stato adottato solo perché l'arco è in grado di trasmettere le forze sismiche ai piedritti e ciò è ritenuto garantito quando il moltiplicatore di collasso derivante dall'analisi cinematica, supera l'accelerazione prevista per il determinato stato limite.

• Trasversale: l'analisi è limitata ai piedritti il cui comportamento è ricondotto a quello di una mensola con massa concentrata in sommità.

Le analisi sono state effettuate utilizzando il programma agli elementi finiti SAP2000, attraverso un modello bidimensionale rappresentate una porzione di viadotto compresa tra due spalle-pile di lunghezza 85 m (5 campate) e sottoponendo la struttura al sisma allo SLC e allo SLD. La modellazione di una porzione del viadotto è stata ritenuta ragionevole in quando lo stesso schema viene ripetuto per le altre parti del viadotto.



Figura 4-16: Progetto preliminare - Modello FEM

Tutti gli elementi del viadotto sono stati modellati tramite elementi shell con solo comportamento nel piano (membrana) le cui caratteristiche inerziali sono state valutate sulla base della reale geometria degli elementi ed i carichi permanenti sono stati assegnati come forze concentrate ai nodi degli elementi shell.

Per tenere in conto della minima resistenza a trazione della muratura, il modello è stato iterativamente modificato, assegnando agli elementi che presentavano eccessive tensioni di trazione un modulo elastico nullo.

Il vincolo alla base delle pile, non essendo certe le caratteristiche e le dimensioni delle fondazioni, è stato ritenuto opportuno tenere in considerazione una certa flessibilità delle stesse, pertanto, si è ovviato a tale problema incrementando l'altezza delle pile. [1]

4.2.2.2 RISULTATI DELL'ANALISI

I risultati dell'analisi sono stati suddivisi per le due direzioni, ricavando le sollecitazioni per la direzione longitudinale attraverso il modello FEM illustrando i modi di vibrare più significativi della struttura, mentre per la direzione trasversale è stata condotta un'analisi elastica lineare.

• Analisi in direzione longitudinale

Attraverso il modello FEM sono stati analizzati i primi 100 modi di vibrare della porzione del viadotto modellata, considerando infine i 5 modi più significativi in funzione dei coefficienti di partecipazione modale.



Figura 4-17: Rappresentazione dei modi di vibrare più significativi

I risultati numerici riferiti alle seguenti grandezze sono stati riportati in forma tabellare.

 N_G sforzo normale dovuto ai carichi permanenti

 N_{sZ} , V_{sZ} sforzo normale e taglio per effetto dell'azione sismica in direzione Z

 V_{sX} taglio dovuto all'azione sismica diretta secondo l'asse X (direzione longitudinale ponte)

 N_D, V_D domanda in termini di sforzo normale e taglio ricavata secondo la combinazione delle azioni

			SLC			SLD							
Pila	N _G (kN)	N _{sz} (kN)	V _{sX} (kN)	V _{sz} (kN)	V _D (kN)	N _D (kN)	Pila	N _G (kN)	N _{sz} (kN)	V _{sX} (kN)	V _{sz} (kN)	V _D (kN)	N _D (kN)
P5	17665	6265	10321	3819	11005	11400	P5	17665	1018	2655	620	2727	16647
P6	12715	4288	6492	994	6567	8427	P6	12715	697	1664	161	1672	12019
P7	12560	4812	6741	1031	6819	7748	P7	12560	782	1728	167	1736	11778
P8	12561	4797	6706	1028	6785	7764	P8	12561	779	1719	167	1727	11782
P9	12706	4315	6318	999	6397	8390	P9	12706	701	1620	162	1628	12005
P10	17683	6374	9790	3974	10565	11308	P10	17683	1036	2522	645	2604	16647

Tabella 4-4: Sollecitazioni alla base dei piedritti per lo SLC e lo SLD – Direzione longitudinale [1]

• <u>Analisi in direzione trasversale</u>

Attraverso un'analisi elastica lineare, mediante lo spettro di risposta elastico, è stata determinata la domanda in termini di sollecitazione alla base delle pile a partire dalla rigidezza elastica delle stesse.

Rigidezza elastica della pila è stata calcolata come:

$$k = 1 / \left(\frac{h^3}{3EJ} + \frac{1.2h}{GA}\right)$$

Massa efficace della pila:

ila: $m = 0.3 m_{pila} + m_{arco} + m_{rinfianco} + m_{bit}$

Periodo della pila: $T = 2\pi \sqrt{m/k}$

				SI	_C	SL	.D
Pila	K(kN/m)	m(ton)	T(sec)	Sa(g)	V _D (kN)	Sa(g)	V _D (kN)
P5	2.61E+06	1285	0.14	0.64	8056	0.18	2217
P6	1.58E+06	1033	0.16	0.68	6864	0.18	1798
P7	1.58E+06	1033	0.16	0.68	6864	0.18	1798
P8	1.58E+06	1033	0.16	0.68	6864	0.18	1798
P9	1.58E+06	1033	0.16	0.68	6864	0.18	1798
P10	2.61E+06	1285	0.14	0.64	8056	0.18	2217

Tabella 4-5:Sollecitazioni alla base dei piedritti per lo SLC e lo SLD – Direzione longitudinale [1]

4.2.2.3 VERIFICHE DI SICUREZZA

• <u>Arco</u>

La verifica di stabilità dell'arco sotto l'azione sismica è stata effettuata mediante l'analisi limite del cinematismo dell'arco, calcolando il moltiplicatore dei carichi che attiva il collasso.

I punti operativi del metodo utilizzato, con riferimento alla figura, sono i seguenti:



Figura 4-18: Schema e indicazioni per applicazione del metodo cinematico [1]

- 1. Labilizzare l'arco, individuando 4 generiche cerniere A, B, C, D, cioè 3 conci
- 2. Determinare gli spostamenti delle cerniere B e C e dei baricentri dei tre conci in funzione dell'unico parametro che definisce il cinematismo, come la rotazione imposta alla cerniera A. Le relazioni che legano gli spostamenti dei nodi B e C alla infinitesima rotazione imposta $\delta \alpha$ vengono ricavate risolvendo il sistema di equazioni:

$$\delta u_B = -l_{AB} \sin \alpha \, \cdot \delta \alpha \tag{4.1}$$

$$\delta v_B = l_{AB} \cos \alpha \, \cdot \delta \alpha \tag{4.2}$$

$$\delta u_C = \delta u_B - l_{BC} \sin\beta \,\,\delta\beta \tag{4.3}$$

$$\delta v_C = \delta v_B + l_{BC} \cos\beta \,\,\delta\beta \tag{4.4}$$

$$\delta u_C \cos \gamma + \delta v_C \sin \gamma = 0 \qquad [4.5]$$

in cui:

l'equazione [4.1] e 43.2] indicano lo spostamento del punto B ottenuto come rotazione rigida dell'asta AB;

l'equazione [4.3] e [4.4] indicano che lo spostamento del punto C è ottenuto come rotazione rigida dell'asta BC;

l'equazione [4.5] indica che l'asta DC non si può accorciare/allungare.

Noti gli spostamenti $\delta u_B, \delta v_B, \delta u_C, \delta v_C$, gli spostamenti dei baricentri delle aste saranno uguali a:

$$\delta u_{G,AB} = \delta u_B / 2 \tag{4.6}$$

$$\delta v_{G,AB} = \delta v_B / 2 \tag{4.7}$$

$$\delta u_{G,BC} = (\delta u_B + \delta u_C)/2$$
[4.8]

$$\delta v_{G,BC} = (\delta v_B + \delta v_C)/2$$
[4.9]

$$\delta u_{G,CD} = \delta u_C / 2 \tag{4.10}$$

$$\delta v_{G,CD} = \delta v_C / 2 \tag{4.11}$$

3. Concentrare le forze agenti nei baricentri dei conci ed applicare il PLV:

$$\sum P_{\nu,i} \cdot \delta \nu_i - a_{g\nu} \sum P_{\nu,i} \cdot \delta \nu_i - c \sum P_{\nu,i} \cdot \delta u_i = 0$$
[4.12]

pertanto:

$$c = (1 - a_{gv}) \sum P_{v,i} \cdot \delta v_i / \sum P_{v,i} \cdot \delta u_i$$
[4.13]

dove:

- *c* moltiplicatore di collasso;
- $P_{v,i}$ forze verticali applicate al baricentro del concio di arco;
- $c P_{v,i}$ forze orizzontali applicate al baricentro del concio di arco;
- δv_i spostamenti virtuali verticali del baricentro del concio di arco;
- δu_i spostamenti virtuali orizzontali del baricentro del concio di arco;
- a_{qv} accelerazione sismica verticale ricavata dallo spettro di risposta verticale.

Secondo il metodo utilizzato nella redazione delle verifiche di sicurezza del progetto preliminare, il moltiplicatore dei carichi deriva solamente dal cinematismo individuato, in quanto in base ad esso variano le grandezze in gioco. Tale procedimento è iterativo, poiché dipende dalla geometria dell'arco e dalla posizione delle cerniere.

Dai cinematismi analizzati il minimo valore del moltiplicatore dei carichi è pari a c = 1.23, che è dunque pari alla capacità dell'arco.



Figura 4-19: Posizione delle cerniere per il minimo moltiplicatore dei carichi [1]

La domanda è invece rappresentata come il rapporto S_a/g , dove il valore dell'accelerazione orizzontale è ricavata dallo spettro relativo allo SLC per il periodo di ritorno T1, periodo di ritorno del primo modo di vibrare della struttura attraverso il modello FEM.

$$T_1 = 0.15 \quad \rightarrow \qquad S_a = 0.70 \ g \quad \rightarrow \qquad D = 0.70$$

Per cui il rapporto domanda/capacità risulta pari a:

$$D/C = 0.70/1.23 = 0.57$$

La verifica risulta dunque soddisfatta.

• <u>Pile</u>

La verifica dei piedritti è stata condotta in termini di resistenza a taglio distintamente nelle due direzioni principali, per poi successivamente combinare i rapporti di domanda/capacità, come:

$$\rho = \sqrt{\rho_{long}^2 + \rho_{tras}^2}$$
[4.14]

La capacità a taglio per lo SLC nella direzione longitudinale è stata assunta pari a

$$V_C = M_u / h \tag{4.15}$$

La capacità a taglio per lo SLC nella direzione trasversale è stata valutata come:

$$V_C = \min(V_f, V_t)$$

$$[4.16]$$

dove:

 V_f è il taglio sulla sezione di base per il meccanismo di pressoflessione, valutato come: V_t è il taglio sulla sezione di base per il meccanismo di rottura per fessurazione diagonale, valutato come: La capacità per lo stato limite di danno (SLD) del piedritto, per entrambe le direzioni, è stata valutata in termini di tensioni tangenziali come:

$$\tau_C = \tau_0 / (FC \cdot \gamma_m) \tag{4.17}$$

Le domande sono state ricavate in funzione delle Tabelle 4-4 e 4-5 in termini di taglio per lo SLC e di tensione tangenziale di taglio, ottenuta dal valore di taglio allo SLD come:

81.0	L	ongitudinal	le		Combinato		
310	D [kN]	C [kN]	ρΙ	D [kN]	C [KN]	ρt	ρ
Pila P5	11005	5578	1.97	8073	6622	1.22	2.32
Pila P6	6567	1928	3.41	6879	2591	2.65	4.32
Pila P7	6819	1803	3.78	6879	2501	2.75	4.68
Pila P8	6785	1806	3.76	6879	2503	2.75	4.65
Pila P9	6397	1922	3.33	6879	2586	2.66	4.26
Pila P10	10565	5540	1.91	8073	6601	1.22	2.27

$$\tau_D = V_D / A \tag{4.18}$$

61 D	L	ongitudinal	e		Trasversale)	Combinato
SLD	D [MPa]	C [MPa]	ρΙ	D [MPa]	C [MPa]	ρt	ρ
Pila P5	0.061	0.045	1.35	0.050	0.045	1.11	1.74
Pila P6	0.074	0.045	1.65	0.081	0.045	1.80	2.44
Pila P7	0.077	0.045	1.71	0.081	0.045	1.80	2.48
Pila P8	0.077	0.045	1.71	0.081	0.045	1.80	2.48
Pila P9	0.072	0.045	1.61	0.081	0.045	1.80	2.41
Pila P10	0.058	0.045	1.29	0.050	0.045	1.11	1.70

Tabella 4-6: Verifiche pile allo SLC [1]

Tabella 4-7: Verifiche pile allo SLD [1]

Come è facile notare dalle tabelle, nessuna delle pile risulta superare le verifiche di sicurezza, sia per lo SLC che per lo SLD, per la singola direzione, longitudinale o trasversale, che per la combinazione di quest'ultime.

• Fondazioni

Le fondazioni di tipo diretto sono state verificate secondo il DM 14/01/2008 per lo SLC utilizzando l'Approccio 1 combinazione 2 (par. 6.4.2.1 e par. 7.11.5.3.1 – NTC08 e par. C7.11.5.3.1 – Circ. Min. n.617 02/02/2009).

Facendo riferimento ai parametri geotecnici assunti cautelativamente poco inferiori rispetto a quelli desunti dalla campagna di indagini, è stata determinata la capacità portante attraverso l'espressione di Brinch-Hansen (1970) in termini di tensioni efficaci. È stata effettuata anche la verifica a scorrimento lungo il piano di posa secondo lo SLU GEO per l'Approccio 1 combinazione 2 (M2+R2), valutando la resistenza utilizzando le azioni derivanti dall'analisi della struttura in elevazioni trascurando la resistenza delle superfici laterali e la resistenza passiva sul fronte.

Le sollecitazioni agenti sulle fondazioni, ottenute dalle analisi precedenti sulla struttura, risultavano eccessive anche rispetto alla resistenza delle pile stesse, le quali mostravano una crisi anticipata rispetto alle fondazioni.

La verifica delle fondazioni soggetta alle azioni derivanti dall'analisi non era applicabile in quanto i valori elevati di momento rispetto ad un basso valore di sforzo normale comportava una eccentricità della forza risultante tale che la fondazione fittizia, determinata utilizzando il metodo di Meyerhof, portava ad una dimensione negativa e quindi rendeva inapplicabile il metodo per la determinazione del carico limite.

Per tale motivo, le verifiche sono state condotte in termini di "capacità" delle pile, assumendo come valori delle sollecitazioni i massimi che le pile potessero sopportare e quindi trasmettere alle fondazioni, poiché un ulteriore aumento provocava solamente la rottura delle pile e non un incremento delle sollecitazioni trasmesse.

APPOGGIO	DIMEN	SIONI	CARIC	CARICHI AGENTI IN FONDAZIONE				DOMANDA	CAPACITA'	VERIFICA
	в	L	Ν	Mı	Mt	V	Vt	q _{ag}	q _{lim}	ρ u,C
	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[-]
Pila 5	6.32	12.82	33653	50202	59598	5578	6622	1087	442	2.46
Pila 6	3.82	12.82	22880	17352	23319	1928	2591	921	534	1.72
Pila 7	3.82	12.82	23249	16227	22509	1803	2501	881	544	1.62
Pila 8	3.82	12.82	23235	16254	22527	1806	2503	882	544	1.62
Pila 9	3.82	12.82	22898	17298	23274	1922	2586	919	465	1.98
Pila 10	6.32	12.82	33780	49860	59409	5540	6601	1078	387	2.79

Le verifiche hanno portato ai seguenti risultati:

Tabella 4-8: Verifiche delle fondazioni a capacità portante [1]

APPOGGIO	DIMEN	SIONI	CARIC	HI AGEN	NTI IN F	ONDAZ		DOMANDA	CAPACITA'	VERIFICA
	в	L	Ν	M	Mt	VI	Vt	V _{s,ag}	R _{s,lim}	ρ u,s
	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
Pila 5	6.32	12.82	21123	50202	59598	5578	6622	8658	8951	0.97
Pila 6	3.82	12.82	14304	17352	23319	1928	2591	3230	6103	0.53
Pila 7	3.82	12.82	13625	16227	22509	1803	2501	3083	5820	0.53
Pila 8	3.82	12.82	13641	16254	22527	1806	2503	3087	5827	0.53
Pila 9	3.82	12.82	14268	17298	23274	1922	2586	3222	6088	0.53
Pila 10	6.32	12.82	21032	49860	59409	5540	6601	8618	8913	0.97

Tabella 4-9: Verifiche delle fondazioni a scorrimento [1]

 $\rho_{u,C}$ riferito alla capacità portante alla base del terreno di fondazione

 $\rho_{u,S}$ riferito alla resistenza allo scorrimento della fondazione

 q_{ag} il carico limite per carichi agenti eccentrici è stato valutato con il metodo Meyerhof che considera una dimensione della fondazione fittizia pari a $B^* = B - 2e_B$ e $L^* = L - 2e_L$, dove *e* rappresenta l'eccentricità *M*/*N*.

