

POLITECNICO DI TORINO



*Facoltà di Ingegneria*  
*Corso di Laurea in Ingegneria Civile*

*TESI DI LAUREA MAGISTRALE*

***Valutazione della risposta sismica di un ponte soggetto ad  
erosione alla base delle pile***

*Relatori:*  
*Prof. Donato Sabia*  
*Prof. Francesco Tondolo*

*Candidato*  
*Gianmarco Stentella*

*Luglio 2018*

## *Ringraziamenti*

*In questo mio percorso di studi giunto oramai al termine dedico questo lavoro a mia nonna che da lassù mi guida per la giusta strada e mi protegge sempre.*

*Un sincero grazie ai miei genitori per avermi dato fiducia e per avermi supportato sia a livello morale che economico in questi anni di studio.*

*Infine vorrei ringraziare tutte le persone che mi hanno permesso di superare i miei limiti e che mi hanno insegnato il valore dell'umiltà e del rispetto reciproco.*

*Desidero esprimere la mia riconoscenza ai relatori, Prof. Francesco Tondolo e Prof. Donato Sabia per aver creduto in me e nelle mie potenzialità, e per avermi insegnato ad esercitare la disciplina della pazienza che ha reso possibile lo svolgimento di questo studio.*

*Alle persone che più di tutti hanno atteso questo importante momento,  
mia Madre, mio Padre e i miei Nonni, che io possa non deluderli mai e continuare ad  
esercitare la mia vocazione con semplicità, umiltà e amore per migliorare la vita  
delle persone che mi sono vicine e che mi saranno vicine  
in questo mio percorso di vita.*

*A Laura*

## Indice

---

Introduzione .....	1
<b>1 EROSIONE.....</b>	<b>6</b>
1.1 Il fenomeno dell'erosione.....	6
<b>2 MODELLAZIONE NUMERICA: IL METODO DEGLI ELEMENTI FINITI...24</b>	<b>24</b>
2.1 Il Metodo degli Elementi Finiti.....	24
2.2 Il programma ADINA 9.4.1.....	33
2.2.1 Moduli costituenti il codice di calcolo ADINA 9.4.1.....	35
<b>3 DEFINIZIONE DEL MODELLO.....</b>	<b>36</b>
3.1 Descrizione della tipologia di ponte.....	36
3.2 Schematizzazione strutturale.....	42
3.3 Modellazione strutturale del ponte .....	46
3.3.1 Geometria del modello.....	46
3.3.2 Modellazione delle travi longitudinali.....	47
3.3.3 Modellazione delle travi di irrigidimento trasversali.....	53
3.3.4 Modellazione della soletta.....	54
3.3.5 Modellazione delle pile.....	56
3.3.7 Modellazione delle fondazioni.....	59
3.3.8 Dettaglio del collegamento impalcato-pile; impalcato-spalle.....	69
3.4 Interazione terreno-struttura.....	75
3.4.1 Il singolo palo di fondazione.....	75
3.4.2 Il terreno di fondazione.....	76
3.5 Verifica dei modelli .....	81
3.5.1 Modelli analizzati.....	81
3.6 Il comportamento del terreno.....	84
3.6.1 Soluzione analitica del palo isolato per spostamenti verticali.....	85
3.6.2 Determinazione della rigidezza laterale del palo isolato.....	87
3.6.3 Determinazione della rigidezza di base del palo isolato.....	89
3.6.4 Soluzione analitica del palo isolato per spostamenti orizzontali.....	95
3.6.2 Soluzione numerica nel caso di palo isolato.....	99
3.7 Casi di erosione.....	103
<b>4 ANALISI MODALE.....</b>	<b>108</b>
4.1 Risultati analisi modale.....	112
4.2 Tabella delle variazioni di frequenza .....	116
4.3 Casi studio e definizione dei parametri di controllo dello scour.....	139
<b>5 RIPARTIZIONE DEGLI SFORZI ASSIALI LUNGO IL FUSTO DEI PALI PER EFFETTO DELLO SCOUR LOCALIZZATO.....</b>	<b>168</b>

<b>6 INTRODUZIONE ALLA VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DEI PONTI ESISTENTI.....</b>	<b>172</b>
6.1 Premessa.....	172
6.2 Danni alle infrastrutture di trasporto negli eventi sismici recenti.....	173
6.3 Sicurezza e prestazioni attese.....	177
6.4 Azione sismica.....	179
6.4.1 Spettro di risposta elastico in accelerazioni.....	179
6.4.2 Storie temporali nel moto sismico.....	182
6.4.3 Variabilità spaziale del moto.....	184
6.4.4 Considerazione della componente verticale del sisma.....	184
6.4.5 Combinazione delle componenti ortogonali del sisma.....	185
6.4.6 Modello strutturale.....	185
6.4.7 Metodo di analisi sismica.....	187
6.5 Analisi dinamica lineare con il metodo degli spettri di risposta condotta sul ponte oggetto di studio.....	189
6.5.1 Risultati dell'analisi sismica.....	191
6.5.2 Variazione delle sollecitazioni flettenti e taglianti dovute al sisma al progredire dello Scour.....	199
6.5.3 Verifiche di resistenza alla base delle pile allo SLV.....	208
6.5.4 Commenti sulle verifiche sismiche allo SLV condotte con riferimento ai diversi scenari di scour ipotizzati.....	238
6.5.5 Verifica a taglio dei pali allo SLV.....	244
<b>7 CONCLUSIONI.....</b>	<b>249</b>
<b>8 BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>261</b>
<b>9 ALLEGATI DI CALCOLO.....</b>	<b>265</b>
9.1 Deformate modali in assenza di scour.....	265
9.2 Deformate modali nel caso di scour 1a.....	269
9.3 Deformate modali nel caso di scour 1b.....	273
9.4 Deformate modali nel caso di scour 1c.....	277
9.5 Deformate modali nel caso di scour 2a.....	281
9.6 Deformate modali nel caso di scour 2b.....	285
9.7 Deformate modali nel caso di scour 2c.....	289
9.8 Deformate modali nel caso di scour 3a.....	293
9.9 Deformate modali nel caso di scour 3b.....	297
9.10 Deformate modali nel caso di scour 3c.....	301
9.11 Deformate modali nel caso di scour 4a.....	305
9.12 Deformate modali nel caso di scour 4b.....	309
9.13 Deformate modali nel caso di scour 4c.....	313

## Indice

---

9.14	Spostamenti indotti dal sisma di progetto in assenza di scour.....	317
9.15	Spostamenti indotti dal sisma di progetto nel caso di scour 1a.....	318
9.16	Spostamenti indotti dal sisma di progetto nel caso di scour 2a.....	319
9.17	Spostamenti indotti dal sisma di progetto nel caso di scour 3a.....	320
9.18	Spostamenti indotti dal sisma di progetto nel caso di scour 1c.....	321
9.19	Spostamenti indotti dal sisma di progetto nel caso di scour 2c.....	322

L'incidenza dei fenomeni di degrado strutturale è andata aumentando con l'età media delle strutture in servizio e, soprattutto negli ultimi anni, ci si è trovati di fronte ad una pressante richiesta di interventi di ripristino e di riparazione. Allo stesso tempo, a fronte di una progressione del degrado strutturale, si è registrato un notevole incremento del livello prestazionale richiesto: questo aspetto, ha messo in crisi una parte considerevole di ponti in servizio ed ha imposto interventi mirati al fine di ripristinare lo stesso livello minimo di sicurezza che verrebbe richiesto nel caso di strutture di nuova costruzione.

Gli eventi alluvionali verificatisi negli ultimi anni, hanno evidenziato numerose situazioni critiche a danno dei ponti in alveo sparsi sul territorio italiano, soprattutto in Piemonte, una delle regioni più colpite. Le cause del collasso dei manufatti non sempre sono individuabili in maniera precisa, ma derivano da una serie di concause, tra le quali si annoverano le caratteristiche delle strutture vere e proprie, l'interazione che le medesime possono avere con l'ambiente nel quale sono inserite, in particolare le modifiche intervenute nell'assetto idrogeologico. A tal proposito, in Piemonte, si sono avute importanti e disastrose manifestazioni nel corso degli eventi alluvionali verificatisi nel 1994 relativamente al bacino del Tanaro e nel 2000. In altri casi, gli interventi sono resi necessari dalle maggiori conoscenze acquisite sulla effettiva sismicità delle varie regioni. Per poter progettare tutti gli interventi di manutenzione ordinaria e, soprattutto straordinaria, risulta indispensabile avere informazioni sull'effettivo stato dell'opera in esame. Risulta possibile individuare tre principali tipi di situazioni critiche, la prima delle quali riguarda il collasso del rilevato (per rilevato si intende il terrapieno prossimo alla fascia fluviale, spesso ricavato in zona golenale, che consente l'accesso al ponte, riservando poi all'opera vera e propria il compito dell'attraversamento del corso d'acqua).

Nella letteratura si tende a considerare il rilevato come un elemento distinto dalla struttura; è pur vero che un suo crollo totale o parziale, soprattutto in eventi di piena, si è manifestato come una tra le cause più frequenti di pericolo per il manufatto, che invece avrebbe superato l'evento alluvionale. Il danneggiamento del rilevato rappresenta quindi una componente importante, e come tale contribuisce, sebbene in maniera meno importante a mettere fuori esercizio il ponte.

## Introduzione

---

Il secondo meccanismo di collasso del ponte, è invece collegato a lesioni parziali o totali che possono intervenire sull'impalcato.

Tale problema è connesso a situazioni, peraltro poco frequenti, in cui il livello del corso d'acqua investe o addirittura sormonta l'intera struttura.

In questi frangenti, il regime delle spinte idrauliche cresce sensibilmente raggiungendo velocemente le condizioni critiche, può poi risultare decisiva la presenza di detriti, che da una parte vanno ad impattare contro la struttura incrementando i carichi dinamici sull'impalcato, e dall'altra riducono la sezione del corso d'acqua impedendo il libero deflusso delle acque, con il conseguente aumento della velocità della corrente e quindi delle spinte idrodinamiche a carico delle pile medesime.

Di minore rilevanza risulta la spinta a carico delle pile, se sagomate ed orientate in maniera opportuna rispetto alla direzione del corso d'acqua, tuttavia si sono riscontrati casi in cui l'alveo tende negli anni a stravolgere il proprio percorso (movimenti d'alveo, sono eventi a lungo termine che richiedono la messa in gioco di grosse energie), creando conflittualità tra la struttura e la corrente, inizialmente non previste.

In tali casi si dovranno tenere in conto tali cambiamenti rispetto alle condizioni di progetto originarie, e le conseguenze che questi possono avere.

L'ultima tipologia di danneggiamento, non di poca importanza, riguarda il cedimento delle pile e/o delle spalle, conseguente allo scalzamento al piede delle fondazioni (scour).

Si tratta di un problema di erosione, il quale dipende da molteplici fattori legati sia alle caratteristiche della struttura, a quelle del corso d'acqua, sia a quelle del terreno.

Se dal punto di vista progettuale ed economico risulta opportuno realizzare il ponte dove il rivo risulta essere più stretto, dal punto di vista idraulico la soluzione non è buona, in quanto una sezione di dimensioni più ridotte determina un maggiore regime di velocità della corrente, e quindi fenomeni erosivi più importanti.

Risulta importante considerare anche il contributo di riduzione della sezione determinato dalla presenza delle pile, e dalla eventuale presenza di detriti come arbusti e tronchi che vanno a peggiorare le condizioni sopra esposte.

Il collasso strutturale è spesso legato alla sovrapposizione di diverse problematiche che contribuiscono in misura diversa al meccanismo di collasso; tuttavia è comunque possibile individuare una causa predominante, la quale consente un'analisi statistica di validità qualitativa.

## Introduzione

---

Le cause primarie di danneggiamento sono invece mostrate nel grafico di *figura 1*; è interessante notare che, l'erosione, pur rimanendo una delle maggiori cause di vulnerabilità degli attraversamenti considerati nell'analisi statistica, essendo responsabile del 21% dei danneggiamenti compresi nel campione a disposizione, non risulta la causa principale di danneggiamento, essendo invece leggermente predominanti i casi di lesione provocate dalla spinta idrodinamica della corrente. Inoltre è anche interessante osservare che la parte del manufatto più spesso danneggiata è il rilevato di accesso, che è soggetto a danneggiamento con maggior frequenza (41% dei casi) rispetto a pile e spalle dei ponti (21% dei casi), mentre è rilevante anche il numero dei casi che riguardano l'impalcato (19%). Tale comportamento potrebbe, almeno in prima istanza, essere spiegabile da un lato in base ad una maggiore frequenza nel nostro Paese di rilevati di accesso ai ponti ubicati nelle zone golenali dell'alveo, che potrebbe giustificare la maggiore frequenza di danni ai rilevati stessi, dall'altra agli effetti della vegetazione fluitata dalla corrente che potrebbero giustificare la frequenza piuttosto elevata di danni agli impalcato delle strutture di attraversamento. Di fatto il caso più frequente di danneggiamento del ponte è da imputarsi al collasso del rilevato, essendo questo il punto debole del complesso che costituisce l'attraversamento, fatta questa distinzione, si nota un sostanziale equilibrio tra i problemi connessi all'impalcato e alle pile e/o spalle dei ponti, con alcuni casi in cui si ha una concomitanza dei due fattori.

I danni sono da imputarsi principalmente alle spinte idrauliche ed ai fenomeni di erosione, le prime sono responsabili soprattutto delle lesioni a danno dell'impalcato, mentre i secondi sono particolarmente critiche per pile e spalle in quanto sono responsabili delle azioni di scalzamento.

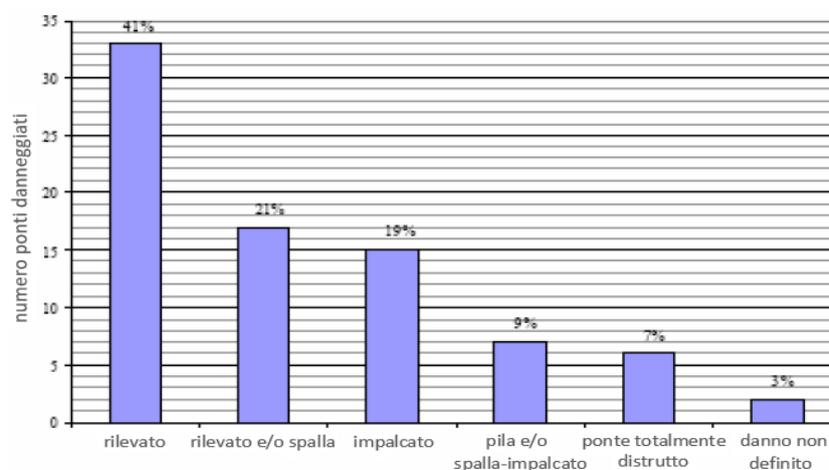
Il collasso del rilevato può essere giustificato dal fatto che in questo caso i fenomeni di spinta e di erosione possono essere ritenuti entrambi decisivi e devastanti.

In ogni caso i risultati delle predette indagini, hanno permesso di porre la giusta enfasi sul problema dell'analisi della sicurezza idraulica degli attraversamenti fluviali, confermando l'esistenza di un livello di vulnerabilità dei manufatti di attraversamento esistenti sul territorio molto elevato ed invero abbastanza preoccupante.

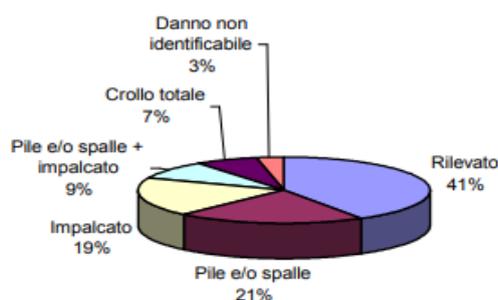
Volendo fare specifico riferimento alla situazione del nostro Paese, si possono menzionare in proposito i dati riportati dal lavoro di *Ballio et al. (1998)* mostrati in *figura 2* che hanno valutato, nel campione esaminato, in circa il 30% il rapporto tra il numero dei ponti crollati (o gravemente danneggiati) ed il numero totale dei ponti esistenti sui tratti fluviali in cui si sono verificati danni ai ponti.

## Introduzione

---



**Figura 1:** Elementi danneggiati causanti il collasso del ponte



**Figura 2:** Elementi strutturali dei manufatti di attraversamento danneggiati a seguito di eventi alluvionali (dati desunti da Ballio et al., 1998)

Da un'analisi qualitativa relativa alle cause di collasso strutturale, relativa ai ponti crollati in passato, si può ritenere che il *fenomeno di erosione* per i ponti in alveo, rappresenti un punto cruciale nella via utile della struttura, e come tale ha suscitato particolare interesse negli studiosi. Peraltro, è facile intuire come questo problema presenti considerevoli incertezze in termini di quantificazione, e questo fa dell'erosione un fenomeno tuttora al centro di diversi studi, sia per quanto riguarda l'elaborazione dei metodi analitici che ne consentano una stima, sia e soprattutto per quanto riguarda lo studio di nuovi sistemi di monitoraggio. Di fatto le attuali conoscenze circa i fenomeni di scavo ad opera della corrente permettono di meglio dimensionare, rispetto al passato, le fondazioni degli attraversamenti di nuova costruzione, la valutazione della vulnerabilità all'erosione delle opere esistenti è comunque un problema tutt'altro che agevole. Infatti, spesso dette opere hanno un'età ragguardevole e non sempre è possibile reperirne i progetti originali, sicchè in molti casi non si ha la conoscenza delle caratteristiche della parte sommersa del ponte e a maggior ragione delle fondazioni.

## Introduzione

---

Inoltre, la verifica delle condizioni delle strutture sommerse è spesso difficile, sicchè eventuali evidenze di pericolo, manifestate ad esempio da scavi localizzati attorno alle pile, non sono facilmente identificabili. Infatti, un ponte, come tutti i manufatti realizzati dall'uomo, è destinato a degradarsi in tempi più o meno brevi a seconda della sua durabilità, ovvero la sua capacità di mantenere inalterate nel tempo le prestazioni originarie. Questa capacità è garantita inizialmente da una corretta progettazione e da una buona costruzione; viene poi assicurata nel tempo da una manutenzione costante ed efficiente, tanto più necessaria quanto più è a rischio l'ambiente in cui si trova il ponte. Alle strutture da ponte viene in genere richiesto di assicurare l'utilizzabilità in sicurezza per tempi molto lunghi, fino a 100 anni ed oltre. Per garantire questa longevità i codici di calcolo stabiliscono delle regole di tipo deterministico imponendo per esempio, per le strutture in cemento armato limiti sul ricoprimento delle armature o sulle aperture delle fessure.

Queste regole sicuramente avvicinano il concetto di durabilità alla struttura ma, se ad esse non vengono affiancate analisi di deterioramento dei materiali, soprattutto in termini di velocità, e quindi con adeguati programmi di controllo e manutenzione, possono risultare inefficaci o addirittura inutili. Inoltre la consapevolezza dell'attualità di tale problema ha spinto diversi enti a sviluppare apposite procedure per la valutazione su larga scala spaziale della vulnerabilità idraulica degli attraversamenti fluviali esistenti, rivedendo e perfezionando i riferimenti normativi vigenti. A tale riguardo, con riferimento al nostro Paese possono essere citate le iniziative dell'Autorità di bacino del fiume Po (1999), che, oltre ad emanare un complesso di norme che integrano quanto disposto dalle vigenti istruzioni ministeriali sulla normativa tecnica dei ponti stradali per la progettazione dei nuovi manufatti, ha disposto una serie di verifiche da eseguire sugli attraversamenti esistenti che interferiscono con le fasce di pertinenza fluviale dei corsi d'acqua del bacino Po. Il numero elevato dei ponti potenzialmente soggetti a rischio, in molti dei paesi più industrializzati, rende però impossibile la realizzazione in tempi brevi di una diagnosi approfondita delle condizioni di vulnerabilità di ognuno di essi. Detta circostanza ha suggerito l'elaborazione di procedure di valutazione strutturale in due fasi principali. La prima fase è indirizzata all'individuazione speditiva e qualitativa degli attraversamenti soggetti a maggiore criticità, in modo da stabilire le priorità di intervento; per essere realizzata in tempi brevi tale valutazione deve necessariamente essere effettuata in funzione di indicatori di vulnerabilità facilmente individuabili, con semplici ispezioni o studi di massima che non richiedono l'effettuazione di accurati rilievi di campo.

## Introduzione

---

La seconda fase, invece, è dedicata allo studio di dettaglio della vulnerabilità degli attraversamenti a rischio precedentemente individuati, attraverso indagini approfondite che possono prevedere l'impiego di sofisticati monitoraggi in situ, coadiuvati da prove di caratterizzazione dinamica che consentono il monitoraggio dei fenomeni di erosione tramite una modellazione tridimensionale agli elementi finiti.

L'individuazione degli attraversamenti esistenti che versano in condizioni di maggiore criticità sulla base di un' apposita scala di vulnerabilità idraulica gioca un ruolo molto importante da un lato ai fini della protezione civile, permettendo di ottimizzare l'articolazione sul territorio degli interventi di monitoraggio delle condizioni di sicurezza idraulica degli attraversamenti esistenti sia prima che durante il verificarsi degli eventi alluvionali, dall'altro ai fini della programmazione degli interventi di messa in sicurezza atti a limitare sensibilmente il rischio al quale molte opere esistenti sono sottoposte, in considerazione anche della relativa facilità con la quale, talvolta, le contromisure necessarie a limitare i danni derivanti dall'erosione fluviale possono essere predisposte, senza ricorrere a modifiche di rilievo nella struttura dell'attraversamento. La presente memoria si propone di contribuire a mettere in luce quali possono essere i principali fattori che influenzano la vulnerabilità all'erosione degli attraversamenti, in riferimento quindi a realtà climatiche, idrologiche, strutturali e geomorfologiche.

I principali fattori di rischio per il degrado strutturale possono essere raggruppati nelle seguenti grandi famiglie:

- *errori di progettazione e costruzione*
- *degrado ambientale*
- *eventi eccezionali*

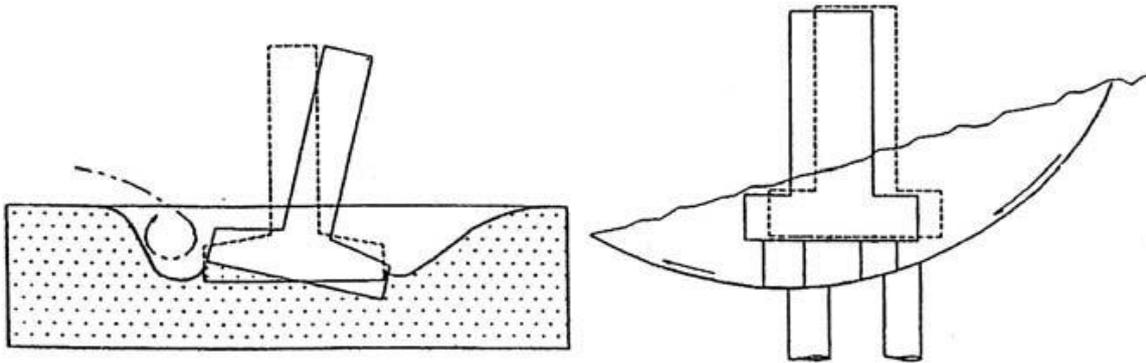
*Gli errori di progettazione* più frequenti sono da imputare sicuramente alla poca attenzione che spesso viene dedicata ai dettagli, ritenuti di secondaria importanza.

Allo stesso tempo si sottolineano gli errori commessi dai progettisti nella corretta valutazione degli effetti prodotti da forze concentrate, azioni dinamiche, variazioni termiche, ritiri differenziali, effetti viscosi e di fatica; oppure nell'insufficiente caratterizzazione dei terreni di fondazione o degli eventi di natura idraulica.

Va inoltre evidenziato l'importanza di una corretta progettazione e realizzazione degli elementi non strutturali e la loro influenza sulla durabilità.

Per quanto riguarda gli *errori di costruzione*, la bibliografia riporta tra i più comuni quelli riguardanti le seguenti operazioni: la confezione del calcestruzzo, la compattazione in fase di getto e un'errata disposizione delle armature. I principali *fattori di degrado ambientale* sono riconducibili a fenomeni di tipo **idrogeologico, geologico-geotecnico e chimico**

I primi **due fattori (idrogeologico e geotecnico)** riguardano la stabilità globale dell'opera e risultano molto pericolosi soprattutto in concomitanza di *eventi eccezionali* quali il sisma e fenomeni alluvionali



*Figura 3: L'erosione del fondo degli alvei e l'instabilità delle pendici, sono tra le principali cause di crollo dei ponti*

L'aggressione chimica, infine riguarda ormai tutti i ponti, o perché interessati dai sali antigelo (ponti collocati sulle Alpi o sugli Appennini) o perché collocati in atmosfera inquinata (ponti urbani): essa è una causa che accelera il danneggiamento di opere che già hanno deficienze proprie.

La presente *tesi* si pone l'obiettivo di verificare le potenzialità delle prove di caratterizzazione dinamica per il monitoraggio dei fenomeni di erosione tramite una modellazione tridimensionale agli elementi finiti. Lo studio oggetto della presente tesi, ha quindi come scopo di valutare gli effetti dei fenomeni di scalzamento nelle pile in alveo, quindi si andrà ad analizzare il comportamento statico e dinamico (dal punto di vista sismico) del ponte ed in particolare delle pile, in seguito a diverse configurazioni di erosione caratterizzate da diverse profondità agente simultaneamente su tutte e tre le fondazioni delle pile e agente soltanto sulla fondazione della pila centrale.

Si è cercato di valutare la sensibilità della risposta dinamica della struttura allo scalzamento al piede della fondazione (scour), con lo scopo di stabilire se il procedimento costituisca un valido elemento di valutazione del fenomeno erosivo.

La tesi risulta articolata nei seguenti capitoli:

- descrizione dei principali fenomeni erosivi;
- descrizione del codice di calcolo utilizzato;
- definizione del modello agli elementi finiti utilizzato, che schematizza un ponte esistente, il viadotto Narbareto sito sulla autostrada della CISA A-15 in direzione Parma-La Spezia costituito da pile fondate su pali;

## Introduzione

---

- analisi delle deformate modali riguardanti i vari modelli con fondazioni su pali nelle diverse configurazioni di scour tramite un'analisi numerica e visiva condotta in *Excel* andando a sovrapporre le relative forme modali normalizzate rispetto ad uno stesso punto di riferimento per poterle rendere confrontabili, e vedere così come lo scour fa variare i modi propri di vibrare del ponte;
- analisi della variazione delle frequenze nei modi propri di vibrare del ponte per effetto del fenomeno di scour;
- analisi delle caratteristiche delle sollecitazioni (domanda sismica) nei diversi modelli con fondazioni su pali (con scour e senza scour) in seguito all'applicazione di una forzante dinamica di tipo sismica, mediante un'analisi dinamica elastica-lineare;
- calcolo della capacità delle pile alla loro base per eseguire le verifiche a pressoflessione e a taglio con riferimento ai diversi scenari di scour, e vedere come lo scalzamento al piede induce una variazione nella capacità portante delle pile;
- verifica a taglio dei pali con riferimento allo scenario senza scour e con scour;
- conclusioni;
- bibliografia;
- allegati: deformate modali raffiguranti i primi otto modi di vibrare dei modelli che considerano i casi di scour generalizzato, e spostamenti trasversali e longitudinali indotti dal sisma nei principali scenari considerati.

# 1 EROSIONE

## 1.1 Il fenomeno dell'erosione

L'erosione è il risultato dell'azione fluviale, che mobilita e trasporta i sedimenti d'alveo. I materiali sciolti sono più facilmente erodibili in tempi brevi rispetto a quelli dotati di una certa coesione, sebbene le profondità di scavo raggiunte all'equilibrio siano scarsamente dipendenti dalla coesione medesima. L'entità dell'erosione, inoltre, dipende strettamente dal trasporto solido del corso d'acqua. La stima della profondità massima potenzialmente raggiungibile dallo scavo è resa complessa dalla natura ciclica del fenomeno. Le escavazioni, infatti, generalmente raggiungono le profondità maggiori durante gli eventi alluvionali, in particolare al transito del picco di portata, per poi essere parzialmente o totalmente riempite nella fase di esaurimento dell'idrogramma di piena. Ciò fa sì che una corretta valutazione dell'entità massima dello scavo possa difficilmente essere ottenuta con osservazioni compiute al termine dell'evento di piena, che portano per i motivi anzidetti a sottostimare l'entità del fenomeno. Perciò a causa dell'alto grado di incertezza a cui sono soggetti i fattori che contribuiscono all'erosione, una valutazione quantitativa non è semplice, soprattutto per ciò che riguarda le analisi a lungo termine. Inoltre, i meccanismi che si generano durante i fenomeni alluvionali, non sono del tutto noti e le condizioni al contorno variano nel tempo. Tale fenomeno è inoltre legato a numerosi aspetti che possono essere di origine naturale e/o indotti dagli interventi antropici sul territorio, come la presenza o meno di opere idrauliche che possono alterare gli equilibri che il corso d'acqua ha raggiunto nell'arco degli anni. Quindi la presenza in alveo di un ostacolo, quale ad esempio la pila di un ponte, costituisce sempre un'alterazione delle normali condizioni di deflusso, con aumento localizzato di velocità, innesco di turbolenze e conseguente erosione.

L'entità e la velocità con cui si sviluppano tali fenomeni dipendono da diversi aspetti, tra i quali si possono elencare:

- la posizione ed il tipo di struttura realizzata;
- le condizioni di corrente del corso d'acqua;
- i tipi di materiali costituenti l'alveo del canale in prossimità della struttura;

Il fenomeno dell'erosione alla base delle pile dei ponti è generalmente costituito dalla sovrapposizione di tre processi, che vengono solitamente stimati indipendentemente per poi sommarne gli effetti. Detti processi sono (a) l'abbassamento (o innalzamento) dell'alveo in prossimità del ponte, per variazioni globali del profilo del corso d'acqua indipendenti dalla presenza del ponte medesimo (*erosione naturale*); (b) l'erosione generalizzata in corrispondenza dell'eventuale sezione ristretta del ponte, causata dall'aumento locale della velocità della corrente indotto dal restringimento dovuto alla presenza dell'attraversamento (*general contraction scour*); (c) l'erosione localizzata alla base delle pile e delle spalle del ponte, causata dalle deviazioni del flusso idrico indotte dalla presenza della struttura in alveo, che causano aumenti locali della velocità della corrente (*local scour*). La *figura 1.4* mostra un esempio emblematico di cedimento di una pila di ponte in alveo dovuta ad un fenomeno di erosione localizzata al piede della stessa.



*Figura 1.4: esempio di crollo parziale di un manufatto di attraversamento dovuto ad un fenomeno di erosione localizzata alla base di una pila*

La profondità totale di scavo è variabile nel tempo, sia a breve che a lungo termine. Una descrizione accurata del fenomeno non potrebbe quindi prescindere dalla definizione dell'evoluzione temporale dei diversi processi di erosione. Tuttavia, le conoscenze di letteratura al riguardo di fenomeni erosivi conseguenti a portate liquide e solide non stazionarie sono estremamente frammentarie. Spesso, quindi, ci si limita a descrivere, in prima approssimazione, i livelli di erosione corrispondenti agli stati finali di equilibrio. Tale procedura può però indurre significative sovrastime dell'effettiva entità dei fenomeni erosivi, qualora i tempi caratteristici di sviluppo di questi ultimi siano sensibilmente maggiori di quelli tipici degli eventi di piena più ricorrenti.

Nel seguito vengono brevemente descritti i fenomeni (a), (b), (c) precedentemente richiamati, con l'obiettivo di porre in luce le principali variabili dalle quali essi dipendono.

In letteratura si adotta la seguente classificazione relativa ai fenomeni di erosione:

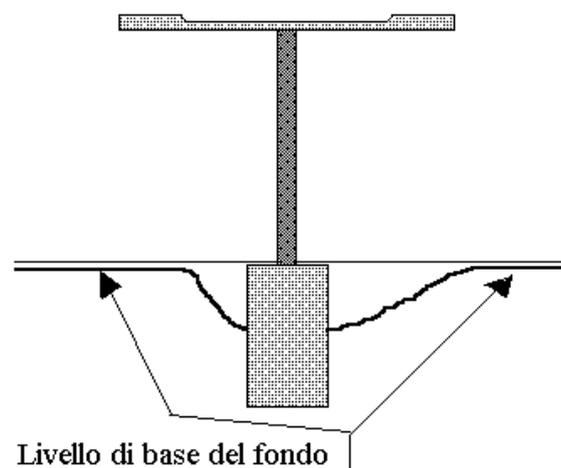
- erosione naturale (a)
- erosione generalizzata (b)
- erosione localizzata (c)

### **1.1.2 Abbassamento d'alveo o erosione naturale**

Il calcolo dell'abbassamento (o innalzamento) d'alveo è indispensabile al fine di definire la quota che il fondo alveo assumerebbe in assenza del manufatto, che viene assunta quale quota di riferimento per calcolare l'entità dei fenomeni di erosione localizzata e generalizzata riconducibili, quest'ultimi, alla presenza in alveo del manufatto. Detta quota può variare nel tempo sia per evoluzioni temporali di periodo medio-lungo sia per evoluzioni di periodo più breve, spesso limitato alla durata di un unico evento di piena. L'evoluzione temporale del fenomeno deve in ogni caso essere determinata sulla base di valutazioni idrologiche e idrauliche estese all'intero bacino contribuente, che prevedono anche il rilievo del profilo longitudinale dell'alveo per un tratto adeguatamente esteso a monte e a valle dell'opera considerata.

La tendenza dell'alveo ad essere soggetto ad abbassamenti globali può essere desunta da osservazioni dirette, compiute in condizioni di magra. In particolare, è significativa la posizione altimetrica del fondo alveo nei confronti di opere non interferenti con l'attraversamento fluviale e poste a sufficiente distanza da quest'ultimo; ad esempio, la presenza di fondazioni scoperte di opere radenti di difesa spondale è sintomatica di una significativa tendenza all'abbassamento del tronco d'alveo esaminato. La valutazione in prossimità dell'attraversamento della quota di fondo alveo non è semplice, poiché quest'ultima è influenzata dai fenomeni erosivi locali che verranno descritti nei successivi paragrafi.

Il livello del pelo libero della corrente in condizioni di magra, qualora il tirante sia trascurabile, può essere un efficace indicatore per risalire alla posizione della quota del fondo alveo a monte e a valle dell'opera, poiché tende a livellare gli effetti dell'erosione locale in corrispondenza dell'attraversamento (si veda, ad esempio, figura 1.5)



*Figura 1.5: Erosione localizzata alla base delle pile dei ponti ed effetto di livellamento ad opera del pelo libero della corrente*

Inoltre l'erosione naturale include fenomeni erosivi che non riguardano soltanto le variazioni del gradiente di fondo alveo, ma anche le migrazioni laterali del canale, i fenomeni di erosione nei tratti curvi ( a causa della forza centrifuga l'acqua tende ad impattare l'argine esterno del canale, innescando nel contempo un moto a spirale) e l'erosione nelle zone di confluenza con altri corsi d'acqua; che avvengono indipendentemente dalla presenza della struttura e rappresentano l'evoluzione naturale del corso d'acqua verso una condizione di equilibrio. L'evoluzione altimetrica dell'alveo, è un processo a lungo termine, che può durare anche decine di anni, nel corso delle quali il materiale alluvionale viene continuamente eroso e successivamente rideposto, andando a modificare progressivamente il letto del canale, è un processo che si evolve fino ad una condizione di equilibrio che può essere mantenuta per più tempo.

La stabilità del sistema dipende dagli eventi che interessano quella determinata regione, sicuramente le piene stagionali possono rappresentare un impulso per lo stravolgimento delle condizioni fino a quel momento raggiunte.

In questi casi si parla di due fenomeni tra loro simili ma esattamente opposti, che prendono il nome di “*aggradazione*” e di “*degradazione*”.

Per *aggradazione* si intende quel particolare fenomeno per il quale il fondo alveo tende ad evolvere verso una condizione con pendenze più dolci, dovute al fatto che la *corrente entrante* in un tratto di riferimento, se possiede una capacità di trasporto maggiore di quella riscontrata fino a quel momento, tende a rimuovere parte del materiale adagiato sul fondo per depositarlo più a valle, riducendo così la pendenza in un movimento monte-valle.

Il processo di *degradazione* risulta essere l'esatto opposto, si ha che la *corrente uscente* presenta una maggiore capacità di trasporto solido rispetto alle condizioni di riferimento, in tal modo il movimento di erosione avviene nel senso valle-monte, determinando un aumento del gradiente longitudinale del fondo alveo.

Per le strutture risulta più critica la prima delle due situazioni qui sopra descritte, in quanto consiste nello scalzamento a monte degli elementi strutturali.

In molti canali naturali, queste situazioni hanno consentito l'instaurarsi di condizioni di equilibrio che possono essere influenzate da successivi processi naturali o da interventi umani. Nei moti a pelo libero, le variazioni di carico idraulico possono essere dovute a svariati fattori: come il restringimento della sezione o la presenza di sbarramenti, etc.

Tali variazioni si ripercuotono anche a molti chilometri di distanza, per cui due opere idrauliche, anche se apparentemente distanti tra loro, possono risentire l'una della presenza dell'altra, e portano il canale a nuovi movimenti per ritrovare la nuova condizione di equilibrio. Ciascuna delle precedenti categorie dipende poi dal tipo di terreno: il materiale di deposito può essere di tipo coesivo (limi o argille) o non coesivo (sabbie o ghiaie); e assume di conseguenza un comportamento diverso sotto l'effetto delle forze idrauliche.

I sedimenti di tipo non coesivo hanno una struttura granulare, sono privi di coesione, e per questo risultano essere più suscettibili alla rimozione da parte della corrente, la loro tendenza ad essere trasportati o a restare in sospensione, è funzione della dimensione dei granuli e del loro grado di addensamento, e in secondo luogo dipende dalla forma e dall'orientamento rispetto alla direzione della corrente. I materiali coesivi sono invece dotati di coesione, per cui richiedono forze più importanti per la loro rimozione, tuttavia, per la loro minore massa, una volta passati in sospensione, vengono trasportati dalla corrente più facilmente, per cui risulta più difficile una loro successiva rideposizione. E' quindi importante capire quale di questi strati è in grado di opporre una maggiore resistenza nei confronti dell'erosione e, in corrispondenza di tale strato presumibilmente si esaurirà il fenomeno.