Con riferimento ai risultati delle verifiche, si nota come la verifica a capacità portante delle fondazioni non sono mai soddisfatte.

4.2.2.4 INDICATORI DI RISCHIO

L'ultimo paragrafo del rapporto finale del progetto preliminare riporta gli indicatori di rischio nei riguardi del collasso α_u e nei confronti dell'inagibilità dell'opera α_e , dove più sono bassi tali parametri maggiore è il rischio.

Gli indicatori di rischio sono calcolati come:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{SLC}}{S_S S_T PGA_{5\%}}$$
[4.19]

$$\alpha_e = \frac{PGA_{SLD}}{S_S S_T PGA_{63\%}}$$
[4.20]

dove:

 $PGA_{5\%}$ accelerazione al suolo attesa con probabilità di superamento 5% nel periodo di

riferimento
$$V_R$$
;

 $PGA_{63\%}$ accelerazione al suolo attesa con probabilità di superamento 63% nel periodo di

riferimento V_R ;

$$S_S$$
 coefficiente di amplificazione stratigrafica;

 S_T coefficiente di amplificazione topografica;

PGA_{SLC} accelerazione stimata al raggiungimento dello stato limite di prevenzione del collasso



Per gli archi è stato indicato un coefficiente di sicurezza $\alpha > 1.0$ in riferimento alle verifiche effettuate.

Per i piedritti si sono valutati i coefficienti di sicurezza in riferimento ai meccanismi fragili $(\alpha)_f$.

Per le fondazioni, allo SLC il meccanismo di rottura considerato è stato quello alla capacità portante alla base del terreno di fondazione $\alpha_{u,C}$ e quello del superamento della resistenza allo scorrimento della fondazione lungo il piano di posa $\alpha_{u,S}$.

	SLC	SLD
	α _f	α _f
Pila P5	0.43	0.57
Pila P6	0.23	0.41
Pila P7	0.21	0.40
Pila P8	0.21	0.40
Pila P9	0.23	0.41
Pila P10	0.44	0.59

	SLC		
	α _{u,f}	α _{u,S}	
	[-]	[-]	
Pila 5	0.41	1.03	
Pila 6	0.58	1.89	
Pila 7	0.62	1.89	
Pila 8	0.62	1.89	
Pila 9	0.51	1.89	
Pila 10	0.36	1.03	

Tabella 4-10: Coefficienti di sicurezza sismica – Piedritti e fondazioni [1]

4.3 VERIFICA DI TRANSITABILITÀ

Nel luglio 2020, è stata redatta una verifica di transitabilità del Ponte Metauro per stabilire il massimo carico da traffico transitabile. Tale documento è stato redatto in concomitanza con una verifica del Ponte al passaggio di un trasporto eccezionale di massa totale 174 ton per una lunghezza complessiva fuori tutto del convoglio di 39.0m.

Mentre il progetto preliminare è stato redatto con l'obiettivo di analizzare il comportamento sismico dell'opera, la verifica di transitabilità ha analizzato la struttura dal punto di vista statico andando a studiarne il comportamento sotto l'azione dei carichi da traffico secondo gli schemi di carico per ponti stradali forniti dalle NTC2018 e gli schemi da traffico forniti dalle Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (MIT), allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 88/2019, espresso in modalità "agile" a distanza dall'Assemblea Generale in data 17.04.2020.

4.3.1 STATO DELL'OPERA

Durante il sopralluogo effettuato nel Giugno 2020 è stata realizzata un'ampia documentazione fotografica, dei fori sulle murature delle pile e dei carotaggi sulla sede stradale per poter ricavare la reale geometria della struttura e in particolare ottenere valori più precisi sugli spessori dei diversi elementi costituenti l'opera.

Durante questo sopralluogo, come si vede dalla documentazione fotografica lo stato dell'opera non ha subito significativi cambiamenti rispetto al periodo in cui è stato redatto il progetto preliminare.



Figura 4-20: Documentazione fotografica Giugno 2020 [2] [9]

Dai carotaggi effettuati in corrispondenza degli archi si sono riscontrati strati di pavimentazione di spessore variabile ed uno strato di 25 cm di marmo.

L'arco in muratura presentava uno spessore di 90 cm ma è stato constatato un mancato riempimento di malta nei giunti per una lunghezza media di 10 cm nella parte intradossale dell'arco, tale per cui nel calcolo è stato considerato uno spessore di 80 cm.

Per quanto riguarda i materiali i valori di resistenza della muratura utilizzati sono stati:

• per le pile: **1.86MPa** calcolato come: 5.6MPa / 3 /1

5.6 MPa valore minimo di resistenza ricavato dalle prove del progetto preliminare

3	fattore di sicurezza
1	fattore di confidenza

• Per le pile a sacco (pila-spalla): 0.93MPa calcolato come 1.86MPa / 2

A seguito delle ispezioni visive è stato evidenziato un ammaloramento delle arcate dovuto a percolazione, per 80 cm per lato, e pertanto nel calcolo è stata considerata una larghezza di 9.2m. [9]

4.3.2 METODO DI VERIFICA

Le verifiche sono state eseguite valutando il coefficiente di adeguatezza delle strutture al passare del convoglio. Il coefficiente di adeguatezza è stato ottenuto da un'analisi limite e corrisponde al coefficiente di amplificazione del carico per asse che può provocare un cinematismo.

Il coefficiente di sicurezza viene valutato come l'inverso del coefficiente di adeguatezza.

L'analisi e la verifica è stata condotta attraverso uno specifico software che sfrutta la tecnica del rigid block analysis per l'identificazione di una larga gamma di modalità di risposta, come: la formazione di cerniere e/o rottura della muratura, scorrimento radiale tra i conci, scorrimento tra le arcate, collasso della singola o multi-campate per ponti multi-campata con pile intermedie tozze o snelle e gli spostamenti in corrispondenza degli appoggi.

• Verifica con NTC2018

Lo schema di carico adottato era formato da un carico concentrato da 30ton e un carico distribuito da 9 kN/m², come riportato in 5.1.3.3.5 per la corsia 1. [2]

Results	
Adequacy factor	
0,511 at load case #250 (this	is the critical load case)
Modalità di Rispos	sta per il Caso di Carico corrente
	~~~~~
	Fattore di adeguatezza
Fattore di adeguatezza: 0.511 < 1	Verifica di sicurezza 1 / 0.511 = 1.957 > 1 ( NON VERIFICATO)

Figura 4-21: Estratto della verifica di transitabilità - Verifica di adeguatezza NTC2018 [2]

• Verifica secondo Codice della Strada

Per la verifica con gli schemi da traffico secondo il Codice della Strada sono state effettuate due diverse analisi per due differenti condizioni di carico [10]:

- carico di 44 ton corrispondente ad un autoarticolato a 5 assi con i carichi applicati su una lunghezza di 11 m e un carico distribuito pari a 9 kN/m², come riportato nella rispettiva figura
- carico di 26 ton corrispondente ad un autocarro a 3 assi con i carichi applicati su una lunghezza di 9 m e un carico distribuito pari a 7.5 kN/m², come riportato nella rispettiva figura.

Inoltre, per tutti i casi di Codice della Strada si applica il relativo coefficiente di incremento dinamico:



 $\phi = 1.4 - \frac{L - 10}{150} = 1.4 - \frac{14.13 - 10}{150} = 1.372$  [4.21]

Figura 4-22: Estratto della verifica di transitabilità - Verifica di adeguatezza CdS 44 ton e 26 ton [2]

Sulla scorta delle verifiche effettuate, è stato prescritto una verifica trimestrale del manufatto e la limitazione di portata a 260kN.

## 4.3.3 VERIFICA PASSAGGIO CARICO ECCEZIONALE

Nella relazione di calcolo per la verifica del passaggio del carico eccezionale da 174 ton e 39m di lunghezza è stato dato parere positivo al passaggio del mezzo con la prescrizione che oltre al mezzo in questione non ci fossero altri veicoli presenti, con andatura costante ed inferiore a 5 km/h ed in asse alla carreggiata, accompagnato da una scorta tecnica ed una ispezione visiva preventiva al passaggio del convoglio.

Tale parere veniva garantito valido per i 3 mesi successivi al sopralluogo del Giugno 2020 e in assenza di calamità e/o manutenzioni straordinarie che avrebbero comportato un ulteriore degrado dell'opera e comunque con benestare tecnico da parte dell'Ente proprietario della Strada.

Lo schema di carico del transito eccezionale faceva riferimento alle vere dimensioni del veicolo della ditta Nautic S.r.l., costituito da una motrice a 4 assi da 8 ton ciascuno e dal rimorchio a 11 assi da 12 ton cadauno.

La verifica risultava soddisfatta con un coefficiente di sicurezza molto prossimo all'unità: 0.98. [9]

## 4.4 **PROGETTO ESECUTIVO**

In questo capitolo, viene discusso sommariamente il progetto esecutivo nell'ambito dei *"Lavori di risanamento degli elementi strutturali del Ponte sul Fiume Metauro tra il km* 253+844 e il km 254+098 della S.S. 16 *"Adriatica"*, redatto nel corso di questo lavoro di tesi in collaborazione con l'Ing. Fumarola. [11]

Lo scopo del progetto esecutivo è quello di restaurare le murature costituenti l'opera e al contempo ripristinare le condizioni di carico della struttura, limitate a 26 ton successivamente alla verifica di transitabilità del luglio 2020.

L'analisi storico-critica dell'opera esistente, effettuata già in fase preliminare, approfondita dalle considerazioni a seguito della verifica di transitabilità hanno messo in evidenza la carenza delle strutture esistenti a resistere alle azioni sismiche previste nella zona, come ampiamente discusso nel progetto preliminare, e alle azioni da traffico come dimostrato nella verifica di transitabilità.

A seguito di queste valutazioni e considerando l'importanza dell'arteria stradale si è reso necessario trovare una soluzione progettuale tale da garantire la sicurezza strutturale dell'opera nei confronti dei carichi da traffico e delle azioni sismiche previste dalla normativa vigente (D.M 17-01-2018) in materia di ponti stradali. Inoltre, essendo l'opera in questione un bene tutelato, una soluzione progettuale che riguardasse un intervento sulle murature esistenti, senza alterarne in maniera significativa l'aspetto estetico, sarebbe stata impossibile e non si avrebbero avute delle reali certezze legate alla durabilità/vita nominale che tale intervento avrebbe avuto sul ponte.

Tutte queste condizioni hanno portato ad optare per la realizzazione di una struttura indipendente nascosta dalle murature esistenti che verranno trattate nell'ambito di un restauro conservativo. Quindi, la soluzione così pensata garantisce l'esercizio del ponte con i carichi da traffico previsti dalla normativa vigente e fa sì che si abbia una adeguata risposta alle azioni sismiche.

Dunque, dopo la realizzazione del nuovo impalcato che sopporterà tutte le azioni da traffico, la struttura esistente dovrà resistere alle azioni dovute solo alla propria massa, infatti la nuova struttura composta da un implacato a sezione mista con 9 travi HEB600, trasversi con profili IPE360 e una soletta da 22cm in c.a. risulta completamente svincolata e non grava in nessun modo sulle murature degli archi esistenti.

Il nuovo implacato poggia su spalle e pile in c.a. fondate su micropali realizzati all'interno dei piedritti a sacco esistenti, i quali vengono attraversi interamente, fino a giungere ad una profondità di 11.40m dal piano di posa delle pile e delle spalle.

I vincoli più stringenti nella progettazione della struttura erano dovuti all'altezza disponibile sulla chiave dell'arco, tale che la nuova struttura rimanesse nascosta, e dalla forza sismica elevata. Per risolvere queste problematiche si è deciso di utilizzare un numero elevato di travi con interassi di: 1m tra le travi centrali e 0.85m tra la trave di bordo e quella adiacente. In questo modo è stato possibile adottare una sezione compatibile con lo spazio disponibile considerando sia l'altezza della sezione che la sua deformata sotto i carichi agenti.

Dal punto di vista sismico, dovendo limitare al massimo gli spostamenti dell'impalcato all'interno della muratura in fase sismica, non è stato possibile utilizzare isolatori sismici, pertanto si è optato per dispositivi in acciaio – PTFE a disco elastomerico incapsulato. Si è deciso di suddividere il nuovo impalcato in 7 parti disponendo dei giunti elastomerici armati in modo da assoggettare le sottostrutture ad una forza sismica più bassa possibile.

Al tempo stesso, si è dato molto peso alla questione di durabilità, di ispezione e manutenzione futura dell'impalcato e delle sottostrutture da realizzare, in quanto essendo all'interno della struttura in muratura non sarà visibile dall'esterno. Per questo motivo si è voluto ridurre il numero di giunti di dilatazione e quindi realizzare una struttura continua su più campate tenendo conto di realizzare porzioni non troppo lunghe per evitare di incrementare eccessivamente le forze d'inerzia.

Pertanto, il compromesso fatto è stato di realizzare 7 porzioni tali che le forze sismiche dovute alle masse non siano eccessive e ridurre il più possibile il numero di giunti di dilatazione, i quali sono i punti più critici in quanto un cattivo stato di questi elementi porta ad infiltrazioni di acqua e di agenti che potrebbero compromettere la durabilità di tutti gli elementi sotto la pavimentazione e di cui non sarebbe immediato costare il deterioramento. Per far fronte ai problemi di durabilità delle strutture metalliche si è scelto di prescrivere un acciaio "Corten", in modo da evitare successive verniciature future che sarebbero impossibili da effettuare.

Infine, per rendere comunque ispezionabile in modo rapido le sottostrutture si è deciso di realizzare dei chiusini carrabili sulla soletta in corrispondenza di ogni lato delle pile e delle spalle. In questo modo, senza recare un elevato disagio alla circolazione viabile sarà

possibile scendere sotto l'impalcato ad ispezionare lo stato delle travi, delle sottostrutture e degli appoggi.

Gli appoggi utilizzati in progetto sono di tipo in acciaio – PTFE a disco elastomerico incapsulato, disposti alternando apparecchio di tipo fisso, unidirezionale in senso longitudinale, unidirezionale in senso trasversale e multidirezionale, attraverso un layout tale che sia permessa la dilatazione termica, che la forza sismica, nel senso longitudinale, venga concentrata sulle pile e sulla spalla denominate fisse e che la forza sismica trasversale sia suddivisa su tutte le pile su cui poggia la porzione di impalcato considerato.

Il progetto delle sottostrutture, spalle e pile, consiste nella realizzazione di travi tozze dimensionate in modo da permettere una agevole disposizione dei baggioli e da avere lo spazio sufficiente per un futuro sollevamento per il cambio degli appoggi. Sono fondate su micropali, realizzati all'interno delle pile e delle pile-spalle in muratura esistenti, in numero differente a seconda delle forze trasmesse dall'impalcato. Infatti, le spalle e le pile del nuovo impalcato sono state suddivise in tipologie, in funzione degli appoggi disposti.

- Spalla Fissa: spalla lato Ancona su cui l'impalcato poggia attraverso appoggi di tipo fisso e unidirezionali orientati in senso trasversale. Fondata su 36 micropali di lunghezza 11.40m Ø240mm, armati con tubo in acciaio S355 di lunghezza 12.0m, Ø168.3mm e spessore 12.5mm.
- Spalla Mobile: spalla lato Fano su cui l'impalcato poggia attraverso appoggi di tipo multidirezionale e unidirezionale orientati in senso longitudinale. Fondata su 27 micropali di lunghezza 11.40m Ø240mm, armati con tubo in acciaio S355 di lunghezza 12.0m, Ø168.3mm e spessore 10.0mm.
- *Pila Fissa*: le pile denominate fisse sono quelle su cui si ha la presenza di una doppia fila di appoggi, da un lato sono disposti una fila di appoggi multidirezionali e unidirezionali orientati in direzione longitudinale, mentre sull'altro si hanno gli appoggi di tipo fisso e unidirezionali orientati in senso trasversale. La pila fissa è un appoggio di estremità per l'impalcato: l'ultimo per la trave continua precedente (appoggi mobili) e il primo per la trave continua successiva (appoggi fissi), infatti, in corrispondenza della pila fissa si trovano i giunti di dilatazione del viadotto. Fondata su 26 micropali di lunghezza 11.40m Ø240mm, armati con tubo in acciaio S355 di lunghezza 12.0m, Ø168.3mm e spessore 12.5mm.
- *Pila Mobile*: le pile denominate mobile sono le pile di appoggio intermedio dell'impalcato, in cui si ha la presenza di una fila di appoggi di tipo multidirezionale

e unidirezionale orientati in direzione longitudinale. Fondata su 18 micropali di lunghezza 11.40m Ø240*mm*, armati con tubo in acciaio S355 di lunghezza 12.0m, Ø168.3*mm* e spessore 10.0mm.



Figura 4-23 - Sezione trasversale in corrispondenza della chiave dell'arco [11]



Figura 4-24: Sezione longitudinale su pila mobile [11]

## 4.4.1 ANALISI STRUTTURALE NUOVO IMPALCATO

L'analisi strutturale è stata condotta attraverso il software agli Elementi Finiti Midas Civil prodotto da CSPFea.

L'analisi è stata condotta costruendo due differenti modelli delle due porzioni di impalcato più sollecitate, in particolare si è studiata la prima porzione, identificata negli elaborati grafici come "Trave continua A", che poggia sulla Spalla A (lato Ancona), pila 1, pila 2 e pila 3, e la porzione identificata negli elaborati grafici come "Trave continua E", che poggia sulla pila 9, pila 10, pila 11.

I modelli costruiti sono del tipo a graticcio formati da elementi del tipo "Beam" che modellano le travi principali HEB600, i trasversi IPE 360 e la soletta.

La modellazione, dunque, si concentra sull'analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi verticali, permanenti e mobili, e alle sollecitazioni date dagli effetti reologici del calcestruzzo. Infatti, poiché il software permette di sviluppare l'analisi seguendo step di costruzione vengono tenuti in conto gli effetti non-lineare delle successive fasi di lavoro e degli effetti reologici del calcestruzzo.

In particolare, adottando per la sezione delle travi principali una sezione mista ed assegnando al calcestruzzo quelle che sono le caratteristiche reologiche secondo l'EC2 (EN 1992), si ricavano le sollecitazioni e si effettuano le verifiche nelle seguenti fasi temporali:

- Fase 1: varo delle travi in acciaio soggette al solo peso proprio;
- Fase 2: getto della soletta, il calcestruzzo non ha ancora fatto presa e dunque esso è solo un peso portato sulle travi in acciaio;
- Fase 3: applicazione dei carichi portati, la sezione reagente è la sezione mista acciaio-calcestruzzo
- Fase 4: applicazione dei carichi mobili da traffico e degli effetti reologici del calcestruzzo, le verifiche vengono condotte ad un tempo tale per cui tutti gli effetti reologici si possano considerare scontati.

Il software Midas Civil attraverso la definizione della costruzione per fasi permette di applicare una porzione di impalcato sulla precedente fase precaricata e predeformata, dando origine ad un sistema di deformate e sollecitazioni differenti rispetto a considerare la struttura interamente creata allo stesso istante [12]. Dunque, seguendo fasi costruttive con i diversi tempi di realizzazione e considerando le diverse deformazioni per i carichi che *step by step* vengono applicati, soprattutto per gli impalcati a sezione mista è enormemente

vantaggioso in quanto permette di cogliere la trasformazione della struttura durante le sue fasi di realizzazione e di valutare gli effetti reologici del calcestruzzo dalle prime fasi di vita fino al suo termine. Questo approccio è coadiuvato dalla possibilità di generare automaticamente le curve di viscosità sfruttando il metodo dell'analisi al passo o per sovrapposizione SPP, in quanto è il metodo più generale e pertanto applicabile a storie di carico qualsiasi. L'unica ipotesi del metodo è quella del principio di sovrapposizione delle deformazioni del calcestruzzo, che consiste nella somma delle deformazioni plastiche provocate da un incremento di tensione  $\Delta\sigma$  ad un generico istante  $\tau$ , che è indipendente da qualsiasi altra variazione di  $\sigma$  che avverrà dopo o è avvenuta prima dell'istante  $\tau$ considerato. Si definiscono un certo numero di intervalli  $\Delta\tau_i$ , dove al centro di ognuno di essi viene supposta concentrata la variazione di tensione  $\sigma$ , andando così a discretizzare la storia di carico.

Al termine di ogni intervallo, la deformazione totale è pari a:

$$\varepsilon(t_i, t_0) = \frac{\sigma_0}{E(t_0)} \left[ 1 + \Phi(t_i, t_0) \right] + \sum_{j=1}^{i} \frac{\Delta \sigma(\tau_j)}{E(\tau_j)} \left[ 1 + \Phi(t_i, \tau_j) \right]$$
(4.22)

dove l'incremento di deformazione, sia viscosa che istantanea, viene calcolato per ogni incremento di tensione  $\Delta\sigma(\tau_i)$ , alla fine di ogni intervallo di tempo, con il modulo elastico  $E(\tau_i)$  e la funzione di viscosità valutati all'istante  $\tau_i$ . [13]

La curva del coefficiente di viscosità e maturazione utilizzate sono state autogenerate dal software mentre la curva del coefficiente di ritiro è stata definita secondo le formulazioni dell'Eurocodice 2 (EN1992) e delle NTC18, modificata rispetto alla curva autogenerata dal software in modo da tenere in conto la prescrizione progettuale di utilizzo dell'additivo anti-ritiro. [14]

Inoltre, la possibilità di definire una sezione mista, fornita da Midas Civil, realizzando così un unico elemento beam costituito da trave in acciaio e soletta in CLS, permette di non dover realizzare un modello composto da elementi beam che rappresentino la trave in acciaio e da elementi shell che rappresentino la soletta in CLS, come è necessario fare in altri software agli elementi finiti.

Dunque, la definizione della sezione mista come tipologia predefinita del software ha il vantaggio di non dover manualmente, alla fine dell'analisi, riferire le azioni da ritiro e viscosità dalla soletta alla sezione mista, ma automaticamente ciò viene tenuto in conto e pertanto i valori di sollecitazione ottenuti possono essere direttamente utilizzati nelle verifiche senza ulteriori manipolazioni.

Il modello riguarda solo l'impalcato di nuova realizzazione in quanto le sottostrutture sono state analizzate e verificate a parte per via teorica, attraverso l'ausilio di specifici fogli di calcolo realizzati ad hoc.

L'analisi delle sollecitazioni per le azioni agenti sulle pile, spalle, cordoli, apparecchi d'appoggio e micropali sono svolte con analisi teoriche e analisi pseudostatica lineare per le azioni sismiche.

#### 4.4.1.1 MODELLO NUMERICO

Dei modelli realizzati si riporta la porzione di impalcato costituito da travi di tipo "Trave Continua A", che rispetto a tutte le altre porzioni di impalcato è differente in quanto è costituito da 3 campate continue su 4 appoggi, per una lunghezza totale di 51.10m.



Figura 4-25 - Sezione longitudinale- Denominazione elementi



#### Figura 4-26 - Sezione longitudinale – Quote

I profili HEB sono collegati tra loro attraverso un'unione bullonata del tipo a giunto con coprigiunto a formare la trave continua A. Questa condizione viene rappresentata nel modello in fase 1, dove dalla rappresentazione 3D della struttura si vede la sola presenza delle travi in acciaio.