### 1.1.3 Erosione generalizzata

L'erosione generalizzata in prossimità del ponte, è dovuta alla riduzione, ad opera dell'attraversamento, della sezione trasversale indisturbata caratteristica dell'alveo; detta riduzione ingenera un'accelerazione locale della corrente che può dar luogo a fenomeni di erosione generalizzata, le cui scale temporali caratteristiche sono in genere quelle degli eventi alluvionali. Per la valutazione *dell'erosione generalizzata*, sono stati effettuati studi di entrambe le situazioni corrispondenti ad assenza e presenza di trasporto solido da parte della corrente. In letteratura sono reperibili numerose formulazioni (*equazione di Straub del 1934*) per la valutazione della profondità dell'erosione generalizzata, basate sia su esperienze di laboratorio che sull'interpretazione empirica delle osservazioni di campo disponibili. Pertanto ne risulta che il fenomeno di erosione generalizzata è distribuito su tutta la larghezza del corso d'acqua, in prossimità di un ponte o di una qualsiasi opera idraulica, che ha come effetto quello di occupare parte della sezione limitando il libero deflusso delle acque instaurando di conseguenza un regime di deflusso delle acque caratterizzato da velocità maggiori (per mantenere costante la portata) proprio in corrispondenza della costruzione.

La struttura infatti ha il compito di attraversare la sezione principale, sempre impegnata dalla corrente, mentre la zona golenale, che viene invasa dall'acqua solo in caso di piena, è attraversata dai rilevati di accesso che costituiscono uno sbarramento alla corrente.

Durante un fenomeno di piena l'acqua in eccesso impegna una sezione maggiore di quella lasciata libera dalla struttura, ed è costretta in prossimità dell'opera ad incrementare il regime di velocità per far defluire la medesima portata, instaurando così una situazione precaria sia per la struttura che sarà assoggettata a maggiori spinte idrodinamiche, che per l'alveo, il quale, per effetto delle maggiori velocità della corrente verrà eroso maggiormente.

Come risultato si ha un abbassamento del fondo alveo in prossimità della struttura (erosione generalizzata) che interessa l'intera larghezza della struttura.

### 1.1.4 Erosione localizzata in corrispondenza delle pile e delle spalle del ponte

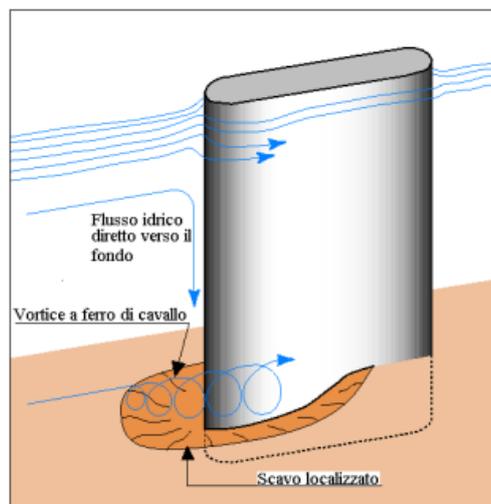
L'*erosione localizzata* alla base delle pile o delle spalle è, come visto dagli studi condotti in base ai dati desunti da Ballio et al., (1998) una delle cause più frequenti di crollo o danneggiamento dei manufatti di attraversamento fluviale. La *figura 1.6* documenta il caso del ponte sul fiume Secchia in località Gatta (Emilia-Romagna) danneggiato dall'alluvione del settembre 1992.



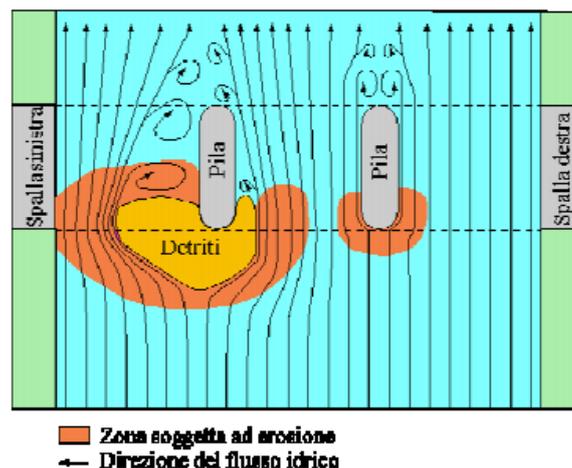
**Figura 1.6:** Cedimento di una pila del ponte sul Fiume Secchia in località Gatta (Emilia-Romagna) dovuta ad erosione localizzata (piena settembre 1992)

La causa principale dell'erosione localizzata in corrispondenza delle pile è la formazione di vortici alla loro base, che sono comunemente detti "*vortici a ferro di cavallo*". Come evidenziato dalla *figura 1.7* essi sono causati dall'arresto della corrente idrica sulla superficie di monte della pila, che, a causa del gradiente delle pressioni di ristagno che si instaurano lungo la verticale, provoca un flusso in direzione della base della pila stessa, dove si sviluppano vortici tali da provocare la rimozione del materiale d'alveo. Al crescere della profondità dello scavo, l'energia tende a diminuire, sicchè l'escavazione tende a raggiungere una profondità di equilibrio.

Oltre al vortice a ferro di cavallo, a valle della pila si formano vortici ad asse verticale (rappresentati schematicamente in *figura 1.8*), che pure contribuiscono alla rimozione del materiale d'alveo; tuttavia, l'intensità di quest'ultimi vortici diminuisce rapidamente al crescere della distanza dalla pila, sicchè spesso, immediatamente a valle del ponte, si ha la deposizione del materiale asportato.

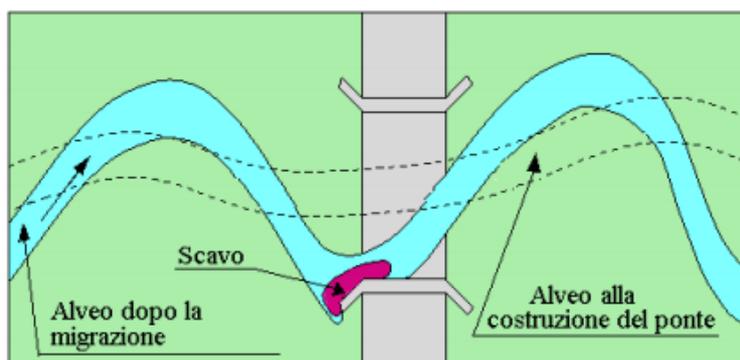


*Figura 1.7: Rappresentazione schematica del campo di moto e del processo di escavazione localizzata a monte in corrispondenza di una pila di ponte*



*Figura 1.8: Effetto della presenza di detriti sull'erosione localizzata alla base delle pile dei ponti*

I principali fattori che influenzano il processo di erosione alla base delle pile sono la velocità e la profondità della corrente, la larghezza della pila e la sua forma, la lunghezza della pila e l'angolo d'attacco della corrente. Questi ultimi possono in particolare creare effetti indesiderati, ampliando la zona di influenza dei vortici precedentemente descritti, contribuendo così ad amplificare lo scavo ed aumentare la superficie dell'alveo esposta allo scavo stesso (si veda a tal proposito la *figura 1.8*). Vanno inoltre considerati con attenzione i fenomeni di evoluzione morfologica del letto del fiume, a titolo esemplificativo la *figura 1.9* documenta gli effetti di una possibile migrazione laterale di un alveo meandriforme che può indurre variazioni dell'angolo d'attacco della corrente nei confronti dei manufatti in alveo, con conseguente cambiamento, anche notevole, dell'entità dei fenomeni di escavazione in corrispondenza delle pile.



*Figura 1.9: Effetto della migrazione dell'alveo sull'erosione alla base delle fondazioni del ponte*

Altro fattore importante è rappresentato dal tempo; è possibile distinguere due regimi distinti di erosione: il “*clear-water scour*” e il “*live-bed scour*” che interessano esclusivamente i fenomeni di tipo localizzato e generalizzato, quindi fanno riferimento al tratto di canale interessato dalla presenza di una struttura che modifichi le condizioni idrauliche del fiume.

In regime di *clear-water*, l'acqua si presenta povera di sedimenti ovvero in condizione di **assenza di trasporto solido** (si ha solo la presenza di particelle molto leggere in sospensione) e non vi è l'apporto di sedimenti da monte; il fenomeno erosivo, che inizia anche per condizioni idrodinamiche di modesta entità, si concentra soprattutto attorno alla pile, o in generale, in corrispondenza della struttura e procede in modo continuo e progressivo portando anche a valori considerevoli del grado di scalzamento.

Se il flusso d'acqua cresce di intensità, allora vi è un apporto consistente di sedimenti da monte, e si entra in un **regime di trasporto solido** o *live-bed*, dove il fenomeno erosivo si accentua e raggiunge i valori massimi in brevissimo tempo, tuttavia in questa fase l'apporto di materiale da monte va a compensare la rimozione di terreno verificata in regime di *clear water*, riducendo così la profondità dello scavo attorno alla pila.

In condizioni di *live-bed* il sistema oscilla attorno ad un valore medio (quello di equilibrio), per cui è frequente il caso in cui lo scavo viene riempito per poi essere nuovamente eroso, in particolare quando l'alveo è caratterizzato da un fondo irregolare a dune. Infatti in presenza di trasporto solido, l'altezza di scavo della pila, dopo un'iniziale fase di crescita, oscilla attorno alla configurazione di equilibrio per effetto del continuo succedersi di fasi di parziale riempimento e successivo approfondimento dello scavo. Il regime di *clear-water* è caratterizzato da una corrente meno aggressiva nei confronti del fondo alveo, a fronte di un processo che si sviluppa su lunghi periodi, tanto che possono essere necessari diversi eventi di piena prima che venga raggiunto il valore massimo. Invece nel regime *live-bed* i valori massimi dell'altezza di scavo alla base della pila vengono raggiunti in tempi relativamente più brevi, per poi oscillare attorno alla condizione di equilibrio, raggiungendo valori massimi di profondità di scavo che possono essere del 30% maggiori rispetto al valore di equilibrio, mentre in un regime di *clear-water*, è superiore di circa il 10% al valore di equilibrio raggiunto in regime di *live-bed* (fig. 1.10).

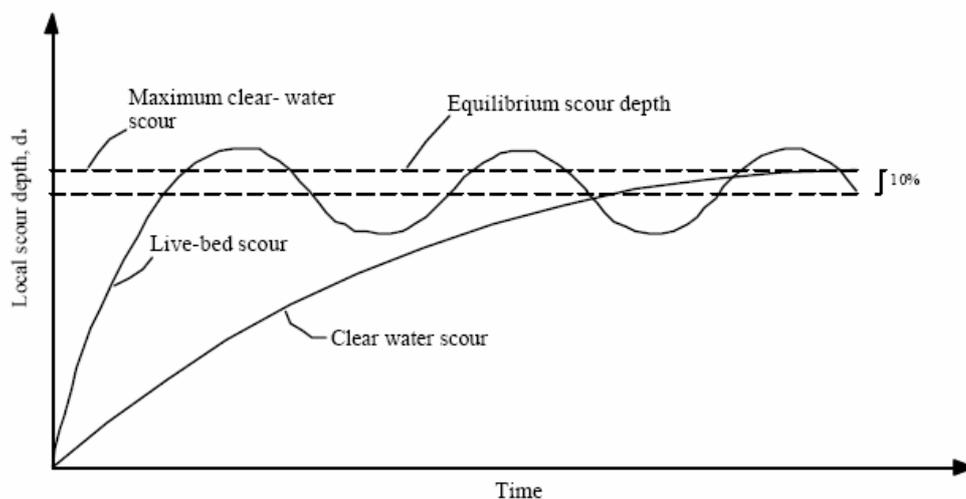
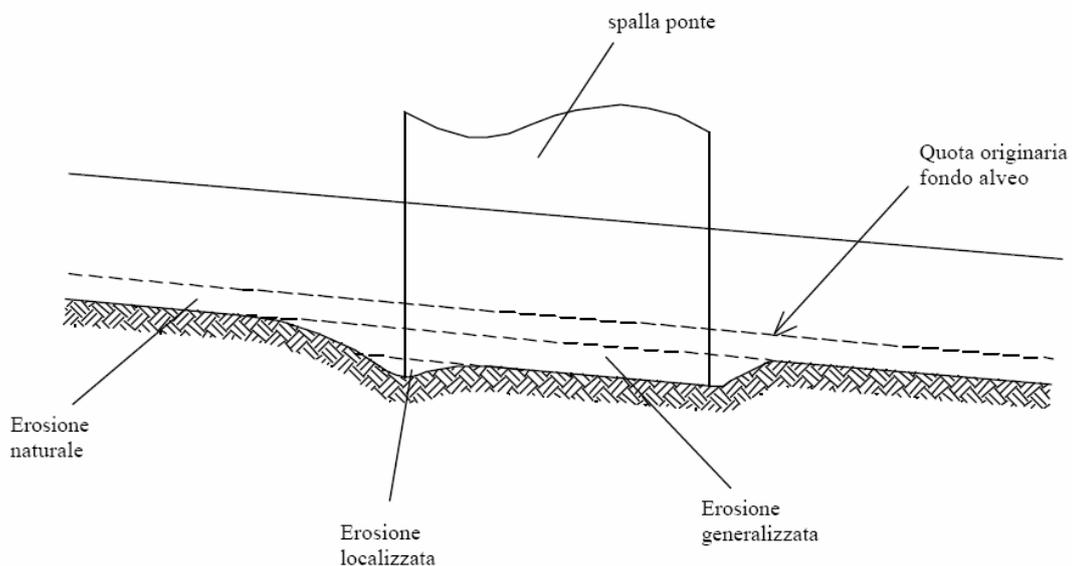


Figura 1.10: Confronto dell'evoluzione temporale dei regimi *Clear-water scour* e *live-bed scour*

Analizzando in modo più approfondito l'erosione naturale, si possono distinguere le seguenti problematiche quali: le variazioni del gradiente di fondo alveo, le migrazioni laterali del canale, l'erosione nei tratti curvi, l'erosione in zone di confluenza con altri corsi d'acqua, dove si analizza l'evoluzione del fondo alveo o lo sviluppo planimetrico dello stesso fino ad una condizione di equilibrio. Occorre precisare che il fenomeno erosivo associato ad una struttura in alveo è dato dalla somma dei contributi dei singoli fenomeni sin qui descritti, come esemplificato nella *figura 1.11*:



**Figura 1.11:** Erosione totale

## 2 CODICE DI CALCOLO

### 2.1 Il Metodo degli Elementi Finiti

Il Metodo degli Elementi Finiti è una tecnica di discretizzazione basata sull'analisi numerica volta ad ottenere soluzioni approssimate per una molteplicità di problemi sia Fisici che di Ingegneria. In tale capitolo verrà affrontato il FEM attraverso quello che convenzionalmente è definito "*approccio ingegneristico*". Lo scopo fondamentale del metodo è quello di risolvere numericamente equazioni a derivate parziali riconducendo il problema alla soluzione di un sistema di equazioni (lineari nel contesto affrontato- elasticità lineare e piccoli spostamenti).

La sistematizzazione delle relazioni matematiche descriventi una struttura può tuttavia essere eseguita in diversi modi; esempi classici sono il metodo delle differenze finite, il metodo di trasferimento, metodi variazionali come il metodo di Ritz.

Sebbene il metodo degli elementi finiti abbia in comune alcune caratteristiche con i metodi precedentemente illustrati, esso è indubbiamente diventato uno dei più utilizzati dagli ingegneri.

Lo sviluppo del metodo degli elementi finiti è coinciso essenzialmente con lo sviluppo dei calcolatori elettronici, anche se le sue basi matematiche si possono far risalire ad anni addietro (Courant 1943); importanti contributi si possono trovare nei lavori di Turner, Clough, Martin e Topp (1956), Argyris, ed altri. In virtù di queste ragioni e di altre motivazioni di carattere teorico ed applicativo, il metodo degli elementi finiti si è andato rapidamente diffondendo in anni recenti in molteplici campi applicativi e di ricerca, a partire da settori più squisitamente tecnico-ingegneristici, per arrivare ai campi di interesse di tutte le scienze applicate, siano esse matematiche, fisiche, o naturali. Il metodo è nato nei settori dell'ingegneria civile e dell'ingegneria aeronautica, già intorno al 1940, e si è rapidamente diffuso in questi settori a partire dagli anni '50 e '60, per poi espandersi a molte altre aree di applicazioni tecniche, studio e ricerca, fino ad affermarsi ai giorni nostri come uno dei metodi più potenti per la risoluzione numerica di problemi iniziali e/o al contorno di natura generale come quelli che riguardano il vasto campo della Meccanica dei Continui diventando una tecnica generale per la soluzione di equazioni differenziali parziali con condizioni al contorno ed iniziali note, unitamente al metodo delle differenze finite ed al metodo degli elementi di contorno. Una delle formulazioni più utilizzate nell'analisi strutturale è quella che si basa sugli spostamenti assegnati: essa può essere inizialmente vista come un'estensione dell'analisi matriciale delle strutture formate da barre e/o travi ovvero come un'estensione del Metodo degli Spostamenti comunemente impiegato nella Scienza delle Costruzioni.

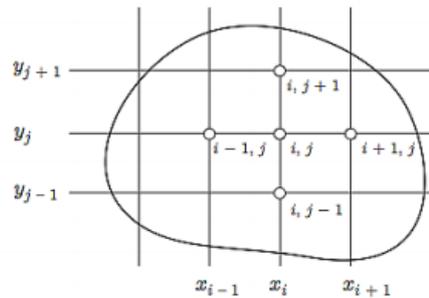
L'approccio agli spostamenti del metodo degli elementi finiti generalizza in maniera spontanea e diretta l'idea della modellazione cinematica alla base delle classiche teorie strutturali (teorie delle travi, piastre, gusci, ecc.), pervenendo ad una formulazione estremamente versatile, traducibile in algoritmi gestibili in modo molto efficiente da strumenti di calcolo automatico.

Il metodo si basa sul calcolo matriciale delle strutture e grazie alla diffusione su larga scala dei calcolatori e l'utilizzo sempre maggiore dei sistemi C.A.E. (Computer Aided Engineering), può essere abbinato ad un sistema C.A.D. (Computer Aided Design) tramite dei software o codici di calcolo.

Per la sua varietà di impiego e duttilità quale strumento di analisi, è stato sviluppato ed è attualmente utilizzato nelle Università e nelle Industrie. In numerosi problemi fisici e ingegneristici risulta sufficiente ottenere soluzioni numeriche approssimate, piuttosto che soluzioni analitiche esatte (in quanto le ipotesi assunte coprono già di per sé un grado di approssimazione elevato). E' sempre possibile scrivere le equazioni differenziali e le condizioni al contorno per questi problemi, ma si può riscontrare come non sempre sia possibile trovare una soluzione analitica in forma chiusa, a causa dell'irregolarità della geometria del problema.

Una possibilità per superare questo scoglio è, ed è stata specialmente in passato, quella di fare delle ipotesi semplificative per ridurre il problema dato ad uno possibile da trattare. Negli ultimi decenni si sono sviluppati vari metodi di Analisi Numerica. Il primo metodo, cronologicamente, è stato quello delle *Differenze Finite (FDM)*. Tale metodo lascia per così dire inalterato il modello fisico e discretizza le equazioni differenziali del problema. L'algoritmo delle equazioni alle differenze finite aumenta di efficacia al crescere del numero dei punti di intersezione della griglia, che si sovrappone al dominio di definizione della funzione incognita. Con il metodo delle *Differenze Finite* si possono trattare problemi anche molto complessi, tuttavia qualora subentrino geometrie irregolari o specifiche insolite nelle condizioni al contorno, tale metodo diventa di difficile applicazione. Il metodo alle differenze finite è quindi una tecnica di risoluzione numerica di equazioni differenziali che si basa sull'approssimazione delle derivate con differenze finite, passando dall'operazione di limite a quella di rapporto incrementale. Un modello matematico descritto da equazioni differenziali viene pertanto trasformato in un problema algebrico. L'approccio più semplice per determinare le approssimazioni delle derivate di una generica funzione  $u(x)$  consiste nello sviluppare la funzione stessa in serie di Taylor in un intorno di un punto  $\bar{x}$  e troncando lo sviluppo in modo opportuno. Detto  $D$  il dominio nel quale il problema è da risolvere, si sovrappone a  $D$  un reticolo di punti  $P_{ij}=(x_i, y_j)$  detti nodi, sui quali si riscrive l'equazione attraverso le approssimazioni di rapporto incrementale viste per le derivate.

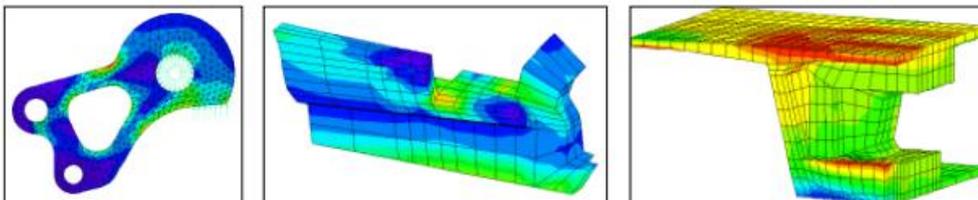
La reticolazione più usata, perché rende semplice la programmazione del metodo risolutivo è quella rettangolare (*figura 2.1*), in cui i nodi sono equispaziati. La funzione definita solo sui nodi del reticolo, ed ottenuta trascurando i termini di errore nelle approssimazioni delle derivate si dice funzione di reticolo, o funzione discreta.



**Figura 2.1:** Discretizzazione del dominio con metodo alle differenze finite

Più recentemente il Metodo delle *Differenze Finite* (FDM) è stato sostituito dal Metodo degli *Elementi Finiti* (FEM).

Contrariamente al primo metodo, che vede il dominio da analizzare come una serie di punti di un reticolo, il *Metodo degli Elementi Finiti* vede il dominio come l'unione di tanti sottodomini di forma elementare (*Figura 2.2*).

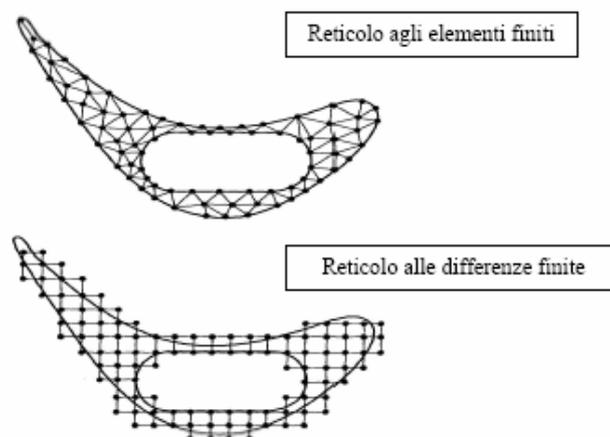


**Figura 2.2:** Discretizzazione del dominio con il metodo FEM

Sintetizzando, si può dire che, in quest'ultimo caso, le equazioni differenziali vengono lasciate inalterate (relativamente a ciascun elemento finito) mentre il dominio viene discretizzato. In un problema al continuo di qualsivoglia dimensione, cioè in un corpo o in una regione dello spazio in cui abbia luogo un particolare fenomeno, la variabile di campo, come la pressione, lo spostamento, la temperatura, la velocità o la densità, è funzione di ciascun generico punto del dominio di definizione. Di conseguenza il problema presenta un numero infinito di incognite. La procedura di discretizzazione agli elementi finiti lo riduce ad un problema con un numero finito di incognite, suddividendo il dominio in elementi finiti ed esprimendo il campo incognito in termini di funzioni approssimanti, definite all'interno di ogni elemento.

La discretizzazione del dominio di integrazione è uno dei passi più importanti dell'analisi strutturale che conduce all'idealizzazione della struttura reale permettendo così di passare dal modello fisico a quello numerico. Tale passaggio comporta la riduzione del numero di gradi di libertà che nel mezzo continuo sono infiniti, mentre, considerando solo alcuni punti (nodi) della struttura, sono in numero, per l'appunto, finito. Si parla allora di discretizzazione della struttura come quell'operazione che permette di passare dalla struttura reale e quella idealizzata / approssimata / discretizzata per la quale è possibile applicare il metodo degli elementi finiti al fine di ottenere una soluzione ingegneristica del problema. Sapendo inoltre che la soluzione mediante l'utilizzo di metodi numerici avviene per mezzo di calcolatori elettronici, l'idea della discretizzazione è legata al limite fisico che tali macchine possiedono a livello di immagazzinamento di dati (memoria). Nonostante l'evoluzione della tecnologia degli elaboratori abbia permesso di risolvere oggi dei problemi che qualche decennio fa erano ingestibili per la grossa mole di spazio fisico necessario per memorizzare dati di input e dati di output, la realizzazione del modello numerico risulta essere tuttora un problema non ancora risolto in via definitiva. La modellazione della struttura costituisce quindi uno dei passi più importanti dell'analisi strutturale, in quanto in questa fase vengono infatti formulate diverse ipotesi che permetteranno la semplificazione del modello reale: i risultati saranno influenzati da queste assunzioni, che comunque, una volta note, permetteranno una corretta interpretazione dei valori numerici.

Per fare un esempio di come sia difficile talvolta la descrizione di un'area di forma complessa mediante un reticolo «rigido», si consideri la figura qui di seguito (sezione trasversale di una pala di una turbina).



*Figura 2.3: Differenze tra reticoli FEM e FDM*

Per questo oggetto si potrebbero determinare i campi degli spostamenti e delle tensioni, relativamente ad una distribuzione nota di forze esterne, ovvero il campo delle temperature per assegnate condizioni di flusso termico al contorno.

Un reticolo alle differenze finite (che generalmente è solo a maglia rettangolare, a meno che non si ricorra a trasformazioni conformi del dominio) mostra in ogni caso un contorno esterno seghettato, che mai riproduce il contorno reale del corpo mentre per converso il reticolo agli elementi finiti, anche utilizzando l'elemento bidimensionale più semplice, cioè il triangolo, fornisce una migliore rappresentazione dell'area da analizzare e richiede un minor numero di nodi. Si ha, infatti, una migliore discretizzazione del contorno, poiché la linea curva è rappresentata in questo caso da una spezzata che ne segue quasi perfettamente l'andamento.

In un problema al continuo di qualsivoglia dimensione, in pratica in un corpo o in una regione dello spazio in cui abbia luogo un particolare fenomeno, la variabile di campo, come la pressione, lo spostamento, la temperatura, la velocità o la densità, sono funzione di ciascun generico punto del dominio di definizione. Di conseguenza, come già detto in precedenza il problema presenta un numero infinito di incognite essendo un corpo continuo, tuttavia mediante la procedura di discretizzazione agli elementi finiti lo si riconduce ad un problema con un numero finito di incognite, suddividendo il dominio in elementi finiti ed esprimendo il campo incognito in termini di funzioni approssimanti, definite all'interno di ogni elemento finito. Le *funzioni approssimanti*, chiamate anche *funzioni di forma o di interpolazione*, vengono individuate mediante i valori che la variabile dipendente assume in punti specifici detti nodi. I nodi sono posti di solito sul contorno degli elementi, in punti comuni a due o più elementi. Oltre ai nodi sul contorno, un elemento può presentare dei nodi al suo interno. I valori che la variabile di campo assume sui nodi, ne definiscono univocamente l'andamento all'interno dell'elemento. Nella rappresentazione agli elementi finiti di un problema, i valori nodali della variabile di campo rappresentano le nuove incognite. Come anticipato, l'idea base dell'approssimazione usata nel metodo agli elementi finiti è quella di approssimare il vero andamento della funzione incognita con quello di alcune funzioni particolari ad andamento noto: generalmente polinomiali, ma anche trigonometriche ed esponenziali. Vengono presi in considerazione un numero limitato di punti (chiamati anche nodi) interni al dominio di integrazione, per i quali i valori della funzione approssimata risulteranno identici a quelli della funzione approssimante.

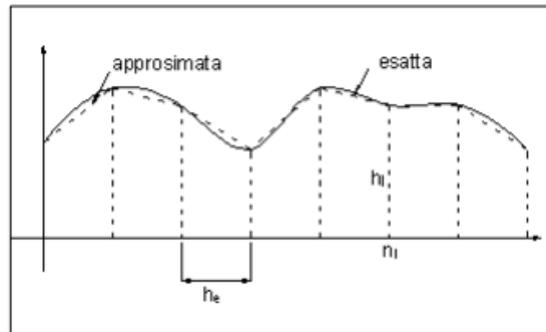


figura 2.4

In figura 2.4 è mostrato il principio di base utilizzato nel metodo FEM: una volta suddiviso il dominio di integrazione in intervalli anche non regolari, si procede ad approssimare la funzione incognita con delle funzioni interpolanti ad andamento noto, scegliendo come incognite del problema trattato i soli valori ai nodi. Dalla soluzione delle equazioni algebriche si otterranno i valori nodali del campo approssimato; quelli interni agli intervalli vengono valutati in base alle funzioni di approssimazione utilizzate.

È necessario sottolineare come la precisione dell'approssimazione dipenda, oltre che dal grado del polinomio utilizzato, anche dalla dimensione dell'intervallo di suddivisione: mantenendo, ad esempio, un polinomio lineare, l'errore si riduce nella misura in cui vengono ravvicinati i nodi e quindi di quanto vengono ridotti gli intervalli. Risulta evidente a questo punto come nel caso di presenza di forti gradienti (pendenze) della funzione da approssimare, risulti necessario infittire i nodi solo in tale zona piuttosto che in tutto il dominio della stessa. Tale potente flessibilità è uno dei maggiori vantaggi del FEM rispetto al FDM. Perciò da qui si capisce come il termine "elementi finiti" deriva dal fatto che il dominio di integrazione viene suddiviso in un determinato numero di sottodomini (Figura 2.5), all'interno dei quali le equazioni differenziali che governano il problema vengono risolte in maniera approssimata nel senso espresso sopra.

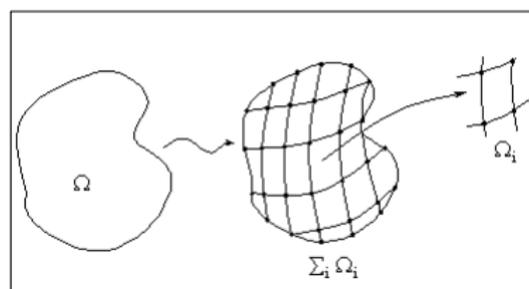


figura 2.5

Di fatto nel campo dell'analisi strutturale, il metodo degli elementi finiti può essere considerato un'estensione al campo dei corpi elastici continui del metodo degli spostamenti dove si realizza un'approssimazione fisica della struttura mediante elementi (travi, aste ecc.) per i quali si possono definire in forma esatta le relazioni *forze-spostamenti* ai nodi.

Per analogia, si sostituisce al corpo elastico continuo il modello ad elementi finiti e si riducono ai nodi le infinite connessioni presenti. La formulazione sopra trattata conferisce, infatti, al metodo un notevole grado di generalità, che lo rende subito applicabile alla soluzione di tutti i problemi fisici e matematici per i quali sia disponibile una formulazione di tipo variazionale. Nella rappresentazione agli elementi finiti di un problema, i valori nodali della variabile di campo rappresentano le nuove incognite.

La soluzione deriva da una procedura ordinata, che si sviluppa in più passi successivi:

- *Il primo passo* consiste nella *Discretizzazione del Dominio di Definizione*. Si possono usare elementi di varia forma, ed anche forme diverse nello stesso dominio.
- *Il secondo passo* consiste nella scelta delle *Funzioni di Interpolazione*. In altre parole, si assegnano i nodi ad ogni elemento e si sceglie il tipo di funzione di interpolazione, che, ne rappresenti l'andamento della variabile di campo sull'elemento. La variabile di campo può essere uno scalare, un vettore o un tensore. I valori della variabile di campo, come pure i valori delle sue derivate parziali, forniscono le incognite nodali. Come ricordato, la discretizzazione del dominio porta quindi alla generazione di nodi e di elementi finiti. I nodi, nelle applicazioni del metodo FEM, sono entità molto importanti in quanto la soluzione dell'intera struttura viene riferita ad essi: per estendere i valori del campo delle incognite su tutto il corpo vengono utilizzate delle funzioni che con la desiderata approssimazione riportano i valori nodali in ogni sottodominio. Gli elementi finiti sono delle entità geometriche più o meno regolari caratterizzate da un determinato numero di nodi variabile a seconda del tipo di elemento. Tali nodi possono coincidere con i vertici degli elementi, ma in alcuni casi, ce ne possono essere alcuni disposti lungo i lati degli elementi stessi o addirittura all'interno. Un elemento quadrangolare, ad esempio, può avere un numero di nodi variabile da quattro (uno per ogni vertice) a nove (quattro ai vertici, quattro nei punti medi dei lati ed uno centrale). È evidente che all'aumentare del numero di nodi aumenta il grado del polinomio utilizzato per interpolazione dei dati ai nodi e, quindi, aumenta anche la qualità dell'approssimazione. La scelta delle funzioni di forma, che sono generalmente polinomiali (o comunque a comportamento noto) è un altro punto fondamentale che permette di ottenere una soluzione del modello FEM più o meno vicina alla realtà che si vuole simulare. Al fine di rappresentare correttamente il valore ai nodi, le funzioni di forma devono assumere valori unitari nel nodo considerato e valori nulli sul resto dei nodi.

- *Il terzo passo* consiste nell'*Assemblaggio delle Proprietà degli elementi* per ottenere le Equazioni Risolventi. Si combinano, in altre parole, le equazioni matriciali, che esprimono il comportamento di ciascun elemento, per formare l'equazione matriciale, che esprime il comportamento dell'intero dominio. Per la risoluzione delle equazioni agli elementi finiti, si devono inoltre considerare le particolari condizioni al contorno del problema trattato.
- *Il quarto ed ultimo passo* consiste nella *Risoluzione delle Equazioni agli Elementi Finiti*.

Il Metodo degli Elementi Finiti, agli inizi, cioè circa trenta anni orsono, è stato proposto dagli ingegneri che si occupavano di Meccanica dei Solidi e dei Sistemi di Travi, su basi alquanto intuitive. Solo in seguito i matematici hanno dato al metodo solide basi teoriche, mostrando come esso si possa applicare anche ai problemi termodinamici, fluido-dinamici, elettromagnetici, e quant'altro. Quando la variabile di campo è il vettore degli spostamenti generalizzati  $\{\delta\}$ , il metodo agli elementi finiti prende il nome di Metodo delle Rigidezze, nel senso che la matrice del sistema algebrico agli elementi finiti risulta essere proprio la matrice che rappresenta la rigidezza globale del modello meccanico  $[K]$ . D'altra parte, quando la variabile di campo è il vettore delle forze generalizzate  $\{F\}$ , si ha il cosiddetto Metodo delle Cedevolezza ( $[D]=[C]^{-1}$ ). Il metodo F.E.M. può essere visto nel seguente modo: la struttura viene rappresentata in modo approssimato suddividendola in un opportuno numero di elementi finiti, collegati tra loro da nodi, e per ogni elemento viene definita un'equazione di rigidezza. Si considerano come incognite solo gli spostamenti generalizzati  $\{\delta\}$  di un numero discreto di punti detti nodi. Esso è al tempo stesso un metodo di interpolazione, nel senso che una volta determinati gli spostamenti  $\{\delta\}$  di un numero discreto di nodi, li connette con funzioni sufficientemente regolari. Il problema quindi si riduce alla determinazione della configurazione di equilibrio  $\{\delta\}$ , da cui poi, per interpolazione si ottiene il campo degli spostamenti  $\{\eta\}$  che rappresenta un'approssimazione della funzione continua degli spostamenti. Alla determinazione del campo degli spostamenti  $\{\eta\}$  si giunge stabilendo per ogni elemento finito la relazione di rigidezza:

$$\{F_e\} + \{p_e\} = [K_e] \cdot \{\delta_e\}$$

dove:

$\{F_e\}$  sono le forze nodali equivalenti applicate ai nodi dell'elemento;

$\{p_e\}$  sono le forze nodali equivalenti scambiate tra l'elemento e quelli adiacenti;

$[K_e]$  è la matrice di rigidezza dell'elemento;

$\{\delta_e\}$  sono gli spostamenti generalizzati dei nodi dell'elemento.

Calcolata la matrice locale di rigidezza del singolo elemento  $[K_e]$ , sarebbe possibile determinare il vettore degli spostamenti nodali  $\{\delta_e\}$  soltanto se si conoscessero a priori le forze agenti sul contorno dell'elemento; mentre però le forze  $\{F_e\}$  sono un dato del problema, le forze  $\{p_e\}$ , che si scambiano tra loro gli elementi alle reciproche frontiere, sono a priori incognite. Per ovviare a questo inconveniente e, nello stesso tempo, risolvere il problema generale della determinazione dei vettori di tutti gli spostamenti nodali  $\{\delta_e\}$  del solido, si deve sommare la relazione di rigidezza, valida per un singolo elemento, a tutte le analoghe relazioni valide per gli altri elementi del reticolo. In questo modo, infatti, i contributi di superficie  $\{p_e\}$ , si elidono tutti, tranne quelli che non sono relativi ad interfacce tra elementi, ma sono relativi alla frontiera esterna.

Tale operazione si dice “*Assemblaggio*” e richiede preventivamente un’espansione dei vettori  $\{\delta_e\}$ ,  $\{p_e\}$ ,  $\{F_e\}$ , dalla dimensione “(g x m)” locale alla dimensione globale “(g x n)”, dove “m” rappresenta il numero di nodi di ogni elemento, “n” il numero globale di nodi del reticolo e “g” i gradi di libertà di ogni nodo. Si deve perciò calcolare l'equazione che ci fornisce il vettore degli spostamenti nodali  $\{\delta\}$  tramite la seguente relazione:

$$\{F_e\} = [K] \cdot \{\delta\}$$

con  $[K]$  ed  $\{F_e\}$  noti.