#### Figura 4-27: Modello Fase 1

Il getto della soletta avviene nella configurazione completa della trave continua, ponendo precedentemente sulle travi delle predalles prefabbricate con funzione di cassero. Il getto inizialmente è portato esclusivamente come carico e tale condizione è rappresentata nel modello in fase 2, dove si nota, rispetto alla fase 1, la comparsa della rappresentazione della soletta in un colore molto chiaro.



#### Figura 4-28: Modello Fase 2

Finita la fase di presa del calcestruzzo, esso risulta collaborante con le travi in acciaio, grazie alla presenza dei pioli, tale che la sezione risulta di tipo mista acciaio-calcestruzzo. Questa condizione viene rappresentata nel modello in fase 3 e 4, in cui si nota come la rappresentazione della soletta risulta di un colore più scuro, questo perché il software indica che la soletta risulta collaborante con le travi e la sezione resistente in fase 3 e 4 è di tipo mista.



Figura 4-29: Modello Fase 3 e 4

Successivamente alla maturazione della soletta viene applicato il carico portato (la pavimentazione stradale) ed infine vengono applicati i carichi mobili. Tutte queste fasi tengono conto di quelli che sono gli effetti reologici del calcestruzzo: l'incremento della resistenza nel tempo, l'effetto di ritiro e l'effetto di viscosità.

## 4.4.1.2 VERIFICHE SEZIONI IMPALCATO

La valutazione della sicurezza è stata condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Capitolo 2 del D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni 2018". I requisiti richiesti di sicurezza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti. [14] [15] [16] [17]

Gli stati limite verificati sono stati:

- stato limite di collasso, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla deformazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali di instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti;
- stato limite di deformazione e/o spostamento, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico.
### Resistenza di progetto elementi in acciaio da carpenteria

La resistenza di progetto delle membrature  $R_d$  si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$
 [NTC 4.2.3] [4.23]

dove:

 $R_k$  è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenze dei materiali  $f_{yk}$  e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

 $\gamma_M$  è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1.10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1.25$

§ Tab. 4.2.VII – Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

### Resistenza di progetto elementi in sezione mista acciaio-cls

La resistenza di progetto dei materiali  $f_d$  è definita mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$
 [NTC 4.3.6] [4.24]

Dove  $f_k$  è la resistenza caratteristica del materiale.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume  $\gamma_M$  pari a:

- $\gamma_C = 1.5$  calcestruzzo
- $\gamma_A = 1.05$  acciaio da carpenteria

 $\gamma_S = 1.15$  acciaio da armatura

 $\gamma_V = 1.25$  connessioni

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume  $\gamma_M = 1$ .

Nelle verifiche in situazioni di progetto eccezionali si assume  $\gamma_M = 1$ .

### Resistenza a flessione [§ 4.3.4.2.1]

Il momento della sezione composta può essere ricavato utilizzando differenti metodi analogamente a quanto indicato per le costruzioni in acciaio.

*Metodo plastico [§ 4.3.4.2.1.2]*: il momento plastico di progetto,  $M_{pl,Rd}$ , si valuta assumendo tutti i materiali completamente plasticizzati, una tensione di compressione nel calcestruzzo pari a 0.85  $f_{cd}$ , e trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo.

### Resistenza a taglio [§ 4.3.4.2.2]

La resistenza a taglio verticale della membratura è affidata interamente alla trave metallica, la cui resistenza è calcolata secondo le formule riportate nel capitolo § 4.2.4.1.2 delle NTC.

### 4.4.2 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI

Le verifiche geotecniche sulle sottostrutture sono state eseguite considerando i micropali, su cui sono fondate spalle e pile, come pali in un terreno omogeneo elastico continuo caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici, dedotti analizzando lo studio geologico realizzato durante la redazione del progetto preliminare, e cautelativamente adottati pari a:

- peso specifico per unità di volume  $\gamma = 20 \ kN/m^3$
- angolo d'attrito  $\varphi' = 32^{\circ}$
- coesione c' = 0 kPa
- Modulo di reazione del terreno  $E' = 30000 \ kN/m^3$

Le verifiche geotecniche dei micropali non tengono in conto che per buona parte del loro sviluppo non si trovano in un mezzo continuo ma bensì in un elemento confinato, infatti, essendo le pile del tipo a sacco, come riscontrato durante le prove endoscopiche del 2020, il confinamento del materiale di riempimento e la muratura esterna hanno sicuramente un effetto migliorativo sulla portata del palo.

Delle verifiche geotecniche e strutturali sui micropali eseguite all'interno della relazione geotecnica redatta per il progetto esecutivo si riporta di seguito solo un estratto, in particolare viene mostrata come è stato affrontato il calcolo della sollecitazione e la verifica di capacità portante di un palo della pila fissa identificata negli elaborati grafici come Pila 9.



Figura 4-30: Sezione longitudinale - Pila 9

Le verifiche geotecniche sui micropali sono state condotte con l'approccio 2 quindi utilizzando la combinazione di carico più gravosa per A1+M1+R3.

Il massimo carico verticale e orizzontale agente sui micropali ai fini della verifica geotecnica con l'approccio 2 si ottiene considerando le combinazioni di carico più gravose ovvero la combinazione fondamentale e sismica.

#### 4.4.2.1 VERIFICA GEOTECNICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Sulla pila fissa, denominata nelle tavole grafiche "Pila 9" gravano le sollecitazioni derivanti dall'impalcato Trave Continua E e dell'impalcato Trave continua D di lunghezza rispettivamente di 35.25 m e 32.85 m.

La condizione più gravosa per la verifica geotecnica della pila fissa risulta quella dovuta alla combinazione di carico sismica di seguito riportata.

La forza orizzontale simica longitudinale allo SLV dovuta all'inerzia dell'impalcato Trave Continua E risulta pari a:

$$H_{sdL,sisma} = g_{imp,E} \times S_{h,SLV} = 4341 \ kN \times 0.42 = 1823 \ kN$$
[4.25]

Di seguito si riporta il calcolo delle azioni sui micropali nelle due combinazioni di carico più gravose.

• Combinazione di carico sismica

Carico massimo verticale permanente su pila fissa

$$N_{sd,sisma} = 0.375 \times 123 \, kN/m \times 17.625m + 0.375 \times 123 \, kN/m \times 16.425m$$
  
= 1571 kN [4.26]

 $N_{Sd,sisma}$  è pari alla somma della reazione permanente campata D + reazione permanente campata E

Carico massimo verticale permanente su singolo micropalo pila fissa

$$N_{Sd,micr} = 1571 \, kN/26 micr + 634 \, kN/26 micr = 85 \, kN$$
[4.27]

dove la forza 634 kN è il peso del blocco di calcestruzzo armato costituente la pila.

La massima azione verticale di compressione sul singolo micropalo dovuta all'azione sismica è:

$$N_{Sd,sisma,micr} = (1823 \ kN \times 1.00m) / (0.70m \times 9) = 289 \ kN$$
[4.28]

Il massimo carico sul singolo micropalo della pila fissa a compressione per effetto dell'azione simica valutata allo Stato Limite Ultimo SLV risulta quindi pari a:

$$N_{Sd,micr} = 289kN + 85 kN = 374 kN$$
[4.29]

La verifica a capacità portante in condizioni sismiche risulta quindi:

$$(Q_L/\gamma_s + Q_b/\gamma_b)/\xi_3 > (N_d + \gamma_G \times P_{palo})$$

$$[4.30]$$

I coefficienti  $\gamma_s e \gamma_b$  sono riportati in §6.4.3.1.1 - Tab. 6.4.II ed il coefficiente  $\xi_3$  è riportato in §6.4.3.1.1 - Tab. 6.4. IV. [14]

La capacità portante del palo viene calcolata con il metodo di Terzaghi, applicando il criterio di rottura di Vesic.

Nella combinazione di carico più gravosa ovvero la combinazione di carico sismica si ha:

$$(491kN/1.15 + 504kN/1.35)/1.7 = 470 kN > (374 + 1.3 \times 19kN)$$
  
= 399kN [4.31]

La verifica risulta soddisfatta. [18] [19]

### 4.4.2.2 VERIFICA STRUTTURALE MICROPALI

Le massime azioni agenti allo SLU sui micropali della pila fissa numero 9, considerate agenti in testa al micropalo, sono:

$$N_{Sd} = 374 \ kN$$

 $H_{Sd} = 1823 kN/26 = 70.11 \ kN$ 

#### PALI DI FONDAZIONE SOGGETTI A CARICHI ORIZZONTALI

I pali vengono considerati come travi elastiche di lunghezza infinita immerse in un mezzo elastico. Risolvendo l'equazione differenziale che governa il problema si ottengono le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione sotto riportate. (Rif. Dott.Ing. G. De Marco - "Ingegneria Ferroviaria")

Lunghezza del palo	L p=	11.4 m
Diametro del palo	d p=	0.168 m
Modulo elastico del materiale costituente il palo	E p=	210000000 kN/m^2
Momento di inerzia della sezione del palo	J p=	0.00001868 m^4
Modulo di reazione orizzontale del terreno	K t=	30000 kN/m^3
Lunghezza elastica del palo	L el p=	1.33 m
Reciproco di L p	alfa p=	0.75 1/m
Altezza del palo fuori terra	h p=	0.00 m
Estremita' superiore del palo incastrata (1) o libera (0)	estr=	1
Forza orizzontale applicata all'estremità superiore	F=	71.11 KN
Coppia applicata all'estremità superiore (se estr=1>0)	Ma=	0 KNm

z	v	<b>v</b> '	Μ	т	q
(m)	(m)	(rad)	(kNm)	(kN)	(kN/m^2)
0.00	0.011	0.000	47.2	-71.1	-318.7
0.29	0.010	-0.003	29.1	-56.1	-306.0
0.57	0.009	-0.004	15.2	-42.1	-275.0
0.86	0.008	-0.005	5.0	-29.9	-234.4
1.14	0.006	-0.005	-2.1	-19.7	-190.5
1.43	0.005	-0.005	-6.5	-11.6	-147.8
1.71	0.004	-0.004	-8.9	-5.5	-109.0
2.00	0.003	-0.004	-9.8	-1.1	-75.7
2.28	0.002	-0.003	-9.6	1.9	-48.3
2.57	0.001	-0.002	-8.8	3.6	-27.0
2.85	0.000	-0.002	-7.6	4.5	-11.0
3.14	0.000	-0.001	-6.3	4.8	0.2
3.42	0.000	-0.001	-5.0	4.6	7.4
3.71	0.000	0.000	-3.7	4.1	11.6
3.99	0.000	0.000	-2.6	3.5	13.5
4.28	0.000	0.000	-1.7	2.8	13.7
4.56	0.000	0.000	-1.0	2.2	12.8
4.85	0.000	0.000	-0.5	1.6	11.3
5.13	0.000	0.000	-0.1	1.1	9.5
5.42	0.000	0.000	0.2	0.7	7.6
5.70	0.000	0.000	0.3	0.4	5.8
5.99	0.000	0.000	0.4	0.2	4.2
6.27	0.000	0.000	0.4	0.0	2.8
6.56	0.000	0.000	0.4	-0.1	1.7
6.84	0.000	0.000	0.4	-0.2	0.9
7.13	0.000	0.000	0.3	-0.2	0.3
7.41	0.000	0.000	0.3	-0.2	-0.1
7.70	0.000	0.000	0.2	-0.2	-0.4
7.98	0.000	0.000	0.1	-0.2	-0.5
8.27	0.000	0.000	0.1	-0.1	-0.6
8.55	0.000	0.000	0.1	-0.1	-0.6
8.84	0.000	0.000	0.0	-0.1	-0.5
9.12	0.000	0.000	0.0	-0.1	-0.5
9.41	0.000	0.000	0.0	0.0	-0.4
9.69	0.000	0.000	0.0	0.0	-0.3
9.98	0.000	0.000	0.0	0.0	-0.2
10.26	0.000	0.000	0.0	0.0	-0.2
10.55	0.000	0.000	0.0	0.0	-0.1
10.83	0.000	0.000	0.0	0.0	-0.1
11.12	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0
11.40	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0

Tabella 4-11: Calcolo delle sollecitazioni su micropali pila fissa [11]







Figura 4-32: Diagrammi delle sollecitazioni di momento flettente e taglio sul palo [11]

Verifica a pressoflessione

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{W} = \frac{374000N}{61200 \ mm^2} + \frac{47200000Nmm}{222000mm^3} = 219 \ MPa$$
 [4.32]

Deve risultare:

$$\sigma \le 0.8 f_{yk} \longrightarrow 255MPa < 0.8 \cdot 355MPa = 338MPa$$

$$[4.33]$$

La verifica è soddisfatta.

# 5 <u>Comportamento sismico della struttura in</u> <u>muratura post-opera e interazione con i micropali</u> <u>realizzati all'interno delle pile</u>

In questo capitolo viene analizzato il comportamento della struttura in muratura esistente nella fase successiva alla realizzazione dei lavori previsti dal progetto esecutivo. Infatti, in seguito alla realizzazione del nuovo impalcato, la struttura in muratura esistente viene alleggerita dai carichi portati e da quelli dovuti al traffico, pertanto, l'unica azione a cui potrebbe essere soggetta è l'azione dinamica dovuta al sisma. Per questo motivo si è indagato il comportamento degli archi e delle pile, sviluppando un modello FEM, attraverso il software Midas FEA NX, della struttura in muratura, applicando gli spettri di risposta previsti dal sito per effettuare un'analisi modale e un'analisi statica non lineare.

Successivamente è stato realizzato un ulteriore modello FEM del micropalo all'interno della pila n. 9, con l'ausilio del software Midas Civil, indagando sulle sollecitazioni cui esso è soggetto durante l'azione sismica e confrontandole con quelle ottenute in fase di progetto esecutivo.

### 5.1 MODELLO NUMERICO DEL PONTE IN MURATURA

Il modello numerico è stato realizzato con l'ausilio del software Midas FEA NX il quale è un programma creato per analisi strutturali e geotecniche di tipo non lineare e di dettaglio. Il software permette di creare un modello FEM a partire da un modello geometrico 3D su cui viene realizzata una mesh.

Per quanto detto l'utilizzo di questo procedimento permette di ottenere vantaggi dal punto di vista dell'operabilità durante le analisi: le modifiche vengono limitate al solo modello geometrico e non sul modello FEM, permettendo in questo modo la possibilità di rendere più semplici e veloci le modifiche e di riprodurre forme più complesse. [20]

In particolare, nel caso in oggetto, il primo passo è stata la realizzazione di una sezione longitudinale 2D della struttura in muratura del Ponte Metauro, con l'ausilio di un software CAD, che è stata poi importata all'interno di Midas FEA NX.



### Figura 5-1: Sezione longitudinale Midas FEA NX

Con gli "*strumenti di disegno*" è stato realizzato il modello tridimensionale della struttura, andando ad estrudere le varie superfici della sezione longitudinale, realizzando gli elementi rappresentanti spalle, pile, archi, rinfianco della struttura originaria e la cappa in cemento armato realizzata sulle arcate, progettata nell'ambito del restauro conservativo del progetto esecutivo.



### Figura 5-2: Modello geometrico 3D

Il passo successivo è stato l'applicazione dei vincoli al modello geometrico, i quali vengono applicati alla geometria e non agli elementi finiti in modo tale che una eventuale modifica del FEM non debba comportare una conseguente modifica dei vincoli. Analogamente ciò viene fatto per i carichi, anche quest'ultimi vengono applicati alla geometria e non al modello agli elementi finiti.

Il vincolo che si è deciso di adottare è un incastro, applicato su tutta la superficie di base delle spalle e delle pile. Questa condizione di vincolo potrebbe non corrispondere al caso reale considerando che la fondazione delle pile è di tipo diretto ed alcune di esse sono costruite all'interno dell'alveo e, dunque soggette a possibili scalzamenti, con conseguenti rotazioni che andrebbero in contrasto con l'assunzione fatta. È altresì vero che la realizzazione dei micropali all'interno delle sottostrutture del ponte ad arco andrà a stabilizzare questi elementi, bloccando possibili movimenti.

I carichi applicati sono di due tipologie:

1.  $G_{k1}$  carichi di peso proprio, applicato direttamente dal software considerando il peso specifico definito nelle proprietà dei materiali.

2.  $G_{k2}$  peso delle pile e delle spalle del nuovo impalcato distribuito come una pressione uniforme sulla superficie del rinfianco.

I carichi  $G_{k2}$  sono stati applicati alla muratura: tale condizione di carico è una semplificazione a favore di sicurezza in quanto si applica un ulteriore carico alla struttura. Generalmente in presenza di fondazioni profonde si applica il principio opposto, dove non viene considerato il contributo del terreno sotto il plinto e si considera il solo contributo dei pali.

Nel caso in questione si sta adottando una condizione opposta: il peso delle nuove pile viene assoggettato alla muratura e i pali non forniscono nessun contributo.

Questa considerazione scaturisce da un ragionamento di tipo geotecnico. Infatti, anche se le spalle e le pile del nuovo impalcato sono fondate sui micropali, esse poggiano sul rinfianco/riempimento posto sulle pile in muratura, il quale è sicuramente un materiale molto compattatosi nel tempo, quindi, non avrà ulteriori cedimenti. Affinché si attivi una certa tensione  $\tau$  sulla superficie laterale dei pali e dunque essi diano un contributo, è necessario loro un minimo cedimento, pertanto si può considerare che il peso proprio delle nuove pile sia sostenuto dalla sola muratura. Quanto affermato è ritenuto valido solo per il peso proprio delle nuove sottostrutture e non per altri carichi verticali e orizzontali che si considerano sostenuti esclusivamente dai micropali.

Per quanto riguarda la definizione delle caratteristiche dei materiali, sono stati creati tre differenti tipologie di materiali:

- 1. Muratura A applicato agli elementi costituenti le spalle, pile e archi;
- 2. Muratura B applicato agli elementi costituenti i rinfianchi;
- 3. *CLS* applicato agli elementi costituenti la cappa in cemento armato progettata nell'ambito del restauro conservativo del progetto esecutivo.