Quindi, in generale, un programma ad elementi finiti:

- Calcola la matrice di rigidezza locale  $[K_e]$  (per ogni elemento);
- Assembla la matrice di rigidezza del sistema generale pervenendo alla matrice globale di rigidezza  $[K]$ ;
- Inverte  $[K]$ , che è invertibile essendo per definizione definita sempre positiva, e la moltiplica per il vettore delle forze esterne nodali  $\{F_e\}$ , ricavando così  $\{\delta\}$  che è il vettore degli spostamenti nodali generalizzati secondo la seguente relazione matriciale:

$$\{\delta\} = [K]^{-1} \cdot \{F\}$$

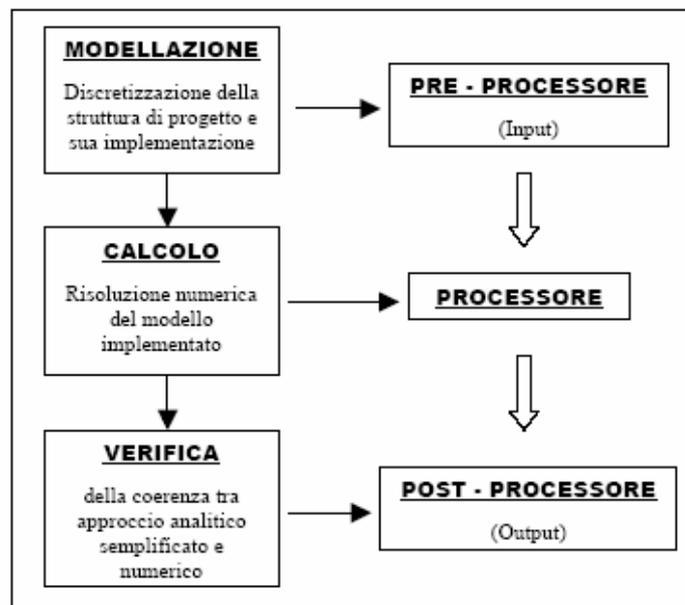
## 2.2 Il programma ADINA-AUI 9.4.1

Il software ADINA è un software agli elementi finiti sviluppato negli USA da K.J. Bathe a partire dal 1987. Esso si compone di diversi moduli solutori che consentono di risolvere problemi sia di tipo lineare che non lineare, statici o dinamici relativi alla progettazione strutturale, problemi di trasferimento del calore, di campi elettromagnetici, flussi idraulici e problemi di meccanica della frattura sia elastica-lineare, che non lineare. Il programma ADINA si compone essenzialmente di un modulo denominato ADINA STRUCTURES, che di fatto è *il pre-processor* il quale permette l'introduzione dei dati di input della struttura e la formazione del modello con tecniche di tipo grafico rese visibili dall'interfaccia grafica AUI del software. La realizzazione del modello strutturale in ADINA avviene selezionando l'opzione ADINA STRUCTURES dal menù a tendina, mentre i tipi di analisi possono essere scelti tramite un altro menù a tendina, ove compaiono le varie tipologie di analisi che ADINA può condurre, quali statics, dynamics-implicit, dynamic explicit, frequencies modes, modal participation factors. In tale modulo vi è anche il *processor* che è il cuore del programma destinato alla risoluzione matriciale dei sistemi di equazioni che compongono i dati del problema. Infine, selezionando dall'interfaccia grafica, tramite il menù a tendina l'opzione *post-processing* è possibile la valutazione dei risultati del calcolo, dimostrando la deformazione della struttura e visualizzando gli stati di sollecitazione conseguenti, per mezzo di diagrammi o mappature di colore (contour-plot). I risultati computati da ADINA sono resi disponibili all'interfaccia grafica AUI quando il corrispondente file porthole è caricato, detto file viene prodotto in automatico dal software al momento in cui il modello è stato fatto girare nel modulo ADINA-STRUCTURES con riferimento al particolare tipo di analisi che si è condotta. Ogni tipo di risultato ottenuto come output da ADINA è riferito ad un nome di variabile. Le variabili possono essere classificate in accordo a dove nel modello loro sono ottenute come output dal programma solutore e come loro sono state interpolate dentro il modello. La posizione tipo delle variabili più ricorrenti in ADINA sono così classificate:

- node-field: come spostamenti, velocità o accelerazioni che sono output ai punti nodali e che possono essere interpolate dentro gli elementi tramite le funzioni di forma;
- element/layer field: come stress che sono output dal solutore al punto di integrazione;
- section field: come momenti che sono output dentro la sezione degli elementi (superficie media degli elementi guscio o asse neutro degli elementi trave di tipo Hermitiano) e che possono essere interpolati dentro la sezione dell'elemento.

Queste variabili possono anche essere classificate in base alla funzione interpolante, in particolare la classificazione usata nell'interfaccia grafica AUI di ADINA è la seguente:

- displacement
- velocity
- acceleration
- temperature
- stress
- strain
- force
- reaction
- eigenvector
- frequency/mode



*Figura 2.6: Strategia di analisi con il codice ADINA-AUI 9.4.1*

## 2.2.1 Elementi finiti costituenti il codice di calcolo ADINA

Qui di seguito si elencano alcuni dei principali elementi finiti disponibili nel modulo ADINA-STRUCTURES, che saranno impiegati nella successiva fase di modellazione numerica della struttura da ponte:

- truss and cable element;
- two-dimensional solid elements;
- three-dimensional solid elements;
- hermitian Beam elements, sia nella formulazione lineare (ipotesi di piccoli spostamenti e materiale a comportamento elastico-lineare) che non lineare, cioè nell'ipotesi di grandi spostamenti;
- elastic beam element;
- elastic-plastic beam element;
- moment-curvature beam element;
- warping beam element (per tener conto del fenomeno dell'ingobbamento impedito)
- iso-beam elements (elementi isoparametrici sia nella formulazione lineare che non lineare);
- axisymmetric shell elements (elementi isoparametrici);
- flat shell elements;
- 3-D shell elements;
- pipe elements;
- general and spring/damper/mass elements;
- 2 Linear and nonlinear spring/damper/mass elements;
- 6DOF Spring Element;

## 3 DEFINIZIONE DEL MODELLO

### 3.1 Descrizione della tipologia di ponte

Questo ed i prossimi capitoli della presente tesi saranno dedicati allo sviluppo di un modello agli elementi finiti di un ponte in cemento armato con impalcato continuo e pile in alveo fluviale fondate su pali, concentrando l'attenzione sull'analisi dei modi propri di vibrare, e dei risultati derivanti dalla sollecitazione dinamica ad esso applicata, analizzando il caso di fondazione integra e di fondazione con diversi scenari di scour.

Risulta a questo punto doveroso fornire un inquadramento teorico del problema, con lo scopo di fornire alcuni concetti teorici, utili per una miglior comprensione del caso esaminato. Innanzitutto, dovendo studiare la risposta dinamica di una struttura occorre sottolineare che essa differisce rispetto a quella statica, dato che le equazioni di equilibrio, di congruenza e costitutive presentano come variabile aggiuntiva, quella temporale.

La soluzione del problema dinamico non fornisce solo la posizione, per un unico istante (come per il problema statico), ma ad istanti diversi, dove lo step temporale di riferimento e la durata complessiva della risposta dipendono dalla storia temporale considerata.

Dal punto di vista analitico tutto ciò si traduce nella risoluzione di un sistema di equazioni differenziali ordinarie, con prefissate condizioni al contorno ed iniziali, il cui numero è pari al numero di gradi di libertà dinamicamente significativi, ovvero al numero degli spostamenti consentiti che descrivono compiutamente il comportamento della struttura.

Fatta questa breve introduzione, l'attenzione si concentrerà sui concetti di *vibrazioni libere e forzate* di un sistema.

Per *vibrazione libera* di una struttura, si intende quella vibrazione legata esclusivamente alle caratteristiche intrinseche della struttura stessa, ovvero le caratteristiche di rigidità che sono funzione delle caratteristiche dei materiali e della geometria degli elementi, e le caratteristiche di inerzia che invece sono funzione della massa.

Tali vibrazioni vengono ricavate risolvendo un sistema di equazioni differenziali ordinarie, simile a quello che costituisce la condizione di equilibrio, dove viene assunto nullo il vettore forzante, sicchè il sistema strutturale viene anche definito non forzato (si ottiene pertanto un sistema di equazioni differenziali omogenee):

$$M \ddot{u}(t) + K u(t) = 0 \quad (3.1)$$

Dove  $M$  e  $K$  rappresentano rispettivamente la matrice delle masse e di rigidezza dell'intera struttura. Queste due matrici della struttura possono essere determinate seguendo diversi metodi, come ad esempio il Metodo degli Spostamenti ( $u$ ) per la determinazione della matrice di rigidezza e il metodo delle accelerazioni ( $\ddot{u}$ ) per la matrice delle masse.

*Il Metodo degli Spostamenti* consiste, nell'imporre, dei vincoli fittizi semplici, che eliminano un grado di libertà ciascuno, dopo di che si procede a costituire il sistema di equazioni attribuendo uno spostamento unitario ad un grado di libertà mantenendo nulli tutti gli altri, così per tutti i gradi di libertà della struttura. La matrice che così si ottiene sarà costituita da elementi  $k_{ij}$ , i quali rappresentano la forza (reazione vincolare) da applicare all' $i$ -esimo grado di libertà, per ottenere lo spostamento unitario del  $j$ -esimo grado di libertà essendo nulli tutti gli altri spostamenti.

Analogamente gli elementi della matrice delle masse  $m_{ij}$ , rappresentano la forza che si desta all' $i$ -esimo grado di libertà, per ottenere l'accelerazione unitaria del  $j$ -esimo grado di libertà essendo nulle tutte le altre accelerazioni.

Le soluzioni dell'equazione differenziale omogenea (3.1), imposte le condizioni iniziali del moto  $u(t=0)=u_0$  e  $\dot{u}(t=0)=\dot{u}_0$ , possono essere utilizzate per definire il moto della struttura.

Si ha inoltre:

$$u(t) = \sum_{j=1}^n [A_j \cos(\omega_j t) + B_j \sin(\omega_j t)] \phi_j \quad (3.2)$$

Dove  $A_j$  e  $B_j$  sono le  $2n$  incognite che consentono di definire il vettore di spostamento  $u(t)$ ; queste vengono determinate imponendo  $2n$  condizioni al contorno, sopra definite, di cui  $n$  riguardano gli spostamenti e  $n$  le velocità iniziali.

Le altre grandezze, la prima tra le quali è  $\phi_j$ , è un vettore reale che definisce la  $j$ -esima *forma modale* o *forma naturale di vibrare* cui è associata la pulsazione  $\omega_j$ , che definisce la *frequenza naturale* (o *propria*) di vibrazione della struttura.

Quindi risulta possibile individuare anche il *periodo naturale* (o *proprio*) di vibrazione tramite la seguente relazione:

$$T_j = \frac{2\pi}{\omega_j} \quad (3.3)$$

Dove il vettore  $\phi_j$  e la frequenza naturale  $\omega_j$ , rappresentano rispettivamente il j-esimo autovettore ed il j-esimo autovalore, ottenibili imponendo nullo il determinante della seguente relazione matriciale:

$$K \phi = M \phi \Omega^2 \Rightarrow \text{Det} [K - \omega^2 m] = 0 \quad (3.4)$$

dove  $\phi$  e  $\Omega$  sono due matrici quadrate di ordine  $n \times n$ , chiamate rispettivamente *matrice modale* e *matrice spettrale*:

$$\phi = [\phi_1 \ \phi_2 \ \phi_3 \dots \ \phi_j \dots \ \phi_n] \quad (3.5)$$

$$\Omega^2 = \text{Diag} \{ \omega^2_1, \omega^2_2, \omega^2_3, \dots, \omega^2_j, \dots, \omega^2_n \} \quad (3.6)$$

L'introduzione nel sistema strutturale di una forzante consente invece di analizzare la risposta dinamica della struttura in presenza del carico, e valutare le così dette vibrazioni forzate. Nell'ingegneria strutturale si possono distinguere i carichi statici e quelli dinamici. I primi sono costanti nel tempo; i secondi possono a loro volta distinguersi in carichi *pseudostatici* e *dinamici* veri e propri. Si parla di carico *pseudostatico* quando la sua evoluzione nel tempo è tale da comportare un periodo molto superiore al periodo proprio di oscillazione della struttura. Il *carico dinamico* invece, varia rapidamente ed è in grado di innescare le forze di inerzia del sistema. Esiste infine una categoria a parte rappresentata dai carichi mobili, ovvero da quelli che variano non solo nel tempo ma anche nella posizione. La risposta dinamica rispetto a quella statica si differenzia in alcuni aspetti. Innanzitutto la presenza di un carico dinamico produce delle forze di inerzia e viscosità interne al sistema, che invece non si hanno nel problema statico; secondariamente differisce la trattazione analitica del problema, per cui nel caso di carico indipendente dal tempo, le equazioni costituenti il sistema sono equazioni algebriche, mentre nel caso di carico dinamico il sistema è fatto di equazioni differenziali, che comportano una difficoltà di risoluzione ed un onere computazionale decisamente maggiore. Dal punto di vista analitico, la trattazione in presenza di forzante esterna si traduce nell'aggiunta nella relazione (3.1) del termine noto rappresentato dalla forzante stessa  $f(t)$ , mentre a primo membro si aggiunge per completezza, anche l'effetto di dissipazione viscosa che si innesca internamente al sistema.

L'equazione differenziale che governa il problema delle oscillazioni forzate può così risciversi:

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = f(t) \quad (3.7)$$

Essendo  $C$  la matrice di dissipazione viscosa; questa può essere determinata analogamente alle matrici di rigidità  $K$  e di massa  $M$ , seguendo il metodo delle velocità: imposti due vincoli fittizi semplici, che eliminino cioè un grado di libertà ciascuno, si procede a costituire il sistema di equazioni attribuendo velocità unitaria a un grado di libertà mantenendo nulle tutte le altre, così via per tutti i gradi di libertà della struttura.

La matrice che così si ottiene sarà costituita da elementi  $c_{ij}$ , i quali rappresentano la forza viscosa (reazione vincolare) da applicare all' $i$ -esimo grado di libertà, per ottenere una velocità unitaria del  $j$ -esimo grado di libertà essendo nulle tutte le altre velocità.

Gli elementi della matrice di viscosità  $C$  dipendono da un coefficiente di smorzamento critico  $\xi_i$  (la condizione di smorzamento critico è quella di minima viscosità per cui non si verificano oscillazioni libere), il cui valore viene assunto costante per tutti i modi di vibrare della struttura, ed è funzione della tipologia di struttura o costruzione.

Tipo costruzione	$\xi_i$
Telaio in acciaio saldato, con tutte le parti flessibili	0.02
Telaio d'acciaio, saldato o imbullonato, con tamponamento esterno rigido e le pareti interne flessibili	0.05
Telaio d'acciaio, saldato o imbullonato, con controventi in calcestruzzo	0.07
Telaio in calcestruzzo a pareti flessibili	0.05
Telaio d'acciaio, con tamponamento esterno rigido pareti interne flessibili	0.07
Telaio in calcestruzzo con pareti di taglio di calcestruzzo o muratura	0.10
Edifici con pareti di taglio in calcestruzzo e/o muratura	0.10
Struttura pareti di taglio in legno	0.15

*Tabella 3.1: valori del coefficiente di smorzamento per diversi tipi di costruzioni*

Per il modello in questione si è scelto un valore di smorzamento critico pari a 5% essendo il ponte in questione in cemento armato (Damping constant). Introdotta questa grandezza, occorre fare un'ulteriore considerazione circa la distinzione di *spazio modale* e di *spazio nodale*. Con il primo ci si riferisce allo spazio definito dagli autovettori ottenuti imponendo nullo il determinante della formula (3.4), che deriva a sua volta dalla soluzione dell'omogenea associata (3.1).

Definito questo spazio, qualunque vettore ad esso appartenente può essere espresso come combinazione lineare degli autovettori  $\phi_j$  ( $J=1,2,\dots,n$ ); inoltre la condizione di ortonormalità ci rammenta che gli autovettori sono definiti a meno di un fattore di proporzionalità, dunque anche il vettore  $u(t)$  descrivente gli spostamenti e le rotazioni degli  $n$  gradi di libertà propri della struttura scaturiti dall'applicazione di una generica forzante esterna, può essere descritto nella forma seguente data dalla (3.8):

$$u(t) = \Phi q(t) = \sum_{j=1}^n q_j(t) \phi_j \quad (3.8)$$

Dove  $q_j(t)$  sono  $n$  grandezze reali determinate come *spostamenti modali*, e vengono distinte dalle componenti  $u(t)$ , che sono invece gli *spostamenti nodali*.

Tenendo conto della (3.8) che esprime una trasformazione di coordinate dal piano nodale in cui le equazioni sono accoppiate, a quello modale dove sono disaccoppiate, nonché delle condizioni al contorno già definite per la soluzione dell'omogenea associata, ovvero  $u(t=0) = u_0$  e  $\dot{u}(t=0) = \dot{u}_0$ , si ricavano le seguenti soluzioni:

$$M\Phi \ddot{q}(t) + C\Phi \dot{q}(t) + K\Phi q(t) = f(t) \quad (3.9)$$

La (3.9), rappresenta in forma matriciale un sistema di  $n$  equazioni differenziali ordinarie che possono essere risolte indipendentemente le une dalle altre costituendo perciò un sistema di equazioni disaccoppiate. Una volta risolto tale sistema, ovvero ottenute le  $q(t)$ , si determinano, tramite la (3.8), gli spostamenti nodali  $u(t)$  dovuti alla forzante esterna che risultano dalla sovrapposizione delle singole risposte modali  $q(t)$ .

Tale metodo viene per questo chiamato metodo di *sovrapposizione modale*.

Concludendo, l'analisi dinamica condotta ai fini della presente tesi si articolerà su due fronti: in prima istanza *l'analisi modale* in assenza di forzante, che consentirà di valutare le frequenze proprie di oscillazione del sistema e le rispettive forme modali nonché l'entità delle masse modali eccitate da ciascun modo.

Successivamente si valuterà la risposta strutturale in presenza di una forzante esterna al sistema  $f(t)$  dalle caratteristiche ben definite, e si analizzeranno gli spostamenti e le accelerazioni, ottenuti come sovrapposizione modale, alla luce della precedente trattazione teorica.

### 3.2 Schematizzazione strutturale

La prima fase che condurrà alla definizione del modello strutturale è quella volta alla definizione degli elementi strutturali che compongono il ponte oggetto di studio, i quali dovranno essere discretizzati per passare dalla struttura reale e quella idealizzata o approssimata per la quale è possibile applicare il metodo degli elementi finiti al fine di ottenere una soluzione ingegneristica del problema.

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali le componenti orizzontali dell'eventuale azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali come nel caso di travi di grande luce tipicamente impiegate nell'ambito dei ponti in calcestruzzo armato precompresso o sbalzi significativi. In funzione del tipo di analisi che si vuole condurre, è possibile anche optare per una discretizzazione di tipo bidimensionale anziché tridimensionale, tuttavia un'analisi tridimensionale, permette di simulare il reale comportamento strutturale con un miglior controllo delle grandezze in gioco. E' prassi in ogni caso, operare inizialmente con una schematizzazione bidimensionale, la quale rappresenta il punto di partenza per la schematizzazione tridimensionale dell'opera.

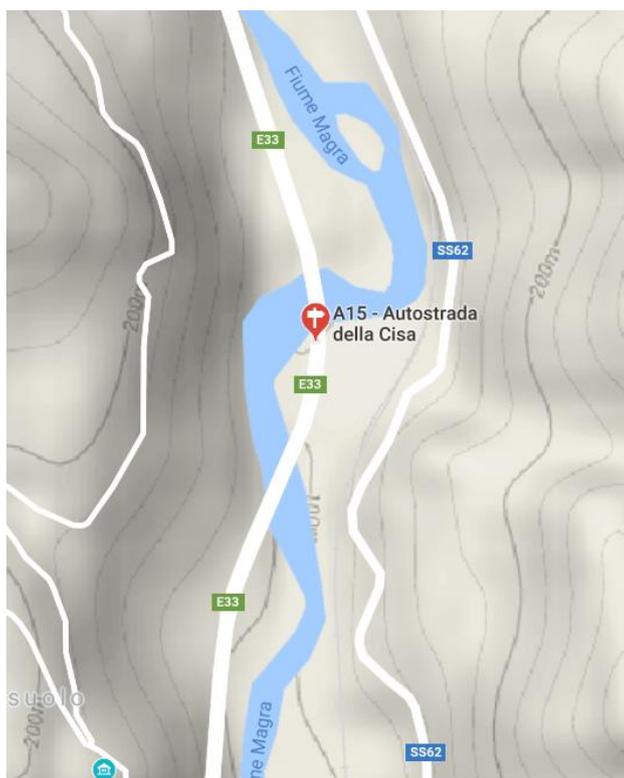
Nel nostro caso si è proceduto ad una discretizzazione tridimensionale che è stata condotta utilizzando elementi guscio (shell) ed elementi trave (beam), mentre il terreno è stato discretizzato mediante l'utilizzo di elementi molla (spring) a comportamento elastico e lineare in accordo alla teoria della trave su suolo elastico di Winkler. Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:

- la geometria e i particolari costruttivi;
- le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni;
- i carichi permanenti.

Si dovrà quindi prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso di coefficienti legati ai "fattori di confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza delle caratteristiche sopra elencate. Nel nostro caso sono stati resi disponibili i progetti esecutivi del ponte allo stato attuale redatti in data 08/01/2004, pertanto essendo noti i dettagli costruttivi dell'opera (disegni costruttivi e particolari), le proprietà meccaniche dei materiali, e i carichi permanenti, in fase di analisi strutturale verrà adottato un fattore di confidenza pari ad 1.00 come stabilito dall'attuale Norma Tecnica per le Costruzioni NTC 2018.

In particolare lo studio qui affrontato prevede la simulazione dello scalzamento al piede delle fondazioni su pali delle pile di un ponte in alveo fluviale prendendo ispirazione da una serie di casistiche reali che hanno compromesso la stabilità globale del ponte ed in alcuni casi hanno portato al collasso dell'intera opera.

In particolare si è fatto riferimento al viadotto Narbareto dell'autostrada della Cisa A15 Parma-La Spezia attraversante il fiume Magra come indicato sulla seguente cartografia.



*Figura 3.1: Inquadramento geografico del viadotto esistente*

La struttura dell'impalcato del viadotto Narbareto è una struttura a graticcio realizzata da travi longitudinali in cemento armato precompresso, da una soletta in calcestruzzo armato gettata in opera, e da travi di irrigidimento trasversali anch'esse gettate in opera assieme alla soletta medesima. Le travi longitudinali in c.a.p, le travi trasversali in c.a.o e la soletta in c.a.o costituiscono la struttura dell'impalcato del ponte stesso. In particolare l'impiego di travi longitudinali in c.a.p necessita di una minore manutenzione rispetto alle travate metalliche che per essere protette dall'azione di degrado quale la corrosione necessitano di continue azioni di protezione tramite appositi rivestimenti protettivi come degli inibitori (vernici), inoltre le stesse consentono di avere altezze inferiori rispetto a quelle in cemento armato ordinario, evitando così la realizzazione di elevati rilevati di accesso al ponte.

Il ponte è realizzato da quattro campate su appoggi continui aventi luce, misurata tra gli assi delle pile, di circa trenta metri, in particolare la prima campata e quella di approdo misurano circa di 29.80 metri, mentre quelle interne hanno luce di 31 metri, come illustrato in figura 3.2 e figura 3.3, ove vengono riportati i disegni esecutivi redatti dallo studio Sintecna s.r.l. nel Gennaio del 2004.

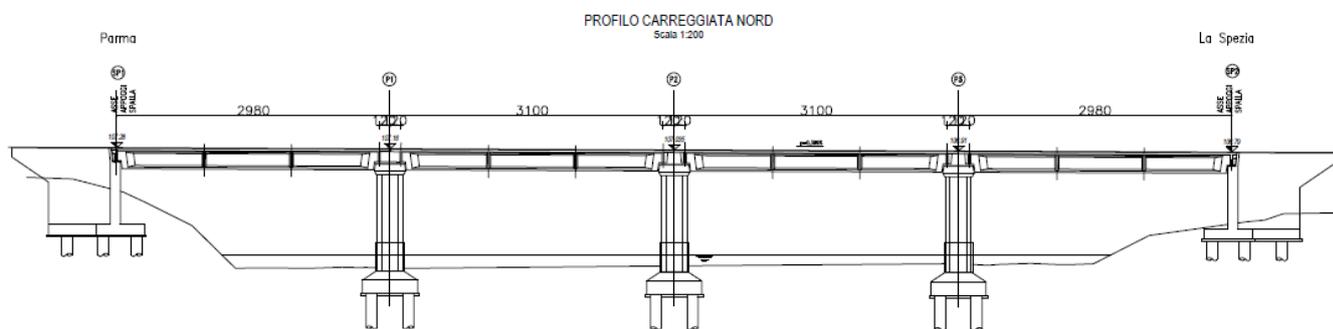


Figura 3.2: Profilo longitudinale viadotto Narbareto

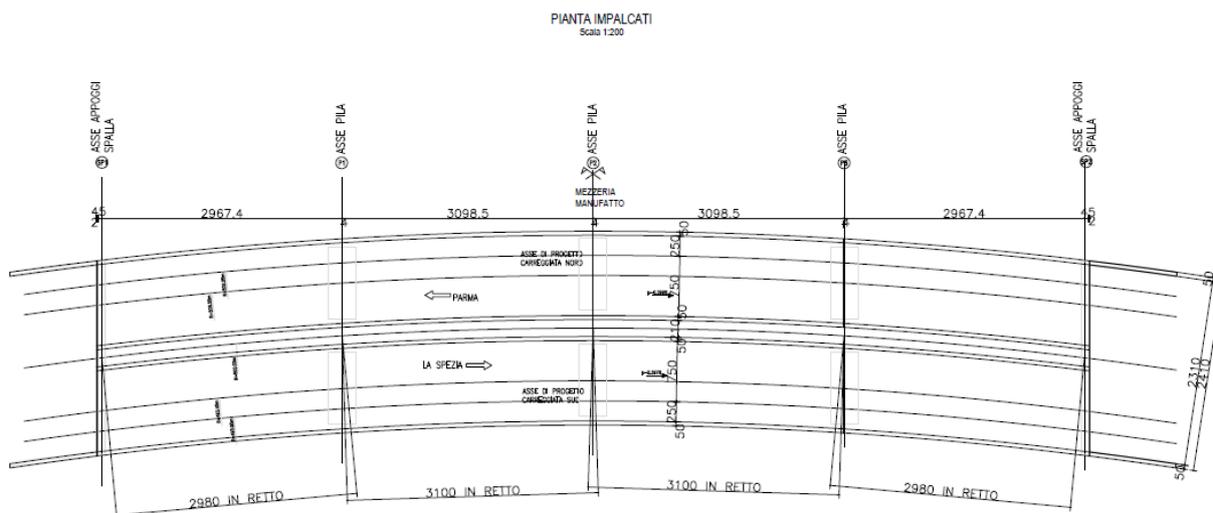
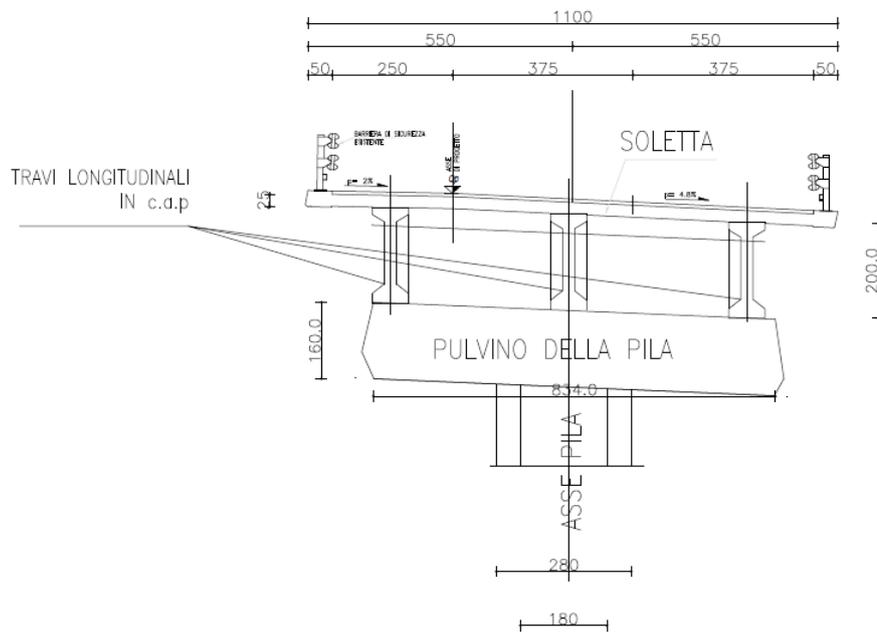


Figura 3.3: Pianta impalcato viadotto Narbareto direzione Parma-La Spezia

Ciascuna campata è costituita da tre travi longitudinali in calcestruzzo armato precompresso, collegate trasversalmente da quattro traversi e dalla sovrastante soletta entrambi gettati in opera, per un'altezza totale della struttura di impalcato pari a 2.30m. In figura 3.4 si può osservare una sezione trasversale del viadotto, con la geometria e le dimensioni delle travi longitudinali, lo spessore della soletta, la geometria della pila e del pulvino.



**Figura 3.4:** Sezione trasversale del viadotto (carreggiata Nord)

### 3.3 Modellazione Strutturale del ponte

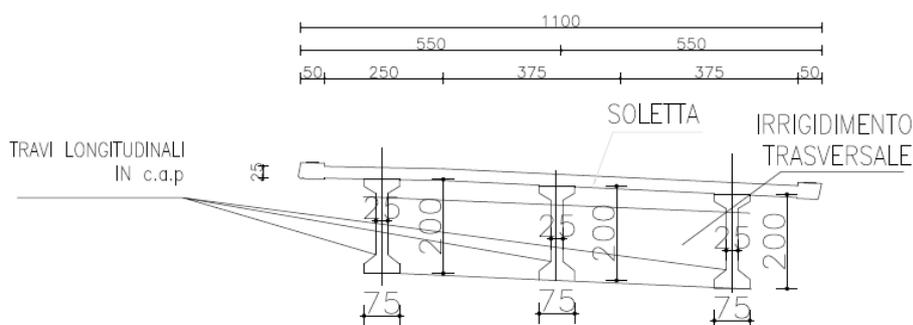
#### 3.3.1 Geometria del modello

Il primo passo per la modellazione strutturale del viadotto è stata quella di definire la geometria del modello medesimo. Mediante il software agli elementi finiti ADINA ciò è stato possibile lavorando per punti in uno spazio tridimensionale ove ad ogni punto vengono associate le tre coordinate cartesiane denominate  $X_1$ ,  $X_2$ ,  $X_3$  in un sistema di riferimento globale. Successivamente tali punti sono stati collegati mediante linee per iniziare a costruire la geometria completa del modello. In particolare le linee, sono state utilizzate per definire gli elementi beam delle travi, delle pile e dei pali, mentre per definire gli elementi finiti di tipo guscio o shell utilizzati nella modellazione dei plinti è stato necessario introdurre l'entità geometrica superficie.

La struttura in esame è costituita principalmente da cinque elementi: l'impalcato (costituito dalle travi longitudinali in c.a.p, la soletta collaborante ed i traversi di irrigidimento entrambi gettati in opera), le pile a fusto unico con sezione cellulare cava, il pulvino che sovrasta la pila, i plinti a sezione quadrata, che fungono da elemento di collegamento tra le pile e la palificata sottostante, che rappresenta il vero corpo di fondazione.

Propedeutico alla *modellazione dell'impalcato*, è la definizione della geometria degli elementi strutturali che compongono l'impalcato medesimo, il quale è realizzato con un graticcio di travi longitudinali precomprese e trasversali in cemento armato, e la sovrastante soletta di irrigidimento.

Le *caratteristiche geometriche dell'impalcato* sono riportate in figura 3.5:



**Figura 3.5:** Sezione trasversale dell'impalcato

### 3.3.2 Modellazione delle travi longitudinali

Per la definizione della geometria delle *travi longitudinali* da introdurre nel modello agli elementi finiti occorre prima di tutto computare la cosiddetta larghezza effettiva della soletta superiore collaborante che assieme alla trave di calcestruzzo armato precompresso costituirà la geometria della trave longitudinale che così verrà supposta avere sezione a “T”. A tal proposito si sono adottate le indicazioni fornite dall’Eurocodice 2 al capitolo 5.

Al paragrafo 5.3.2.1 dell’Eurocodice 2 la larghezza effettiva della soletta collaborante, denominata  $b_{eff}$  può essere così calcolata:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b;$$

dove:  $b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0$ ; ed  $b_{eff,i} \leq b_i$

Per analisi strutturali, dove non è richiesta una grande accuratezza, può assumersi una larghezza di soletta collaborante costante lungo tutta la campata della travata.

La determinazione della  $b_{eff}$  può, così determinarsi in accordo a tale figura 3.6, ripresa dallo stesso Eurocodice 2.

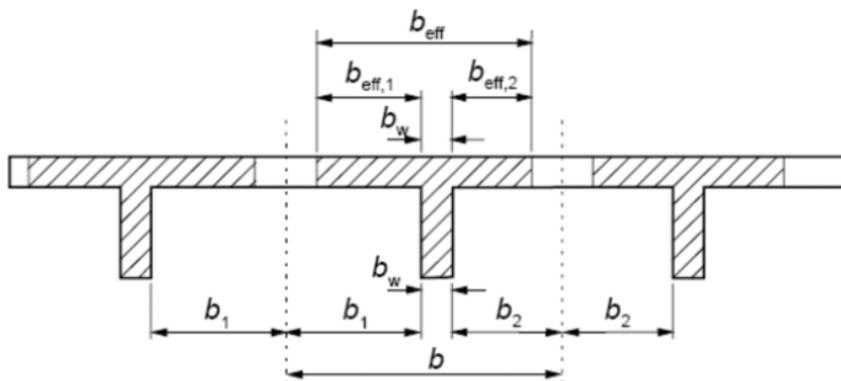


figura 3.6

Dove  $l_0$  è la distanza tra 2 punti aventi momento flettente nullo, determinata considerando in prima approssimazione lo schema riportato in figura 3.7, che è valido nel caso di travi continue su più appoggi, come nel caso medesimo.

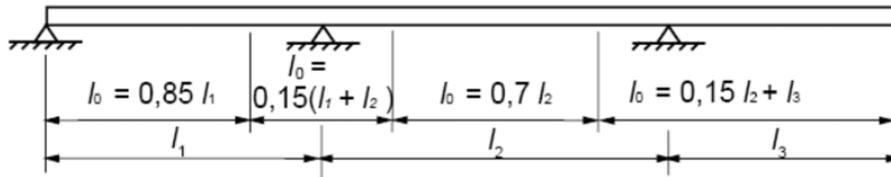


figura 3.7

Ora essendo la lunghezza della prima campata del ponte oggetto di studio pari a 29.80 metri,

$l_0$  può essere così determinato:

$$l_0 = 0,85 \cdot 29,80 = 25,33 \text{ metri};$$

da cui può essere calcolato:

$$0,2 \cdot l_0 = 5 \text{ metri};$$

In particolare la larghezza dell'anima della trave a T, risulta essere pari a 0.25 metri. L'entità di  $b_i$  risulta essere, come si può vedere dalla figura 3.6 esattamente pari all'interasse tra le travi longitudinali meno lo spessore dell'anima diviso due, ovvero  $3,45/2$ , che ammonta ad 1.73 metri.

Da tali valori è possibile calcolare la  $b_{eff,i}$ , attraverso la seguente relazione:

$$2 \cdot b_{eff,i} = 2 \cdot (0,2 b_i + 0,1 l_0) = 2 \cdot (0,2 \cdot (1,85) + 0,1 \cdot 25,33) = 5,8 \text{ metri}$$

In particolare deve risultare:

$$b_{eff,i} \leq 0,2 l_0; \text{ ed } b_{eff,i} \leq b_i, \text{ che risulta essere soddisfatta.}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff,i} + b_w = 5,8 + 0,25 = 6,05 \text{ metri}$$

Ora essendo 6.05 metri maggiore dell'interasse tra le due travi longitudinali, che ammonta a 3.70 metri, come larghezza  $b_{eff}$  verrà assunta esattamente 3.70 metri, dovendo essere:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b; \text{ perciò ne risulta che } b_{eff} = 3,70 \text{ metri}$$

Passo successivo, sarà la definizione delle *proprietà geometriche ed inerziali* delle travi longitudinali, che come detto in precedenza saranno supposte avere sezione a “T”, per effetto della presenza della soletta collaborante di larghezza  $b_{eff}$  la cui entità è stata definita al passo precedente. Di fatto la struttura dell’impalcato si comporrebbe sotto tali ipotesi di tre travi longitudinali con sezione trasversale a “T”, tutte e tre aventi le medesime caratteristiche sezionali, pertanto alla luce di ciò sarà sufficiente calcolare le proprietà geometriche ed inerziali di una delle tre, e quindi applicarle anche alle altre.

In figura 3.8 viene riportata la geometria di una delle tre travi longitudinali a “T” prese in esame.

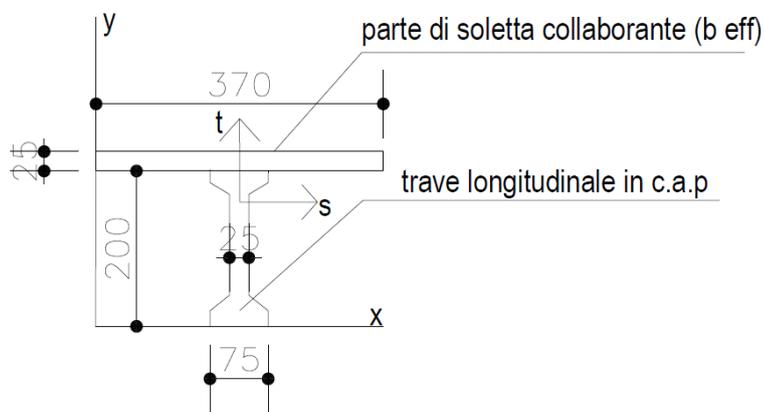


figura 3.8: sezione trasversale di una trave longitudinale a “T” costituente l’impalcato

*Proprietà geometriche:*  $A_{tot} = 1.69 \text{ m}^2$  (area totale, comprensiva della soletta collaborante)

$$A_{sh}^t = 0.44 \text{ m}^2 \text{ (area resistente a taglio in direzione t)}$$

$$A_{sh}^s = 1.25 \text{ m}^2 \text{ (area resistente a taglio in direzione s)}$$

$$S_x = 2.783 \text{ m}^3 \text{ (momento statico rispetto all'asse dell x-x)}$$

$$Y_g = (S_x / A_{tot}) = 1.60 \text{ m} \text{ (coordinata y del baricentro)}$$

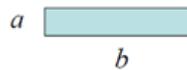
$$X_g = 1.85 \text{ m} \text{ (coordinate x del baricentro che giace sull'asse di simmetria della sezione)}$$

*Proprietà inerziali:*

$$J_{tt} = \int s^2 dA = 1.08 \text{ m}^4 \quad (\text{momento di inerzia per inflessione attorno all'asse } s)$$

$$J_{ss} = \int t^2 dA = 1.01 \text{ m}^4 \quad (\text{momento di inerzia per inflessione attorno all'asse } t)$$

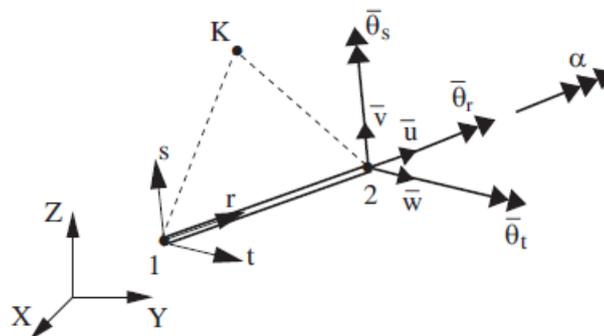
$$J_{\text{torque (dsv)}} = \Sigma(b \cdot a^3 / 3) = 0.049 \text{ m}^4 \quad (\text{momento di inerzia torsionale calcolato suddividendo la sezione in rettangoli elementari})$$



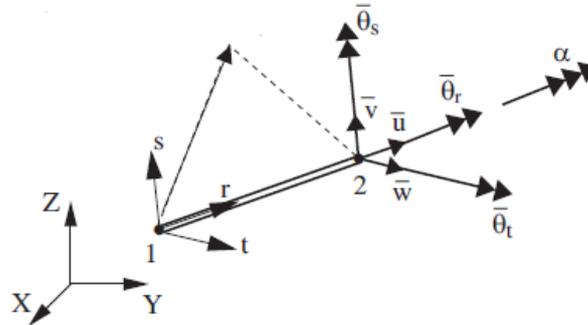
Quest'ultimo contributo di inerzia torsionale alla De-Saint Venant è molto piccolo essendo la sezione aperta in parete sottile.