La differenza tra Muratura A e B è dovuta al modulo elastico utilizzato per caratterizzare il materiale in quanto i rinfianchi venivano generalmente realizzati con materiali più scadenti poiché hanno solo funzione di riempimento e non strutturale.

Il passaggio dal modello geometrico al modello agli elementi finiti avviene attraverso la creazione della mesh, che può essere realizzata attraverso due differenti procedure. La prima è implementata automaticamente dal software mentre la seconda necessita di una

sequenza di operazioni che rendono tale metodo più complesso e laborioso. Quest'ultimo metodo ha il vantaggio di creare una mesh con un numero di elementi finiti inferiore e tutti di forma esaedrica ma senza una sostanziale differenza nei risultati rispetto ad un modello realizzato con la procedura automatica. [20]

In questo lavoro si è deciso creare la mesh attraverso la procedura automatica, la quale suddivide il modello geometrico in elementi finiti di tipo ibridi esaedrici: composta principalmente da esaedri con l'aggiunta di tetraedri e piramidi.







Figura 5-4: Modello FEM della struttura in muratura - Ponte Metauro



Figura 5-5: Particolare mesh

### **5.2** ANALISI SISMICHE

In questo paragrafo si descrivono le analisi svolte sulla struttura in muratura: un'analisi dinamica modale con spettro di risposta e un'analisi statica non lineare.

### 5.2.1 ANALISI MODALE

Per potere svolgere l'analisi modale, occorre definire le masse partecipanti. Per quanto riguarda gli elementi strutturali le masse vengono tenute in conto attraverso le densità dei materiali definite nella fase di creazione del modello stesso, mentre non vengono tenuti in conto le masse derivanti dalle pile del nuovo impalcato in quanto, come precedentemente specificato, l'azione sismica sulla nuova struttura viene ipotizzata agente totalmente sui micropali.

La fase seguente è quella di importare gli spettri di risposta all'interno del software. Lo spettro viene definito attraverso il foglio di calcolo *Spettri-NTCver.1.0.3* inserendo i parametri utilizzati nella redazione del progetto esecutivo i quali sono stati desunti a loro volta sulla base delle prove effettuate durante la fase di progettazione preliminare.



Figura 5-6: Spettro di risposta SLD



Figura 5-8: Spettro di risposta SLC

Infine, le ultime impostazioni richieste dal software per poter procedere all'analisi modale sono:

- Numero di modi da estrarre
- Tipo di combinazione modale (CQC, SRSS, ABS, ecc.)

Come primo tentativo si è deciso di estrarre i primi 10 modi di vibrare della struttura e dalla visualizzazione delle deformate si è notato come i primi modi di vibrare, i quali sono quelli con massa partecipante più elevata, mostrano una particolare caratteristica: ordinatamente, i primi 3 modi sono relativi ai 3 diversi campi formati dalle 5 campate tra una pila-spalla e l'altra.

Questo comportamento è perfettamente comprensibile in quanto la funzione delle pilespalle è proprio quella di arrestare un collasso progressivo e dunque la loro maggiore dimensione fa sì che i primi modi di vibrare siano localizzati nei campi definiti da esse.



[DATA] R5 X, Response Spectrum, R5 MODE 3 (FREQ=5.0027e+00), [UNIT] N, mm, [Output CSys] Default

#### Figura 5-11: 3° modo di vibrare

A seguito del primo tentativo, si è deciso di *"tagliare"* il modello e analizzare solo un campo formato dalle 5 campate tra le due pile-spalle centrali.

Questa decisione è dovuta, oltre a quanto precedentemente descritto, anche a motivi di tipo numerico. Il modello dell'intero ponte è formato da oltre 70mila elementi finiti di tipo *Solid* che, sia durante l'analisi modale che per l'analisi non lineare, comportano un costo e un tempo computazionale molto elevato. Inoltre riuscire a controllare un modello così ampio è molto difficile e la possibilità di commettere errori è di conseguenza molto elevata.

Per queste ragioni sono stati eliminati i campi iniziale e finale, sottoponendo alle analisi solo il modello rappresentante le 5 campate centrali del Ponte Metauro: dalla pila 5 alla pila 10, in analogia alla modellazione sviluppata per la verifica delle pile effettuata nel progetto preliminare, descritta nel capitolo 4.2.2.1.



*Figura 5-12: Modello campata da 6 a 10 sottoposte ad analisi* 

Prima di lanciare l'analisi modale è stato verificato il funzionamento del modello eseguendo un'analisi statica applicando solo i carichi di peso proprio e portati precedentemente descritti.

Plottando la deformata, riportata nella figura seguente, si può notare come la forma di essa sia analoga a quella che ci si aspetterebbe da un punto di vista teorico.



Figura 5-13: Deformata dovuta ai carichi verticali

### 5.2.1.1 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

Il numero di frequenze analizzate con l'analisi modale è stato imposto pari a 100, applicando gli spettri allo SLD, allo SLV e allo SLC, di cui si riportano nelle figure seguenti le forme modali per la combinazione spettrale, ricavata utilizzando la formulazione CQC, di tutti i modi analizzati.



Figura 5-14: Forma modale SLV: combinazione CQC dei 100 modi di vibrare



Figura 5-15: Forma modale SLV: combinazione CQC dei 100 modi di vibrare



Figura 5-16: Forma modale SLC: combinazione CQC dei 100 modi di vibrare

I risultati dell'analisi modale sono riferiti alla combinazione dei 100 modi analizzati in quanto la massa modale partecipante del primo modo non supera il 75%, mentre, considerando i 100 modi, la massa modale partecipante risulta superiore all'85% come richiesto dalla normativa vigente. [14]

	SLD	SLV	SLC	
	[kN]	[kN]	[kN]	
5	1503.8	4007.54	4915.36	
6	1111.38	2992.94	3687.49	
7	1208.62	3256.40	4012.90	
8	1223.14	3295.33	4060.79	
9	1127.49	3036.72	3741.64	
10	1382.81	3670.66	4494.41	

Le sollecitazioni di taglio agenti sulla sezione di incastro delle pile sono pari a:

Dai valori riportati in Tabella 5-1 e confrontandoli con i relativi valori di taglio riportati in Tabella 4.4, calcolati tramite l'analisi modale effettuata in sede di progetto preliminare, si nota come la soluzione progettuale adottata, nell'ambito del progetto esecutivo, comporta una riduzione delle sollecitazioni di circa la metà alla base delle pile per quanto riguarda lo Stato Limite di Collasso.

<u>SLC</u>				
	P.E.	P.P.		
FILA	[kN]	[kN]		
5	4915	11005	-55%	
6	3687	6567	-44%	
7	4013	6819	-41%	
8	4061	6785	-40%	
9	3742	6397	-42%	
10	4494	10565	-57%	

Tabella 5-2: Confronto taglio alla base delle pile – Riduzione della sollecitazione -- SLC

Inoltre, confrontando i valori di sollecitazione appena calcolati con le sollecitazioni e la capacità calcolata sempre nell'ambito del progetto preliminare e riportati in Tabella 4.6, si nota come i valori di capacità sono ora superiori a quelli di domanda per le pile-spalle, mentre, per le pile intermedie, anche se la verifica non risulta soddisfatta, viene abbassato il rapporto di sollecitazione/resistenza.

<u>SLC</u>					
	V _{Rd, PP}	$V_{Sd,PP}$		$V_{Sd,PE}$	
FILA	[kN]	[kN]	V Sd, PP/ V RD, PP	[kN]	V Sd, PE/ V RD, PP
5	5578	11005	1.97	4915.36	0.88
6	1928	6567	3.41	3687.49	1.91
7	1803	6819	3.78	4012.90	2.23
8	1806	6785	3.76	4060.79	2.25
9	1922	6397	3.33	3741.64	1.95
10	5540	10565	1.91	4494.41	0.81

Tabella 5-3: Confronto verifiche taglio alla base delle pile – SLC

Analogamente, effettuando il confronto dei valori riportati in Tabella 5-1 con i relativi valori di taglio riportati in Tabella 4.4, si nota una riduzione delle sollecitazioni alla base delle pile che varia tra il 30% e quasi il 50%, per quanto riguarda lo Stato Limite di Danno.

SLD				
	P.E.	P.P.		
FILA	[kN]	[kN]		
5	1504	2727	-45%	
6	1111	1672	-34%	
7	1209	1736	-30%	
8	1223	1727	-29%	
9	1127	1628	-31%	
10	1383	2604	-47%	

Tabella 5-4: Confronto taglio alla base delle pile – Riduzione della sollecitazione -- SLD

Inoltre, confrontando, in termini di tensioni tangenziali  $\tau$  agenti alla base delle pile, i valori di sollecitazione appena calcolati con le sollecitazioni e la capacità riportati in Tabella 4.7, si nota come i valori di capacità siano ora superiori a quelli di domanda per le pile-spalle, mentre, per le pile intermedie, anche se la verifica non risulta soddisfatta, viene abbassato il rapporto di sollecitazione/resistenza.

SLD					
	τ _{Rd, PP}	τ _{Sd, PP}	τ _{sd,pp} /τ _{rd,pp}	$\tau_{Sd,PE}$	т/т
FILA	[kN]	[kN]		[kN]	Sd,PE/ CRD,PP
5	0.045	0.061	1.36	0.03	0.75
6	0.045	0.074	1.64	0.05	1.09
7	0.045	0.077	1.71	0.05	1.19
8	0.045	0.077	1.71	0.05	1.21
9	0.045	0.072	1.60	0.05	1.11
10	0.045	0.058	1.29	0.03	0.68

Tabella 5-5: Confronto verifiche taglio alla base delle pile – SLD

Il modello FEM utilizzato è formato da elementi finiti tridimensionali di tipo *Solid* mentre l'analisi effettuata in fase preliminare è stata condotta tramite un modello FEM con elementi *Shell* bidimensionali. La differente tipologia di modellazione rende il confronto non esattamente coerente, anche se tale differenza è sicuramente irrisoria. Inoltre, alla luce dei risultati riscontrati, una riduzione delle sollecitazioni alla base delle pile di circa il 50%, non è imputabile ad una diversa modellazione ma dimostra che la soluzione di realizzare un nuovo impalcato, che alleggerisca quello esistente, migliora di molto il comportamento sismico della struttura in muratura.

### 5.2.2 ANALISI STATICA NON LINEARE

L'analisi statica non lineare ha lo scopo di indagare il comportamento plastico a rottura della struttura, ed a tale scopo, è necessario dedurre una forma di labilità ricavata attraverso un cinematismo di collasso rappresentato da zone plasticizzate. Il cinematismo è dato dalla formazione di cerniere plastiche a momento o a taglio, ma nel modello costituito da elementi solidi non è possibile sapere in modo diretto il tipo di rottura dell'elemento che, invece, può essere ricavato attraverso considerazioni sul tipo di danno.

In un ponte ad arco soggetto a spinta orizzontale un probabile cinematismo che si può formare è del tipo riportato in figura.



Figura 5-17: Cinematismo tipo di un ponte ad arco soggetto a spinta orizzontale [20]

I cerchi indicano la posizione in cui ci si aspetta la formazione di cerniere plastiche.

Si può supporre che la rottura dell'arco, essendo un elemento snello, avvenga per flessione mentre per le pile, essendo elementi tozzi, non si è certi del tipo di rottura.

L'analisi non lineare mira anche alla costruzione della curva di capacità (forzaspostamento), con cui è possibile individuare i tratti elastici e plastici del comportamento della struttura, grazie ai quali, fissando un criterio di massimo spostamento, è possibile definire un limite di resistenza, oltre il quale si considera che la struttura sia collassata per analisi allo SLC o abbia raggiunto il suo limite di salvaguardia per analisi allo SLV.

L'analisi statica non lineare sfrutta le proprietà plastiche del materiale e pertanto è necessario associare un legame costitutivo al modello di calcolo. All'interno del software Midas FEA NX sono implementati diversi legami costitutivi, tra i quali si è scelto di adottare il *Concrete Smeared Crack*, il quale è un modello sviluppato per il calcestruzzo non armato e, modificando opportuni parametri, è possibile applicarlo anche per elementi in muratura.

### 5.2.2.1 LEGAME COSTITUTIVO

Il comportamento della muratura è assimilabile inizialmente ad un materiale isotropo ma successivamente all'apertura delle prime fessure il suo comportamento diventa anisotropo, dunque, vengono sfruttati due tipologie di legami costitutivi: per la compressione un modello elasto-platico isotropo e per la trazione un modello ortogonale anisotropo.



Figura 5-18: Comportamento a trazione/compressione uniassiale del modello Crack Smeared [21]

Il software per il modello Smeared crack decompone la deformazione nella seguente somma di contributi:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^{el} + d\varepsilon^{pl}_c + d\varepsilon^{pl}_t$$
[5.1]

 $d\varepsilon_c^{pl}$  variazione incrementale della deformazione plastica di compressione

 $d\varepsilon_t^{pl}$  variazione incrementale della deformazione plastica di trazione

L'equazione può essere integrata come:

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon_c^{pl} + \varepsilon_t^{pl} \tag{5.2}$$

Il comportamento a compressione è influenzato dalla contemporanea presenza di deformazioni di trazione e più esse sono elevate, minore è la resistenza a compressione del materiale, come dimostrato da Vecchio e Collins nella teoria del campo della compressione modificata.



Figura 5-19: Diagramma sforzo-deformazione per muratura fessurata in compressione [22]

La libreria del software propone un'ampia gamma di legami costitutivi: multilineari, leggi incrudenti, leggi con rami softening, ecc. Nella modellazione della struttura è stato utilizzato, per simulare il comportamento a compressione, un tipico modello elastoplastico con flusso plastico costante.



Figura 5-20: Diagramma sforzo-deformazione per compressione utilizzato nella modellazione

La legge di flusso plastico associato che il software usa è:

$$d\varepsilon_c^{pl} = d\lambda_c \left(1 + c_0 \left(\frac{p}{\tau_c}\right)^2\right) \frac{\partial f_c}{\partial \sigma}$$
[5.3]

 $c_0$  valore ricavato dal rapporto tra  $\varepsilon_{11}^{pl}$  (test biassiale monotono) e  $\varepsilon_{11}^{pl}$  (test uniassiale monotono) ed è una costante.

La superficie di snervamento a compressione è ricavata come:

$$df_c = q - \sqrt{3}a_0 p - \sqrt{3}\tau_c = 0$$
 [5.4]

*p* tensione effettiva  $(-1/3 \ trace \ (\sigma))$ 

q tensione equivalente effettiva di Von Mises  $(\sqrt{3/2 \ S:S}, \ S:tesione \ deviatorica)$ 

 $a_0$  è il valore calcolato dal rapporto tra la resistenza alla compressione nello stato tensionale uniassiale e la resistenza alla compressione nello stato tensionale biassiale.

 $\tau_c$  è lo snervamento sotto lo sforzo di taglio puro, calcolato dalla curva di compressione.

$$\tau_c = \left(\frac{1}{\sqrt{3}} - \frac{a_0}{3}\right)\sigma_c \tag{5.5}$$

Il comportamento a trazione viene simulato attraverso un legame sforzo-deformazione suddiviso in due parti: una ascendente in cui il materiale è considerato non fessurato e una parte discendente nella quale si considera che il materiale sia fessurato.



Figura 5-21: Diagramma sforzo-deformazione in trazione (basato sui risultati sperimentali di Gopalaratnam e Shah) [22]

Anche per il comportamento a trazione sono disponibili differenti tipologie di legami costitutivi che, eccetto per il legame elastico, sono basati tutti sull'energia di frattura con differenti forme del ramo softening.

Il software lavora considerando che la fessura si verifica quando la sollecitazione è al di fuori della superficie di rilevamento della fessura, la quale è una specie di funzione di snervamento. Se si apre una fessura, la tensione viene rilasciata ritornando attraverso la curva di scarico a tensione nulla, ciò viene fatto grazie all'implementazione del metodo di Eulero implicito all'indietro.

La direzione in cui si apre la fessura è la direzione della massima deformazione principale. Questa direzione viene memorizzata per simulare l'anisotropia del materiale nelle analisi successive. Poiché il modello *Smeared crack model* è basato sul modello *Fixed Crack*, la fessura successiva ha una direzione ortogonale alla direzione della fessura esistente.

Dopo la formazione della fessura se la deformazione elastica nella direzione della fessura stessa è di trazione, il materiale si comporta come se fosse elasticamente danneggiato, cioè viene modificata la matrice di rigidezza elastica, mentre se la fessura è soggetta a compressione viene considerata chiusa.



Figura 5-22: Comportamento a trazione nel modello Smeared Crack [21]

La superficie di rilevamento della fessura è definita attraverso una superficie di Coulomb, come:

$$f_t = \hat{q} - \left(3 - b_0 \frac{\sigma_t}{\sigma_t^u}\right) \hat{p} - \left(2 - \frac{b_0}{3} \frac{\sigma_t}{\sigma_t^u}\right) \sigma_t = 0$$

$$[5.6]$$

 $\sigma_t^u$  tensione di collasso uniassiale

 $\hat{q}, \hat{p}$  pari a  $q \in p$  in cui vengono trascurate le componenti relative alle fessure aperte

 $b_0$  si ottiene utilizzando il valore della resistenza alla trazione quando la sollecitazione in una direzione della sollecitazione principale è la resistenza alla compressione in una condizione di sollecitazione piana.

Come per la compressione viene utilizzata una legge di flusso plastico data da:

$$d\varepsilon_t^{pl} = d\lambda_t \frac{\partial f_t}{\partial \sigma}$$
[5.7]

Nella modellazione della struttura è stato utilizzato un legame costitutivo con legge softening di tipo esponenziale, dove l'energia di frattura a trazione è stata calcolata in accordo alla norma CEB FIP, tramite la formulazione:

$$G_{ft} = 0.04 \times f_t^{0.7}$$
 [5.8]



Figura 5-23: Legame costitutivo a trazione utilizzato nella modellazione