Introdotti i parametri geometrici ed inerziali delle travi longitudinali si può iniziare la fase di modellazione delle stesse per la quale si è utilizzato come software il programma agli elementi finiti ADINA. In particolare si è utilizzato il seguente tipo di elementi:

Per le travi longitudinali: si è fatto uso dell'elemento HERMITIAN BEAM 3D, che è un elemento uniassiale a 2 nodi per modelli strutturali tridimensionali, dotato di sezione generica a cui son state attribuite le precedenti proprietà geometriche ed inerziali. Esso ha sei gradi di libertà, tre traslazioni ( $u, v, w$ ) e tre rotazioni ( $\theta_s, \theta_r, \theta_t$ ), per ogni nodo. In figura 3.9 viene mostrato l'elemento beam insieme al suo sistema di riferimento locale denominato  $(r, s, t)$ , dove la direzione  $r$  è posta lungo l'asse neutro della trave, mentre l'orientazione delle direzioni  $s$ , e  $t$  è definito usando o un nodo ausiliario denominato *auxiliary node K* (come mostrato in Fig. 3.10(a)), oppure un vettore orientato  $(XO, YO, ZO)$  (come mostrato in Fig. 3.10(b)).



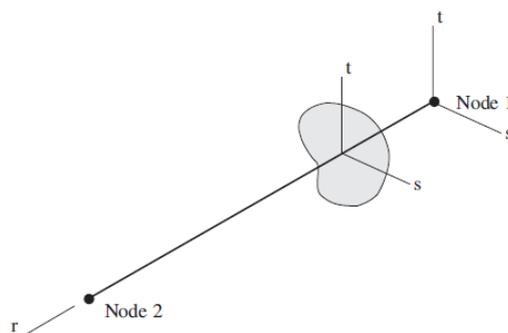
**Fig 3.10(a):** definizione della geometria usando il nodo ausiliario K  
 La direzione-s è posta nel piano definito dai nodi 1, 2, K, e la direzione-t è perpendicolare al piano r-s



**Fig 3.10(b):** Definizione della geometria usando il vettore orientato  
 La direzione- $s$  è posta nel piano definito dai nodi 1, 2, e dal vettore orientato.  
 La direzione- $t$  è perpendicolare al piano  $r$ - $s$

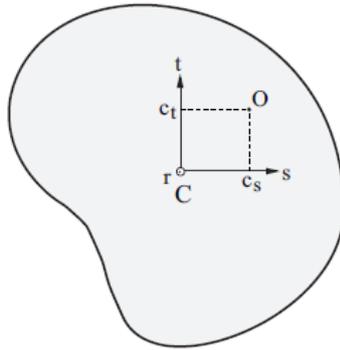
Le figure 3.10(a) e 3.10(b) mostrano anche i gradi di libertà dell'elemento Beam-3D ai nodi locali 1 e 2. Questi gradi di libertà sono definiti nel sistema di riferimento locale. Il grado di libertà denominato  $\alpha$ , è usato soltanto qualora sia impiegato l'elemento Warping beam, il quale tiene conto dei fenomeni di ingobbamento impedito, che nel nostro caso non sussistono, e pertanto tale grado di libertà aggiuntivo non è stato preso in conto.

Le direzioni  $s$  e  $t$  danno l'orientamento alla sezione trasversale della trave, e perciò occorre prestare attenzione nella definizione delle stesse al fine di attribuire la desiderata orientazione alla sezione trasversale della trave. La sezione trasversale dell'elemento beam con le sue coordinate è mostrato in Figura 3.11, dove l'origine del sistema di riferimento della sezione trasversale ha la sua origine sulla linea che connette i nodi di estremità dell'elemento medesimo.



**figura 3.11:** Vista isometrica dell'elemento Beam-3D

In Figura 3.12 è mostrata la sezione trasversale dell'elemento con il relativo centroide e centro di taglio. Il centroide della sezione trasversale è assunto essere sull'origine del sistema  $(s,t)$ , mentre il centro di taglio è usato soltanto qualora sia impiegato l'elemento Warping beam.



*figura 3.12: Vista del piano s-t, e posizione del centroide (C) e del centro di taglio (O)*

L'area della sezione trasversale, i momenti di inerzia e altre proprietà delle travi longitudinali sono state specificate direttamente usando l'opzione CROSS-SECTION GENERAL disponibile in ADINA. In tal caso dovrebbero essere usate tali formulazioni per ricavare le proprietà inerziali, che poi verranno introdotte manualmente nel programma medesimo.

$$J_{tt} = \int s^2 dA \quad (\text{momento di inerzia per inflessione attorno all'asse } s)$$

$$J_{ss} = \int t^2 dA \quad (\text{momento di inerzia per inflessione attorno all'asse } t)$$

$$J_{\text{torque } (dsv)} = \Sigma(b \cdot a^3 / 3) \quad (\text{momento di inerzia torsionale calcolato suddividendo la sezione in rettangoli elementari})$$

### 3.3.3 Modellazione delle travi di irrigidimento trasversale

Le travi di irrigidimento trasversale sono gettate in opera ed hanno sezione rettangolare, e ve ne sono 4 per campata, di cui una all'inizio e alla fine della campata, con lo scopo di chiudere la torsione e trasmetterla sotto forma di sforzi taglianti agli appoggi sottostanti, mentre le altre due sono poste internamente e servono ad irrigidire l'impalcato a livello trasversale, e a ripartire i carichi mobili trasversalmente assieme alla sovrastante soletta.

*Proprietà geometriche delle travi di irrigidimento trasversale poste internamente alla campata:*

$$A_{\text{tot}} = b \cdot h = 0.25 \cdot 2.00 = 0.50 \text{ m}^2$$

$$L = 7.40 \text{ m} \quad (\text{lunghezza trave trasversale} = \text{larghezza impalcato})$$

$$A_{\text{sh}}^t = 0.50 \text{ m}^2 = A_{\text{tot}} \quad (\text{area resistente a taglio in direzione } t)$$

*Proprietà geometriche delle travi di irrigidimento trasversale poste all'inizio e alla fine di ogni campata*

$$A_{\text{tot}} = b \cdot h = 0.25 \cdot 1.35 = 0.34 \text{ m}^2$$

$$L = 7.40 \text{ m} \quad (\text{lunghezza trave trasversale} = \text{larghezza impalcato})$$

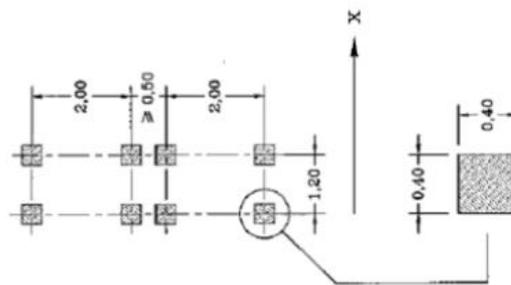
$$A_{\text{sh}}^t = 0.34 \text{ m}^2 = A_{\text{tot}} \quad (\text{area resistente a taglio in direzione } t)$$

In tal caso, in alternativa al comando CROSS-SECTION GENERAL, utilizzato nella modellazione delle travi longitudinali per introdurre le proprietà geometriche ed inerziali, può essere specificata la sezione rettangolare attraverso l'impiego del comando RECTANGULAR CROSS SECTION disponibile in ADINA che computa le proprietà sezionali in automatico per date dimensioni della sezione medesima, perciò in tal caso basterà attribuire soltanto le dimensioni  $b$  ed  $h$  della sezione rettangolare. Questo elemento, permette anche di schematizzare delle sezioni a cassone (Box section) o asimmetriche, ad L oppure a C in cui il centro di taglio non coincide col centro di gravità.

Anche per le travi trasversali così come per le travi longitudinali si è fatto uso dell'elemento HERMITIAN BEAM 3D, che è un elemento uniassiale a 2 nodi per modelli strutturali tridimensionali, dotato in tal caso di sezione rettangolare a cui son state attribuite le precedenti dimensioni (b, h). Esso ha sei gradi di libertà, tre traslazioni ( $u, v, w$ ) e tre rotazioni ( $\theta_s, \theta_r, \theta_t$ ), per ogni nodo, come illustrato in figura 3.10(a).

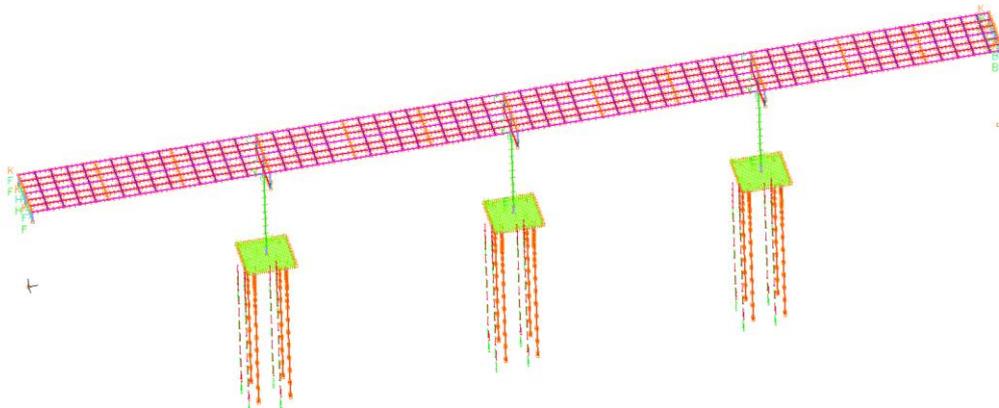
### 3.3.4 Modellazione della soletta

La soletta di irrigidimento ha spessore di 25 cm ed è stata gettata in opera assieme alle travi trasversali, con lo scopo di favorire la ripartizione trasversale dei carichi mobili. Per la modellazione strutturale della stessa non si è optato per l'impiego di elementi shell di forma quadrati, ma bensì si è creata una griglia di travi virtuali longitudinali e trasversali il cui centroide è stato fatto coincidere con il centroide delle travi longitudinali reali, trascurando così l'eccentricità tra il piano medio della soletta e il centroide delle travi longitudinali del graticcio, che si sarebbe dovuto altrimenti modellare nel caso in cui la soletta fosse stata modellata con elementi di tipo shell, tramite l'introduzione di offset rigidi o rigid link. La geometria delle travi longitudinali virtuali è stata ipotizzata fittiziamente, in quanto queste non devono avere né rigidezza né massa, poichè hanno il solo scopo di far muovere il carico mobile applicato lungo l'impalcato, di fatto la rigidezza reale delle travi longitudinali è soltanto quella fornita dalle tre travi con sezione a "T". L'introduzione delle travi virtuali trasversali ha invece il solo scopo di simulare l'effetto di irrigidimento trasversale della soletta il quale favorisce la ripartizione dei carichi mobili tra le travi longitudinali reali (quelle aventi sezione a "T"), per cui ad esse sarà attribuita come sezione, una sezione rettangolare di trave equivalente che avrà per altezza, lo spessore della soletta, e per base una lunghezza di 2 metri che rappresenta proprio l'interasse tra queste travi trasversali. La massa di tali travi sarà nulla poiché è stata già considerata nella fase di modellazione delle travi longitudinali reali che hanno sezione a "T" proprio perché comprendono anche la soletta. Di fatto la posizione dell'ordito di travi virtuali longitudinali e trasversali che simulano la soletta è stato definito alla luce del cosiddetto Load Model 1 (LM-1), e pertanto è caratterizzato da una maglia di dimensione 1.20x2.00 mt che permette di applicare i carichi dovuti al Tandem System su di un impronta di carico come quella definita nell'EN 1991-2 del Settembre 2003 e dalle Norme tecniche per le costruzioni del luglio 2007 relative all'esecuzione e collaudo dei ponti stradali, riportata in figura 3.13.



*figura 3.13: Tandem System (interasse tra gli assali in direzione longitudinale di 2 m)*

Qui di seguito, in figura 3.14 si riporta il modello globale agli elementi finiti eseguito in ADINA che rappresenta lo schema strutturale utilizzato per simulare l'intero Viadotto (impalcato, pile e fondazioni), ove è possibile vedere le travi longitudinali reali, poste agli estremi e al centro dell'impalcato, le travi virtuali longitudinali, nonché le travi di irrigidimento trasversali reali e quelle virtuali introdotte per simulare l'intero impalcato comprensivo della soletta di ripartizione.



*figura 3.14 (a): Vista isometrica del modello globale del ponte*

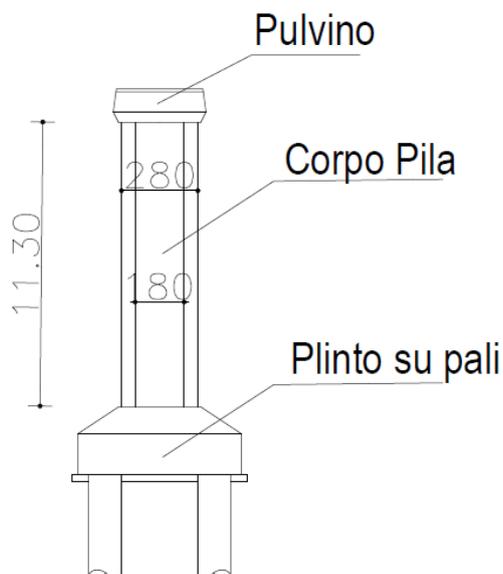


*figura 3.14 (b): Vista planimetrica del modello con le travi longitudinali e trasversali che simulano la soletta*

La modellazione delle travi virtuali longitudinali in ADINA è stata eseguita attraverso elementi denominati SOFT BEAM elements, attribuendo a questi, mediante l'opzione Cross Sections, un momento di inerzia per inflessione attorno agli assi  $s$  e  $t$  molto piccolo, ad esempio  $0.001\text{m}^4$ , ed un'area della sezione trasversale anch'essa molto piccola,  $0.01\text{ m}^2$ . Per quanto concerne invece le travi virtuali trasversali, saranno modellate con elementi HERMITIAN BEAM 3-D a 2 nodi con sezione rettangolare di base 2 metri ed altezza 0.25 metri come discusso ai punti precedenti.

### 3.3.5 Modellazione delle pile

Il viadotto oggetto di esame è composto da 3 pile identiche in cemento armato, di altezza 11.30 metri e sezione cellulare cava, con diametro esterno di 2.80 metri, diametro interno di 1.80 metri e spessore di 0.50 metri. In figura 3.15 si riporta la geometria di una delle tre pile, comprensiva del pulvino e del corpo fondazione (plinto e pali).



*figura 3.15: prospetto verticale del corpo pila, del corpo fondazione e del pulvino*

Il Modello strutturale utilizzato per la modellazione della sola pila, è composto da elementi di tipo HERMITIAN BEAM 3D, che come discusso in precedenza sono elementi uniassiali a 2 nodi per modelli strutturali tridimensionali, a cui è stata attribuita, tramite l'opzione disponibile in ADINA, una sezione denominata PIPE, cioè circolare cava a cui son state attribuite le precedenti proprietà geometriche, ovvero il diametro esterno di 2.80 metri ed lo spessore di 0.50 metri. L'impiego del comando PIPE CROSS SECTION disponibile in ADINA computa le proprietà inerziali e geometriche in automatico per date dimensioni della sezione medesima.

### 3.3.6 Modellazione del pulvino

La pila è composta da tre elementi:

- *Baggioli*
- *Pulvino*
- *Fusto della pila*

Sono considerate le seguenti dimensioni del *pulvino*:

- larghezza pulvino in direzione trasversale pari ad 7.40 m
- larghezza del pulvino in direzione longitudinale pari ad 3.50 m
- altezza del pulvino di 2.00 m

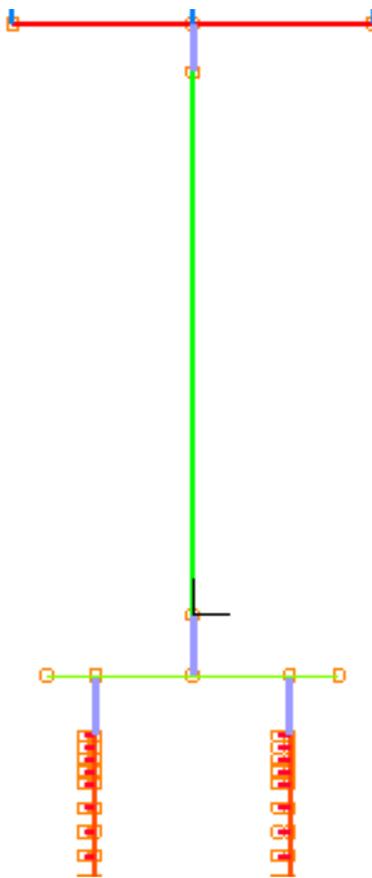
Inoltre i *baggioli* saranno quadrati di lato 80 cm, per poter contenere gli apparecchi di appoggio e saranno alti 30 cm, quest'altezza non sarà tenuta in conto nell'altezza totale della pila, che pertanto rimane quella indicata nel paragrafo precedente, ovvero 11.30 metri.

L'elemento finito impiegato per modellare il pulvino è un elemento beam di tipo HERMITIAN BEAM 3-D unifilare a 2 nodi, che verrà fatto passare esattamente per il centroide del pulvino medesimo, le cui proprietà sezionali sono state attribuite mediante il comando RECTANGULAR CROSS SECTION disponibile in ADINA.

Il collegamento tra gli elementi finiti impiegati per la modellazione del fusto della pila e gli elementi finiti che simulano l'elemento pulvino posti in corrispondenza del centroide dello stesso, è stato eseguito tramite un *rigid link* che è in grado di simulare l'offset verticale che esiste tra la sommità del fusto della pila e il centroide del pulvino medesimo.

I *Rigid links* sono definiti tramite speciali equazioni di congruenza definite automaticamente dal programma ADINA tra 2 nodi, denominati *nodo master* e *nodo slave*.

Il *rigid link* impone che, quando i nodi si spostano per effetto di una deformazione, il nodo slave è vincolato a traslare e ruotare di modo tale che la distanza tra il nodo master e slave rimanga costante, e che le rotazioni al nodo slave sia la stessa del nodo master. Di default, tutti i gradi di libertà del nodo master sono vincolati, mentre per i nodi slave è possibile selezionare i gradi di libertà che si vogliono vincolare. Nel caso del collegamento tra la sommità della pila e il centroide del pulvino si sono fissati tutti e 6 i gradi di libertà al nodo slave.



**Figura 3.16:** dettaglio del modello strutturale ove viene mostrata la pila, parte della fondazione su pali e il pulvino (nell'esempio viene mostrato anche il rigid link di colore "indaco" che connette la sommità della pila evidenziata con il colore verde e il centroide del pulvino di colore rosso)

### 3.3.7 Modellazione della fondazione

La struttura del corpo fondazione è costituita da un plinto di forma quadrata, che funge da elemento di collegamento tra la pila medesima e la palificata sottostante, che rappresenta il vero corpo di fondazione.

Le caratteristiche geometriche del corpo fondazione sono riportate nella tabella seguente:

<b>Plinto quadrato</b>	B	6 mt
	L=B	6 mt
	H	2.50 mt
<b>Pali</b>	D	1.20 mt
	L	20 mt
	S	1 mt
	i	4 mt

Tabella 3.2: caratteristiche geometriche corpo fondazione

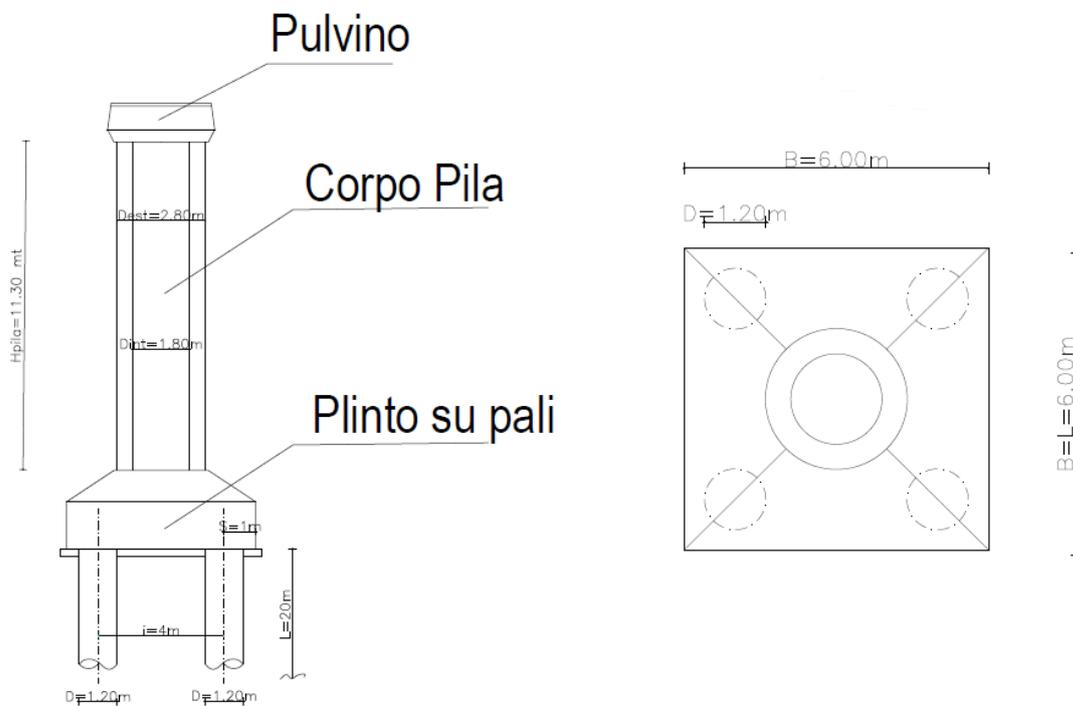
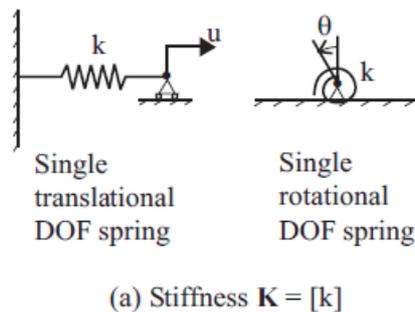


figura 3.17: prospetto verticale e pianta del corpo pila e del corpo fondazione su pali

In particolare si sono utilizzati i seguenti tipi di elementi:

- Per i pali: si è fatto uso dell'elemento HERMITIAN BEAM 3D, che è un elemento uniassiale a 2 nodi per modelli strutturali e anche termici tridimensionali. Esso è dotato di sei gradi di libertà, tre traslazioni e tre rotazioni, per ogni nodo, come discusso al paragrafo 3.3.
- Sempre riguardante i pali, in particolare per modellare la sua interfaccia con il terreno, ovvero l'interazione terreno-struttura che verrà discussa nei successivi paragrafi, si sono utilizzati degli elementi SPRING di tipo elastico-lineare, in quanto si è schematizzato il terreno come un mezzo discreto alla Winkler. In ADINA l'elemento SPRING di tipo lineare è un elemento dotato di due nodi e può essere disponibile con un singolo grado di libertà, dove la matrice di rigidezza avrà una sola componente che corrisponderà alla rigidezza della molla vincolata a terra attiva nel singolo grado di libertà specificato dall'utente, che può essere traslazionale in direzione X, Y, Z, o rotazionale, cioè attorno agli assi del sistema di riferimento globale X, Y, Z, come illustrato in figura 3.18.



*figura 3.18: elementi springs ad un solo grado di libertà traslazionale e rotazionale*

In ADINA è possibile impiegare l'elemento LINEAR SPRING a 2 gradi di libertà, che corrisponde ad una molla che accoppia due gradi di libertà specificati dall'utente, in tal caso la matrice di rigidezza sarà una matrice 2x2 del tipo:

$$\begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix}$$

Dove “k” è la rigidezza della molla con riferimento al grado di libertà considerato.

In generale il programma ADINA consente anche di definire degli elementi SPRING tra due nodi, di cui uno è quello a terra; caratterizzati dall'aver 6 gradi di libertà. Si tratta perciò di una molla generalizzata che condensa in sé le rigidezze di 6 molle indipendenti, le tre traslazionali lungo le direzioni del sistema di riferimento Globale X, Y, Z, e le tre rotazionali attorno agli assi X, Y, Z.

La definizione di detti elementi SPRING e l'attribuzione delle relative rigidezze in qualunque direzione avviene mediante il comando EGROUP SPRING.

Per ciò che riguarda gli altri elementi strutturali del corpo di fondazione costituenti il modello ovvero il plinto, si sono utilizzati elementi SHELL a 4 nodi denominati MITC4.

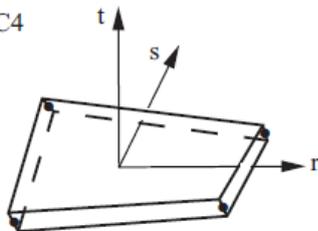
Essi sono elementi quadrangolari isoparametrici definiti da quattro nodi che giacciono sul piano medio del guscio con comportamento sia membranale che flessionale i quali possono essere impiegati per modellare strutture tridimensionali a guscio sia spesse che sottili ed in problemi di tipo termici tridimensionali.

L'elemento shell è formulato trattando il guscio come un mezzo continuo tridimensionale con le seguenti due assunzioni usate nella teoria delle piastre spesse alla Reissner/Mindlin:

- **Assunzione 1:** Una line diritta che risulta essere normale alla superficie media del guscio rimane diritta anche dopo la deformazione ma non è più ortogonale al piano medio del guscio per effetto della deformazione di taglio;
- **Assunzione 2:** Le tensioni nella direzione normale al piano medio del guscio sono nulle;

Tuttavia nella libreria del programma ADINA vi sono molti altri elementi shell di tipo isoparametrici con un numero di nodi appartenenti al piano medio del guscio che può variare da un minimo di 3 ad un massimo di 32. La scelta del tipo di elemento guscio (shell) da impiegare nella modellazione strutturale dipende dall'applicazione che se ne farà. L'elemento shell isoparametrico che risulta essere più efficace nella modellazione e nell'analisi strutturale dei gusci è normalmente l'elemento shell con 4 nodi definiti sulla superficie media dello stesso come mostrato in figura 3.19, poiché non risente del cosiddetto bloccaggio numerico a taglio o shear locking. In virtù di ciò può essere impiegato efficacemente sia per modellare piastre spesse alla Reissner/Mindlin, dove viene preso in considerazione il contributo deformativo dell'azione tagliante, che piastre sottili alla Kirchhoff, senza che per quest'ultime si abbia una deformazione flessionale pressochè nulla dovuta proprio al problema dello shear locking.

Recommended element: MITC4



*figura 3.19: elemento shell MITC4 con i 4 nodi definiti sul piano medio del guscio (spesso o sottile)*

In ADINA, a ciascun nodo appartenente al piano medio del guscio posso essere assegnati o 5 gradi di libertà o 6 gradi di libertà. Nel primo caso (5 gradi di libertà) al generico nodo “k” saranno assegnati i 3 gradi di libertà traslazionali  $u_k$ ,  $v_k$ ,  $w_k$  che saranno riferiti ad un sistema di riferimento cartesiano globale OXYZ (o in alternativa ad un sistema di riferimento locale definito sul nodo medesimo), e i 2 gradi di libertà rotazionali  $\alpha_k$ ,  $\beta_k$  riferiti al sistema di riferimento locale della superficie media come mostrato in figura 3.20.

In particolare, utilizzando l’elemento shell a 5 gradi di libertà, il grado di libertà rotazionale attorno alla normale al piano medio del guscio ( $V_n^k$ ) viene automaticamente cancellato da ADINA, sicchè non si avrà più la rigidità per tale grado di libertà.

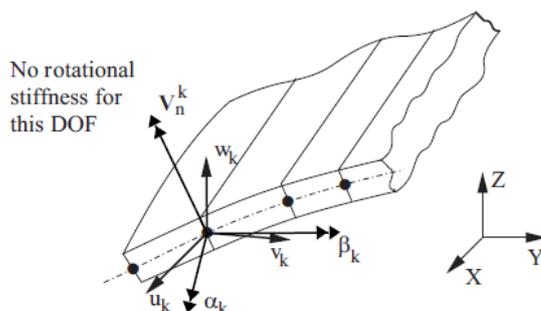


figura 3.20: gradi di libertà al nodo “k” dell’elemento shell a 5 g.d.l

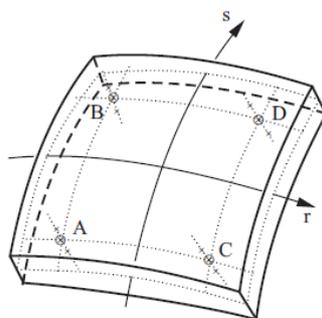
Nel secondo caso (elemento shell con 6 gradi di libertà per nodo) al generico nodo "k" saranno assegnati i 3 gradi di libertà traslazionali  $u_k$ ,  $v_k$ ,  $w_k$  riferiti come detto in precedenza ad un sistema di riferimento globale OXYZ, o locale assegnato al nodo “k”, e i 3 gradi di libertà rotazionali sempre riferiti al sistema di riferimento cartesiano globale o locale (se definito al nodo) i quali possono essere liberi o cancellati.

In generale è consigliato l’impiego dell’elemento shell con 5 gradi di libertà, eccezion fatta per quei casi dove si ha l’accoppiamento di elementi shell con altri tipi di elementi strutturali, come ad esempio elementi beam o accoppiamenti di rigid link ai nodi del piano medio degli elementi guscio, ove occorre impiegare gli elementi shell a 6 gradi di libertà. A tal proposito tale situazione si è manifestata nella modellazione della fondazione su pali, proprio perché si aveva un accoppiamento tra rigid link e il piano medio degli elementi guscio. I primi sono stati introdotti per connettere la sommità dei pali di fondazione, la cui testa è in corrispondenza dell’intradosso del plinto, al piano medio del plinto medesimo e simulare così l’eccentricità verticale che rappresenterebbe esattamente la semi-altezza del plinto, proprio perché gli elementi shell utilizzati per modellare il plinto giacciono sul piano medio dello stesso.

Con riferimento agli elementi shell piatti a 6 gradi di libertà, ADINA consente di utilizzare l'opzione "drilling stiffness" di modo tale che i momenti applicati ai nodi degli elementi shell nella direzione del vettore ortogonale al piano medio del guscio possano essere presi dalla rigidezza di una molla rotazionale vincolata a terra.

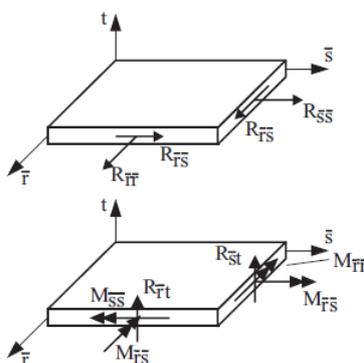
Così facendo, la rigidezza rotazionale della molla elimina i problemi di mal condizionamento o singolarità della matrice di rigidezza in corrispondenza di quei nodi dell'elemento shell che sono accoppiati ad elementi beam che trasmettono momenti torcenti, ovvero quei momenti che agiscono nella direzione  $V_n^k$  ortogonale al piano medio del guscio. Grazie a tale opzione essi saranno trasmessi dall'elemento trave o dal rigid link all'elemento guscio, senza avere i cosiddetti zero pivot nella matrice globale di rigidezza della struttura, che rappresentano per definizione un atto di modo rigido, cioè un moto ad energia di deformazione nulla che non è altro che un meccanismo o cinematismo locale della struttura che non manda in soluzione il programma.

I risultati di output (Section results) includono la computazione delle tensioni risultanti, forze e momenti, nonché la computazione delle deformazioni membranali, delle curvature flessionali e la posizione dell'asse neutro. Questi risultati sono tutti disponibili in corrispondenza dei punti di integrazione (A, B, C, D) posti sul piano medio dell'elemento shell, come mostrato in figura 3.21.



*figura 3.21: punti di integrazione alla Gauss*

In figura 3.22, viene riportata la direzione delle forze membranali e taglianti e dei momenti flettenti e torcenti per unità di lunghezza dell'elemento shell:



*figura 3.22: nomenclatura delle caratteristiche delle sollecitazioni nell'elemento shell*

Qui di seguito si riporta il modello agli elementi finiti impiegato per simulare il comportamento strutturale della sola palificata (plinto e pali) e la sua interazione con il terreno circostante. In verde si possono osservare gli elementi SHELL MITC4 utilizzati per modellare il plinto con riferimento al suo piano medio, in rosso si possono osservare gli elementi HERMITIAN BEAM 3-D a 2 nodi impiegati per modellare i pali a cui sono stati connessi gli elementi SPRING con lo scopo di modellare l'interazione terreno-pali alla Winkler.

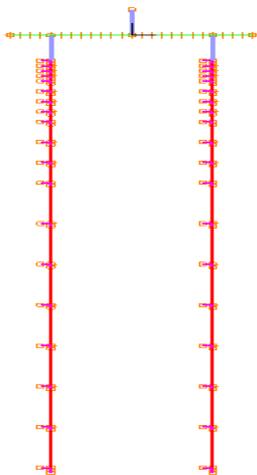


In particolare la connessione tra la testa dei pali, posta in corrispondenza dell'intradosso del plinto e il piano medio del plinto stesso è stata realizzata tramite l'introduzione di link rigidi che simulano un'eccentricità verticale pari alla semi-altezza del plinto. In figura 3.23 viene mostrato il prospetto verticale della palificata, dove colorati in "indaco" si possono vedere i rigid link. Secondariamente anche nei punti di giunzione tra le teste dei pali e il piano medio del plinto, bisogna garantire coincidenza tra i nodi degli elementi BEAM 3D (palo), e quelli degli elementi SHELL MITC4 (plinto): questo implica l'assunzione di pali incastrati in sommità e quindi di rotazioni relative palo-plinto nulle.

Tenendo conto di questi aspetti, e dell'interasse tra i pali pari a 4 mt (maggiore a tre volte il diametro del palo in modo che si risenta il meno possibile dell'influenza data dalla presenza dei pali adiacenti in termini di effetti di interazione), si sono definite le dimensioni delle mesh da utilizzare per modellare il plinto, in tal caso si è utilizzata una mesh di forma quadrata di lato 0.25 m di modo tale che i nodi degli elementi shell coincidano con quelli degli elementi beam in corrispondenza della connessione pali-plinto. Gli unici dati necessari per la definizione di questo gruppo di elementi finiti (shell-MITC4), sono lo spessore ed il materiale utilizzato: per quanto concerne lo spessore degli elementi viene assunto pari a 2.5 mt, cioè l'altezza del plinto medesimo. Per quanto riguarda invece i materiali si assumono gli stessi valori già introdotti per la modellazione del palo, delle pile e dell'impalcato:

- modulo di Young ( $E=3 \cdot E^{10} \text{N/m}^2$ )
- densità ( $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ )
- coefficiente di Poisson ( $\nu = 0.2$ )

Gli elementi SHELL MITC4 risultano così definiti in ogni loro parte.



*figura 3.22: prospetto verticale della palificata con il particolare della connessione plinto-pali eseguita mediante introduzione di rigid link*

Quindi, ricapitolando la fase di modellazione si è articolata nei seguenti passi: *la scelta del tipo di elementi, la definizione della mesh, definizione delle condizioni di vincolo e di carico*. Il sistema in esame è costituito da elementi con caratteristiche geometriche e costitutive diverse, per cui per ciascuno di essi è risultato necessario definire di volta in volta le grandezze significative.

La discretizzazione è stata operata considerando l'asse baricentrico degli elementi strutturali preventivamente individuati (travi, pali, plinto), mentre particolare cura è stata apposta sulla meshatura dei vari elementi, infatti affinché la matrice di rigidezza non risulti essere singolare è necessario che i nodi dei diversi elementi coincidano. Note le coordinate dei punti caratteristici della struttura, definite in seguito alla discretizzazione della struttura, attraverso il codice di calcolo ADINA si è modellata la geometria dell'opera tridimensionalmente.

In una prima fase si sono definiti le travi longitudinali e trasversali che costituiscono il graticcio dell'impalcato, poi la soletta tramite la realizzazione di un graticcio virtuale di travi longitudinali e trasversali. Successivamente si sono definite le pile e poi la fondazione su pali ed in particolare si è verificato il loro comportamento con il terreno attraverso l'introduzione di elementi spring.

Per verificare l'attendibilità del modello in corso di realizzazione si sono assegnate le masse, le condizioni di vincoli tra impalcato-pile ed impalcato-spalle, e si è definita l'entità dell'accelerazione di gravità ( $g=9.81\text{ m/s}^2$ ) nel codice di calcolo, per poter eseguire un'analisi statica di solo peso proprio.

Risulta inoltre importante sottolineare il fatto che, poiché la nostra analisi ha lo scopo di andare a studiare quali sono le relazioni tra i modi di vibrare del ponte non scalzato e quelli del ponte scalzato, e non volendo fare un'analisi approfondita sullo stato tenso-deformativo dei vari elementi, si è deciso in comune accordo di utilizzare un solo tipo di materiale per tutti gli elementi utilizzati, lasciando però a chi volesse concentrare l'attenzione su altri aspetti, la possibilità di andare a modificare le MATERIAL PROPERTY e quindi le caratteristiche meccaniche quali densità, modulo elastico di Young (E) ed il modulo elastico trasversale (G), il coefficiente di Poisson ed il coefficiente di dilatazione termica lineare ( $\alpha$ ), dei vari elementi, nel file di input. Le *Material Property* sono state assegnate con nomi diversi a ciascun elemento, così da agevolare in tempi successivi l'eventuale cambiamento anche di una sola di esse. Inoltre essendo state eseguite tutte analisi elastiche i parametri di input assegnati ai materiali sono soltanto il modulo elastico longitudinale (E) del calcestruzzo pari a  $3 \cdot E^{10} \text{ N/m}^2$ , essendo il ponte in esame in cemento armato, ed il coefficiente di Poisson ( $\nu$ ) assunto pari a 0.2, nonché la densità del calcestruzzo ( $\rho$ ) che ammonta ad  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

Mandando in soluzione il codice di calcolo, e successivamente analizzando l'attendibilità delle deformate statiche di solo peso proprio e dei modi di vibrare propri relativi alle singole parti del modello completo (pile, impalcato e relative connessioni tra la sovrastruttura e le pile, fondazioni su pali) si sono potuti individuare degli eventuali errori di input.

In particolare la modellazione si è articolata su due fronti: da una parte è stato necessario definire la parte fuori terra: le pile, i plinti di fondazione, le travi longitudinale, i traversi di irrigidimento e la soletta dell'impalcato, con particolare attenzione al dettaglio di collegamento tra impalcato-pile ed impalcato-spalle (discusso più nel dettaglio nel paragrafo 3.3.7), mentre dall'altra parte è stato di fondamentale importanza simulare nel modo più aderente possibile alla realtà l'interazione tra la palificata ed il terreno (discussa al paragrafo 3.4) che vincola il comportamento della struttura complessiva influenzandone la risposta strutturale sia dal punto di vista statico che dinamico, con particolare riferimento al fenomeno di scour. Ultimi aspetti da considerare per completare la definizione del modello, sono le condizioni di vincolo e quelle di carico.

Queste ultime verranno descritte più dettagliatamente nel capitolo dedicato all'analisi dinamica ove verrà introdotta una forzante esterna, quella sismica.

Per ciò che riguarda i vincoli, quelli imposti al palo sono essenzialmente due. Innanzitutto gli estremi liberi degli elementi molla introdotti per la simulazione dell'interazione terreno-struttura (elementi SPRING) sono stati vincolati tramite incastro spaziale (tre traslazioni nulle e tre rotazioni nulle): questo garantisce che gli spostamenti subiti dalla palificata siano da imputarsi unicamente alle deformazioni assiali delle molle e flessionali dei pali.

La seconda condizione di vincolo nasce dall'esigenza di inserire un vincolo di congruenza interno al modello, in particolare che ogni nodo costituente il palo sia vincolato rispetto alle rotazioni attorno al proprio asse.

Movimento rotazionale che risulta essere inibito essendo il palo incastrato al plinto, e quindi risulta necessario il vincolo rotazionale per garantire la congruenza interna del modello, senza la quale la matrice di rigidezza del singolo palo risulterebbe essere singolare impedendo al programma di andare in soluzione.

Gli altri vincoli presenti sono quelli applicati ai nodi estremi delle travi longitudinali dell'impalcato, al fine di simulare la presenza delle cerniere o dei carrelli sulle spalle fisse e mobili. Tali vincoli saranno discussi più dettagliatamente nel paragrafo successivo dedicato al collegamento spalle-impalcato e pile-impalcato.

### 3.3.8

#### Dettaglio del collegamento impalcato-pile, ed impalcato-spalle

Il collegamento tra l'impalcato e le pile è risultato essere un punto cruciale nella modellazione del ponte, in particolare per schematizzarlo il più realisticamente possibile sono stati introdotti un set di rigid link in grado di simulare l'eccentricità verticale esistente tra le travi longitudinali ed i *baggioli* posti sopra il pulvino della pila che contengono gli apparecchi di appoggio. Nello specifico, nella modellazione dell'intero impalcato si è ipotizzato che le travi longitudinali e trasversali del graticcio, nonché la soletta siano poste allo stesso livello trascurando un'ulteriore eccentricità verticale, ovvero quella che sussiste tra il piano medio della soletta e le travi del graticcio. Così facendo tutto l'impalcato è stato posto su uno stesso piano che è esattamente quello passante per il centroide delle travi longitudinali. Tale assunzione deriva dal fatto che la soletta di irrigidimento è stata simulata mediante un "grid" di elementi beam virtuali longitudinali e trasversali le cui caratteristiche sono state discusse nei precedenti paragrafi dedicati alla modellazione dell'impalcato.

Passo successivo è stato quello di simulare i baggioli e i relativi apparecchi di appoggio, eseguendo una modellazione degli stessi tramite degli elementi SPRING, che consentono di trattare detti apparecchi nel modo più generale possibile. Infatti, tarando la rigidezza delle molle, è possibile simulare diverse tipologie di appoggio, che possono andare dal caso di appoggi elastomerici, e quindi studiare il comportamento di un ponte dotato di dispositivi di isolamento sismico, al caso di impalcato dotato di appoggi infinitamente rigidi, cioè realizzati in cemento armato. Nel nostro caso, essendo il ponte in esame privo di sistema di isolamento sismico, la rigidezza di dette molle è stata settata molto alta rispetto alla condizione di appoggi elastomerici. Nello specifico, si sono consultati i dati tecnici forniti dal produttore dei dispositivi elastomerici (FIP INDUSTRIALE), e noto che sia il carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma è stato possibile scegliere l'isolatore elastomerico più adatto, identificabile mediante la sigla SI (Seismic Isolator), seguita dalle lettere (S-N-H) per indicare rispettivamente il tipo di miscela morbida, normale, dura e da due cifre, la prima rappresentante il diametro in millimetri, la seconda rappresentante lo spessore totale degli strati in gomma. A riferimento si è considerato l'isolatore elastomerico SI-S 800/130, riportato per completezza in figura 3.23, caratterizzato da una rigidezza verticale  $K_v=2086$  KN/mm, e da una rigidezza orizzontale equivalente eguale sia in direzione trasversale X, che longitudinali Y pari a  $K_e=1.55$  KN/mm.



*figura 3.23: Isolatore elastomerico SI-S 800/130*

Ora, qualora il ponte oggetto di studio fosse dotato di isolatori elastomerici, basterebbe settare la rigidezza delle molle uguale ai valori di  $K_v$ , e  $K_e$  precedentemente individuati tramite la scheda tecnica fornita dal produttore, tuttavia, essendo dotato di appoggi infinitamente rigidi, cioè blocchi rigidi di calcestruzzo, dette rigidezze dovranno essere settate molto alte senza però mal condizionare la matrice globale di rigidezza dell'intera struttura.

A tal proposito, al fine di ricreare questa condizione, le rigidezze delle molle sia in direzione verticale che orizzontale è stata imposta essere 100 volte quella del dispositivo elastomerico in direzione verticale precedentemente descritto, ovvero in ADINA la rigidezza degli elementi SPRING nelle direzioni verticali ed orizzontali è stata settata di modo tale che  $K_z=K_x=K_y= 100 \times 2086 \cdot 10^6$  cioè pari ad  $2086 \cdot 10^8$  N/m, essendo  $2086 \cdot 10^6$  N/m la  $K_v$  dell'elastomero. In tal modo, simulando gli appoggi con molle, si lascia la possibilità di studiare anche il caso di ponte dotato di sistema di isolamento sismico.

Definiti gli elementi SPRING per la simulazione degli apparecchi di appoggio, occorre definire le condizioni di vincolo in corrispondenza delle pile e delle spalle (se ne riporta una schematizzazione tipo in figura 3.24). Essi trasmettono alle pile ed alle spalle le azioni verticali ed orizzontali, (trasversali e longitudinali) provenienti dall'impalcato. Nel caso oggetto di studio, il vincolo fisso è stato posto ad un estremo in quanto la spalla è generalmente più bassa delle pile e quindi consente il trasferimento a terra delle azioni orizzontali in modo più economico, perciò in tal caso occorre predisporre il solo giunto di espansione. In tal modo si avrà una spalla denominata fissa, ed una denominata mobile, che consentirà un'escursione longitudinale massima  $\Delta_{max}$ .

L'impalcato è vincolato alle pile tramite tre file di appoggi, di cui due laterali che sono mobili sia in direzione trasversale che longitudinale, ed una centrale che consente il solo movimento longitudinale, bloccando quello trasversale. In corrispondenza di ciascuna spalla, si hanno sempre tre file di appoggi, in particolare per ricreare la condizione di spalla fissa, le due file esterne consentono solo il movimento trasversale e bloccano quello longitudinale, mentre quello centrale è fisso, cioè blocca tutte e tre le traslazioni. Con riferimento invece alla spalla mobile, i 2 appoggi esterni sono mobili in entrambe le direzioni (longitudinale e trasversale), mentre quello centrale blocca solo lo spostamento trasversale oltre al verticale.

Si può osservare che la presenza della fila centrale di appoggi che bloccano gli spostamenti trasversali di tutto l'impalcato, fa sì che lo stesso, nel suo piano, quando soggetto ad azioni orizzontali trasversali (come nel caso dell'azione sismica) si comporti come una trave continua su più appoggi, consentendo così la ripartizione dell'azione trasversale tra gli appoggi centrali posti sulle spalle (fissa e mobile), e quelli centrali posti in corrispondenza delle pile, in tal modo si andrà a ripartire detta azione lungo tutto il ponte, evitando di farla assorbire unicamente alle spalle.

Ora in ADINA, per attribuire dette condizioni di vincolo in corrispondenza delle pile, si sono assegnati ai *nodi slave* dei rigid link, che sono connessi agli elementi SPRING sottostanti, i seguenti gradi di libertà bloccati. Di default ADINA blocca tutti e 6 i gradi di libertà in corrispondenza dei nodi slave, tuttavia, dovendo per le due file laterali di appoggi avere libere le 2 traslazioni (longitudinali e trasversali), nonché le tre rotazioni, occorre bloccare solo il grado di libertà alla traslazione verticale denominato "3", mentre per la fila centrale, avendo bloccato lo spostamento trasversale dovranno fissarsi ai nodi slave esattamente 2 gradi di libertà, cioè quello alla traslazione verticale, e quello alla traslazione orizzontale-trasversale. In virtù di ciò, la modellazione degli appoggi, eseguita tramite elementi SPRING a 2 nodi, uno superiore che è esattamente il nodo slave dei rigid link a cui sono state attribuite le precedenti condizioni di svincolo, ed uno inferiore (denominato Ground), sarà caratterizzata, con riferimento alle due file estreme di appoggi che bloccano solo la traslazione verticale, da una sola molla posta in direzione verticale di rigidezza  $K_v$ , mentre per le file centrali di appoggi, avendo anche il bloccaggio degli spostamenti trasversali sarà necessario introdurre due molle, quella verticale associata al bloccaggio dello spostamento verticale, ed una trasversale orizzontale di rigidezza  $K_e$ , associata al fissaggio dello spostamento trasversale. La stessa filosofia di modellazione è stata impiegata per simulare gli appoggi in corrispondenza della spalla fissa e della spalla mobile.

Tuttavia in tal caso, la simulazione dei 2 appoggi di estremità in corrispondenza della spalla fissa ha richiesto l'introduzione di una molla orizzontale longitudinale, poiché si è imposto il bloccaggio degli spostamenti longitudinali, oltre a quella verticale, mentre l'appoggio centrale, essendo fisso in ambo le direzioni orizzontali ha richiesto l'introduzione di una molla in direzione trasversale e di una longitudinale, dotate di stesse rigidità essendo l'appoggio a simmetria radiale, più la classica molla verticale. Per converso, in corrispondenza della spalla mobile, si sono introdotte solo molle verticali per i 2 appoggi di estremità essendo mobili nelle due direzioni orizzontali, mentre per quello centrale si è aggiunta la molla trasversale per il bloccaggio dello spostamento trasversale.

Come discusso in precedenza, la rigidità di dette molle è stata settata molto alta, di modo tale da ricreare la condizione di appoggi infinitamente rigidi sia in direzione verticale che orizzontale, tuttavia introducendo le rigidità fornite dal produttore di appoggi elastomerici si può andare a studiare il caso di ponte dotato di dispositivi di isolamento sismico.

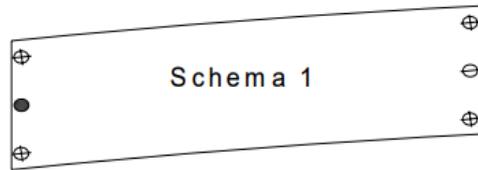
Al fine di connettere l'elemento pulvino delle pile, posto nel centroide del pulvino medesimo e i nodi inferiori degli elementi SPRING impiegati per modellare i baggioli contenenti gli apparecchi di appoggio è stato necessario introdurre 3 elementi beam verticali di altezza pari alla semi-altezza del pulvino (colonnine rigide di altezza 1 m), caratterizzati dall'aver un'elevata rigidità ( $A=1000\text{m}^2$ ,  $J=10000\text{m}^4$ ). Infine, si è connesso l'elemento pulvino con la sommità della pila attraverso un rigid link, anch'esso di altezza 1 metro.

In figura 3.25(a) si riporta il modello agli elementi finiti dove è possibile vedere la modellazione del collegamento pile-impalcato, mentre in figura 3.25(b) una vista del collegamento spalle-impalcato. Ogni elemento finito in ADINA è rappresentato con una diversa colorazione, al fine di rendere più agevole la lettura del modello.

Si riporta qui di seguito una legenda che consente di associare ad ogni colore il rispettivo elemento finito di modo tale che il collegamento pile-impalcato, spalle-impalcato sia di maggiore chiarezza per il lettore.

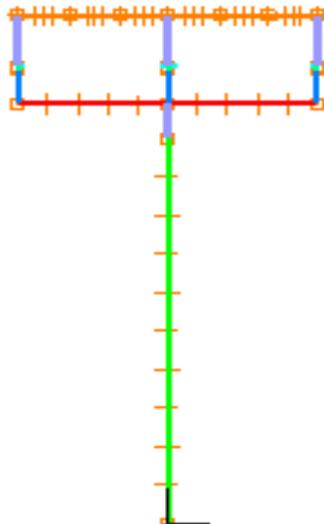
Legenda:

- 1) arancione (travi trasversali dell'impalcato)
- 2) indaco (rigid link che connettono i centroidi delle 3 travi longitudinali al centroide dei baggioli simulati tramite elementi SPRING)
- 3) verde-acqua (elementi SPRING che simulano gli appoggi)
- 4) blu (colonnine rigide)
- 5) rosso (elemento pulvino)
- 6) indaco (rigid link che connette l'elemento pulvino alla sommità della pila)
- 7) verde (pila)

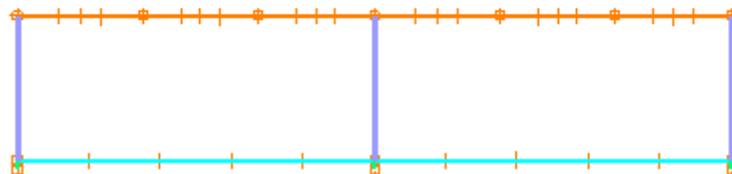


M	free in both directions	M $\ominus$
UL	fixed in transverse direction	UL $\ominus$
UT	fixed in longitudinal direction	UT $\oplus$
F	fixed in both directions	F $\bullet$

*figura 3.24: condizioni di vincolo “tipo” in corrispondenza delle pile e delle spalle*



*figura 3.25 (a): particolare del modello agli elementi finiti dove si può osservare il collegamento pila-impalcato*



*figura 3.25 (b): particolare del modello agli elementi finiti dove si può osservare il collegamento spalla-impalcato (gli elementi trasversali colorati in verde-acqua rappresentano una trave virtuali (soft-beam) a massa nulla e rigidezza nulla introdotto per simulare la sommità del muro frontale della spalla in corrispondenza dei quali sono posti gli appoggi)*

Si discutono qui di seguito i 2 modelli globali dell'intero ponte, il primo ove la fondazione è stata simulata attraverso elementi molla (SPRING) di rigidezza calcolata attraverso il modello locale della palificata (riportato in figura 3.22), e il secondo dove la palificata è stata introdotta nel modello globale dell'intero ponte, ovvero modellata assieme alle altre parti costituenti il ponte, quali impalcato e pile.

Nel primo modello si sono applicate alla base delle 3 pile 5 molle, di cui 3 traslazioni in direzione X, Y, Z e due rotazionali attorno agli assi X ed Y. Il calcolo della rigidezza di queste 5 molle è avvenuto sfruttando il modello locale della sola palificata (fig. 3.22) applicando su questo il Metodo degli Spostamenti in modo del tutto analogo al calcolo della matrice di rigidezza. Di fatto il Metodo degli Spostamenti consiste, nell'imporre, dei vincoli fittizi semplici, che eliminano un grado di libertà ciascuno, dopo di che si procede a costituire il sistema di equazioni attribuendo uno spostamento unitario ad un grado di libertà e mantenendo nulli tutti gli altri, così per tutti i gradi di libertà della struttura.

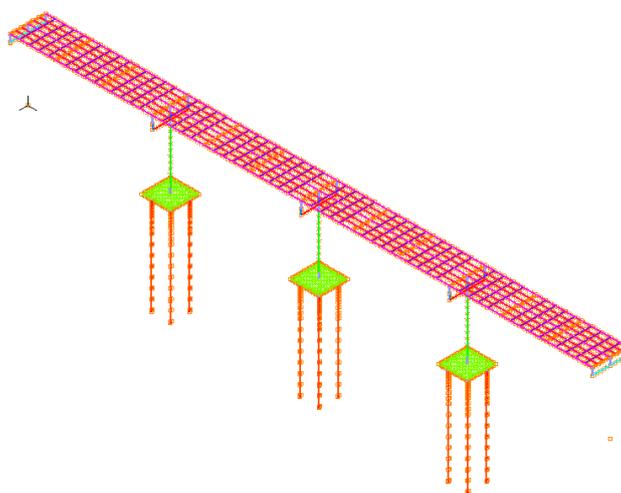
La matrice che così si ottiene sarà costituita da elementi  $k_{ij}$ , i quali rappresentano la forza (reazione vincolare) da applicare all'*i*-esimo grado di libertà soppresso, per ottenere lo spostamento unitario del *j*-esimo grado di libertà essendo nulli tutti gli altri spostamenti. Seguendo tale metodo, si è applicato alla base della pila del modello locale (palificata), prima uno spostamento unitario in direzione X, e si è eseguita un'analisi statica mediante il software ADINA che ha consentito di ricavare la reazione che nasceva nel punto in questione, che rappresentava proprio la rigidezza  $K_x$  che poi è stata attribuita alla molla del modello globale dell'intero ponte. Quindi eseguendo le stesse operazioni anche per gli altri 4 gradi di libertà, ovvero applicando di volta in volta uno spostamento unitario lungo Y, lungo Z, e le rotazioni unitarie attorno agli assi X ed Y, e ponendo tutti gli altri nulli si è mandato in soluzione ADINA, ed è stato possibile ricavare tutte e 5 le rigidezze delle molle da porre nel modello globale del ponte alla base delle 3 pile. Di fatto in tal modello si è condensata la rigidezza dell'intera palificata nei confronti dei 5 gradi di libertà imposti di volta in volta unitari in una molla generalizzata dotata di 5 rigidezze.

Su tale modello globale, è possibile simulare lo scour andando a cambiare le rigidezze delle 5 molle, che saranno calcolate sulla base del modello locale sopprimendo le molle di interazione terreno-pali là dove l'erosione ha rimosso il terreno.

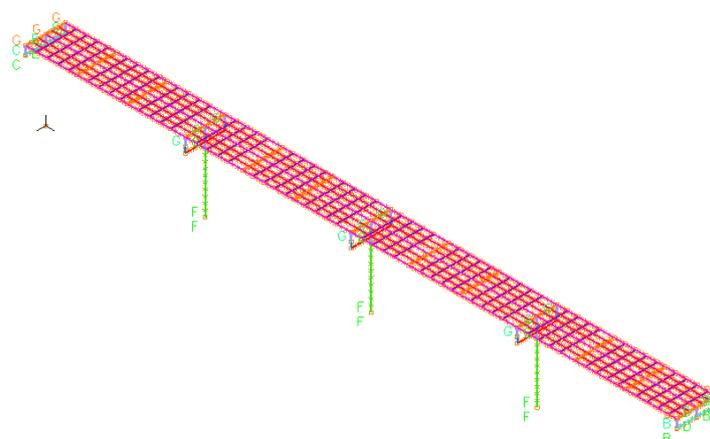
Tuttavia, con tale modello, che condensa la rigidezza della palificata in un solo punto, non è possibile considerare in modo realistico l'evoluzione del processo di scour in quanto essendo il contributo di rigidezza dell'intera palificata condensato in un unico punto non consente di prendere in conto gli eventuali momenti parassiti che potrebbero nascere sulla pila per effetto di un'erosione localizzata che asporta terreno sui soli pali di valle generando un'eccentricità alla base della pila che induce detti momenti.

Quindi per tener conto in modo più realistico del fenomeno dello scour si è deciso di creare un secondo modello globale che comprendesse al suo interno anche l'intera palificata con le molle di interazione palo-terreno, ed eseguire su questo tutte le analisi modali e sismiche nei diversi scenari di scour ipotizzati che consentono di studiare come cambia la risposta dinamica del ponte al procedere del fenomeno erosivo alla base delle pile. Pertanto, le analisi modali volte allo studio del fenomeno di erosione alla base delle pile saranno condotte con riferimento a quest'ultimo modello globale in quanto reputato essere più raffinato.

Qui di seguito si riportano i 2 modelli globali dell'intero ponte precedentemente discussi ed analizzati:



*Modello globale con palificata*



*Modello globale con molle alla base delle pile*

### 3.4 Interazione terreno – struttura

La modellazione del palo deve tener conto dell'interazione con il terreno circostante. Dal punto di vista teorico il terreno è stato simulato adottando la schematizzazione derivata dalla trave su appoggi cedevoli ovvero come un terreno alla Winkler, quindi un mezzo discretizzato da un insieme finito di molle di determinata rigidezza determinata sulla base di opportune curve di trasferimento, che rappresentano la relazione tra la pressione laterale ed il corrispondente spostamento in condizione di esercizio.

Le molle esprimono quindi un legame locale tra la struttura ed il terreno circostante, fatto che ben si presta ad una modellazione agli elementi finiti, dove il principio di base è la discretizzazione della struttura in conci più piccoli.

Il tipo di elemento finito utilizzato permetterà di stabilire quali sono i gradi di libertà della struttura, risulta poi necessario introdurre ulteriori informazioni relative al materiale ed alla geometria, così da fissare le caratteristiche di rigidezza e di deformabilità proprie del singolo elemento impiegato per la modellazione dei pali.

#### 3.4.1 Il singolo palo di fondazione

Il palo da modellare è caratterizzato da un diametro di 1,20m e da una lunghezza di 20m. E' realizzato in conglomerato cementizio armato, con le seguenti caratteristiche:

- modulo di Young ( $E=3.00 \times 10^{10}$  N/m<sup>2</sup>)
- densità ( $\rho = 2500$  Kg/m<sup>3</sup>)
- coefficiente di Poisson ( $\nu = 0.2$ )

Relativamente alla definizione delle proprietà geometriche ed inerziali del palo occorre definire solo il suo diametro poiché l'elemento HERMITIAN BEAM-3D 2 nodi con sezione di tipo PIPE impiegato da ADINA calcola automaticamente il momento di inerzia e l'area della sezione trasversale, di modo tale che esso sarà definito in ogni sua parte.

- Area trasversale:  $A = \pi R^2 = 1,1309$  m<sup>2</sup>
- Momento di inerzia:  $I_z = \frac{1}{8} \phi R^4 = \frac{1}{8} 2\pi \cdot 0,6^4 = 0,102$  m<sup>4</sup>
- Diametro:  $D = 1,20$  m

E' necessario poi definire la dimensione delle mesh degli elementi beam impiegati per modellare i pali, che varierà in funzione della precisione che si vuole raggiungere nei risultati. Al fine di ottimizzare le risorse, si è scelto di concentrare un maggior numero di elementi finiti (maglia più fitta), nei primi strati di terreno, andando poi ad aumentare le dimensioni dei conci con la profondità.

Si è operata la seguente suddivisione:

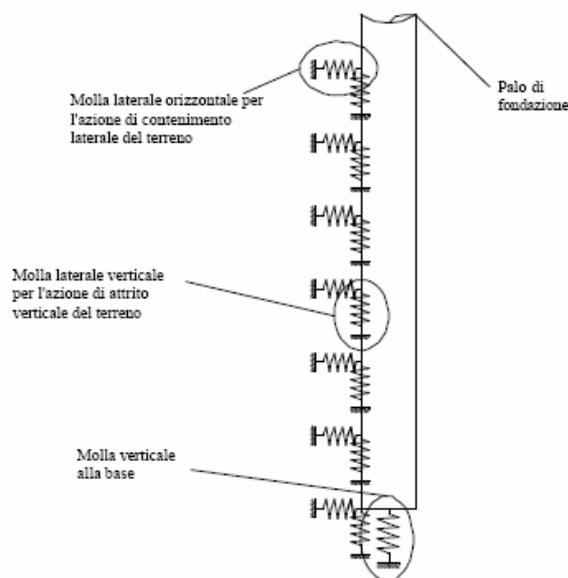
<i>Dimensione del concio (m)</i>	<i>da z (m)</i>	<i>a z (m)</i>
0.25	0	1
0.50	1	3
1.00	3	6
2.00	6	20

*Tabella 3.2: suddivisione in conci del palo di fondazione*

La modellazione dell'intera palificata (il cui modello FEM è stato mostrato in figura 3.22) si è poi ottenuta andando a disporre i quattro pali aventi le medesime caratteristiche ad un interasse di 4m ( $i > 3D_{\text{palo}}$  in modo da non avere fenomeni di interazione tra i pali costituenti la palificata).

### 3.4.2 Il terreno di fondazione

Esso è stato schematizzato da un insieme di molle tramite l'utilizzo di elementi SPRING, che sono stati collegati ai nodi degli elementi HERMITIAN BEAM 3D simulanti i pali e l'altro estremo che invece è stato vincolato a terra tramite un incastro spaziale. Per ciò che riguarda gli elementi molla, non è necessario definirne né il materiale, né la geometria, ma viene definito solo il valore della rigidità nelle tre direzioni del sistema di riferimento globale X, Y, Z. La modellazione deve tener conto dell'interazione laterale e di base del palo, tutto ciò si traduce nell'utilizzo di tre tipi diversi di molle, la cui rigidità è stata tarata alla luce di opportune curve di trasferimento per attrito (legame: sforzo assiale- spostamento assiale), curve di trasferimento laterale (legame: pressione trasversale- spostamento trasversale) e curva di trasferimento alla base, che forniranno le rigidità traslazionali delle molle di interazione nelle direzioni X, Y, Z. La disposizione delle suddette molle avverrà secondo il seguente schema, riportato nella successiva pagina in figura 3.26.



**Figura 3.26:** Tipi di molle utilizzate per simulare l'interazione palo-terreno nel modello F.E.M

Si distinguono elementi orizzontali e verticali, i primi vincolano parzialmente gli spostamenti laterali del palo in condizioni di esercizio, i secondi si oppongono ai cedimenti verticali e sono collocati sulla superficie laterale del palo per simulare l'attrito laterale, e sulla base dove l'unica molla presente rappresenta l'interazione palo-terreno di base. Il numero di molle e la loro posizione è vincolata alla scelta del numero ed alla dimensione dei conci costituenti il palo, in corrispondenza di ciascun nodo vengono disposte tre molle (due orizzontali, tra loro perpendicolari in direzione X ed Y, ed una verticale in direzione Z) a cui verranno attribuiti degli opportuni valori di rigidità in funzione delle caratteristiche del terreno, e della dimensione del cono (ovvero della superficie di influenza interessata).

Per ciò che riguarda il terreno, si assume un mezzo granulare di tipo sabbioso caratterizzato da un modulo di taglio  $G$ , variabile linearmente con la profondità alla luce dell'ipotesi di terreno alla Gibson, secondo la seguente relazione:

$$G(z) = 80 + 5z \text{ [MPa]} \quad (3.10)$$

dove  $z$  rappresenta la quota a cui si calcola il modulo di taglio del terreno, che in questo caso, è variabile tra 0 e 20m, essendo 20m la punta del palo.

Dunque, introdotti i parametri caratteristici propri del terreno, si può procedere al calcolo delle singole rigidità da attribuire alle molle per simulare l'interazione terreno-palo, distinguendo la procedura nel caso delle molle lungo il palo che saranno legate alle curve di trasferimento per attrito lungo il suo fusto e alle curve di trasferimento laterale e della molla posta alla base, legata alla curva di trasferimento alla base del palo medesimo.

### Molla alla base

Il calcolo della rigidezza della molla alla base del palo risulta:

$$G(20m) = 80 + 5 * 20 = 180 \text{MPa}$$

da cui si ricava il valore della rigidezza assiale della molla alla base di ciascun palo secondo la formula (Rif. Lancellotta et J.Calavera 1999):

$$K_{vb} = \frac{4RG}{1-\nu} = \frac{4*0.6*180*10^6}{1-0.2} = 540 \text{ MN/m}$$

dove:

R: raggio del palo pari a 0.6m;

G: modulo di taglio alla profondità di 20m;

$\nu$ : coefficiente di Poisson del terreno assunto pari a 0.2.

### Molle lungo il palo

Successivamente, occorre stimare i valori di rigidezza orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  da attribuire alle molle in direzione orizzontale e verticale, secondo le seguenti relazioni (Roesset, J.M., 1980):

$$k_h = 3G(z) \text{ [MPa]} \quad (3.11)$$

$$k_v = 2 G(z) \text{ [MPa]}$$

Tali formulazioni evidenziano la dipendenza dalla quota di riferimento ( $z$ ) da parte delle rigidezze laterali “h” in direzione X, ed Y e verticali “v” delle molle da definire lungo il fusto del palo.

Le loro caratteristiche dipendono da due fattori: la quota “z” alla quale sono collocate, e l’area di competenza su cui insiste la generica molla di interazione che dipende dalla dimensione del concio di palo considerato (per una maggiore chiarezza si osservi la figura 3.26).

Essendo le molle in questione collegate direttamente agli estremi degli elementi beam del palo, ne deriva che l’area di influenza di ciascuna molla è data dalla somma del semi-concio superiore, e del semi-concio inferiore; pertanto i valori di rigidezza dati dalle (3.11) ed espressi in MPa, vanno moltiplicati per l’altezza, espressa in metri, del concio i-esimo, ad eccezione di due casi particolari, al fine di ottenere una rigidezza di molla traslazione espressa in MN/m.

Il primo di questi è riferito alla molla che si trova a cavallo di due conci di lunghezza diversa, quindi la dimensione da utilizzare è la somma dei due semi-conci; il secondo è riferito alle due molle di estremità del palo (in testa ed a 20m di profondità), per le quali va considerata solo una metà del concio.

Tenendo conto di queste considerazioni, il procedimento per la definizione della rigidezza di una di una generica molla alla quota  $z_i$  è la seguente:

$$G(z_i) = 80 + 5 z_i \quad (\text{ipotesi di terreni alla Gibson})$$

Noto il modulo di taglio del terreno alla quota  $z_i$  si determinano i parametri di rigidezza da applicare alle molle orizzontali e verticali poste lungo il fusto del palo alla quota  $z_i$  secondo le formule seguenti (3.11):

$$k_{hi}=3G(z_i) \text{ [MPa]} \tag{3.11}$$

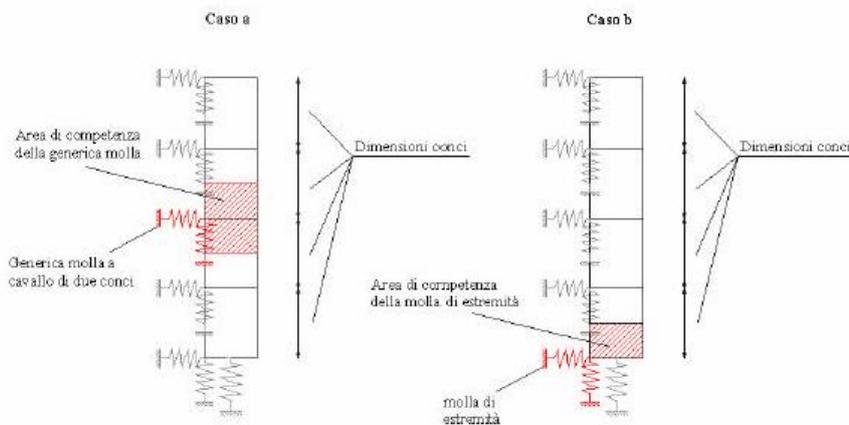
$$k_{vi}=2 G(z_i) \text{ [MPa]}$$

Nota poi la dimensione del concio d'interesse, i valori di rigidezza delle molle sono dati dalle seguenti relazioni:

$$k_{hi,a}= k_{hi} \cdot a \text{ [MN/m]}$$

$$k_{vi,a}= k_{vi} \cdot a \text{ [MN/m]}$$

dove “a” rappresenta la lunghezza del tratto di competenza della generica molla, come evidenziato nella figura seguente.



**Figura 3.27:** Aree di competenza per molla tra due concetti (caso a) e molla di estremità (caso b)

Effettuando la procedura appena descritta per tutte le quote, corrispondenti ai nodi degli elementi BEAM-3D utilizzati per modellare i pali, si determinano i diversi valori di rigidezze da applicare agli elementi SPRING lungo il fusto dei pali per simulare l'interazione terreno-pali.

Nella tabella qui sotto sono riportati i risultati ottenuti, evidenziando la quota  $z$  in corrispondenza della quale si ha il cambiamento di dimensione del concio.

$Z$ (m)	$G$ (Mpa)	$k_{hi,x=y}$ (Mpa)	$k_{vi}$ (Mpa)	$a$ (m)	$k_{hi,a,x=y}$ (MN/m)	$k_{vi,a}$ (MN/m)
0	80	240	160	0.125	30	20
0.25	81.25	243.75	162.5	0.25	60.938	40.625
0.5	82.5	247.5	165	0.25	61.875	41.25
0.75	83.75	251.25	167.5	0.25	62.813	41.875
1	85	255	170	0.375	95.625	63.75
1.5	87.5	262.5	175	0.5	131.25	87.5
2	90	270	180	0.5	135	90
2.5	92.5	277.5	185	0.5	138.75	92.5
3	95	285	190	0.75	213.75	142.5
4	100	300	200	1	300	200
5	105	315	210	1	315	210
6	110	330	220	1.5	495	330
8	120	360	240	2	720	480
10	130	390	260	2	780	520
12	140	420	280	2	840	560
14	150	450	300	2	900	600
16	160	480	320	2	960	640
18	170	510	340	2	1020	680
20	180	540	360	1	540	360

Tabella 3. 3: valori di  $K_{hi,a}$  e  $K_{vi,a}$  delle molle lungo il palo

Le rigidezze rappresentano gli unici parametri di input per la definizione delle caratteristiche di resistenza meccanica dell'elemento SPRING atto a simulare l'interazione, che risulta in tal modo definito in tutte le sue parti. In ADINA, tali rigidezze sono state attribuite mediante il comando denominato: "property set of spring elements", poi gli elementi molla sono stati creati mediante il comando: "meshing-elements-spring", che consente altresì di creare una molla che condensi in se le tre rigidezze, ovvero le due  $k_{hi,a,x=y}$  e la  $k_{vi,a}$ , senza la necessità di creare tre molle separate. Poi alla base di ciascun palo è stato introdotto un ulteriore elemento molla verticale di rigidezza  $K_{vb}=540\text{MN/m}$ , al fine di considerare la curva di trasferimento alla base del palo medesimo.

## 3.5 Verifica dei modelli impiegati per simulare i diversi scenari di Scour

Anzitutto, lo scopo dei modelli, è quello di simulare il comportamento della struttura nel caso di fondazione integra e di fondazione in diverse configurazioni di erosione, al fine di individuare eventuali anomalie o situazioni critiche per la struttura stessa.

L'attendibilità dei risultati, e di conseguenza delle considerazioni che da essi derivano, dipendono dalla bontà del modello costruito, e dalle scelte che ne sono alla base, come la scelta dei tipi di elementi da utilizzare, e le condizioni di vincolo ipotizzate.

Ovvero, il modello risulterà tanto più affidabile quanto più esso riuscirà a simulare le reali condizioni di esercizio della struttura.

### 3.5.1 Modelli analizzati

Per esplorare nel modo più realistico possibile il comportamento della struttura, tenendo in conto delle variabili in gioco si sono realizzati più modelli, il primo è costituito da fondazioni simulate attraverso molle a comportamento elastico e lineare, le cui rigidità sono state definite in base all'impiego di un modello locale che risulta a servizio del modello globale del ponte e che simula la singola palificata, consentendo di definire le rigidità delle 5 molle poste alla base delle pile del modello globale mediante l'applicazione del Metodo degli Spostamenti, come già descritto nel paragrafo 3.3.7. Dette rigidità sono le tre rigidità traslazionali in X-Y-Z, e le due rigidità rotazionali attorno all'asse longitudinale (Y) del ponte e trasversale (X), mentre la rigidità torsionale attorno a (Z) è stata settata di default molto alta, assumendo che le fondazioni non possano ruotare attorno all'asse longitudinale della pila.

Il secondo modello, invece comprende al suo interno anche la modellazione della palificata, allo scopo di poter cogliere la variazione dello sforzo assiale e dei momenti flettenti lungo il fusto dei pali a seguito dell'erosione localizzata sui pali di valle, che può indurre momenti parassiti lungo il fusto della pila, che nel caso di fondazioni simulate attraverso molle a rigidità concentrate in un unico punto non sarebbe possibile prendere in conto.

In entrambi i modelli si è supposto di avere un impalcato continuo, ovvero la perfetta continuità delle travi e della soletta collaborante sull'appoggio in testa alla pila. Entrambi i modelli globali sono riportati a pag. 70 del paragrafo 3.3.7.