Il modello per il comportamento a taglio viene implementato dal software applicando un coefficiente riduttivo  $\beta$  al modulo di rigidezza al taglio a rottura avvenuta.



Figura 5-24: Diagramma sforzo-deformazione a taglio

### 5.2.2.2 DEFINIZIONE DEL SISTEMA DI SPINTA

Per poter procedere all'analisi statica non lineare è necessario definire un sistema di spinta che porti al collasso della struttura. Per tale motivo è stata condotta precedentemente l'analisi modale con spettro di risposta, in quanto la spinta a collasso viene costruita a partire da un singolo modo di vibrare o dalla combinazione di essi.

Il sistema di spinta è stato costruito tramite un apposito comando grazie al quale il software Midas FEA NX permette di utilizzare il dato di output, il risultato dell'analisi modale spettrale, come dato di input, creando forze statiche applicate ad ogni nodo con un valore proporzionale al modo di vibrare scelto.

La normativa vigente indica specificatamente che il sistema di spinta deve essere riferito al primo modo di vibrare della struttura nel caso esso abbia una massa partecipante almeno pari al 75%, altrimenti è necessario considerare un numero di modi di vibrare tale che la massa partecipante sia superiore all'85%. Nel caso in esame, non è stato scelto il primo modo di vibrare della struttura, in quanto le percentuali della relativa massa partecipante non soddisfa il primo requisito, e dunque, si è scelto di creare un sistema di spinta proporzionale alla combinazione dei 100 modi di vibrare analizzati precedentemente.



Figura 5-25: Applicazione delle forze ai nodi

Nelle analisi non lineari, la storia di carico è un fattore importante e di grande peso, pertanto si è reso necessario andare ad applicare prima i carichi permanenti e successivamente le forze di spinta orizzontale, e ciò è stato fatto tramite la creazione di due *step* di costruzione. Nel primo sono stati inseriti la struttura, i vincoli e i carichi permanenti e nel secondo, mantenendo invariata la condizione dello *step* precedente, si sono aggiunti i carichi orizzontali.

L'analisi viene impostata con parametri differenti per i due *step* di costruzione: nel primo viene applicato il carico attraverso 5 incrementi, mentre per le forze orizzontali si impone un numero di incrementi di carico pari a 100.

### 5.2.2.3 RISULTATI DELL'ANALISI NON LINEARE

Il primo risultato fornito dall'analisi statica non lineare è la curva di capacità che descrive il comportamento della struttura fino a collasso. Tale curva, nella sua fase finale, risulta incompatibile con la reale funzionalità e resistenza della struttura. Per questo motivo si impone un criterio limite di spostamento che si basa sul criterio di massima capacità in spostamento, paragonando le pile a dei setti in muratura, considerando una deformazione massima a collasso per taglio pari a 0.005 volte l'altezza della pila:

$$d_{SLC} = h_{pila} \times 0.005 = 5.50m \times 0.005 = 0.0275m = 27.5mm$$
[5.9]

$$d_{SLV} = h_{pila} \times 0.005 \times 3/4 = 5.50m \times 0.005 \times 3/4 = 0.0206m$$
  
= 20.6mm [5.10]

Il criterio scelto è arbitrario, ma compatibile con quanto si afferma nella normativa vigente, che pone come limite di spostamento di un pannello portante in muratura ordinaria allo SLD un valore di  $d_{SLD} = 0.002 \cdot h$ . [14]

Dall'analisi allo SLV si è costruita la curva di capacità con le forze nodali proporzionali alla combinazione dei modi di vibrare analizzati con l'analisi modale spettrale con il relativo spettro di risposta SLV.

Considerando il nodo di controllo all'estremità della pila, che subisce il maggior spostamento alla fine del percorso di carico, tracciata la curva, si nota come il comportamento plastico non viene sviluppato, in quanto la spinta applicata non è sufficiente a plasticizzare la struttura.



Figura 5-26: Curva di capacità SLV - 1

Raddoppiando la spinta si nota molto bene il punto in cui si ha il passaggio da comportamento elastico a plastico e, successivamente, ad un ramo pressocché orizzontale, si nota un leggero incrudimento della curva.

Affinché sia possibile distinguere in modo chiaro il punto di passaggio tra comportamento elastico a plastico, si è deciso di raddoppiare gli *step* di carico, portandoli a 200.

Infine, bisogna considerare che lo spostamento finale, circa 352 mm, è incompatibile con la struttura, anche se l'analisi continua a convergere. È necessario, pertanto, basarsi su criterio imposto, tagliando la curva.



Figura 5-27: Curva di capacità SLV – 2

La pila che subisce uno spostamento maggiore risulta essere la numero 9, che per lo spostamento limite imposto è soggetta ad un taglio alla base pari a 4643 kN.



Figura 5-28: Curva di capacità SLV - Pila 9

Allo *step* di carico che porta allo spostamento limite di 20.6mm, corrispondono i seguenti diagrammi della struttura.



Figura 5-30: Deformazioni plastiche SLV - Step 134



[DATA] NL SLV, Fase 2, INCR=134 (LOAD=0.670), [UNIT] kN, mm, [Output CSys] Default





[DATA] NL SLV, Fase 2, INCR=134 (LOAD=0.670), [UNIT] kN, mm, [Output CSys] Default

Figura 5-32: Particolare mappa del danneggiamento - Pila 9

- Plastic/Failure: zone di superamento del limite di rottura con carico di spinta globale in aumento.
- Unloading/Reloading: zone di scarico o ricarico plastico con carico di spinta globale in aumento.



Figura 5-33: Legame costitutivo a trazione



Figura 5-34: Mappa apertura delle fessure nella direzione principale di trazione

Analogamente a quanto fatto con lo spettro di risposta allo SLV è stata condotta la stessa analisi allo SLC.



Figura 5-35: Curva di capacità SLC – 1

Anche per l'analisi condotta allo Stato Limite di Collasso, alla fine del percorso di carico, tracciata la curva, si nota come il comportamento plastico non viene sviluppato in quanto la spinta applicata non è sufficiente a plasticizzare la struttura.

Raddoppiando la spinta si nota molto bene il punto in cui si ha il passaggio da comportamento elastico a plastico e, successivamente, ad un ramo pressocché orizzontale, si nota un forte incrudimento della curva.

Affinché sia possibile distinguere in modo chiaro il punto di passaggio tra comportamento elastico a plastico, si è deciso di raddoppiare gli *step* di carico, portandoli a 200.

Infine, bisogna considerare che lo spostamento finale, circa 991 mm, è incompatibile con la struttura, anche se l'analisi continua a convergere. È necessario, pertanto, basarsi sul criterio imposto, tagliando la curva.



Figura 5-36:Curva di capacità SLC – 2

La pila che subisce uno spostamento maggiore risulta essere la numero 9, che per lo spostamento limite imposto è soggetta ad un taglio alla base pari a 5259 kN.



Figura 5-37: Curva di capacità SLC - Pila 9

Allo *step* di carico che porta allo spostamento limite di 27.5mm, corrispondono i seguenti diagrammi della struttura.





Figura 5-39: Deformazioni plastiche SLC - Step 124



[DATA] NL SLC, Fase 2, INCR=124 (LOAD=0.620), [UNIT] kN, mm, [Output CSys] Default

Figura 5-40: Mappa del danneggiamento



[DATA] NL SLC, Fase 2, INGR=124 (LOAD=0.620), [UNIT] kN, mm, [Output CSys] Default

Figura 5-41: Particolare mappa del danneggiamento - Pila 9



Figura 5-42: Mappa apertura delle fessure nella direzione principale di trazione

L'analisi statica non lineare ha fornito importanti risultati sul comportamento ultimo della struttura. Dalla curva di capacità si nota bene che finito il tratto elastico e successivamente al tratto di plateau plastico, si ha un marcato ramo incrudente. È necessario specificare però che gli spostamenti relativi alla parte plastica sono molto elevati e incompatibili con la struttura e per tale motivo è stato introdotto un criterio che limitasse lo spostamento.

Nelle Figure 5-27 e 5-36, si nota come la curva di capacità venga tagliata dal criterio imposto nella zona ancora a comportamento elastico, ma molto vicino al punto di transizione di fase plastica.

Analizzando la forma delle deformate, sia per lo SLV che per SLC, riportate nelle Figure 5-29 e 5-38, si ha riscontro tra esse e lo schema tipologico di cinematismo supposto in Figura 5-17.

Infine il software permette di tracciare per ogni *step* di carico una mappatura delle deformazioni plastiche, del danneggiamento e del quadro fessurativo, riportate nelle rispettive figure.

Dal diagramma delle deformazioni plastiche e della mappa del danneggiamento si riscontra ancora che il cinematismo che viene a formarsi è del tipo di Figura 5-17, e, in particolare, in Figura 5-32 e 5-41, in cui è stato plottato un ingrandimento della mappatura del danneggiamento della pila 9, si riscontra che le cerniere plastiche (cerchi rossi) formatesi sono all'incirca disposte nella posizione prevista.

## 5.3 INTERAZIONE MICROPALI NUOVA STRUTTURA – PILE-SPALLE ESISTENTI

Nel seguente paragrafo viene affrontata l'analisi delle sollecitazioni agenti sul micropalo realizzato per buona parte del suo sviluppo all'interno della pila 9. A differenza di quanto fatto nella verifica strutturale in fase di progetto esecutivo, riportato al paragrafo 4.4.2.2, la seguente analisi viene basata sulla discretizzazione della rigidezza della pila che vengono poi applicate al modello FEM del palo.

Si studia il singolo palo isolato soggetto in testa alla forza derivante dall'azione sismica agente sul nuovo impalcato, calcolata nel paragrafo 4.4.2.2.

La geometria della pila e del palo adottata è la seguente.



Figura 5-43: Schema micropalo

### 5.3.1 CALCOLO DELLE RIGIDEZZE

Dall'analisi statica non lineare con le forze nodali relative allo stato limite di vita, sono stati ricavati allo *step* di carico 134, in cui si raggiunge lo spostamento limite imposto, gli spostamenti relativi a 11 punti sulla verticale di mezzeria della pila 9, come riporto in figura.



Figura 5-44: Spostamenti pila 9

Come si nota, i punti non sono disposti esattamente allineati e non hanno neppure un interasse costante. Questo è dovuto al fatto che la mesh è stata realizzata con la procedura automatica ed il software ha adattato la forma degli elementi in funzione della geometria in modo automatico, come è ben visibile nella figura seguente.



Figura 5-45: Particolare mesh pila 9
Sulla stessa verticale, in corrispondenza degli stessi punti, sono state lette le forze agenti come somma delle forze nodali e, tramite la relazione tra forza e spostamento, sono state ricavate le rigidezze, come:

$$K_i = F_i/d_i \tag{5.11}$$

Z	F	d	K
m	kN	mm	kN/mm
-1.30	148.23	20.68	7.17
-1.89	148.90	17.79	8.37
-2.33	158.07	15.54	10.17
-2.80	141.67	13.56	10.45
-3.32	118.62	11.31	10.49
-3.86	96.31	8.98	10.73
-4.34	74.45	6.83	10.91
-4.83	56.33	5.32	10.59
-5.31	37.44	3.36	11.13
-5.79	23.09	1.59	14.48
-6.25	10.11	0.57	17.73

I valori di rigidezza sono pari a:

Tabella 5-6: Rigidezze pila 9 ricavate da analisi non lineare

Per poter fare un confronto con le sollecitazioni ricavate nelle verifiche strutturali del progetto esecutivo, si è deciso di discretizzare il palo nello stesso numero di nodi. Pertanto le rigidezze sono state ricavate attraverso un'interpolazione lineare tra i punti misurati che sono riportati nella precedente tabella.

Inoltre, nei punti facenti parte della fondazione, la quale non è stata modellata nelle precedenti analisi, poiché non si hanno informazioni a riguardo, è stato adottato un valore costante di rigidezza pari al valore dell'ultimo punto misurato.

Analogamente, per la parte di palo realizzata all'interno del terreno sotto la fondazione, si è supposta una rigidezza costante pari a 3 kN/mm. Tale assunzione, anche se non veritiera, non inficia il risultato in quanto solo la parte finale del palo è infissa nel terreno, ed a tale profondità, non si ha più nessuna influenza del carico applicato in testa.



Capitolo 5



## 5.3.2 MODELLO FEM

La modellazione è stata affrontata con l'uso del software agli elementi finiti Midas Civil, utilizzando un elemento Beam a sezione composta per modellare il palo.

		Circle-Pipe-Cios	sed
Name Palo	Concrete Dat	a	
	нс	0.24	m
1.5	BC		m
Ť 1	Steel Data	ODB A	TSC 10(1)(S)
	Steel Name	0.00	
0 ( <mark>(</mark> ( ) ) ) +ic		Built-Up 5	Section
	D	0.1683	m
	tw	0.012	m
	Material		
	Material	elect Material fro	om DB
	Material	elect Material fro	om DB 77147998
	Material S Es/Ec Ds/Dc	elect Material fro 6.2977957 3.0792	om DB 77147998
	Material SES/Ec Ds/Dc Ps 0.3	elect Material fr 6.2977957 3.0792 Pc	om DB 77147998
	Material S Es/Ec Ds/Dc Ps 0.3 Combined R	elect Material fro 6.2977957 3.0792 Pc atio of Conc.	om DB 77147998 0.2 1
	Material S Es/Ec Ds/Dc Ps 0.3 Combined R. Replace	elect Material fro 6.2977957 3.0792 Pc atio of Conc. Steel	0.2 Concrete
	Material SEs/Ec Ds/Dc Ps 0.3 Combined Ri Replace	elect Material fro 6.2977957 3.0792 Pc atio of Conc. ③ Steel Isider Shear Def	om DB 77147998 0.2 1 Concrete ormation.
	Material S Es/Ec Ds/Dc Ps 0.3 Combined R Replace	elect Material fro 6.2977957 3.0792 Pc atio of Conc. Steel nsider Shear Def	om DB 77147998 0.2 1 0 Concrete ormation.
	Material S Es/Ec Ds/Dc Ps 0.3 Combined R. Replace	elect Material fro 6.2977957 3.0792 Pc atio of Conc. Steel nsider Shear Def	om DB 77147998 0.2 1 0.2 0 concrete
Offset : Center Center	Material S Es/Ec Ds/Dc Ps 0.3 Combined R Replace	elect Material fro 6.2977957 3.0792 Pc atio of Conc. Steel nsider Shear Def	om DB 77147998 0.2 1 0 Concrete

Figura 5-47: Definizione sezione e materiali micropalo

La geometria del palo è stata realizzata posizionando i nodi in base alla discretizzazione effettuata precedentemente. Successivamente sono stati copiati i nodi da entrambi i lati del palo applicando ad essi dei vincoli di incastro.

Le molle rappresentanti le rigidezze calcolate sono state inserite atraverso *Elastic Link*, tra i nodi vincolati e i nodi del palo, dove ad ognuno è stato assegnato il valore di rigidezza riportato nella tabella precedente.

Gli Elastic Link utilizzati sono del tipo *Only Compression*, cioè le molle così definite reagiscono solo a compressione e non a trazione, rappresentando in maniera efficace il comportamento del terreno.

Di seguito vengono riportate le schermate rappresentati il modello ed uno schema esplicativo.



Figura 5-48: Modello FEM del micropalo





Infine è stata definita la forza orizzontale applicata in testa al micropalo pari a 70.11kN.

## 5.3.3 RISULTATI

I diagrammi delle sollecitazioni ricavati dalla modellazione forniscono i seguenti risultati.



Figura 5-50: Deformata micropalo



Figura 5-51: Diagramma momento flettente micropalo



Figura 5-52: Diagramma di taglio micropalo

Nel seguito vengono riportati i digrammi degli spostamenti, rotazioni, momento flettente e taglio, soprapponendo i risultati ottenuti dall'analisi FEM e dalle verifiche del progetto esecutivo.



Figura 5-53: Confronto diagrammi di spostamento e delle rotazioni



Figura 5-54: Confronto diagrammi di Momento flettente e Taglio

Le curve riferite al progetto esecutivo sono relative ai valori riportati in Tabella 4-11, e sono anche rappresentate nelle Figure 4-31 e 4-32.

Analizzando il diagramma degli spostamenti si nota come lo spostamento in testa si riduce di circa 2cm rispetto a quello calcolato nel progetto esecutivo, cioè una riduzione di spostamento dell'82%. Il punto di nullo dello spostamento non si sposta di molto, si posiziona ad una quota superiore, rispetto a quanto calcolato nel P.E., ma la differenza più interessante è nella zona inferiore al punto di nullo, dove lo spostamento ricavato dall'analisi FEM non mostra un'ansa ampia come quella ricavata con il calcolo teorico con rigidezza del terreno costante. Successivamente al punto di nullo, il palo non ha praticamente più spostamenti e gli spostamenti residui sono dell'ordine di pochi decimi di millimetri.

Dal confronto dei digrammi delle rotazioni si nota la stessa tendenza vista per lo spostamento, con una riduzione della rotazione in testa al palo pari al 79%.

Per quanto riguarda i diagrammi delle sollecitazioni di momento flettente e taglio, si nota chiaramente, anche se in maniera meno marcata, una riduzione degli sforzi agenti e un innalzamento del punto di nullo dei diagrammi, così come un debolissimo cambio di segno rispetto a quanto calcolato nel progetto esecutivo per il momento flettente e un'ansa ridotta per il taglio.

Il punto di massimo del momento flettente si sposta verso l'alto e il suo valore si riduce del 33%:  $M_{min,PE} = -28.39 kNm$  invece che  $M_{min,FEM} = -19.09 kNm$ .

Anche per il taglio, il punto di massimo, dopo il cambio di segno, si sposta verso l'alto e il suo valore si riduce del 21%:  $T_{PE} = 14.6kN$  invece che  $T_{FEM} = 11.5kN$ .

Il valore del taglio in testa, massimo assoluto, si riduce invece del 41%:  $T_{max,PE} = -70.1kN$  mentre  $T_{max,FEM} = -41.3kN$ .

	P.E.	FEM	
Spostamento in testa al micropalo [m]	0.02190	0.00402	-82%
Rotazione in testa al micropalo [rad]	-0.017	-0.00365	-79%
Taglio in testa al micropalo [kN]	-70.1	-41.28	-41%