## Modello globale comprensivo della palificata

Con riferimento a tale modello, relativo al caso di fondazioni integre (senza scour), si sono realizzati dei modelli dove si sono simulati diversi scenari di scour. Nello specifico si sono simulati 10 macro casi; i primi 4 relativi ad uno scour generalizzato che interessa tutti e 4 i pali di fondazione caratterizzato da un piano di erosione costante a diverse profondità, che sono state assunte rispettivamente di 1m, 2m, 4m e 6m; poi si sono analizzati 6 macro casi di erosione localizzata, di cui i primi 3 relativi ad un'erosione localizzata sui due soli pali di valle, a profondità di 0.5m, 1m, 2m, mentre gli ultimi 3 si riferiscono al caso di erosione localizzata su un solo palo di valle a profondità variabile da 0.5m a 2 m. Questi 10 macro casi, sono poi stati applicati a tre diversi scenari, denominati rispettivamente con le lettere "a", "b", "c", dove la lettera "a" denota che i 10 macro casi di scour, discussi in precedenza, riguardano solo la pila centrale del ponte, mentre la lettera "b" si riferisce alla situazione in cui i 10 macro casi interessano simultaneamente sia la pila centrale che quella laterale che si trova dalla parte della spalla mobile del ponte, mentre gli scenari caratterizzati dalla lettera "c" si riferiscono alla situazione più gravosa in cui i 10 macro casi agiscono simultaneamente su tutte e tre le pile del ponte. Pertanto si sono analizzati esattamente 30 scenari di scour, denominati per semplicità nel seguente modo:

- 1a ( scour generalizzato di prof. 1 m agente sulla pila centrale)
- 1b ( scour generalizzato di prof. 1 m agente sulla pila centrale e laterale parte spalla mobile)
- 1c ( scour generalizzato di prof. 1 m agente su tutte e tre le pile)
  
- 2a ( scour generalizzato di prof. 2 m agente sulla pila centrale)
- 2b ( scour generalizzato di prof. 2 m agente sulla pila centrale e laterale parte spalla mobile)
- 2c ( scour generalizzato di prof. 2 m agente su tutte e tre le pile)
  
- 3a ( scour generalizzato di prof. 4 m agente sulla pila centrale)
- 3b ( scour generalizzato di prof. 4 m agente sulla pila centrale e laterale parte spalla mobile)
- 3c ( scour generalizzato di prof. 4 m agente su tutte e tre le pile)
  
- 4a ( scour generalizzato di prof. 6 m agente sulla pila centrale)
- 4b ( scour generalizzato di prof. 6 m agente sulla pila centrale e laterale parte spalla mobile)
- 4c ( scour generalizzato di prof. 6 m agente su tutte e tre le pile)

- 5a ( scour localizzato su due pali di valle di prof. 0.5m agente sulla pila centrale)
- 5b ( scour localizzato su due pali di valle di prof. 0.5m agente sulla pila centrale e laterale parte spalla mobile)
- 5c ( scour localizzato su due pali di valle di prof. 0.5 m agente su tutte e tre le pile)
  
- 6a ( scour localizzato su due pali di valle di prof. 1m agente sulla pila centrale)
- 6b ( scour localizzato su due pali di valle di prof. 1m agente sulla pila centrale e laterale parte spalla mobile)
- 6c ( scour localizzato su due pali di valle di prof. 1m agente su tutte e tre le pile)
  
- 7a ( scour localizzato su due pali di valle di prof. 2m agente sulla pila centrale)
- 7b ( scour localizzato su due pali di valle di prof. 2m agente sulla pila centrale e laterale parte spalla mobile)
- 7c ( scour localizzato su due pali di valle di prof. 2m agente su tutte e tre le pile)
  
- 8a ( scour localizzato su un palo di valle di prof. 0.5m agente sulla pila centrale)
- 8b ( scour localizzato su un palo di valle di prof. 0.5m agente sulla pila centrale e laterale parte spalla mobile)
- 8c ( scour localizzato su un palo di valle di prof. 0.5m agente su tutte e tre le pile)
  
- 9a ( scour localizzato su un palo di valle di prof. 1m agente sulla pila centrale)
- 9b ( scour localizzato su un palo di valle di prof. 1m agente sulla pila centrale e laterale parte spalla mobile)
- 9c ( scour localizzato su un palo di valle di prof. 1m agente su tutte e tre le pile)
  
- 10a ( scour localizzato su un palo di valle di prof. 2m agente sulla pila centrale)
- 10b ( scour localizzato su un palo di valle di prof. 2m agente sulla pila centrale e laterale parte spalla mobile)
- 10c ( scour localizzato su un palo di valle di prof. 2m agente su tutte e tre le pile)

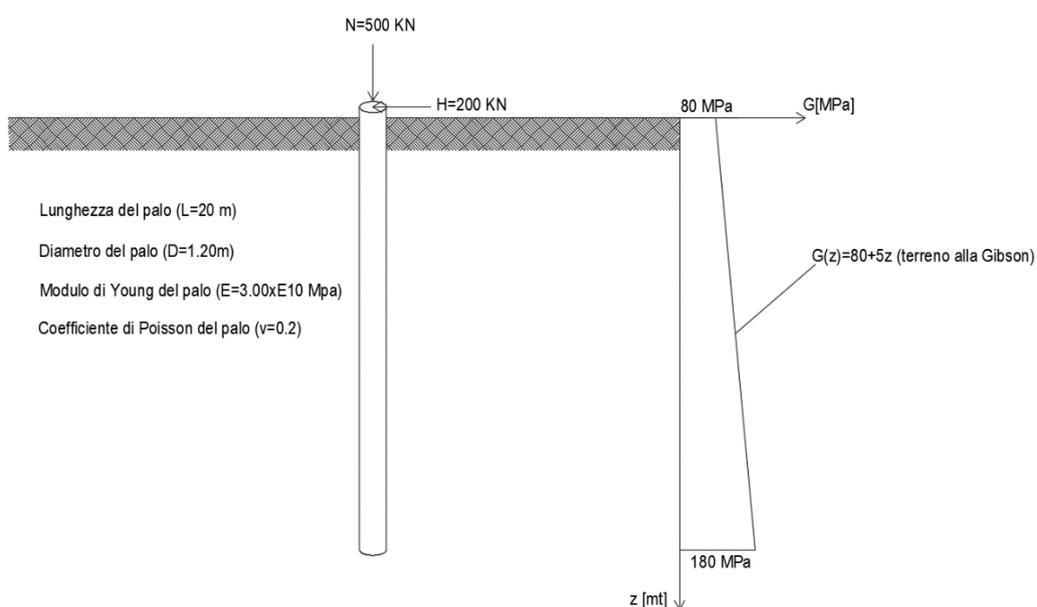
Una ulteriore difficoltà che si è presentata nella fase di modellazione è stata quella legata alla presenza del terreno e la sua interazione con la fondazione medesima, fatto che aggiunge un ulteriore grado di incertezza ai risultati forniti dai modelli precedentemente menzionati per la simulazione dei diversi scenari di scour. Occorre quindi a questo punto, effettuare una verifica circa l'attendibilità dei modelli con particolare riferimento all'interazione terreno-pali, al fine di valutare se risulti necessaria un'ulteriore taratura del modello globale a livello della palificata per poter cogliere in modo più attendibile possibile l'effetto dello scalzamento al piede della fondazione delle pile.

Primo punto è valutare il comportamento del terreno di fondazione, assunto come mezzo discreto alla Winkler caratterizzato cioè da una relazione lineare fra il cedimento in un punto e la pressione agente nello stesso punto, e valutare i relativi parametri di rigidità ad esso associati. Si osservi che il coefficiente di rigidità introdotto da tale modello di terreno non può essere considerato una proprietà intrinseca del terreno stesso giacché esso dipende dalla rigidità del terreno, dalla geometria della fondazione, e dal livello del carico.

### 3.6 Il comportamento del terreno dedotto da analisi condotte su un palo isolato

Per analizzare il comportamento della palificata, occorre preliminarmente definire la risposta del palo singolo ad una qualunque azione che possa essere applicata in corrispondenza della sua sezione di estremità. L'interesse sta nel fatto che l'analisi del comportamento del palo isolato rappresenta il punto di partenza per l'analisi di una palificata, insieme alla modellazione del terreno, e della sua interazione con la struttura, che quindi rappresentano l'elemento chiave della fase di modellazione (fig. 3.28).

Per verificarne la validità, si è considerato un palo isolato, privo di sovrastruttura, sottoposto all'azione di due forze statiche in testa, una orizzontale di 200 KN, ed una verticale di 500 KN, nell'ipotesi di palo non incastrato in testa.



**Figura 3.28:** schema di palo isolato sottoposto a forza verticale ed orizzontale

Occorre a questo punto seguire due approcci diversi per determinare la risposta del palo isolato soggette a tali 2 forze:

- il primo è quello *numerico*, ricorrendo al codice di calcolo ADINA con il quale si è realizzato il modello del singolo palo e la relativa interazione con il terreno circostante tramite elementi SPRING;
- il secondo procedimento, basato sulla *soluzione analitica* del problema ottenibile dall'assunzione che il palo sia immerso in un mezzo elastico e continuo, ma non necessariamente omogeneo, di fatto si è assunta l'ipotesi di terreno alla Gibson dove il modulo tangenziale del terreno  $G$  varia linearmente con la profondità "z".

La verifica consiste nel confronto tra i risultati ottenuti dalla soluzione teorica (analitica) con quelli ottenuti dalla soluzione numerica del modello, prendendo come paragone gli spostamenti in testa al palo e i valori massimi di sollecitazione.

### 3.6.1 Soluzione analitica per palo isolato (Spostamenti verticali)

(Rif. Lancellotta et Calavera 1999)

Si va a considerare un palo isolato, caricato in testa da una sola forzante statica verticale  $N=500$  KN, posto in un terreno alla Gibson, con comportamento elastico lineare, non omogeneo.

Per effetto del carico, il palo subirà un cedimento verticale  $w$ , che interesserà anche il terreno circostante che collabora alla portata per attrito laterale.

Si giunge così alla soluzione di cedimento verticale tramite considerazioni di equilibrio all'interfaccia palo-terreno a distanza radiale  $r$  dall'asse del palo.

Il carico è trasferito dal fusto del palo al terreno circostante, con variazioni trascurabili della tensione verticale.

E' possibile schematizzare detto fenomeno nel seguente modo (fig. 3.29(a); fig.3.29(b)), come un cilindro di raggio  $r$  attorno al palo.

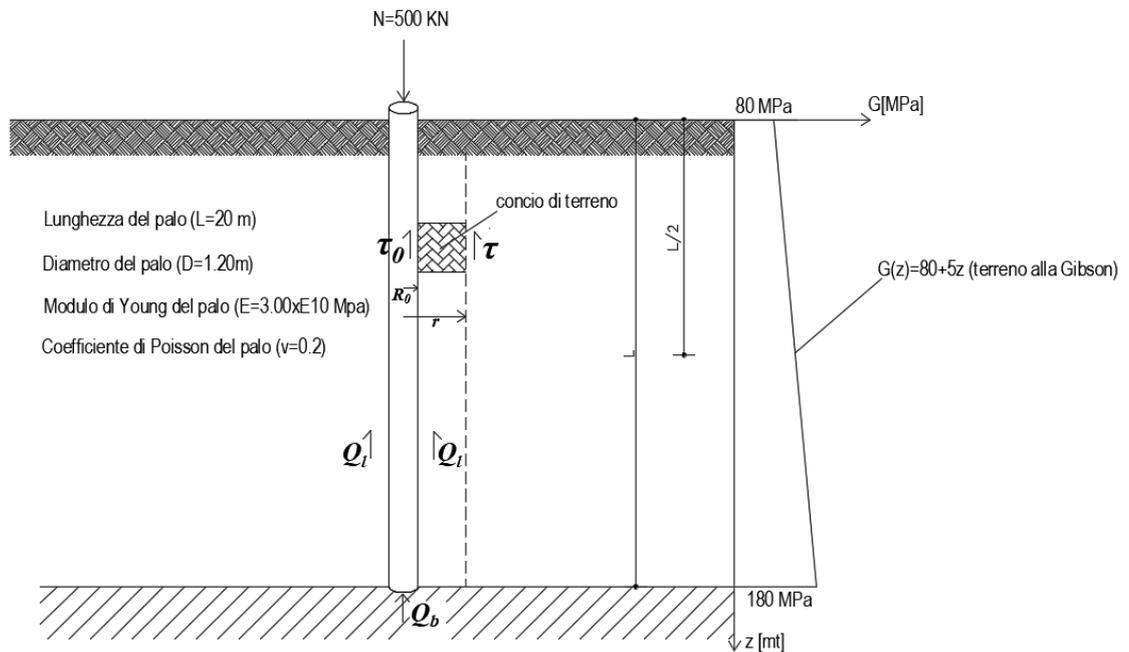


Figura 3.29(a): schema statico del palo isolato sottoposto a forza verticale (libero in testa)

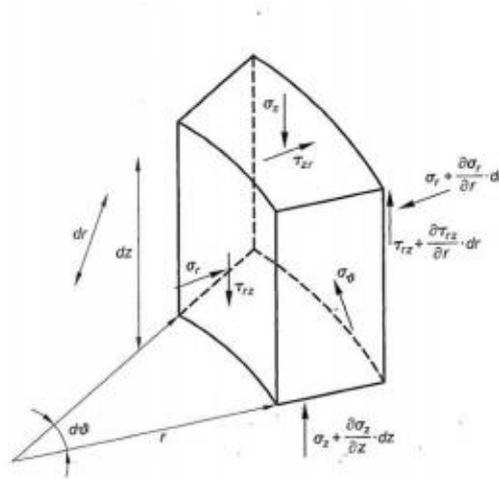


Figura 3.29(b): stato di sforzo relativo ad un concio infinitesimo di terreno intorno al palo

Dove si hanno le seguenti grandezze:

$N$ : carico verticale alla testa del palo;

$R_0$ : raggio del palo;

$L$ : lunghezza del palo;

$r$ : raggio del cilindro di terreno collaborante;

$\tau$ : tensione tangenziale agente lungo la superficie laterale del cilindro di terreno collaborante alla generica distanza radiale "R";

$\tau_0$ : tensione tangenziale all'interfaccia palo-terreno;

$G_L$ : modulo di taglio del terreno alla profondità corrispondente alla *lunghezza attiva* del palo;

$G_B$ : modulo di taglio del terreno alla base del palo;

$G_{AV}$ : valor medio del modulo di taglio valutato nell'ambito della lunghezza attiva ( $L/2$ )

$Q_L$ : risposta per attrito laterale;

$Q_B$ : risposta di base;

Con queste ipotesi vale la relazione secondo la quale la risposta complessiva risulta data dalla seguente equazione di equilibrio alla traslazione verticale:

$$N_{Tot} = Q_B + Q_L$$

Quindi il carico assiale  $N$  applicato in testa al palo verrà assorbito dal sistema palo-terreno, mediante un contributo dovuto alla risposta laterale ( $Q_L$ ) che si espleta lungo la superficie laterale del palo medesimo mediante le tensioni tangenziali, ed un contributo legato alla risposta di base ( $Q_B$ ), che verrà mobilitata solo nel caso di grandi spostamenti verticali, dovuto al fatto che il palo poggia su un basamento rigido, caratterizzato da un modulo di taglio più elevato.

Occorre precisare che si parla di risposta del terreno (laterale e di base) e non di capacità portante o portata laterale e di base del palo (che invece si riferiscono ad una situazione virtuale di stato limite ultimo che contempla il collasso del complesso terreno-fondazione) in quanto l'analisi è stata condotta facendo riferimento alle condizioni di esercizio della struttura, quindi in campo elastico (ipotesi di piccoli spostamenti senza plasticizzazione del terreno), come previsto dal modello di suolo alla Winkler.

### 3.6.2 Determinazione delle rigidezze laterali del palo isolato

Il cilindro di terreno considerato, di raggio  $r$  rispetto al raggio del palo  $R_0$  risulta interessato da due sforzi di taglio: uno in corrispondenza dell'interfaccia con la superficie laterale del palo ( $\tau_0$ ), e uno agente sulla superficie esterna del cilindro di terreno considerato. Ipotizzando che alla distanza  $R_0$  dall'asse del palo gli spostamenti del palo e del terreno siano gli stessi per congruenza, è possibile valutare il cedimento verticale  $w$  del palo considerando un concio di terreno raffigurato nella precedente figura 3.29(b) facente parte del cilindro sopra definito, e valutando per quest'ultimo le equazioni di *equilibrio*, di *congruenza* e di *legame costitutivo*.

Sotto l'ipotesi che le tensioni efficaci siano costanti al variare della distanza radiale "r" dall'asse del palo, l'equazione di equilibrio risulta:

$$\tau 2\pi rL = \tau_0 2\pi R_0 L \quad (3.12)$$

dove si eguagliano le azioni di taglio agenti alle due estremità del concio, da cui deriva l'equazione di equilibrio:

$$\tau r = \tau_0 R_0 \quad (3.13)$$

Se  $w$  è il cedimento verticale del palo, la deformazione di taglio del concio (scorrimento)  $\gamma$  può esprimersi nella forma seguente alla luce dell'equazione di congruenza che risulta:

$$\gamma = \frac{dw}{dr} \quad (3.14)$$

La legge costitutiva risulta:

$$\tau = \gamma G \quad (3.15)$$

Ponendo  $\gamma = \tau/G$  e combinando con le precedenti equazioni di equilibrio (3.13) e di congruenza (3.14) si ottiene la seguente espressione del cedimento  $w$ :

$$\tau = G \frac{dw}{dr} = \frac{\tau_0 R_0}{r}$$

$$\frac{dw}{dr} = \frac{\tau_0 R_0}{G} \frac{dr}{r}$$

Per cui integrando per parti sull'intervallo  $[R_0 ; R_L]$  il cedimento verticale  $w$  risulta dato dalla seguente espressione:

$$w = \frac{\tau_0 R_0}{G} \int_{R_0}^{R_L} \frac{dr}{r} = \frac{\tau_0 R_0}{G} \log\left(\frac{R_L}{R_0}\right) \quad (3.16)$$

Il raggio  $R_L$  (detto anche raggio magico, Randolph & Wroth, 1978), è la distanza superata la quale le deformazioni del terreno possono essere trascurate, ovvero il terreno non risente più del cedimento verticale del palo, ed in base ad una stima preliminare cautelativa il termine  $\ln\left(\frac{R_L}{R_0}\right)$  è sovente assunto pari a 4 alla luce di dati sperimentali.

$$\log\left(\frac{R_L}{R_0}\right) \cong 4 \quad (3.17)$$

Per cui il cedimento verticale risulta:

$$w = \frac{4\tau_0 R_0}{G} = \frac{2Q_L}{\pi LG} \quad (3.18)$$

E' possibile definire tramite la formula precedente (3.18), la rigidezza assiale del palo con riferimento alla sua componente di resistenza laterale:

$$\frac{Q_L}{w} = \frac{\pi LG}{2} \quad (3.19)$$

### 3.6.3 Determinazione della rigidezza di base del palo isolato

Per quanto concerne invece la determinazione della rigidezza di base del palo, si utilizza la relazione di (*Timoshenko e Goodier, 1970*) relativa ad una piastra rigida interagente con un semispazio elastico:

$$\frac{Q_B}{w} = \frac{4R_0 G_b}{1-\nu} \quad (3.20)$$

La rigidezza assiale complessiva del palo, tenendo conto dei due precedenti contributi, forniti dalle equazioni (3.19) e (3.20) alla luce del principio di sovrapposizione degli effetti sarà:

$$\frac{P_T}{w} = \frac{Q_L}{w} + \frac{Q_B}{w} = \frac{\pi LG_{AV}}{2} + \frac{4R_0 G_B}{1-\nu} \quad (3.21)$$

Tale relazione è di validità generale, solo se si ricade nell'ipotesi di palo infinitamente rigido. La rigidezza del palo è funzione delle caratteristiche geometriche dello stesso, e delle proprietà del terreno.

Si distinguono tre casi a livello di rigidezza assiale del palo:

- *Palo infinitamente rigido se:*

$$L_a \leq \frac{1}{2} R_0 \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}}$$

- *Palo infinitamente flessibile se:*

$$L_a \geq 3R_0 \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}} \quad (3.22)$$

- *Palo con comportamento intermedio se:*

$$\frac{1}{2} R_0 \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}} \leq L_a \leq 3R_0 \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}}$$

Dove la lunghezza attiva  $L_a$  non rappresenta l'intera lunghezza del palo, ma solo la lunghezza effettivamente collaborante, ovvero, la porzione del palo lungo la quale viene mobilitata la resistenza per attrito laterale, quindi per valori di lunghezza superiori alla lunghezza attiva, non si ha alcun beneficio in termini di rigidezza assiale del palo.

Per pali immersi in un mezzo continuo, la lunghezza attiva può essere stimata come:

$$L_a = 3R_0 \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}}$$

Se la lunghezza totale del palo è pari solo ad una frazione della lunghezza attiva il palo può essere considerato rigido; viceversa se la lunghezza totale del palo  $L$  risulta maggiore di  $L_a$ , il palo va considerato assialmente deformabile e l'accorciamento dell'elemento strutturale assume un ruolo non trascurabile. In tal caso si dice anche che il palo può essere considerato di lunghezza infinita, nel senso che il carico non raggiunge la base, ma viene equilibrato dall'attrito del terreno lungo un tratto definito per l'appunto lunghezza attiva.

Nel caso di palo infinitamente flessibile, quando  $L > L_a$ , la rigidezza assiale del palo o relazione carico-cedimento può essere valutata attraverso l'espressione approssimata (*Fleming et al., 1985*):

$$\frac{N}{w} = \pi R_0 G_{AV} \sqrt{\frac{E_p}{2G_L}} \quad (3.23)$$

Infine nel caso intermedio, la determinazione della *rigidezza assiale* avviene graficamente, diagrammando la rigidezza totale ( $N_{Tot}/w$ ), in funzione della lunghezza del palo, determinando prima i due punti che coincidono ai casi di palo infinitamente rigido e infinitamente flessibile, ed ipotizzando poi un comportamento intermedio lineare, così che per ogni lunghezza è possibile determinare in modo univoco la rigidezza assiale del palo, tramite una mera operazione di interpolazione lineare.

I risultati ottenuti ricorrendo allo schema di palo in un mezzo continuo, nonostante l'ipotesi di comportamento lineare, consentono di mettere in luce alcuni importanti aspetti relativi all'interazione palo-terreno, come ad esempio l'equazione 3.13 ove si può osservare come elevate tensioni tangenziali vengano a svilupparsi al contatto palo-terreno, dando luogo a movimenti relativi che, sono responsabili di una risposta non lineare già in presenza di carichi modesti.

Tornando al caso in esame, il palo viene considerato caricato da una forza verticale di 500KN. Il primo passo, consiste nello stabilire in quale dei tre casi rientri il palo considerato, calcolando quindi il valore di  $L_a$  per i quali si rientra nel caso di palo rigido o flessibile.

Essendo il terreno non omogeneo, il modulo di taglio  $G$  dipende dalla profondità, varia linearmente al variare di  $z$ , occorre procedere per via iterativa ipotizzando una lunghezza di primo tentativo, cui corrisponde un certo valore del modulo di taglio, calcolando la  $L_a$  con questo valore di  $G$ , si verifica se il suo valore è molto vicino al valore stimato inizialmente, se ciò accade, si può ritenere di aver raggiunto la convergenza; viceversa con il valore ottenuto si ricalcola  $G$  iterando il procedimento.

Pertanto:

I° tentativo)

$$L_a(I^\circ) = 10\text{m};$$

$$G(10\text{m}) = 80 + 5 \cdot 10 = 130\text{MPa};$$

$$L_a = \sqrt{\frac{30000}{130}} * \frac{0.6}{2} = 4.55\text{m} \neq 10\text{m}$$

II° tentativo)

$$L_a(II^\circ) = 5\text{m};$$

$$G(10\text{m}) = 80 + 5 \cdot 5 = 105\text{MPa};$$

$$L_a = \sqrt{\frac{30000}{105}} * \frac{0.6}{2} = 5.07\text{m} \approx 5\text{m}$$

Così per il *palo infinitamente rigido* il valore di lunghezza attiva è di 5,0m.

Nel caso di *palo flessibile*, si ripete un ragionamento del tutto analogo:

I° tentativo)

$$L_a(I^\circ) = 20\text{m};$$

$$G(10\text{m}) = 80 + 5 \cdot 10 = 180\text{MPa};$$

$$L_a = \sqrt{\frac{30000}{180}} * 3 * 0.6 = 23.2\text{m} \neq 20\text{m}$$

II° tentativo)

$$L_a(II^\circ) = 23.2\text{m};$$

$$G(10\text{m}) = 80 + 5 \cdot 23.2 = 196\text{MPa};$$

$$L_a = \sqrt{\frac{30000}{196}} * 3 * 0.6 = 22.3\text{m} \neq 20\text{m}$$

III° tentativo)

$$L_a(\text{III}^\circ) = 22.3\text{m};$$

$$G(10\text{m}) = 80 + 5 \cdot 22.3 = 191.5\text{MPa};$$

$$L_a = \sqrt{\frac{30000}{191.5}} \cdot 3 \cdot 0.6 = 22.5\text{m} \approx 22.3\text{m}$$

Quindi il palo in esame risulta essere in *condizione intermedia* essendo la sua lunghezza ( $L=20\text{m}$ ) compresa tra 5 metri ( $L_a$  di palo rigido) e 22.3m ( $L_a$  di palo flessibile).

Ne risulta che la determinazione della rigidezza assiale del palo avverrà tramite un'interpolazione lineare, noti che siano i valori di rigidezza assiale corrispondenti ai 2 casi estremi di palo rigido e flessibile.

Pertanto, preliminarmente determineremo tali 2 rigidezze, impiegando la formula 3.21 per il calcolo della rigidezza assiale nell'ipotesi di palo rigido, e la formula 3.23 per il calcolo della rigidezza assiale nell'ipotesi di palo flessibile.

$$\frac{P_T}{w} = \frac{Q_L}{w} + \frac{Q_B}{w} = \frac{\pi L G_{AV}}{2} + \frac{4R_0 G_B}{1-\nu} \quad (3.21)$$

$$K_{V\text{-Rig.}(5\text{m})} = \frac{\pi \cdot 5 \cdot (80 + (80 + 5 \cdot 5)) \cdot 1/2}{2} + \frac{4 \cdot 0,6 \cdot 105}{(1-0,2)} = 1041,5 \text{ MN/m}$$

$$G_{AV} = (80 + (80 + 5 \cdot 5)) \cdot 1/2 = 92,5 \text{ MPa}$$

$$G_B = 80 + 5 \cdot 5 = 105 \text{ MPa}$$

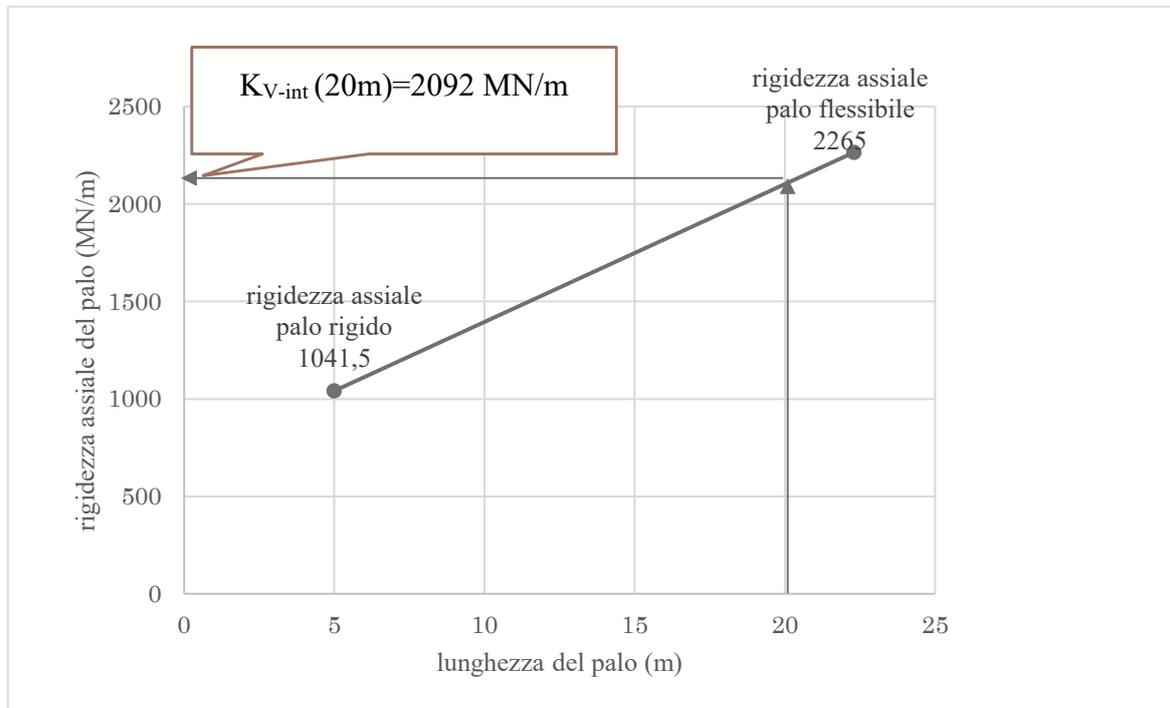
$$\frac{N}{w} = \pi R_0 G_{AV} \sqrt{\frac{E_p}{2G_L}} \quad (3.23)$$

$$K_{V\text{-fless.}(22.3\text{m})} = \pi \cdot 0,6 \cdot 135,75 \cdot \sqrt{\frac{30000}{2 \cdot 191,5}} = 2265 \text{ MN/m}$$

$$G_{AV} = (80 + (80 + 5 \cdot 22,3)) \cdot 1/2 = 135,75 \text{ MPa}$$

$$G_L = 80 + 5 \cdot 5 = 191,5 \text{ MPa}$$

A questo punto, tramite un'interpolazione lineare si può determinare la rigidezza assiale del palo in condizione intermedia, interpolando ad  $L=20\text{m}$ .



Ora, nota che sia la *rigidezza assiale del palo in condizione intermedia* (2092 MN/m), si può calcolare il cedimento verticale che risulta essere:

$$w = \frac{N_{\text{tot}}}{K_{v,\text{int}}(20\text{m})} = \frac{500000}{2092 \cdot 10^6} = 2.39 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

### 3.6.4 Soluzione analitica per palo isolato (Spostamenti orizzontali)

(Rif. Lancellotta et Calavera 1999)

Per la determinazione dello spostamento orizzontale e la rotazione in testa al palo, legati alla presenza della forza orizzontale  $H=200\text{KN}$ , si ricorre alla soluzione di *Poulos (1971)* e *Randolph (1981)* che hanno risolto il problema nell'ipotesi di mezzo continuo-elastico-lineare basandosi su analisi numeriche del palo medesimo. Il modello considerato è quello di *Randolph (1981)*, il quale, dopo aver eseguito un ampio studio parametrico, analizzando svariati tipi di terreno e pali con caratteristiche geometriche e meccaniche diverse, ha riscontrato che l'effetto della variazione del coefficiente di Poisson ( $\nu$ ) del terreno, può essere rappresentato approssimativamente considerando un modulo equivalente di taglio ( $G^*$ ), definito come:

$$G^* = G_c \cdot (1 + 0.75\nu)$$

L'esperienza ha evidenziato che un palo infisso nel terreno, sottoposto ad azione orizzontale o ad una coppia applicata in testa, tende ad inflettersi, massimizzando gli spostamenti in prossimità del piano campagna, per diminuire con la profondità, fino ad esaurirsi in corrispondenza della cosiddetta *lunghezza critica*, che risulta essere la lunghezza oltre la quale le sollecitazioni di momento possono essere trascurate.

Il valore della *lunghezza critica* ( $l_c$ ) dipende sia dalle caratteristiche del palo, che da quelle del terreno, e può essere definita per mezzo della seguente relazione:

$$l_c = D \left[ \frac{E_{palo}}{G_c (1 + 0,75\nu)} \right]^{2/7} \quad (3.24)$$

dove:

D: diametro del palo;

$E_{palo}$ : modulo di Young del palo;

$G_c$ : modulo di taglio del terreno valutato alla profondità  $z = l_c/2$ ;

$\nu$ : coefficiente di Poisson del terreno;

Anche il calcolo della *lunghezza critica*, come per la lunghezza attiva, viene effettuato per via iterativa essendo il modulo di taglio del terreno variabile linearmente con la profondità, alla luce dell'ipotesi di terreno come mezzo alla Gibson:

I° tentativo)

$$l_c (I^\circ) = 4\text{m}$$

$$G_c(l_c/2) = 80 + 5 \cdot 2 = 90 \text{ Mpa}$$

$$l_c = 1,20 \cdot \left[ \frac{30000}{90 \cdot (1 + 0,75 \cdot 0,2)} \right]^{2/7} = 6,06\text{m} \neq 4\text{m}$$

II° tentativo)

$$l_c (II^\circ) = 6\text{m}$$

$$G_c(l_c/2) = 80 + 5 \cdot 3 = 95 \text{ Mpa}$$

$$l_c = 1,20 \cdot \left[ \frac{30000}{95 \cdot (1 + 0,75 \cdot 0,2)} \right]^{2/7} = 6\text{m}$$

Noto il valore della lunghezza critica  $l_c = 6\text{m}$  è possibile applicare le equazioni di Randolph che consentono di calcolare lo spostamento orizzontale e la rotazione in testa al palo immerso in un mezzo elastico avente modulo di taglio  $G$  variabile linearmente con la profondità, date le forzanti esterne  $H$  (forza orizzontale) e  $M$  (coppia concentrata), qualora presenti. Nello specifico queste 2 equazioni si riferiscono al caso di palo flessibile, ossia avente una lunghezza superiore a quella critica, definita dall'equazione 3.24, e le seguenti espressioni in forma chiusa, introdotte da Randolph, forniscono approssimazioni accurate per gli spostamenti e le sollecitazioni. Secondo Randolph, lo spostamento orizzontale ( $u$ ) e la rotazione ( $\theta$ ) alla testa del palo (entrambi misurati nella direzione dei carichi applicati) dipendono dalla rigidezza relativa tra palo-terreno ( $E_{\text{palo}}/G^*$ ) e dalla geometria del palo stesso ( $L/D$ ), (con  $L$ = lunghezza del palo e  $D$  =diametro):

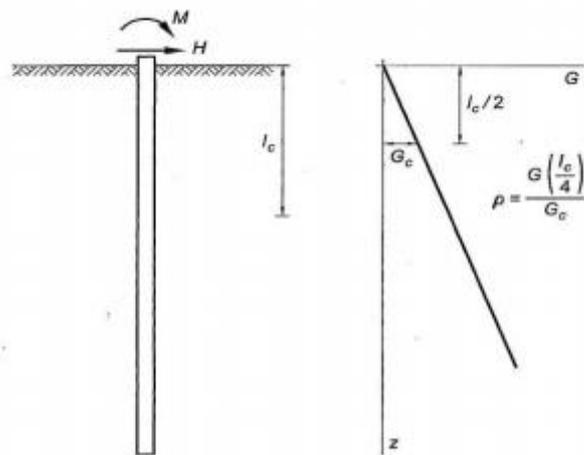
$$u = F \left[ 0,27H \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-1} + 0,3M \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right] \quad (3.25)$$

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

dove si definisce il grado di eterogeneità ( $\rho$ ) nel seguente modo:

$$\rho = \frac{G\left(\frac{l_c}{4}\right)}{G_c} \quad (3.26)$$

che assume valore pari ad 1 se  $G$  risulta essere costante con la profondità (terreno omogeneo).



*comportamento di un palo in un mezzo continuo eterogeneo*

Viene poi definito il coefficiente di cedevolezza:

$$F = \frac{\left[ \frac{E_{palo}}{G_c (1 + 0,75\nu)} \right]^{1/7}}{\rho G_c (1 + 0,75\nu)} \quad (3.27)$$

Ottenendo i seguenti risultati:

$$G(l_c/4) = 80 + 5 \cdot 6/4 = 87,5 \text{ MPa}$$

$$G_c(l_c/2) = 80 + 5 \cdot 6/2 = 95 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{G\left(\frac{l_c}{4}\right)}{G_c} = 0,92$$

$$F = \frac{\left[ \frac{30000}{95 \cdot (1 + 0,75 \cdot 0,2)} \right]^{1/7}}{0,92 \cdot 95 \cdot (1 + 0,75\nu)} = 0,0222 \frac{m^2}{MN}$$

Quindi, applicando le equazioni (3.25) di *Randolph*, e ponendo il secondo termine a zero poiché in testa al palo non si hanno coppie applicate, si può calcolare lo spostamento orizzontale ( $u$ ) e la rotazione ( $\vartheta$ ) in testa al palo per effetto della sola forzante orizzontale H.

1) Spostamento orizzontale in testa al palo ( $u$ )

$$u = 0,0222 \left[ 0,27 \cdot 0,2 \cdot \left( \frac{6}{2} \right)^{-1} + 0 \right] = 4,00 \cdot 10^{-4} m$$

2) Rotazione in testa al palo ( $\vartheta$ )

$$\vartheta = 0,0222 \left[ 0,3 \cdot 0,2 \cdot \left( \frac{6}{2} \right)^{-2} + 0 \right] = 1,48 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

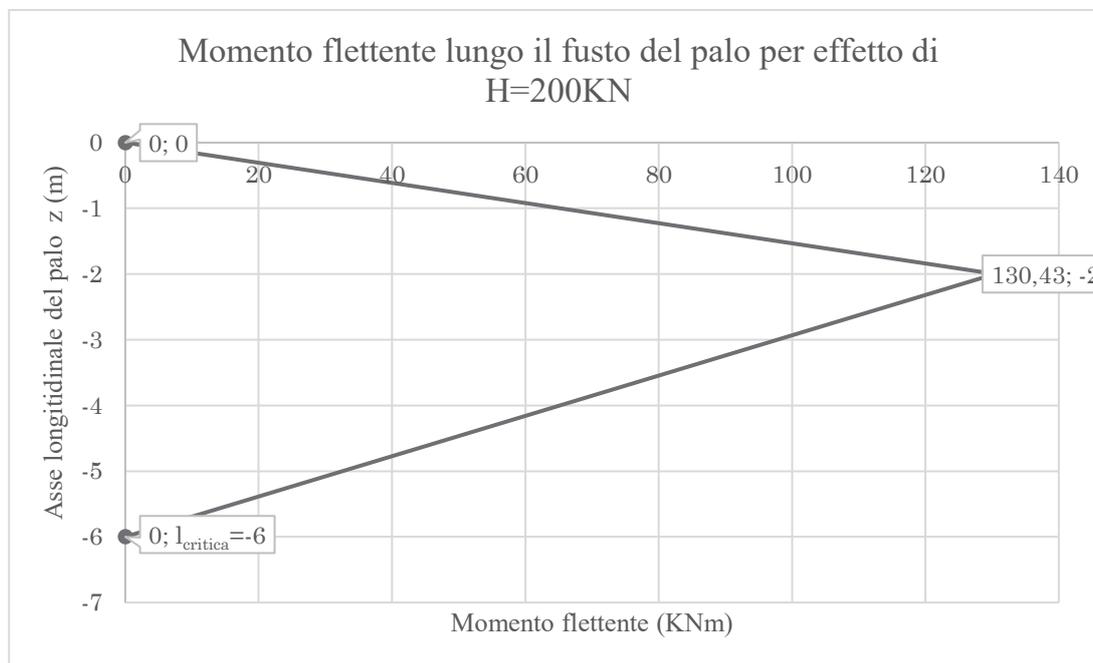
Ora, si può anche calcolare il massimo momento flettente prodotta dalla forza orizzontale H, che risulta dato dalla seguente espressione:

$$M_{\max} = \frac{0,1 \cdot H \cdot l_c}{\rho} = \frac{0,1 \cdot 200 \cdot 6}{0,92} = 130,4 \text{ KN} \cdot m \quad (3.28)$$

Tale momento massimo si produce in una sezione posta ad  $l_c/3$  dalla testa del palo nel caso in cui il modulo del terreno cresca linearmente con la profondità.