Taglio massimo [kN]	14.6	11.5	-21%
Momento flettente massimo [kNm]	-28.388	-19.090	-33%

Si riportano i risultati descritti in forma tabellare per una più facile lettura.

Tabella 5-8: Confronto sollecitazioni micropalo

## 5.4 ANALISI DEI RISULTATI

L'analisi modale eseguita ha riguardato lo studio del comportamento della struttura soggetta alla sola azione sismica in direzione longitudinale. Dal confronto dei risultati ottenuti, nella condizione dell'opera post intervento previsto nell'ambito del progetto esecutivo, con i risultati del progetto preliminare si può notare come le sollecitazioni sismiche si siano circa dimezzate.

Come riportato in Tabella 5-3 e 5-5, le verifiche di sicurezza a taglio alla base, per SLC e SLD, delle pile non risultano ancora soddisfatte per gli elementi centrali, mentre lo sono per le pile-spalla, che tornano così a soddisfare la loro funzione cioè quella di bloccare collassi sequenziali.

Dai diagrammi di capacità, posto come punto di controllo l'estremità della pila 9, si è visto che, raggiunto il limite di spostamento imposto, il comportamento della struttura sia ancora in fase elastica, ma poco lontano dal punto di transizione della fase plastica.

Superato il punto di transizione si ha la formazione delle cerniere plastiche che portano all'attivazione di un cinematismo, il quale fa sì che, per carichi praticamente costanti, lo spostamento cresca in modo elevato. Dalla stessa curva si nota come la struttura abbia una fase di incrudimento finale, la curva risulta avere in tale zona una bassa pendenza. La parte finale della curva però è solo teorica e non reale, in quanto, attivato il cinematismo, il collasso è praticamente immediato.

Dal diagramma delle deformazioni plastiche e della mappa del danneggiamento si riscontra come il cinematismo che viene a formarsi ha la stessa forma, e le cerniere si posizionano all'incirca nelle stesse posizioni di quelle riportate in Figura 5-17.

L'analisi del comportamento del micropalo realizzato all'interno della pila e, non considerato all'interno di un mezzo elastico omogeneo, come fatto nelle verifiche del progetto esecutivo, ha mostrato una notevole riduzione degli spostamenti e delle sollecitazioni di taglio e momento flettente. Ciò comporta che le valutazioni effettuate in fase di progetto sono ampiamente a favore di sicurezza e dunque è stato sovradimensionato il numero di micropali.

# 6 Proposte e sviluppi futuri

In questo capitolo viene affrontata la proposta di dotare sia la nuova struttura sia quella esistente di un sistema di monitoraggio strutturale che possa fornire dati in remoto all'Ente Proprietario dell'infrastruttura, definendo delle soglie di attenzione e di rischio desunte in base ai risultati ottenuti dalle precedenti analisi.

Inoltre, viene posta l'attenzione sulla possibile validazione delle modellazioni e dei risultati ottenuti tramite la possibilità di ripetere le analisi in corso di realizzazione dell'opera nel momento in cui si abbia una conoscenza superiore della struttura a seguito della rimozione del materiale di riempimento nelle arcate e della formazione dei primi fori per la realizzazione dei micropali.

### 6.1 SISTEMA DI MONITORAGGIO

La possibile installazione di un sistema di monitoraggio risolve i limiti delle ispezioni visive che, affinché siano efficaci, devono essere effettuate in modo rigoroso e regolare su ogni elemento dell'opera. Nella vigente normativa, i sistemi di monitoraggio non sono menzionati come strumenti di verifica costante delle condizioni di stabilità delle strutture esistenti, ma essi possono permettere di tenere sotto controllo le condizioni della struttura anche senza essere costretti a effettuare dei sopralluoghi.

Le principali problematiche, che generalmente impediscono l'installazione sui ponti di sistemi di monitoraggio sono dovute alla difficoltà di posizionamento dei dispositivi, agli elevati costi, sia degli strumenti che dell'installazione in opera degli stessi, per la complessità della lettura dei dati rilevati, del progetto del posizionamento degli strumenti e del modello numerico che elabora i dati raccolti.

Il patrimonio infrastrutturale italiano è costituito non solo da opere realizzate nel recente periodo ma, anche, da opere costruite in epoche diverse e che ormai hanno raggiunto la fine della loro vita utile e sono soggette a sollecitazioni superiori a quelle per le quali erano progettate. Per tali opere e, non solo, un sistema di monitoraggio strutturale efficiente e continuo nel tempo è il metodo più valido e che offre maggiori benefici nel coadiuvare il progettista in un intervento di ripristino o di consolidamento, individuare danneggiamenti, valutare il comportamento della struttura in diverse condizioni di carico e guidare le ispezioni e la necessaria manutenzione. [23]

Attualmente, per il controllo dei ponti, il sistema più appropriato da installare è sicuramente un sistema di monitoraggio in continuo con acquisizione in automatico e gestione da remoto, che permette un monitoraggio 24h su 24, monitorando grandezze strutturali come spostamenti, inclinazioni, tensioni e accelerazioni, e grandezze non strutturali quali vibrazioni da traffico veicolare, vento, temperatura e umidità.

L'architettura di un sistema di questo genere si suddivide in 3 macro-aree [24]:

- *Rete di sensori* che effettuano misure a intervalli regolari di tempo;
- *Sistema di trasmissione* che acquisisce i dati dai sensori e li trasferisce al sistema di raccolta;
- *Sistema di raccolta* dati permette il controllo di tutti i dati in tempo reale da postazione remota.



Figura 6-1: Schema di funzionamento monitoraggi in tempo reale h24 [25]

Il progetto del monitoraggio segue delle fasi che possono essere distinte in [26]:

- 1. definizione dei parametri di comportamento strutturale che occorre ricercare;
- 2. individuazione delle tecniche di monitoraggio più idonee allo scopo;
- 3. scelta delle tecniche di indagine.

Per il Ponte Metauro, i parametri che si vogliono monitorare sono di tipo strutturale, ed in particolare gli spostamenti e le rotazioni delle pile in muratura e degli archi nonché le accelerazioni per definire i principali modi di vibrare.

La tecnica di monitoraggio più idonea, come precedentemente descritto, è quella del monitoraggio in continuo che permette all'Ente Proprietario di controllare in tempo reale la condizione della struttura da remoto, con la possibilità di invio di segnalazioni ai responsabili preposti nel caso di superamento di soglie predefinite.

La scelta degli strumenti da installare sulla struttura, il loro numero e la loro posizione è una decisione che spetta al progettista in funzione dei comportamenti strutturali che reputa debbano essere monitorati.

Il Ponte Metauro, dato il suo sviluppo, comporta la necessità di installare un numero elevato di strumenti in modo tale che si abbia un numero di misure più ampio e ridondante possibile, questo per poter ottenere una più accurata valutazione delle condizioni strutturali dell'opera. Si propone, dunque, di dotare la struttura con una serie di strumenti installati in specifiche posizioni, così suddivise:

- Pile
  - 1 inclinometro biassiale per ogni lato longitudinale di ogni pila, posto in sommità della stessa, sotto il piano di imposta degli archi, al fine di monitorare le rotazioni in direzione longitudinale;
  - 1 inclinometro biassiale per ogni lato trasversale di ogni pila, posto in sommità della stessa, sotto il piano di imposta degli archi, al fine di monitorare le rotazioni in direzione trasversale;
  - 1 accelerometro per ogni pila posto in sommità della stessa, sotto il piano di imposta degli archi, al fine di monitorare le vibrazioni delle pile;
- Archi
  - 2 inclinometri biassiali per ogni lato longitudinale di ogni arco, posti ad una distanza dall'asse di imposta pari circa ad 1/3 della luce, misurata come proiezione orizzontale, al fine di monitorare le rotazioni in direzione longitudinale;
  - 1 accelerometro all'intradosso di ogni arco, posto in chiave in corrispondenza della mezzeria trasversale, al fine di monitorare le vibrazioni a cui è soggetto.

- Travi del nuovo impalcato
  - 1 accelerometro posizionato nella zona vicina agli appoggi sulle travi di bordo e su quella centrale, al fine di monitorare le vibrazioni dovute al traffico sulla nuova struttura.

L'installazione degli strumenti sulla struttura esistente è necessario venga effettuata prima dell'inizio delle lavorazioni di scavo e rimozione del materiale di riempimento, in modo tale che venga monitorato il comportamento della muratura anche durante le fasi di lavoro. Di seguito vengono riportati alcuni schemi esplicativi sul posizionamento degli strumenti.



*Figura 6-2: Inclinometro e accelerometri (MicroGeo)* 



Figura 6-3: Disposizione dispositivi di monitoraggio



Figura 6-4: Disposizione sistemi di monitoraggio

#### **6.1.1 DEFINIZIONE DELLE SOGLIE DI RISCHIO**

Affinché il sistema di monitoraggio non sia solo un mero strumento atto solo a fornire report di misure, è necessario definire dei parametri di controllo che, se superati, avvisino il personale preposto permettendo di intervenire in modo adeguato e tempestivo, assicurando la sicurezza dell'opera e rendendola usufruibile all'utenza.

A tal proposito quello che si rende necessario è la definizione di soglie in termini di spostamento o rotazione. Le soglie si differenziano in funzione del danno a cui sono associate [27].

- **Soglia di attenzione**: segnala la possibilità che sull'opera si manifestino lievi danni sostanzialmente legati alle finiture.
- Soglia di allerta: segnala la possibilità che sull'opera si manifestino danni, seppur in forma lieve, sugli elementi strutturali.
- **Soglia di allarme**: segnala la possibilità che sull'opera si manifestino danni su finiture, elementi strutturali ed eventuali impianti collegati ad essa.

Per la definizione delle soglie sono stati utilizzati i risultati dell'analisi statica non lineare con spettro di risposta per lo Stato Limite di Collasso e, in funzione della mappa dell'apertura delle fessure nella direzione principale di trazione, sono stati definiti i limiti di spostamento relativi alle diverse soglie, considerando due differenti punti di controllo: sulla pila e sull'arco, punti sui quali sono stati disposti i dispositivi di controllo.



Figura 6-5: Posizione nodi di controllo



[DATA] NL SLC, Fase 2, INCR=30 (LOAD=0.150), [UNIT] kN, mm, [Output CSys] Default

Figura 6-6: Mappa fessure step di carico 30 (15%)



[DATA] NL SLC, Fase 2, INCR=50 (LOAD=0.250), [UNIT] kN, mm, [Output CSys] Default

Figura 6-7: Mappa fessure step di carico 50 (25%)



[DATA] NL SLC, Fase 2, INCR=60 (LOAD=0.300), [UNIT] kN, mm, [Output CSys] Default

Figura 6-8: Mappa fessure step di carico 60 (30%)

STEP DI CARICO	%CARICO	APERTURA	SPOST	SPOSTAMENTI		ROTAZIONI	
		DELLA FESSURA MASSIMA	ARCO	PILA	ARCO	PILA	
		[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[°]	
30	15%	0.31	2.8791	2.1616	0.1833	0.0227	
50	25%	0.59	5.0657	3.8838	0.3225	0.0408	
60	30%	0.75	6.6794	5.1276	0.4252	0.0539	

Tabella 6-1: Valori per definizione soglie di rischio

3D ELEM CRACK RES WIDTH-NN , mm +0.75 +0.68 .0% +0.62 +0.55 +0.49 +0.43 0.1% 0.1% +0.36 0.1% +0.30 1.2% +0.23 0.3% +0.17 +0.17 0.5% +0.10 1.1% +0.04 97.7% -0.03

Sovrapponendo le soglie individuate alle curve di capacità, ricavate ponendo i punti di controllo sull'arco e sulla pila, si ottengono i seguenti diagrammi, in cui si nota come la pendenza della curva tra le diverse soglie sia differente e, in particolare, si abbassa, indicando uno spostamento superiore a pari incremento di carico. Dunque, superata la soglia di attenzione, che segnala la possibilità che sull'opera si manifestino lievi danni legati alle finiture, un incremento di carico porta al raggiungimento della soglia di allerta in maniera più rapida, ed analogamente, e in modo ancora più rapido, può essere raggiunta la soglia di allarme.

Infine, il limite di massima capacità in spostamento definito per lo SLC, come mostra il diagramma, è molto superiore, e ciò dimostra l'importanza di un sistema di monitoraggio, poiché non è necessario che la struttura si danneggi in maniera importante, ma si ha un rapido riscontro delle condizioni della struttura e, ne consegue, la possibilità di un veloce intervento ove fosse necessario.



Figura 6-9: Curva di capacità e soglie di rischio arco



Figura 6-10: Curva di capacità e soglie di rischio pila

#### 6.1.2 SIMULAZIONE DI UN EVENTO SISMICO

La definizione delle soglie deve essere costantemente aggiornata, poiché variazioni nelle condizioni della struttura, che siano da danno o da ripristino, comportano un cambiamento nella risposta della stessa.

Le soglie stabilite devono essere ragionevoli, cioè impostate a valori molto piccoli tali da comportare un allarme non necessario, né impostate su valori molto elevati tali da non venir raggiunte prima che si procurino danni importanti alla struttura. Per tale motivo si è voluto verificare che le soglie siano state ben definite, sottoponendo la struttura ad una serie di accelerogrammi spettro compatibili.

Attraverso il software *SIMQKE_GR*, sono stati creati 5 accelerogrammi spettro compatibili per ognuno degli stati limite: SLC, SLV e SLD. In questo modo sono state applicate differenti azioni sismiche della durata di 20sec alla struttura, compatibili con il sito geografico in cui essa si trova, riferiti a periodi di ritorno, rispettivamente, di 975anni, 475anni e 50anni, e attraverso un'analisi *Time-History* sono stati calcolati gli spostamenti massimi nei punti di controllo strumentati, arco e pila (Figura 6-5).



Figura 6-11: Spettro di risposta e accelerogramma SLC-1



Figura 6-12: Spettro di risposta e accelerogramma SLC-2



Figura 6-13: Spettro di risposta e accelerogramma SLC-3



Figura 6-14: Spettro di risposta e accelerogramma SLC-4



Figura 6-15: Spettro di risposta e accelerogramma SLC-5



Figura 6-16: Spettro di risposta e accelerogramma SLV-1



Figura 6-17: Spettro di risposta e accelerogramma SLV-2



Figura 6-18: Spettro di risposta e accelerogramma SLV-3



Figura 6-19: Spettro di risposta e accelerogramma SLV-4



Figura 6-20: Spettro di risposta e accelerogramma SLV-5



Figura 6-21: Spettro di risposta e accelerogramma SLD-1



Figura 6-22: Spettro di risposta e accelerogramma SLD-2



Figura 6-23: Spettro di risposta e accelerogramma SLD-3



Figura 6-24: Spettro di risposta e accelerogramma SLD-4



Figura 6-25: Spettro di risposta e accelerogramma SLD-5

Dall'analisi *Time-History* eseguita con ognuno dei precedenti accelerogrammi, sono stati ottenuti i seguenti risultati in termini di spostamento nei punti di controllo definiti in Figura 6-5.

SPOSTAMENTI [mm]	SIMULAZIONE ARCO	SIMULAZIONE PILA
TH-SLC 1	3.7390	2.87900
TH-SLC 2	3.2515	2.51570
TH-SLC 3	5.2619	3.82500
TH-SLC 4	3.9962	3.10340
TH-SLC 5	3.7573	2.90180
TH-SLV 1	3.1060	2.3916
TH-SLV 2	2.6713	2.0665
TH-SLV 3	4.0460	3.1407
TH-SLV 4	3.2722	2.5407
TH-SLV 5	3.0780	2.3767
TH-SLD 1	1.2987	1.0004
TH-SLD 2	1.0808	0.8362
TH-SLD 3	1.6112	1.2497
TH-SLD 4	1.4725	1.1441
TH-SLD 5	1.2273	0.9477

Tabella 6-2: Risultati delle simulazioni

Riportando i risultati in forma grafica si nota come le soglie siano state stabilite in modo ragionevole. I punti si distribuiscono tra la soglia di attenzione e di allerta per gli accelerogrammi spettro compatibili per lo SLC e lo SLV, mentre, le simulazioni per lo SLD si posizionano al di sotto della soglia di attenzione.

Dai risultati ottenuti è possibile dedurre che per un sisma molto importante, che presenta un periodo di ritorno molto elevato, viene superata la soglia di attenzione e allo stesso tempo può essere superata anche quella di allerta, fornendo un allarme reale in quanto trattasi di un evento estremamente raro che produce una sollecitazione elevata sulla struttura, e dunque, l'avviso fornito dal superamento delle soglie porta all'obbligo di effettuare controlli mirati e accurati dell'opera che altrimenti sarebbero passati inosservati. Questo risultato rivela come un sistema di monitoraggio, ben progettato, ridondante, continuo, costantemente aggiornato e validato, porti ad ottenere un più elevato grado di attenzione alle condizioni della struttura, con un riflesso importantissimo sulla sicurezza dell'utenza che si serve dell'opera, poiché se essa dimostra di non essere sicura, o non si è certi delle sue condizioni strutturali, è possibile intervenire tempestivamente diminuendo così sensibilmente il rischio per chi ne usufruisce.



Figura 6-26: Risultati simulazione punto di controllo su arco



Figura 6-27: Risultati simulazione punto di controllo su pila

#### 6.1.3 PRESCRIZIONI SUL RAGGIUNGIMENTO DELLE SOGLIE

Il raggiungimento da parte della struttura dei valori di spostamento e/o rotazione imposti, comporta una successiva sequenza di operazioni da effettuare per valutare l'effettiva presenza di danni subiti, che potrebbero portare ad un evento molto rischioso o catastrofico per l'utenza.