Nel caso medesimo, detta sezione è posta a 2m dalla testa del palo, essendo  $l_c = 6m$ , ed il terreno alla Gibson con modulo variabile linearmente con  $z$ .

L'andamento del momento flettente valutato con detta soluzione analitica (*Randolph*) lungo il fusto del palo per effetto della sola forzante H viene riportato in figura 3.30. Esso può essere rappresentato con un andamento linearizzato, che assume valore nullo in testa, poi cresce linearmente raggiungendo il massimo a 2m dal piano campagna, e poi decresce con un trend lineare sino ad annullarsi in corrispondenza della lunghezza critica.



**Figura 3.30:** andamento del Momento flettente fornito dalla soluzione analitica di Randolph

### 3.6.5 Soluzione numerica nel caso di palo isolato

Essa consiste nel realizzare un modello agli elementi finiti del singolo palo, modellando il fusto con elementi BEAM e l'interazione palo-terreno con elementi SPRING posti in direzione X, Y, Z (come raffigurato in fig.3.26) e con rigidità calcolata alla luce delle considerazioni effettuate al paragrafo 3.4.2 di questa tesi.

Al suddetto modello si è applicata una forzante statica orizzontale di 200 KN, ed una forzante verticale statica di 500 KN, allo scopo di valutare i risultati forniti dal codice di calcolo ADINA mediante un'analisi statica, sia in termini di spostamenti in testa palo che in termini di sollecitazioni, per poi poterli confrontare con le soluzioni ottenute per via analitica e verificare così l'affidabilità del modello globale con particolare riferimento all'intera palificata interagente con il terreno.

In seguito (fig. 3.31-3.32) sono riportati i grafici relativi alla deformata flessionale e al momento flettente lungo il fusto del palo ottenuti mediante l'analisi numerica agli elementi finiti condotta sullo stesso, ricordando che il dato numerico di interesse è esclusivamente rappresentato dagli spostamenti in testa al palo, essendo questi gli unici valori confrontabili con la soluzione analitica, e dal valore del momento flettente massimo.

<i>Dato</i>	<i>Soluzione analitica (Randolph)</i>	<i>Soluzione numerica (ADINA)</i>
$w$	$2.39 \cdot 10^{-4} \text{ m}$	Z-DISPL= $1.943 \cdot 10^{-4} \text{ m}$
$u_x$	$4.00 \cdot 10^{-4} \text{ m}$	X-DISPL= $4.92 \cdot 10^{-4} \text{ m}$
$\vartheta_y$	$1.48 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$	Y-ROT= $2.05 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$
$M_{max}$	130.43 KN·m	BENDING MOMENT-S =153 KN·m
$l_c/3$	2.00 m	1.77 m

**Tabella 3.4:** confronto tra i risultati ottenuti per via ANALITICA, e per via NUMERICA

Come si può vedere si è riscontrata un'assoluta confrontabilità tra i valori ottenuti per via numerica e quelli ottenuti per via analitica.

Inoltre, la validità dei risultati del modello realizzato è ulteriormente rafforzata andando ad analizzare le deformate statiche, e il diagramma delle sollecitazioni ottenute in ADINA.

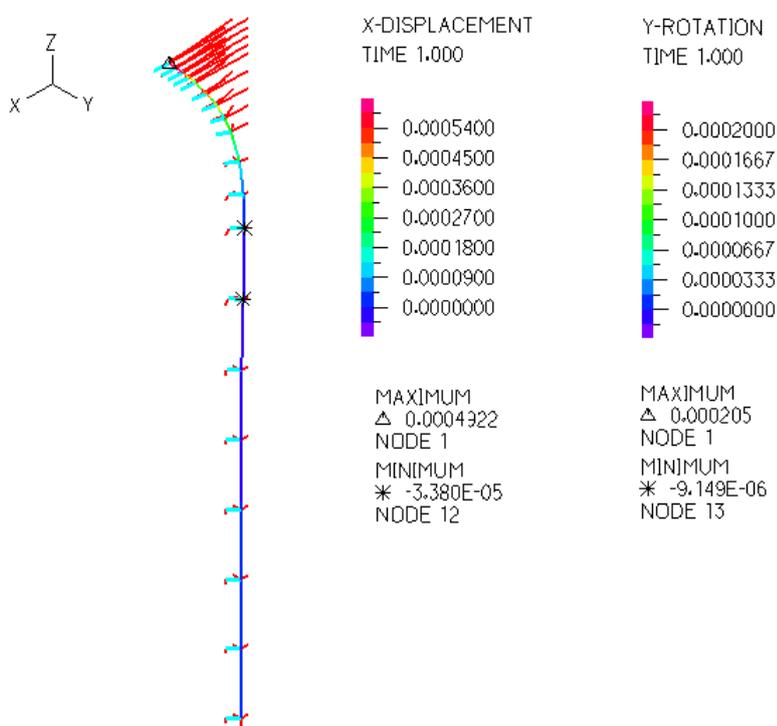
In particolare la deformata (fig. 3.31) riproduce il comportamento del palo sottoposto all'azione orizzontale: esso flette massimizzando gli spostamenti in sommità, alla testa, per diminuire, diventando quasi trascurabili già alla profondità di 6m circa, che è proprio la lunghezza critica del palo.

Il terreno viene mobilitato nella sua spinta passiva da un lato del palo, fino alla profondità di circa 8 m, punto al di sotto del quale il palo inverte il segno degli spostamenti orizzontali, mobilitando la spinta passiva dal lato opposto al precedente.

Con riferimento al diagramma di momento flettente lungo il fusto del palo ottenuto in ADINA (fig. 3.32), esso è nullo in testa al palo, per l'assunzione che il palo sia privo di incastro alla testa (assenza di coppia concentrata di incastro), e massimizza il suo valore ad una profondità pari a circa 1.77m sotto la quota del piano di campagna seguendo un andamento quasi parabolico. Detto risultato è quindi in accordo con la soluzione analitica di *Randolph*, dove il punto di massimo momento era collocato a 2m, mentre l'andamento del momento flettente è stato linearizzato, come mostrato in figura 3.30, rappresentando così una sorta di linearizzazione dell'andamento di momento parabolico ottenuto con la soluzione numerica.

Sotto la quota di 1.77m, si assiste infine alla progressiva diminuzione della sollecitazione, che diviene trascurabile a 8m di profondità, manifestando di qui in poi un'inversione di segno coerente con quello degli spostamenti orizzontali, che sposta le fibre tese, alternandole dal lato destro e sinistro del palo.

In virtù di tali considerazioni, la modellazione del palo, e soprattutto del terreno di fondazione interagente con il palo medesimo è da ritenersi soddisfacente ed affidabile per una sua applicazione all'intera palificata nell'ambito del modello globale del ponte al fine di simulare i fenomeni di scalzamento al piede.



**Figura 3.31:** deformata del palo ottenuta in ADINA

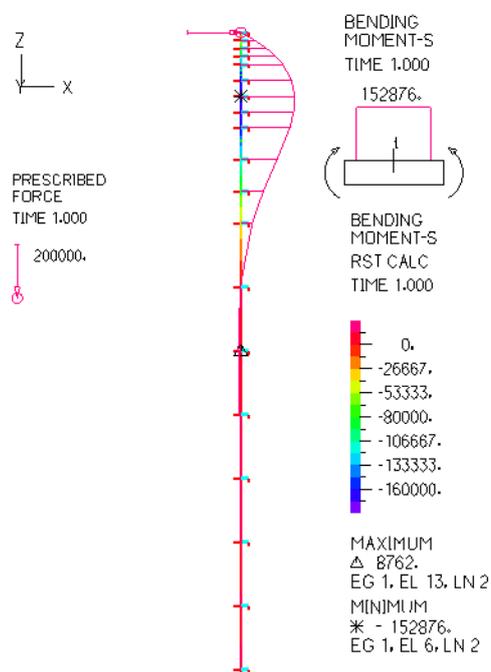
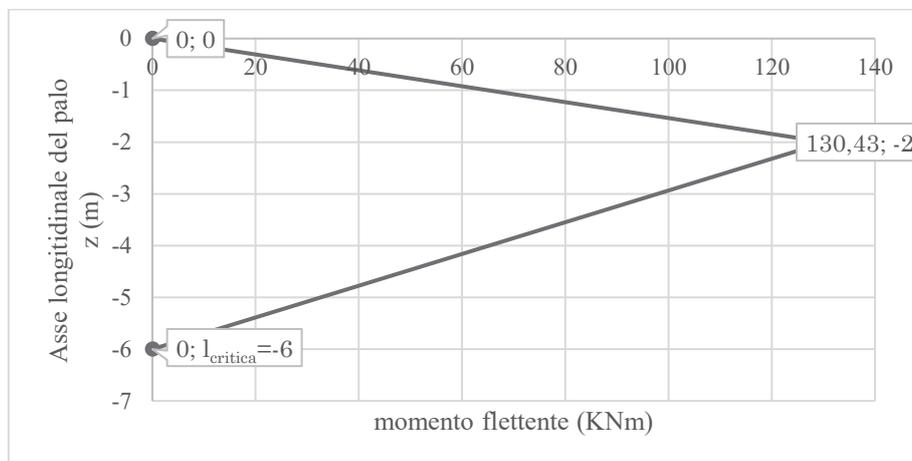


Figura 3.32: diagramma di momento flettente lungo il fusto del palo restituito da ADINA

Mentre, per confronto qui di seguito si riporta l'andamento del momento flettente linearizzato ottenuto per via analitica tramite la soluzione di *Randolph*. In tal caso, il punto di massimo è collocato a 2 metri dalla testa del palo ed assume un valore di 130,43 KN·m, anziché essere collocato ad 1.77m con valore di 152.88 KN·m come evidenziato dalla soluzione numerica ottenuta in ADINA. Tale piccola discrepanza sottolinea ancora una volta come il modello numerico sia in grado di simulare l'interazione palo-terreno in modo del tutto soddisfacente essendo in accordo con le soluzioni analitiche.



### 3.7 Casi di erosione

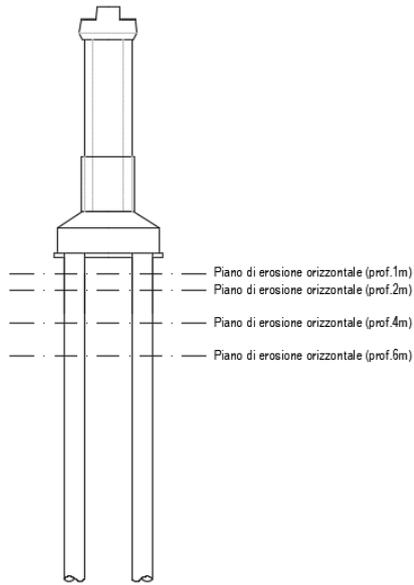
Il modello descritto nel precedente paragrafo si riferisce alla configurazione integra, quella cioè in cui il livello del fondo alveo si trova alla stessa quota del piano di posa del plinto, per tutta la sua superficie.

La presenza di erosione, si traduce in fase di modellazione, nell'eliminazione di alcuni elementi molla e nella taratura delle nuove rigidezze per la simulazione di superfici di scalzamento di diversa entità e forma, tenendo altresì conto che l'area di influenza di ciascuna coppia di molle (orizzontale e verticale) in corrispondenza del nuovo piano di erosione sarà soltanto quella del semi-concio inferiore, essendo quello superiore privo di terreno poiché eroso, nonché il fatto che il legame  $[G(z)-z]$  alla Gibson dovrà essere ridefinito con riferimento al nuovo piano di posa al fine di computare correttamente il modulo tangenziale del terreno e quindi le rigidezze delle molle di interazione sia laterali che alla base di ciascun palo. Questo comporta una *diminuzione della rigidezza* dell'intera palificata sia in senso verticale, in quanto viene meno l'azione di attrito laterale tra il palo ed il terreno, sia in senso orizzontale, per il fatto che il palo lavora a sbalzo rispetto alla nuova quota del fondo alveo, opponendosi agli spostamenti e alle deformazioni solamente grazie alla propria rigidezza flessionale.

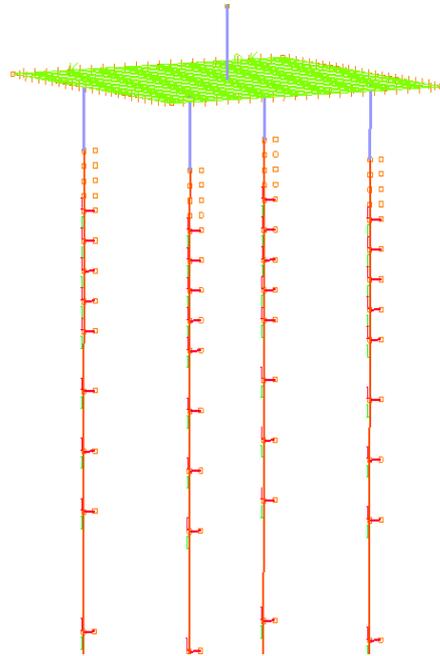
In questa fase iniziale si sono considerate, come discusso in precedenza (al paragrafo 3.5.1), 10 macro-casi di scour, dove i primi 4 sono caratterizzate da un piano di erosione costante che interessa tutti e 4 i pali della fondazione, cioè orizzontale con profondità rispetto al piano di posa variabile di 1m, 2m, 4m, 6m (scour generalizzato), mentre gli altri 6 casi si riferiscono al caso di scour localizzato dove si è sottolineata l'azione degli horseshoe-vortices, quali principali responsabili dell'erosione localizzata sui 2 soli pali di valle (macro-casi 5,6,7), e su un solo palo di valle ( macro-casi 8,9,10) di profondità variabile rispettivamente di 0,5m, 1m, 2m. Poi tali 10 macro-casi, sono stati applicati rispettivamente alla pila centrale, alla pila centrale e laterale dalla parte della spalla mobile del ponte, ed a tutte e tre le pile generando esattamente 30 casi di scalzamento al piede.

Qui di seguito si riportano alcuni degli schemi che contemplano i 10 macro casi di scalzamento presi in esame.

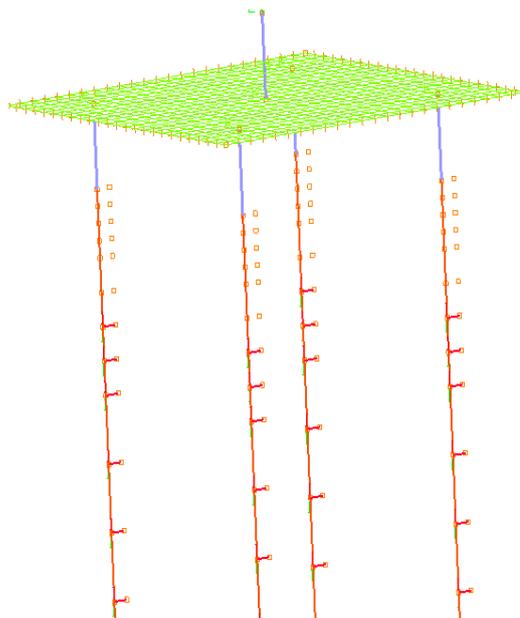
SCOUR GENERALIZZATO SUI 4 PALI



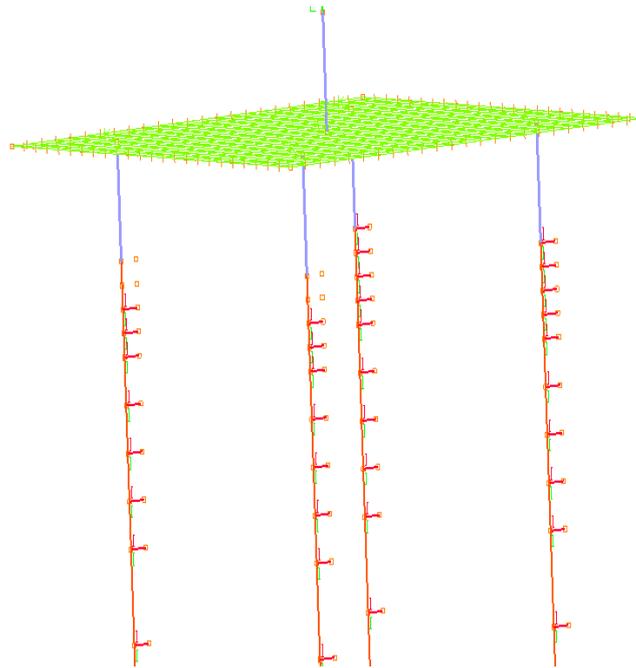
**Figura 3.33(a):** schemi di erosione generalizzata alle profondità 1m, 2m, 4m, 6m



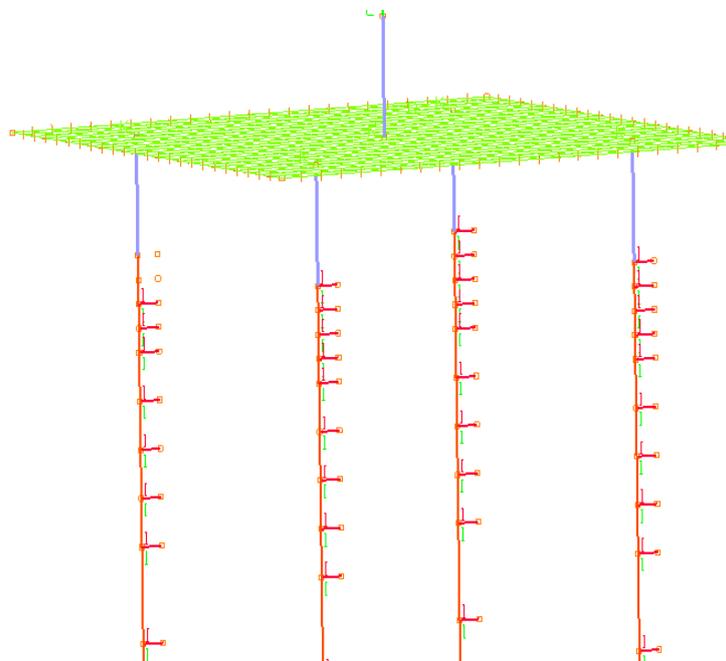
**Figura 3.33(b):** modellazione dello scour generalizzato a profondità di 1m (si osservi come nel modello della palificata siano state eliminate le prime 4 molle di ciascun palo corrispondenti esattamente al primo metro eroso)



**Figura 3.33(c):** modellazione dello scour generalizzato a profondità di 2 m (eliminazione delle prime 6 molle di interazione)

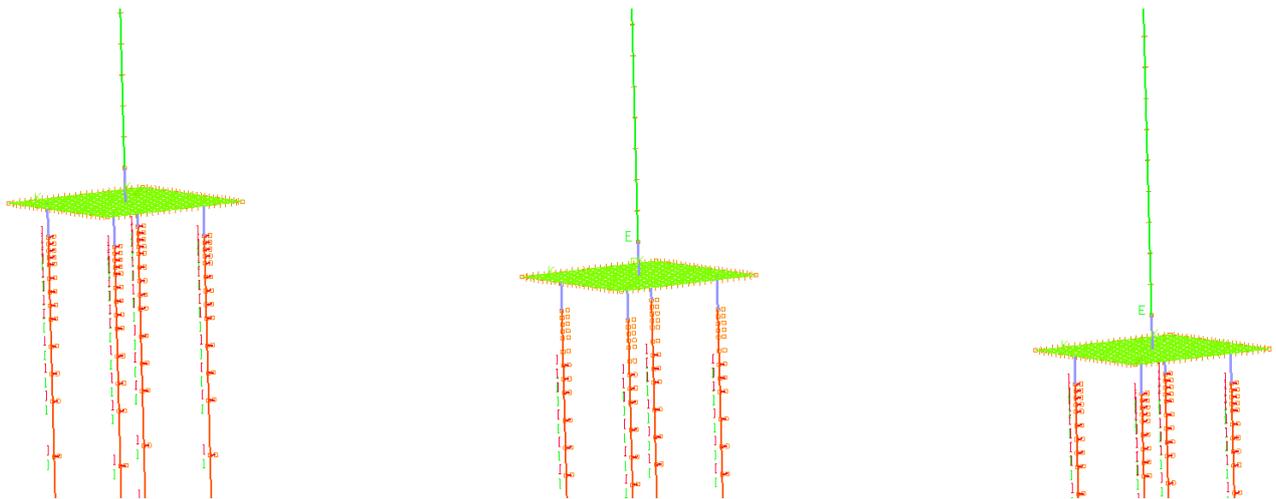


**Figura3.33(d):**  
*modellazione dello scour localizzato sui 2 pali di valle a profondità di 0,5m  
 (eliminazione delle prime 2 molle di interazione con riferimento ai 2 pali di valle, mentre sui pali di monte, non agendo scour si hanno tutte le molle di interazione)*

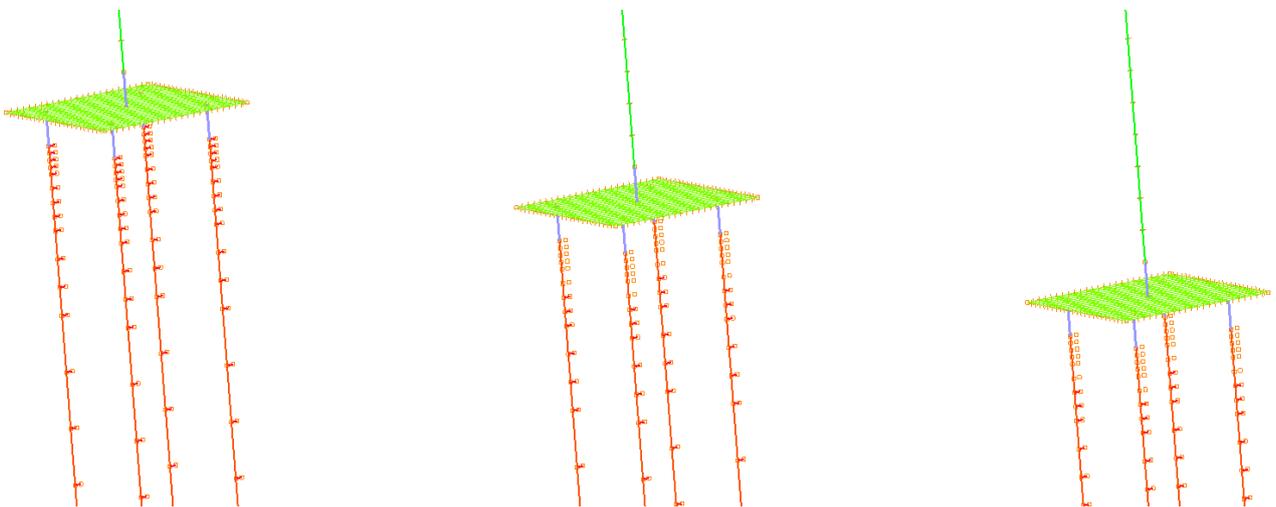


**Figura3.33(e):**  
*modellazione dello scour localizzato su un solo palo di valle a profondità di 0,5m  
 (eliminazione delle prime 2 molle di interazione con riferimento al palo di valle affetto da scalzamento, mentre sugli altri 3 pali non agendo scour si hanno tutte le molle di interazione)*

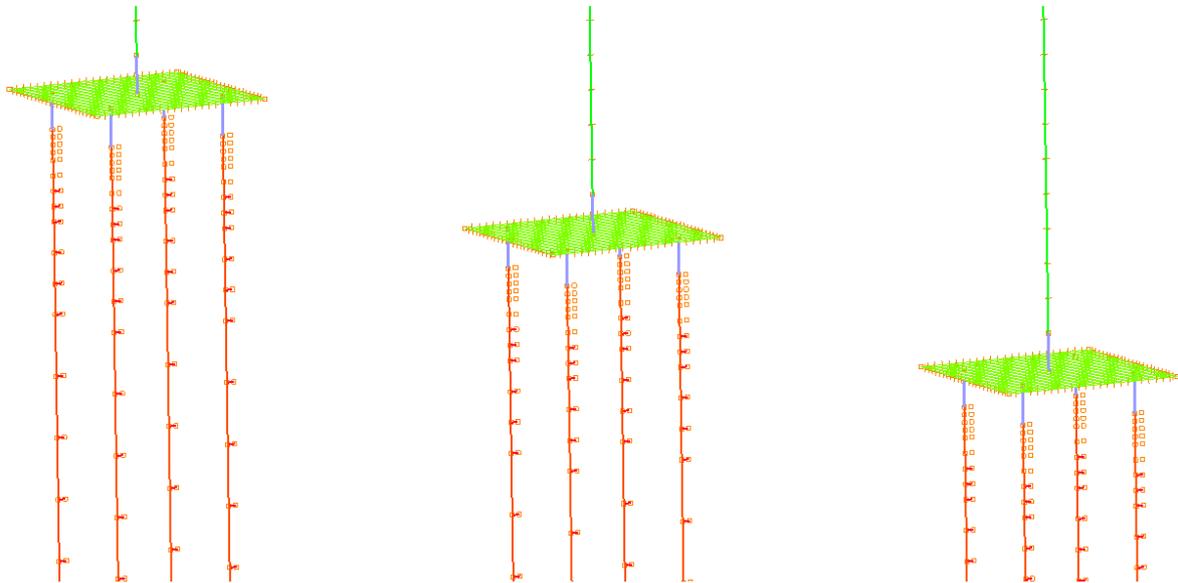
Invece qui di seguito si riportano alcune immagini che contemplano i casi in cui gli scenari di scour precedentemente elencati agiscano rispettivamente solo sulla pila centrale (casi “a”), sulla pila centrale e laterale dal lato della spalla mobile (casi “b”), e su tutte e tre le pile (casi “c”).



*Fig.3.34: caso di scour generalizzato di profondità 2m agente solo sulla pila centrale (caso 2a), le altre 2 non sono affette da scour*



*Fig.3.34: caso di scour generalizzato di profondità 2m agente sulla pila centrale e laterale (caso 2b)*



*Fig.3.34: caso di scour generalizzato di profondità 2m agente su tutte e tre le pile (caso 2c)*

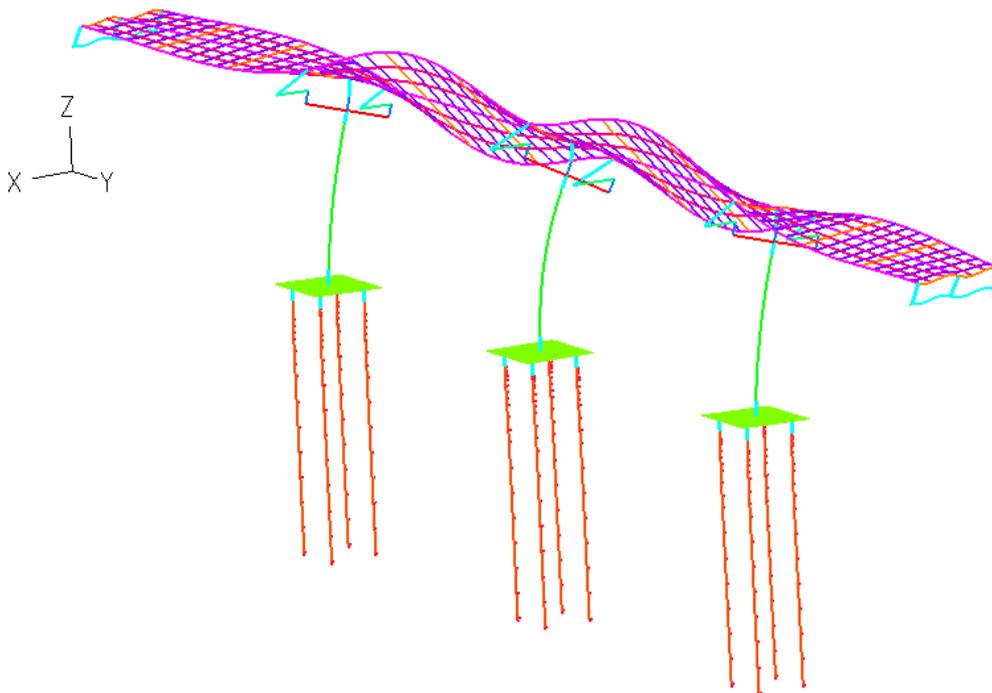
L'elenco di tutti e 30 i casi di scour analizzati sono riportati per completezza al paragrafo 3.5.1 di questa tesi, in tale paragrafo si sono invece riportate le immagini dei modelli relativi ad alcuni di queste casistiche. Nella successiva fase di analisi delle frequenze e dei modi di vibrare propri del ponte si sono invece utilizzati i modelli relativi alle 30 configurazioni prese in esame, con particolare riferimento alle casistiche di scour generalizzato agente sulla pila centrale e su tutte e tre le pile, nonché quella relativa allo scour localizzato su 2 pali applicato alla pila centrale. Il tutto per analizzare quali configurazioni di scour risultano più gravose, cioè quelle che determinano una forte variazione nelle forme modali delle pile, sia in direzione longitudinale che trasversale rispetto alla configurazione non erosa.

## 4 ANALISI MODALE

Definito il modello e verificatane la sua affidabilità, si può quindi valutarne la risposta strutturale dinamica per i diversi casi di fondazione con terreno integro ed eroso, alla ricerca di alcuni parametri di controllo i cui valori siano direttamente influenzati dai fenomeni di scalzamento ipotizzati.

Tale analisi si articolerà in due fasi successive: nella prima verranno considerati i modi di vibrare propri o vibrazioni libere del sistema (fig. 4.1), in relazione alle caratteristiche di rigidità e di inerzia proprie del modello nelle diverse configurazioni di erosione.

In una seconda fase invece verranno considerate le vibrazioni forzate, attraverso l'introduzione di una forzante dipendente dal tempo (sisma), le cui caratteristiche verranno illustrate successivamente nel Cap.5 dedicato all'Analisi Dinamica.



**Fig.4.1:** Modo di vibrare nel caso di fondazione integra che interessa sia l'impalcato che le pile in direzione trasversale

Per quanto specificato nell'inquadramento teorico precedentemente discusso al capitolo 3, le due analisi in assenza o in presenza di forzante esterna non risultano essere avulse, ma sono tra loro correlate.

Infatti gli spostamenti nodali dovuti alla forzante, nascono dalla sovrapposizione dei modi propri di vibrare della struttura con i modi dovuti all'azione esterna, più precisamente si può parlare di priorità dell'una sull'altra dal momento che l'analisi post-carico è comunque subordinata all'analisi modale come risulta da tale equazione:

$$u(t) = \Phi q(t) = \sum_{j=1}^n q_j(t) \phi_j \quad (3.8)$$

Dall'equazione 3.8 si può trarre una ulteriore considerazione circa la distinzione di *spazio modale* e di *spazio nodale*. Con il primo ci si riferisce allo spazio definito dagli autovettori che definiscono i modi naturali di vibrare del sistema in assenza di forzante.

Definito questo spazio, qualunque vettore ad esso appartenente può essere espresso come combinazione lineare degli autovettori  $\phi_j$  ( $J=1,2,\dots,n$ ); inoltre la condizione di ortonormalità ci rammenta che gli autovettori sono definiti a meno di un fattore di proporzionalità, dunque anche il vettore  $u(t)$  descrivente gli spostamenti e le rotazioni degli  $n$  gradi di libertà propri della struttura scaturiti dall'applicazione di una generica forzante esterna, può essere descritto nella forma seguente data dalla (3.8):

$$u(t) = \Phi q(t) = \sum_{j=1}^n q_j(t) \phi_j \quad (3.8)$$

Dove  $q_j(t)$  sono  $n$  grandezze reali determinate come *spostamenti modali (coordinate modali)*, e vengono distinte dalle componenti  $u(t)$ , che sono invece gli *spostamenti nodali*.

Tenendo conto della (3.8) che esprime una trasformazione di coordinate dal piano nodale in cui le equazioni sono accoppiate, a quello modale dove sono disaccoppiate, nonché delle condizioni al contorno già definite per la soluzione dell'omogenea associata, ovvero  $u(t=0) = u_0$  e  $\dot{u}(t=0) = \dot{u}_0$ , si ricavano le seguenti soluzioni ove la risposta spaziale è stata disaccoppiata da quella temporale

$$M\Phi \ddot{q}(t) + C\Phi \dot{q}(t) + K\Phi q(t) = f(t) \quad (3.9)$$

La (3.9), rappresenta in forma matriciale un sistema di  $n$  equazioni differenziali ordinarie che possono essere risolte indipendentemente le une dalle altre costituendo perciò un sistema di equazioni disaccoppiate. Una volta risolto tale sistema, ovvero ottenute gli *spostamenti modali*  $q(t)$ , si determinano, tramite la (3.8), gli *spostamenti nodali*  $u(t)$  dovuti alla forzante esterna che risultano dalla sovrapposizione delle singole risposte modali  $q(t)$ .

Tale metodo viene per questo chiamato metodo di *sovrapposizione modale* che si fonda su una trasformazione delle coordinate generalizzate di spostamento iniziale o modale, per mezzo delle quali è descritto lo stato di equilibrio dinamico della struttura, in altre coordinate descrittive gli spostamenti nel tempo, definite in un riferimento denominato "principale". Le nuove coordinate consentono il disaccoppiamento delle equazioni differenziali del sistema; ciascuna delle equazioni disaccoppiate contiene una sola variabile incognita e può essere risolta indipendentemente dalle altre. In tal modo la risposta strutturale viene ottenuta attraverso la sovrapposizione dei singoli modi di vibrare, di fatto si opera una scomposizione della risposta dinamica complessiva nei contributi dei singoli modi di vibrare, trasformando così un sistema ad  $N$  gradi di libertà in  $N$  sistemi ad 1 grado di libertà.

Oltre a questo aspetto di natura teorica, il confronto sui modi propri di vibrare della struttura, rappresenta già un primo importante mezzo di confronto tra il caso con fondazione integra ed i casi di fondazione erosa.

I parametri guida in questa fase di analisi sono innanzitutto le frequenze proprie di oscillazione, ed i valori delle masse modali legate a ciascun modo di vibrare; a questo si aggiunge un approccio visivo sulle forme delle deformate, che sono in grado di fornire con maggiore immediatezza e facilità di lettura, la diversità di comportamento dei vari modelli con e senza scour.

Tale confronto tra le forme modali del ponte con fondazioni integre e affette da scour è stato condotto mediante l'ausilio di *Excel* che ha consentito di eseguire una normalizzazione delle differenti auto-deformate fornite dal programma agli elementi finiti ADINA nei vari scenari di scour considerati per vedere in modo più immediato come lo scour fa variare la forma modale rispetto al caso di fondazione integra.

Proprio per questa ragione, l'analisi modale muove i suoi primi passi attraverso la valutazione delle deformate modali, con lo scopo di individuare quelle di maggiore interesse, ovvero quelle che interessano una maggiore quota di fattore di partecipazione di massa e concentrando poi su di esse le considerazioni ed il confronto in termini di frequenze, di masse modali e di forme modali. Il numero di modi di vibrare da considerare è stato stabilito in conformità a quanto richiesto dalla normativa vigente (Norme tecniche per le costruzioni-NTC2008) in base alla quale esso deve essere tale da non escludere dall'analisi quei modi che possono essere reputati significativi in relazione alla massa modale eccitata lungo  $x$ ,  $y$  e  $z$ , associata al singolo modo di vibrare.

Naturalmente eccitare il 100% della massa modale significherebbe considerare il comportamento della struttura nella sua interezza, cosa pressoché impossibile, poiché comporterebbe al momento dell'analisi dinamica (in presenza della forzante esterna), una soluzione dal punto di vista computazionale troppo onerosa, peraltro non sempre giustificata. Pertanto è stabilito dalla suddetta normativa un valore percentuale minimo di riferimento dell'85% della massa totale della struttura attivata in ciascuna delle tre direzioni, in particolare, dovrebbe risultare che la somma delle masse modali effettive per i modi considerati deve rappresentare almeno l'85% della massa totale della struttura ed inoltre debbono anche essere considerati tutti i modi caratterizzati da una massa modale effettiva maggiore del 5% della massa totale della struttura, sebbene per modelli piuttosto complessi, la garanzia di non avere trascurato modi con masse modali superiore al 5% è spesso un obiettivo difficile da raggiungere, a tal proposito è necessario che il modello sia strutturato e pensato in modo idoneo a rendere facilmente identificabili i modi di interesse strutturale.

Tuttavia, anche tale aliquota dell'85% è difficile da raggiungere analizzando un basso numero di modi di vibrare, poiché si ha un minore contributo della massa costituente i pali, i quali risultano essere vincolati al terreno, e quindi parteciperanno di meno alla definizione della massa modale complessivamente attivata essendo interrati, tuttavia man mano che i pali verranno scalzati la massa modale aumenterà.

In virtù di tale considerazione si opera considerando i primi otto modi di vibrare, di cui si sono valutate le frequenze e le masse modali ad essi associate, sia nella configurazione integra, che nei 30 scenari di scour precedentemente elencati.

Procedendo in quest'ordine (prima in analisi di frequenza e poi analisi delle masse modali) si presenteranno i risultati ottenuti.

## 4.1 Risultati dell'analisi modale

Osservando le deformate modali ottenute in ADINA illustrate nelle successive tabelle, è possibile trarre una prima conclusione: infatti, al di là delle differenze insite in ciascun modo di vibrare, a seconda del modello considerato (con o senza scour), esiste un punto comune, sia per il caso integro che per quello scalzato, che è rappresentato da un comportamento deformativo simile delle strutture esaminate.