Le operazioni associate alle soglie sono [27]:

- Soglia di attenzione
  - 1. Visita di controllo per la verifica dello stato fessurativo;
  - 2. Eventuale incremento della strumentazione di monitoraggio già presente;
  - 3. Analisi strutturale dell'opera mediante modello di calcolo.
- Soglia di allerta
  - 1. Messa in sicurezza dell'opera;
  - 2. Installazione di fessurimetri per valutare l'entità delle lesioni degli elementi strutturali.
- Soglia di allarme
  - 1. Lettura dei fessurimetri;
  - 2. Valutazione delle correlazioni esistenti tra ampiezza delle fessure e spostamenti;
  - 3. Valutazioni in merito alla necessità di intervenire per ripristinare e/o consolidare parte dell'opera.



Figura 6-28: Fessurimetri wireless Extratech

### 6.2 ANALISI IN CORSO D'OPERA

Tutte le analisi condotte in fase di progetto e nell'ambito di questo lavoro di tesi partono da una conoscenza della struttura e dei materiali definita, secondo la normativa vigente, LC3, a seguito di tutte le indagini svolte in fase preliminare.

Per quanto accurate e ampie, le indagini effettuate sono limitate a quegli elementi esterni su cui è possibile effettuare le prove, mentre altri dati come, ad esempio, lo spessore reale delle arcate, lo spessore dei muri andatori, lo spessore del materiale di riempimento dell'impalcato, senza ricorrere a singoli carotaggi, non possono essere del tutto noti, così come non sono noti gli effettivi spessori dei paramenti in muratura delle pile a sacco e il tipo di materiale presente all'interno delle stesse. Mentre in altri casi, questi dati si ricavano in parte attraverso la documentazione di progetto, o quanto meno, si può averne un'indicazione abbastanza precisa, per quest'opera, non si ha avuto nessun elaborato progettuale a disposizione, non è quindi stato possibile avere una certezza elevata su determinati particolari della struttura.

Pertanto, nelle analisi effettuate, tutti i dati parzialmente non noti sono stati cautelativamente e ragionevolmente ipotizzati, e/o ricavati attraverso considerazioni dovute all'esperienza e a riferimenti da letteratura.

La correttezza di queste ipotesi potrà essere verificata solo durante la fase di realizzazione degli intervento in progetto, infatti, ad esempio, solo successivamente allo scavo e allo sgombero del materiale di riempimento, con semplici misure topografiche sarà possibile confermare lo spessore delle arcate, controllare lo stato dei materiali quali mattoni e malte, inoltre, nella fase di realizzazione dei micropali sarà possibile sapere quali siano le caratteristiche del materiale di riempimento all'interno delle pile e, attraverso prove di tipo geotecnico, conoscerne i parametri e valutare in modo puntuale e accurato la reale capacità portante dei micropali.

Dunque, gli oneri di spesa in termini economici e di tempo per realizzare una successiva campagna di prove durante le fasi di lavoro, potrebbe portare ad una riduzione del numero di micropali, una diminuzione oppure a un incremento dei rinforzi da applicare alla muratura, con un correlato risparmio economico o un relativo incremento della sicurezza dell'opera.

Una ipotetica campagna di indagini in corso d'opera e le relative analisi che potrebbero essere aggiornate e dettagliate, si può così suddividere:

- Misure topografiche successive allo sbancamento dell'impalcato per determinare il reale spessore degli archi. Prove sullo stato delle murature e delle malte e nuove indagini endoscopiche più accurate sulle pile onde ricavare gli spessori dei paramenti, per poter determinare più precisamente attraverso una nuova analisi modale e una nuova analisi statica non lineare le sollecitazioni in fase sismica e il comportamento a collasso dell'opera.
- Prove SPT all'interno del foro in cui verrà alloggiato il micropalo, con le quali si
  potrebbe ricavare la reale portanza e stimare più accuratamente i cedimenti e,
  dunque, ridurre il numero dei micropali se possibile. La norma prevede prove su
  pali piloti, che potrebbero supplire alla necessità di effettuare un'indagine SPT, ma
  risulterebbe una prova isolata in quanto troppo complessa e onerosa da ripetere su
  ogni pila.
- Ispezione accurata di tutte le parti costituenti l'opera e applicazione di fessurimetri laddove si riscontra la presenza di fessure, questo prima dell'inizio delle lavorazioni sull'impalcato, in modo da monitorare lo stato della struttura durante tali fasi.
- Prove con uso di martinetto piatto per ricavare lo stato tensionale e deformativo della muratura, così da determinare se ulteriori incrementi di sollecitazione comportino un raggiungimento di uno stato limite più rapidamente rispetto a quanto ci si aspetterebbe dall'analisi teorica.

Le ipotesi effettuate in fase progettuale su particolari non indagati, in quanto non vincolanti per la redazione di un progetto, vengono effettuate a favore di sicurezza, pertanto, a meno di importanti e impensabili condizioni riscontrabili in fase di cantiere, è possibile assumere che essi portino ad ottenere un livello di sicurezza superiore a quanto calcolato.

Questo sovradimensionamento comporta sicuramente una spesa superiore in termini di materiali, macchine, mano d'opera e tempistiche di realizzazione ma, d'altro canto, la volontà di voler realizzare una supplementare campagna di indagini in corso d'opera con una nuova analisi progettuale, comporterebbe quasi certamente un ridimensionamento di alcune parti del progetto, ma, in termini economici e di tempo necessari per effettuare le prove e le analisi, sarebbe controproducente rispetto a realizzare il progetto redatto sulla base di ipotesi che possono essere ritenute plausibili e cautelative.

## 7 <u>Conclusioni</u>

Il lavoro riportato nella presente tesi mira alla risoluzione delle problematiche riscontrate sul Ponte sul fiume Metauro, tra il km 253+844 e il km 254+098 della S.S. 16 "Adriatica", mediante l'intervento di manutenzione straordinaria che risolva l'inadeguatezza delle condizioni di sicurezza nei confronti dei carichi da traffico e delle azioni sismiche e, allo stesso tempo, fornisca la fruibilità di un'opera "sicura" da un punto di vista strutturale e quindi adeguata alle vigenti normative.

L'iter di progettazione esecutiva, sviluppato nella fase inziale della tesi, ha come obiettivo l'individuazione di una soluzione progettuale che risolva tali problematiche.

Le ricerche effettuate in letteratura per l'intervento da adottare non hanno fornito soluzioni compatibili con le richieste del progetto. Per tale motivo si è optato per una soluzione dove l'*"involucro esterno"* in muratura viene preservato, in quanto bene architettonico tutelato, e la funzione portante sostanziale viene assegnata ad un nuovo impalcato da realizzare e *"nascondere"* all'interno dello stesso involucro. Il progetto del nuovo impalcato prevede che le travi poggino su dei pulvini in c.a. fondati su micropali, realizzati all'interno delle pile, i quali assorbono le azioni verticali e orizzontali trasferite dall'impalcato senza gravare sulla struttura esistente. Inoltre, l'eliminazione del materiale di riempimento degli archi riduce la massa complessiva che determina in maniera rilevante le sollecitazioni sismiche agenti sulle parti esistenti in muratura.

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento esclusivamente al nuovo impalcato, pertanto, tutti gli elaborati realizzati, relazione di calcolo, tavole grafiche e computo metrico estimativo, hanno riguardato soltanto il medesimo. Il calcolo e la verifica dell'impalcato non sono stati completamente riportati all'interno di questa tesi, eccezion fatta per alcuni riferimenti quali la modellazione per il calcolo delle sollecitazioni attraverso il software agli elementi finiti Midas Civil, che permette una facile ed importante computazione delle sezioni composite, e la valutazione delle sollecitazioni e verifica dei micropali dal punto di vista geotecnico e strutturale.

Nella fase seguente è stato studiato il comportamento sismico della struttura in muratura nella condizione successiva alla realizzazione delle opere progettate; questo per stabilire le

conseguenze positive dell'intervento sugli incrementi dei fattori di sicurezza strutturale dell'opera.

A tale scopo è stato costruito un modello FEM tridimensionale effettuando un'analisi modale per confrontare i risultati con quelli ricavati in fase di progetto preliminare. Si è riscontrata una riduzione delle sollecitazioni alla base delle pile di circa il 50%, ed anche se le verifiche allo Stato Limite di Collasso e allo Stato Limite di Danno non risultano soddisfatte per tutti gli elementi, si trova conferma che la soluzione di realizzare un nuovo impalcato migliora di molto le condizioni sismiche della struttura in muratura.

Inoltre, si è condotta, sullo stesso modello FEM, un'analisi statica non lineare per indagare il comportamento ultimo della struttura andando a tracciare i diagrammi di capacità considerando come punto di controllo l'estremità di una delle pile.

Imponendo un limite di spostamento, funzione di un criterio di massimo spostamento assimilando che la pila si comporti come un pannello, si è visto come, per tale limite, il comportamento della struttura sia ancora in fase elastica, ma poco lontano dal punto di transizione, che, quando superato, porta alla formazione di cerniere plastiche tali da attivare un cinematismo che, per carichi praticamente costanti, determina aumento pressoché lineare dello spostamento. Dalla stessa curva si nota come la struttura abbia una fase di incrudimento finale, la quale risulta però molto leggera, in quanto attivato il cinematismo, il collasso è praticamente immediato e pertanto si può affermare che la parte finale della curva è solo teorica e non reale.

L'analisi statica non lineare ha dato le basi per un'ulteriore analisi, obiettivo principale di questo lavoro di tesi, ossia quello di studiare l'interazione tra i micropali della nuova struttura e le pile in muratura della struttura esistente.

Il micropalo posto all'interno della pila, che di fatto ha una funzione di cerchiatura finita in termini spaziali con determinate caratteristiche di rigidezza, presenta una risposta strutturale differente rispetto all'abituale caso in cui esso si trovi infisso nel terreno considerato come semispazio non finito. Pertanto, si è deciso di realizzare un modello FEM del micropalo vincolato lungo la sua lunghezza da una serie di molle di rigidezza variabile, calcolate a partire dagli spostamenti ricavati dall'analisi statica non lineare per lo *step* di carico relativo al limite di spostamento imposto, molle che lavorano solo in compressione. In testa al micropalo è stata applicata l'azione orizzontale dovuta al nuovo impalcato.

Confrontando i risultati ottenuti dal modello e quelli del progetto esecutivo, in cui si è ipotizzato che il palo fosse realizzato in un terreno elastico omogeneo, si è ottenuto che gli spostamenti, le rotazioni e le sollecitazioni di taglio e momento flettente sono molto inferiori.

Infine, si è studiata la proposta di dotare la struttura di un sistema di monitoraggio che permetta all'Ente Proprietario di avere un quadro completo ed esaustivo della condizione della struttura in modo continuo nel tempo. In aggiunta, si è voluto fornire anche un sistema di soglie di allerta che consentano all'Ente proprietario della struttura di adottare tempestivi e adeguati interventi finalizzati al mantenimento degli idonei standard di sicurezza.

Per validare tali soglie sono state effettuate delle simulazioni attraverso delle analisi *Time-History* con accelerogrammi spettro compatibili, atti a misurare il massimo spostamento di due punti strumentati, ottenendo dei risultati soddisfacenti per le soglie imposte.

In conclusione sono state fatte considerazioni sulla possibilità di affinare ulteriormente le analisi effettuate che comporterebbe una serie di prove da eseguire in corso d'opera su cui basare nuove e approfondite analisi. Detto impegno supplementare comporterebbe però un incremento di costi in termini economici e di tempo tali da non giustificare i risparmi ottenibili sui materiali portandoli al limite delle loro capacità resistenti previste dalla normativa vigente. Pertanto imporre ipotesi più realistiche possibili, in base all'esperienza o a riferimenti di letteratura, è fondamentale perché riduce un eccessivo sovradimensionamento delle opere e, allo stesso tempo, evita una ulteriore campagna di indagini e successive modifiche al progetto.

## 8 <u>Bibliografia</u>

- SONGEO, STUDIO_SPERI, Sering e Integra, Progetto preliminare, Ancona: Anas S.p.A, 2011.
- [2] I. E. Milani, Verifica di trasnitabilità del viadotto sul fiume Metauro lungo la SS16 al km 254+000, Ancona: Anas S.p.A, 2020.
- [3] G. Calvi e M. Moratti, Adeguamento sismico di un ponte in muratura a Macerata, Macerata, 2005.
- [4] M. Venturato, Interventi di rifnorzo per ponti ad arco in muratura, Padova: Università degli Studi di Padova, 2011.
- [5] S. Fuser, Analisi limite dei ponti ad arco in muratura, Padova: CSPfea Università degli Studi di Padova, 2013.
- [6] R. Lancellotta, Geotecnica, Milano: Zanicheli Editore S.p.A., 1993.
- [7] R. Lancellotta e J. Calavera, Fondazioni, Milano: McGraw-Hill Libri Italia srl, 1999.
- [8] R. C. C. A. Mistretta, «Verbale di Somma Urgenza,» Compartimento della Viabilità con sede in Ancona - ANAS S.p.A., 27/06/1965.
- [9] I. E. Milani, Verifica passaggio T. Ecc. 174 ton su viadotto sul fiume Metauro lungo la SS 16 al km 254+000, Ancona: Anas S.p.A., 2020.
- [10] Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (MIT), 2020.
- [11] I. F. Fumarola, Progetto esecutivo Lavori di risanamento degli elementi strutturali del ponte sul fiume Metauro tra il km 253+844 e il km 254+098 della SS 16 "Adriatica", Torino: Anas S.p.A., 2022.
- [12] C. Tuzza, Modellazione, analisi e colcolo di un implacato acciaio-cls composto, Este: CSPFea Engineering Solutions, 2021.

- [13] M. P. Petrangeli, Progettaizone e costruzione di ponti con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti, Roma: Casa Editrice Ambrosiana, 2019.
- [14] D.M. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegato Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni", 2018.
- [15] Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 Gennaio 2018 (GU n.5 del 11-2-2019 – Suppl. Ordinario n.35), 2019.
- [16] Eurocodice 3: EN1993-1-1: Progettazione delle strutture in acciaio Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici., 1993.
- [17] Eurocodice 4: EN1994-1-1: Design of composite steel and concrete structures Part
   1-1: General rules and rules for buildings, 1994.
- [18] Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di, 1988.
- [19] Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di, 1988.
- [20] C. Tuzza, Modellazione FEM, analisi spettrale e statica non lineare di un ponte in muratura con l'utilizzo del software Midas FEA NX, Este: CSPFea Enginerring Solutions, 2021.
- [21] E. S. CSPFea, «Chapter 4, Materials,» Analysis Reference, pp. 207 210, 2021.
- [22] K. S. Ibrahim e G. T. Suter, «Smeared crack model for reinforced concrete masonry shear wall analysis,» in 10th IB2MaC, Calgary, Canada, 1994.
- [23] A. Ten. Palermo, Metologie innovative pper il monitoraggio strutturale dei ponti, Torino, 2018.
- [24] I. Strutturali, «Monitoraggio Di Ponti,» 05 02 2020. [Online]. Available: https://www.indaginistrutturali.it/wordpress/wp-

content/uploads/2019/12/72.MonitoraggioDiPonti.pdf. [Consultato il giorno 25 06 2022].

- [25] INGENIO-WEB.IT, «Il monitoraggio strutturale automatico "in continua" h24,» IMREADY Srl, [Online]. Available: https://www.ingenio-web.it/27681-ilmonitoraggio-strutturale-automatico-in-continua-h24. [Consultato il giorno 26 06 2022].
- [26] INGENIO-WEB.IT, «Il Monitoraggio Strutturale e la definizione del Piano di Monitoraggio,» IMREADY Srl, [Online]. Available: https://www.ingenioweb.it/26655-il-monitoraggio-strutturale-e-la-definizione-del-piano-dimonitoraggio. [Consultato il giorno 26 06 2022].
- [27] F. Braga, Individuazione delle soglie di: attenzione, allerta, allarme da adottare nel monitoraggio degli spostamenti delle lesioni degli edifici di Santa Maria Maddalena di Ripoli, Roma, 2012.
- [28] G. Pignagnoli, Individuazione del danno su ponti in muratura mediante misure dinamiche, Bologna: Alma Mater Studiorum - Università di Bologna, 2016.
- [29] A. Aprile, L. Pelà e A. Benedetti, Vulnerabilità sismica si ponti ad arco in muratura di pietrame, Bologna: Conference: GIMC 2006 - XVI Convegno Italiano di Meccanica Computazionale, 2006.
- [30] R. Boin, Classificazione e studio del comportamento sismico dei ponti in muratura, Padova: CSPfea - Università degli Studi di Padova, 2013.
- [31] A. Benedetti e L. Pelà, «Verifica della vulnerabilità sismica dei ponti in muratura,» 2009.