Va tuttavia osservato che è stata necessaria una fase di confronto preliminare delle deformate modali in quanto lo stesso modo di vibrare aveva un diverso ordine numerico nei vari modelli (ad esempio il modo 7 relativo al modello con scour di 2 metri applicato su tutte e tre le pile poteva essere un modo torsionale dell'impalcato, mentre il modo 7 relativo al modello senza scour era un modo flessionale in direzione trasversale dell'impalcato).

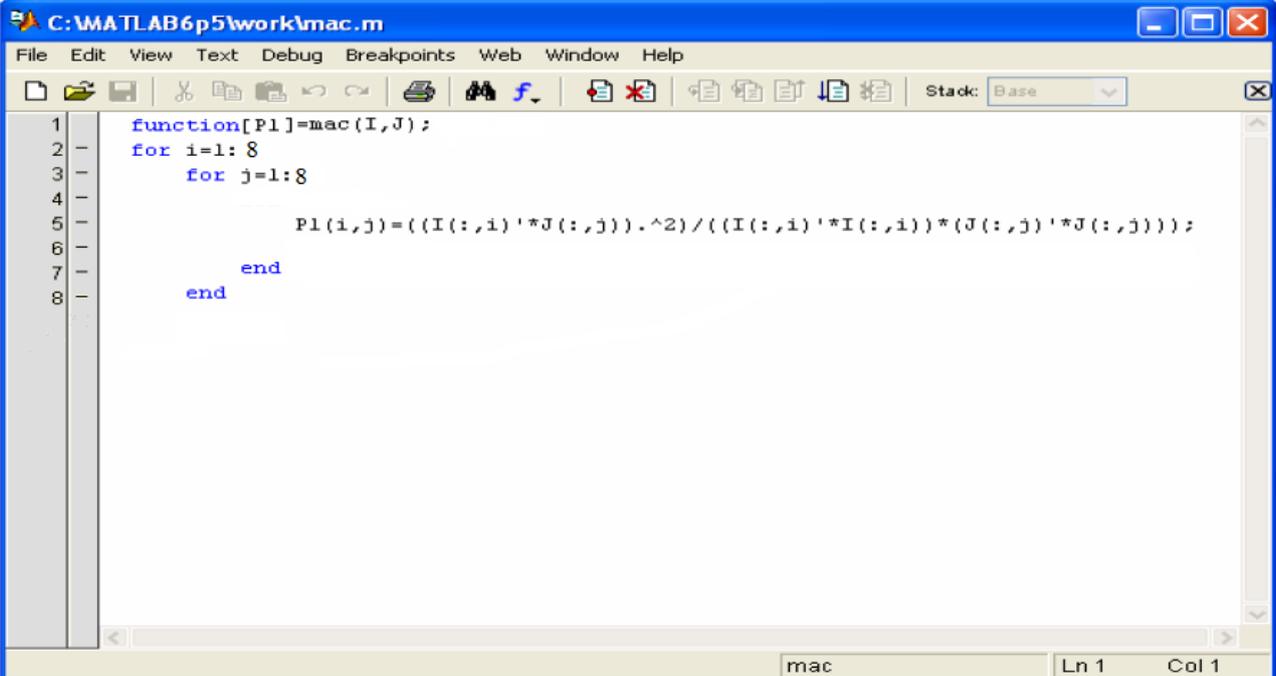
Questo accade perché i primi modi di vibrare sono numerati dal programma agli elementi finiti secondo un ordine di frequenza crescente.

Questo aspetto, risulta avere notevole importanza dal lato pratico, dal momento che eventuali differenze sui modi di vibrare riguardanti la palificata potrebbero essere rilevate andando ad osservare il comportamento dei soli pali, cosa peraltro complicata da realizzare in quanto risultano essere irraggiungibili per gli operatori. Risulta di conseguenza interessante vedere come varia il comportamento globale della struttura al progredire dello scalzamento al piede delle fondazioni, come verrà illustrato in seguito. Per eseguire il confronto di frequenze e dei modi di vibrare più significativi è necessario definire i modi tra loro *simili* utilizzando un criterio oggettivo, per fare ciò si è scelto di utilizzare un parametro, detto *Modal Assurance Criterion (M.A.C.)*, così definito:

$$MAC_{ij} = \frac{|\{\psi\}_i^T \{\psi\}_j|^2}{(\{\psi\}_i^T \{\psi\}_i)(\{\psi\}_j^T \{\psi\}_j)}$$

Dove il vettore  $\psi_i$  è l'autovettore (coordinata modale) relativo al modo  $i$ , autovettore rappresentante lo spostamento dei nodi posti sul perimetro dell'impalcato nelle due campate, a destra ed a sinistra della pila centrale, relativi alla deformata modale  $i$  di un modello, confrontata con la deformata  $j$  del medesimo modello in una diversa configurazione di erosione della fondazione.

Per il calcolo dei valori del MAC si è utilizzato il programma *MATLAB* utilizzando la seguente funzione di calcolo (*funzione. 4.1*):



```
1 function[P1]=mac(I,J);
2 for i=1:8
3     for j=1:8
4
5         P1(i,j)=((I(:,i)'*J(:,j)).^2)/((I(:,i)'*I(:,i))*J(:,j)'*J(:,j)));
6
7     end
8 end
```

*Funzione 4.1: Funzione per il calcolo del coefficiente M.A.C.*

Funzione che ci permette di andare a confrontare gli spostamenti verticali dei 20 nodi in esame posti a destra e a sinistra della pila centrale negli 8 modi esaminati, con gli spostamenti degli stessi nodi negli 8 modi della configurazione di erosione  $j$ , ottenendo in risultato  $P_1$ , che rappresenta la matrice del *MAC*, nata dal confronto di  $I$  con  $J$  (configurazione integra con la configurazione che ha il maggior grado di erosione ovvero la  $4c$ , che corrisponde al caso di 6mt di scalzamento agente su tutte e tre le pile).

Due modi risultano essere identici se il MAC è unitario, (cosa che accade quando si vanno a confrontare le deformate modali di uno stesso modello, per esempio modello integro con i modi dello stesso modello integro, si può fare come verifica, si ottiene una matrice diagonale con valore unitario sulla diagonale e tutto il resto zero, questo per effetto dell'ortonormalità degli autovettori degli spostamenti i quali sono energeticamente ortogonali o linearmente indipendenti) mentre nei casi in cui i modi risultano essere indipendenti è nullo. Ovviamente nei casi pratici si considerano uguali due modi che abbiano valori di MAC prossimi all'unità (0.9-0.95). Nel caso in esame la matrice risultato  $P_I$  è composta da otto righe e otto colonne, tale è infatti il numero di deformate modali analizzato per i vari modelli. Andando ad individuare i valori di MAC prossimi all'unità, incrociando i modi dei diversi modelli che simulano le condizioni di scalzamento è possibile individuare quali siano i modi tra loro *simili* in seguito al fenomeno erosivo, che non necessariamente saranno posizionati sulla diagonale. Questa risulta essere infatti una prima importante considerazione, ovvero con il progredire del fenomeno erosivo i modi successivi ai primi tre (modi locali delle pile) possono invertirsi e di conseguenza i valori del MAC non saranno più ordinati come nel caso integro, inoltre si può verificare l'insorgere di nuovi modi non confrontabili con quelli delle altre configurazioni, così si ha un primo modo di capire, anche con l'analisi in campo se il fenomeno erosivo inizi ad interessare il comportamento dell'intera opera d'arte.

Andando ad effettuare una campagna di rilievi quando l'opera presenta le fondazioni integre, si possono definire in un primo tempo i modi di vibrare della struttura, mediante l'impiego di *tecniche di analisi ad input incognito* ed in seguito, con un controllo periodico si può effettuare la medesima analisi, creando un data-base dei risultati ottenuti, risulta in questo modo possibile in prima approssimazione una valutazione degli effetti dell'erosione sul comportamento globale della struttura. Da un'analisi del MAC è possibile affinare quella che sarà l'analisi visiva delle deformate modali realizzate in via sperimentale con un modello ai *F.E.M.*. Analisi visiva che non può essere effettuata in campo, tuttavia presenta la possibilità attraverso il MAC di valutare le deformate modali in seguito all'analisi dei segnali. Mentre si può già subito apprezzare, con riferimento al caso di scalzamento di 6 mt applicato su tutte e tre le pile preso ad esame per la determinazione del MAC, come si siano invertiti il quarto, il quinto modo, il sesto, il settimo e l'ottavo modo, ovvero il quarto modo della configurazione integra (quarta riga) è divenuto il settimo della configurazione con erosione costante di 6 mt (settima colonna).

Il modo otto della configurazione con erosione costante (sesta colonna) risulta essere simile al quinto della configurazione integra. La presenza di un fenomeno erosivo ancora più marcato metterà ancora più in evidenza queste differenze rispetto al caso con fondazione integra. Al fine di evidenziare le differenze dei valori di M.A.C. si è cercato una rappresentazione grafica di *MATLAB* più intuitiva (vedi fig. 4.2). Quindi si è scelto il grafico sottostante che risulta di immediata lettura, per la valutazione dei modi di vibrare simili, nel quale si può vedere come tendenzialmente i valori unitari del MAC (in rosso) siano tendenzialmente sulla diagonale della matrice (fig. 4.2). In particolare, nel confronto tra i modi del modello con fondazione integra ed il modello con erosione costante di 6 mt applicata su tutte e tre le pile (fig. 4.2), si conferma ciò che si era intuito dall'analisi visiva delle deformate: ovvero i primi tre modi delle due configurazioni risultano essere corrispondenti, dopodiché si assiste all'inversione tra il quarto ed il settimo modo, tra il quinto e l'ottavo, tra il sesto e il quindicesimo ed infine tra il settimo e il quarto, quest'ultime due inversioni sono state anche confermate dall'analisi delle masse modali attivate che risultano essere analoghe, a supporto del fatto che i modi sono simili. Questo poteva non essere chiaro, poiché analizzando le frequenze di detti modi al progredire dello scour, si assisteva ad una variazione modesta delle frequenze, tuttavia questo è essenzialmente dovuto al fatto che mentre i modi di vibrare 6 e 7 coinvolgono soprattutto l'impalcato, lo scour coinvolge il sistema pilafondazioni, e pertanto le grosse variazioni di frequenza saranno avvertite soprattutto in quei modi di vibrare che coinvolgono le pile, come avveniva nell'ambito dei modi locali che interessavano le pile in direzione longitudinale. Si può osservare anche che valori di MAC non prossimi all'unità (intorno a 0.5), denotano modi che esibiscono solamente una vaga similitudine con il modo relativo alla configurazione integra, mentre per i modi superiori si ha una dispersione dei valori, che rendono più difficoltosa l'individuazione di modi simili.

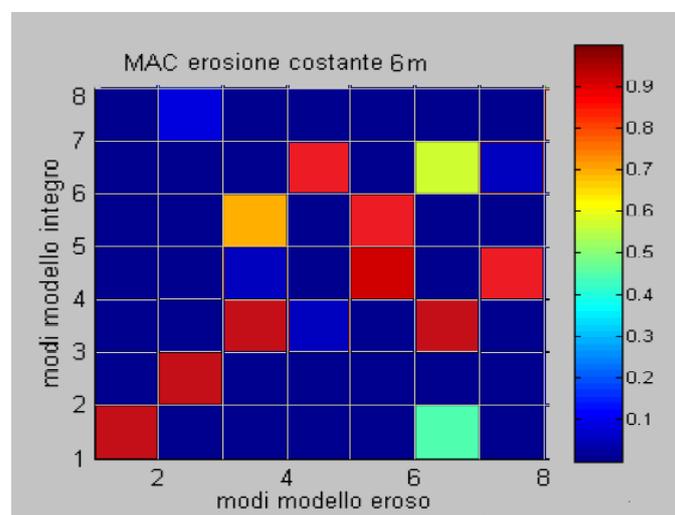


Figura 4.2: Esempio di tabella in cui vi sono i risultati del MAC nel caso 4c (matrice 8x8)

Come evidenziato nella figura 4.2 i primi tre modi delle due configurazioni risultano essere corrispondenti (colore rosso), poi si assiste all'inversione tra il quarto ed il quinto modo, per poi arrivare in una zona dove si ha una leggera dispersione dei valori, attorno al quinto ed al sesto modo. Si può notare come nei modi più alti ci sia una nuova inversione dei modi, per poi arrivare all'ottavo modo (della configurazione erosa, prima riga in alto) che presenta similitudini con il quinto della configurazione integra. Questi risultati numerici, verranno confortati dall'analisi visiva delle deformate modali, riportate nelle successive tabelle.

## **4.2 TABELLA DELLE VARIAZIONI DELLE FREQUENZE NATURALI DEL PONTE A SEGUITO DEI PROCESSI EROSIIVI DI SCOUR**

Qui di seguito si riportano le variazioni delle frequenze, nell'ambito dei primi 8 modi di vibrare più significativi, subite dalla struttura a seguito dei 30 scenari di scour ipotizzati rispetto al caso di fondazione integra, ricordando che la numerazione dei modi di vibrare nei diversi modelli potrebbe non essere rappresentativa della stessa tipologia di modo di vibrare, poiché a seguito del fenomeno di scalzamento o danneggiamento potrebbero avvenire delle inversioni nei modi, oltre che una variazione della frequenza naturale dovuti ad una riduzione della rigidità complessiva del sistema strutturale. Quindi per rendere più agevole lo studio delle variazioni di frequenza, nelle tabelle qui di seguito illustrate verrà anche riportata la numerazione associata al modo di vibrare preso in esame fornita da ADINA con riferimento ai diversi modelli (senza scour, e con scour nei vari scenari ipotizzati), e la relativa forma modale allo scopo di evidenziare queste eventuali inversioni. Trovati quindi i modi di vibrare *simili* ai diversi modelli (per rendere più agevole la loro determinazione si è impiegato il coefficiente M.A.C con riferimento al solo caso  $4c$  poiché era quello ove si presentavano un maggiore numero di inversione nei modi, mentre negli altri casi le inversioni non si avevano o comunque un'analisi visiva era sufficiente per individuare i modi simili), è opportuno andare ad analizzare come variano le frequenze proprie nei vari casi integri e scalzati.

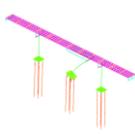
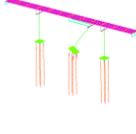
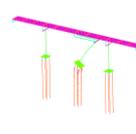
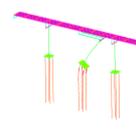
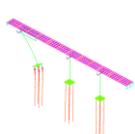
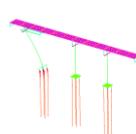
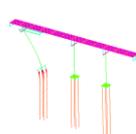
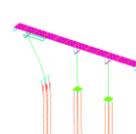
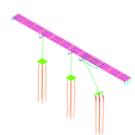
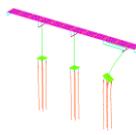
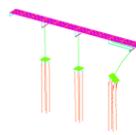
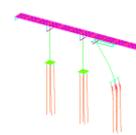
Il *macro-caso 1* di scour corrisponde al caso di scour generalizzato di profondità 1 metro dal piano dell'alveo che interessa tutti e 4 i pali della fondazione; mentre le lettere "a", "b", "c" denotano il caso in cui:

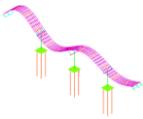
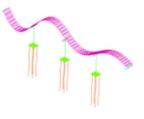
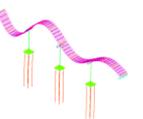
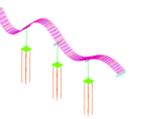
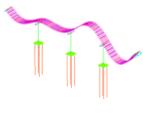
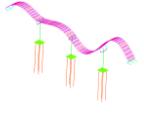
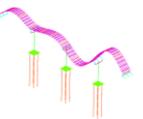
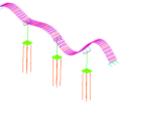
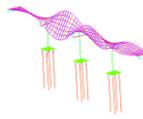
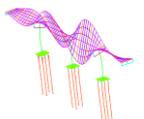
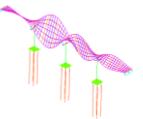
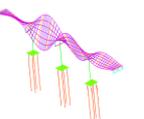
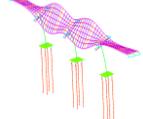
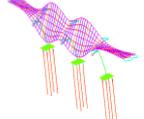
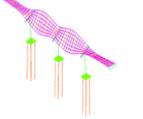
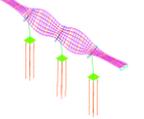
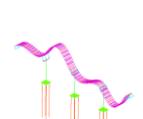
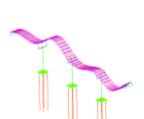
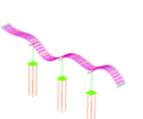
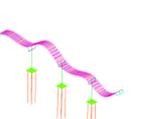
a= Scour agente sulla fondazione della pila centrale;

b= Scour agente sulla fondazione della pila centrale e della pila laterale parte spalla mobile;

c= Scour che agisce su tutte e 3 le pile;

Tabella delle variazioni di frequenza nel *macro-caso 1*

MODI NATURALI DI VIBRARE	FREQUENZE IN ASSENZA DI SCOUR $F_0$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR $1a$ $F_{1a}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR $1b$ $F_{1b}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR $1c$ $F_{1c}$ (Hz)	$\Delta F$ (%) Caso $1a$ $\frac{F_{1a} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso $1b$ $\frac{F_{1b} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso $1c$ $\frac{F_{1c} - F_0}{F_0} \%$
1°	2.89028	2.77960	2.77960	2.77960	-3.829%	-3.829%	-3.829%
Forma modale 1 al procedere dello scour	Modo 1 di riferimento 	Modo 1 	Modo 1 	Modo 1 	caso $1a$ : Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso $1b$ : Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso $1c$ : Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale
2°	2.89028	2.89028	2.89028	2.77960	0.000%	0.000%	-3.829%
Forma modale 2 al procedere dello scour	Modo 2 di riferimento 	Modo 2 	Modo 3 	Modo 2 	caso $1a$ : Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso $1b$ : Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso $1c$ : Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa
3°	2.89028	2.89028	2.77960	2.77960	0.000%	-3.829%	-3.829%
Forma modale 3 al procedere dello scour	Modo 3 di riferimento 	Modo 3 	Modo 2 	Modo 3 	caso $1a$ : Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso $1b$ : Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso $1c$ : Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile

4°	4.56168	4.56158	4.56152	4.56135	-0.002%	-0.004%	-0.007%
Forma modale 4 al procedere dello scour	Modo 4 di riferimento 	Modo 4 	Modo 4 	Modo 4 	caso 1a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente	caso 1b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente	caso 1c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente
5°	5.16745	5.16628	5.16617	5.16456	-0.023%	-0.025%	-0.056%
Forma modale 5 al procedere dello scour	Modo 5 di riferimento 	Modo 5 	Modo 5 	Modo 5 	caso 1a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente	caso 1b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente	caso 1c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente
6°	5.46268	5.46268	5.45487	5.44709	0.000%	-0.142%	-0.285%
Forma modale 6 al procedere dello scour	Modo 6 di riferimento 	Modo 6 	Modo 6 	Modo 6 	caso 1a: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato che le pile	caso 1b: Il modo di vibrare è globale ed interessa sia l'impalcato, che le pile	caso 1c: Il modo di vibrare è globale ed interessa sia l'impalcato, che le pile
7°	6.02157	6.02075	6.01940	6.01802	-0.014%	-0.036%	-0.059%
Forma modale 7 al procedere dello scour	Modo 7 di riferimento 	Modo 7 	Modo 7 	Modo 7 	caso 1a: Il modo di vibrare è globale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 1b: Il modo di vibrare è globale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 1c: Il modo di vibrare è globale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale
8°	6.25580	6.25426	6.24882	6.24456	-0.025%	-0.112%	-0.180%
Forma modale 8 al procedere dello scour	Modo 8 di riferimento 	Modo 8 	Modo 8 	Modo 8 	caso 1a: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 1b: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 1c: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale

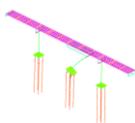
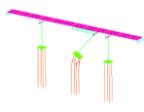
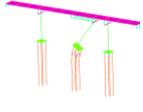
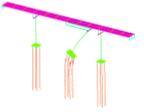
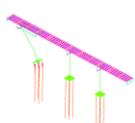
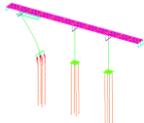
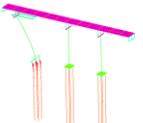
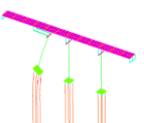
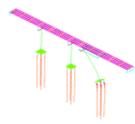
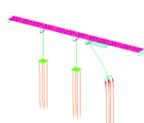
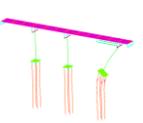
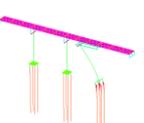
Il *macro-caso 2* di scour corrisponde al caso di scour generalizzato di profondità 2 metri dal piano dell'alveo che interessa tutti e 4 i pali della fondazione; mentre le lettere "a", "b", "c" denotano il caso in cui:

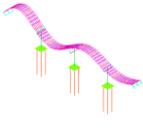
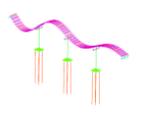
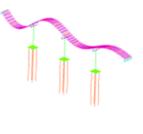
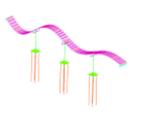
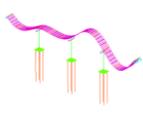
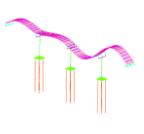
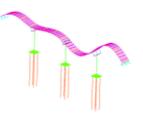
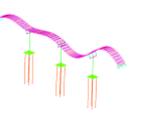
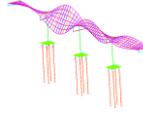
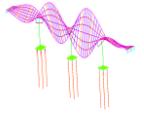
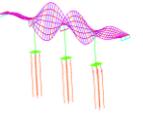
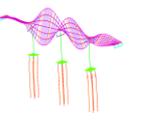
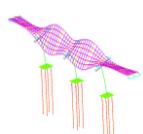
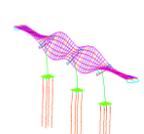
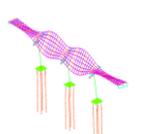
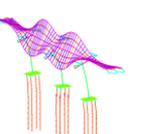
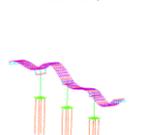
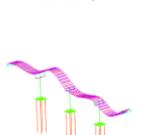
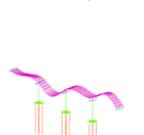
a= Scour agente sulla fondazione della pila centrale;

b= Scour agente sulla fondazione della pila centrale e della pila laterale parte spalla mobile;

c= Scour che agisce su tutte e 3 le pile;

Tabella delle variazioni di frequenza nel *macro-caso 2*

MODI NATURALI DI VIBRARE	FREQUENZE IN ASSENZA DI SCOUR $F_0$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 2a $F_{2a}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 2b $F_{2b}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 2c $F_{2c}$ (Hz)	$\Delta F$ (%) Caso 2a $\frac{F_{2a} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 2b $\frac{F_{2b} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 2c $\frac{F_{2c} - F_0}{F_0} \%$
1°	2.89028	2.65769	2.65769	2.65769	-8.047%	-8.047%	-8.047%
Forma modale 1 al procedere dello scour	Modo 1 di riferimento 	Modo 1 	Modo 1 	Modo 1 	caso 2a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 2b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 2c: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale
2°	2.89028	2.89028	2.89028	2.65769	0.000%	0.000%	-8.047%
Forma modale 2 al procedere dello scour	Modo 2 di riferimento 	Modo 2 	Modo 3 	Modo 2 	caso 2a: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso 2b: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso 2c: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa
3°	2.89028	2.89028	2.65769	2.65769	0.000%	-8.047%	-8.047%
Forma modale 3 al procedere dello scour	Modo 3 di riferimento 	Modo 3 	Modo 2 	Modo 3 	caso 2a: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso 2b: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso 2c: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile

4°	4.56168	4.56148	4.56136	4.56099	-0.004%	-0.007%	-0.015%
Forma modale 4 al procedere dello scour	Modo 4 di riferimento 	Modo 4 	Modo 4 	Modo 4 	caso 2a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 2b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 2c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
5°	5.16745	5.16505	5.16483	5.16155	-0.046%	-0.051%	-0.114%
Forma modale 5 al procedere dello scour	Modo 5 di riferimento 	Modo 5 	Modo 5 	Modo 5 	caso 2a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente	caso 2b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente	caso 2c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente
6°	5.46268	5.46268	5.43860	5.41609	0.000%	-0.441%	-0.853%
Forma modale 6 al procedere dello scour	Modo 6 di riferimento 	Modo 6 	Modo 6 	Modo 6 	caso 2a: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato che le pile	caso 2b: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile	caso 2c: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile
7°	6.02157	6.01722	6.01446	6.01090	-0.072%	-0.118%	-0.177%
Forma modale 7 al procedere dello scour	Modo 7 di riferimento 	Modo 7 	Modo 7 	Modo 7 	caso 2a: Il modo di vibrare è globale ed interessa sia l'impalcato che le pile, in direzione trasversale	caso 2b: Il modo di vibrare è globale ed interessa sia l'impalcato che le pile in direzione trasversale	caso 2c: Il modo di vibrare è globale ed interessa sia l'impalcato che le pile in direzione trasversale
8°	6.25580	6.25261	6.24149	6.23274	-0.051%	-0.229%	-0.369%
Forma modale 8 al procedere dello scour	Modo 8 di riferimento 	Modo 8 	Modo 8 	Modo 8 	caso 2a: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 2b: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 2c: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale

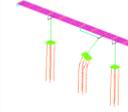
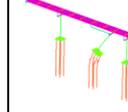
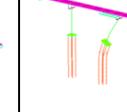
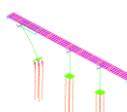
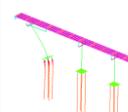
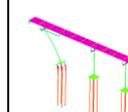
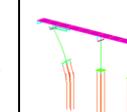
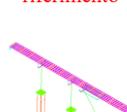
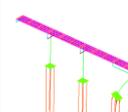
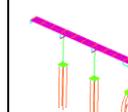
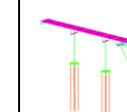
Il *macro-caso 3* di scour corrisponde al caso di scour generalizzato di profondità 4 metri dal piano dell'alveo che interessa tutti e 4 i pali della fondazione; mentre le lettere "a", "b", "c" denotano il caso in cui:

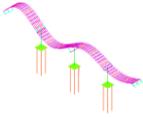
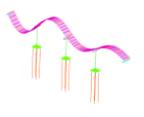
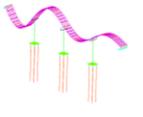
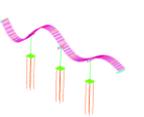
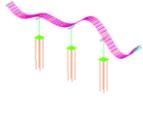
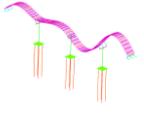
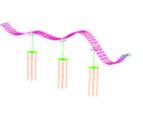
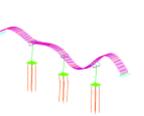
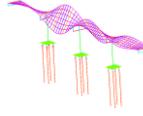
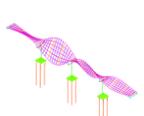
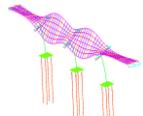
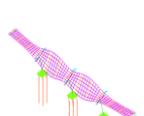
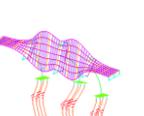
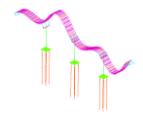
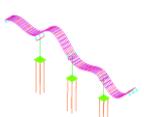
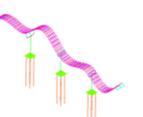
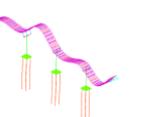
a= Scour agente sulla fondazione della pila centrale;

b= Scour agente sulla fondazione della pila centrale e della pila laterale parte spalla mobile;

c= Scour che agisce su tutte e 3 le pile;

Tabella delle variazioni di frequenza nel *macro-caso 3*

MODI NATURALI DI VIBRARE	FREQUENZE IN ASSENZA DI SCOUR $F_0$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 3a $F_{3a}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 3b $F_{3b}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 3c $F_{3c}$ (Hz)	$\Delta F$ (%) Caso 3a $\frac{F_{3a} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 3b $\frac{F_{3b} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 3c $\frac{F_{3c} - F_0}{F_0} \%$
1°	2.89028	2.37592	2.37592	2.37592	-17.796%	-17.796%	-17.796%
Forma modale 1 al procedere dello scour	Modo 1 di riferimento 	Modo 1 	Modo 1 	Modo 1 	caso 3a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 3b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 3c: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale
2°	2.89028	2.89028	2.89028	2.37592	0.000%	0.000%	-17.796%
Forma modale 2 al procedere dello scour	Modo 2 di riferimento 	Modo 2 	Modo 3 	Modo 2 	caso 3a: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso 3b: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso 3c: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa
3°	2.89028	2.89028	2.37592	2.37592	0.000%	-17.796%	-17.796%
Forma modale 3 al procedere dello scour	Modo 3 di riferimento 	Modo 3 	Modo 2 	Modo 3 	caso 3a: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso 3b: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso 3c: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile

4°	4.56168	4.56125	4.56099	4.56021	-0.009%	-0.015%	-0.032%
Forma modale 4 al procedere dello scour	Modo 4 di riferimento 	Modo 4 	Modo 4 	Modo 4 	caso 3a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 3b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 3c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
5°	5.16745	5.16235	5.16190	5.15506	-0.099%	-0.107%	-0.240%
Forma modale 5 al procedere dello scour	Modo 5 di riferimento 	Modo 5 	Modo 6 (inversione del modo) 	Modo 7 (inversione del modo) 	caso 3a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente	caso 3b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente	caso 3c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato verticalmente
6°	5.46268	5.46271	5.75974	5.89652	0.001%	≈ 0%	≈ 0%
Forma modale 6 al procedere dello scour	Modo 6 di riferimento 	Modo 7 (inversione del modo) 	Modo 8 (inversione del modo) 	Modo 9 (inversione del modo) 	caso 3a: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato che le pile	caso 3b: Il modo di vibrare è torsionale globale ed interessa sia l'impalcato che le pile	caso 3c: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato che le pile
7°	6.02157	6.02691	6.05225	5.15171	≈ 0%	≈ 0%	- 14.4%
Forma modale 7 al procedere dello scour	Modo 7 di riferimento 	Modo 8 (inversione del modo) 	Modo 9 (inversione del modo) 	Modo 6 (inversione del modo) 	caso 3a: Il modo di vibrare è globale ed interessa sia l'impalcato che le pile in direzione trasversale	caso 3b: Il modo di vibrare è globale ed interessa sia l'impalcato che le pile in direzione trasversale	caso 3c: Il modo di vibrare è globale ed interessa sia l'impalcato che le pile in direzione trasversale
8°	6.25580	6.24891	6.22550	6.20698	-0.111%	-0.484%	-0.737%
Forma modale 8 al procedere dello scour	Modo 8 di riferimento 	Modo 9 (inversione del modo) 	Modo 10 (inversione del modo) 	Modo 11 (inversione del modo) 	caso 3a: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 3b: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 3c: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale

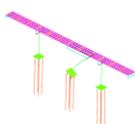
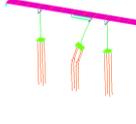
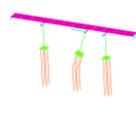
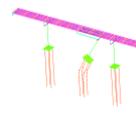
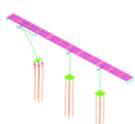
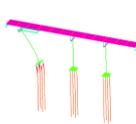
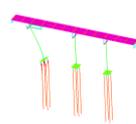
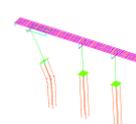
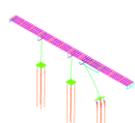
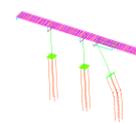
Il *macro-caso 4* di scour corrisponde al caso di scour generalizzato di profondità 6 metri dal piano dell'alveo che interessa tutti e 4 i pali della fondazione; mentre le lettere "a", "b", "c" denotano il caso in cui:

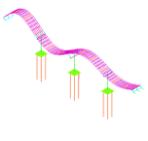
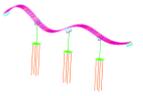
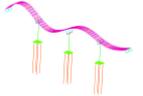
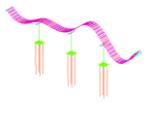
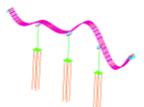
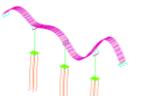
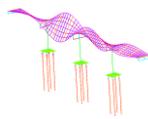
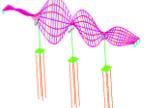
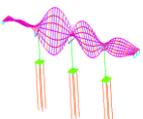
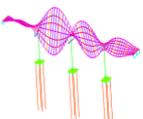
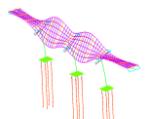
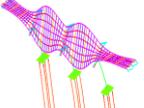
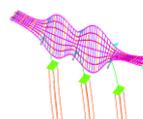
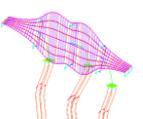
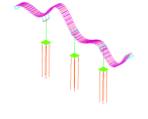
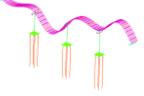
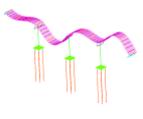
a= Scour agente sulla fondazione della pila centrale;

b= Scour agente sulla fondazione della pila centrale e della pila laterale parte spalla mobile;

c= Scour che agisce su tutte e 3 le pile;

Tabella delle variazioni di frequenza nel *macro-caso 4*

MODI NATURALI DI VIBRARE	FREQUENZE IN ASSENZA DI SCOUR $F_0$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 4a $F_{4a}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 4b $F_{4b}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 4c $F_{4c}$ (Hz)	$\Delta F$ (%) Caso 4a $\frac{F_{4a} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 4b $\frac{F_{4b} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 4c $\frac{F_{4c} - F_0}{F_0} \%$
1°	2.89028	2.07543	2.07543	2.07543	-28.193%	-28.193%	-28.193%
Forma modale 1 al procedere dello scour	Modo 1 di riferimento 	Modo 1 	Modo 1 	Modo 1 	caso 4a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 4b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 4c: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale
2°	2.89028	2.89028	2.89028	2.07543	0.000%	0.000%	-28.193%
Forma modale 2 al procedere dello scour	Modo 2 di riferimento 	Modo 2 	Modo 3 	Modo 2 	caso 4a: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso 4b: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso 4c: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa
3°	2.89028	2.89028	2.07543	2.07543	0.000%	-28.193%	-28.193%
Forma modale 3 al procedere dello scour	Modo 3 di riferimento 	Modo 3 	Modo 2 	Modo 3 	caso 4a: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso 4b: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso 4c: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile

4°	4.56168	4.56099	4.56057	4.55932	-0.0151%	-0.0243%	-0.052%
Forma modale 4 al procedere dello scour	<p>Modo 4 di riferimento</p> 	<p>Modo 5 (inversione del modo)</p> 	<p>Modo 6 (inversione del modo)</p> 	<p>Modo 7 (inversione del modo)</p> 	<p>caso 4a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale</p>	<p>caso 4b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale</p>	<p>caso 4c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale</p>
5°	5.16745	5.15922	5.15852	5.14769	-0.159%	-0.173%	-0.383%
Forma modale 5 al procedere dello scour	<p>Modo 5 di riferimento</p> 	<p>Modo 6 (inversione del modo)</p> 	<p>Modo 7 (inversione del modo)</p> 	<p>Modo 8 (inversione del modo)</p> 	<p>caso 4a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale</p>	<p>caso 4b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale</p>	<p>caso 4c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale</p>
6°	5.46268	5.46269	5.54093	5.62007	0.000%	≈ 0%	≈ 0%
Forma modale 6 al procedere dello scour	<p>Modo 6 di riferimento</p> 	<p>Modo 8 (inversione del modo)</p> 	<p>Modo 10 (inversione del modo)</p> 	<p>Modo 15 (inversione del modo)</p> 	<p>caso 4a: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile</p>	<p>caso 4b: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile, nonché i pali delle fondazioni che lavorano a sbalzo per effetto dello scour</p>	<p>caso 4c: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile nonché i pali delle fondazioni che lavorano a sbalzo per effetto dello scour</p>
7°	6.02157	6.02459	6.02878	4.13018	≈ 0%	≈ 0%	-31.4%
Forma modale 7 al procedere dello scour	<p>Modo 7 di riferimento</p> 	<p>Modo 10 (inversione del modo)</p> 	<p>Modo 13 (inversione del modo)</p> 	<p>Modo 4 (inversione del modo)</p> 	<p>caso 4a: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile, nonché i pali delle fondazioni che lavorano a sbalzo per effetto dello scour</p>	<p>caso 4b: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile, nonché i pali delle fondazioni che lavorano a sbalzo per effetto dello scour</p>	<p>caso 4c: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile nonché i pali di tutte e 3 le fondazioni che lavorano a sbalzo per effetto dello scour</p>
8°	6.25580	6.24445	6.20706	6.17730	-0.181%	0.779%	-1.255%
Forma modale 8 al procedere dello scour	<p>Modo 8 di riferimento</p> 	<p>Modo 11</p> 	<p>Modo 14</p> 	<p>Modo 17</p> 	<p>caso 4a: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale</p>	<p>caso 4b: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale</p>	<p>caso 4c: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale</p>

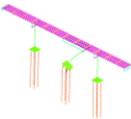
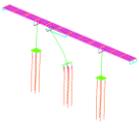
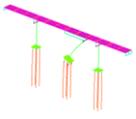
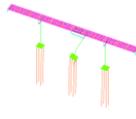
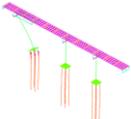
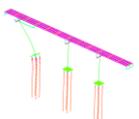
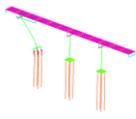
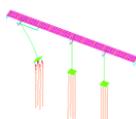
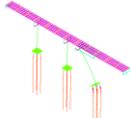
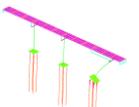
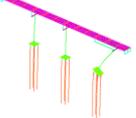
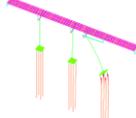
Il *macro-caso 5* di scour corrisponde al caso di scour localizzato di profondità 0,5 metri dal piano dell'alveo che interessa i 2 pali di valle della fondazione; mentre le lettere "a", "b", "c" denotano il caso in cui:

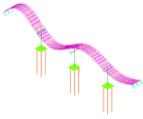
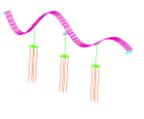
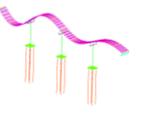
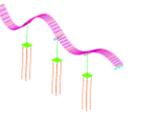
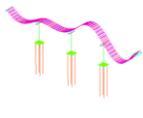
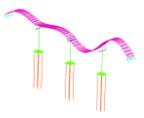
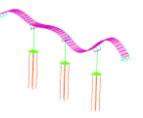
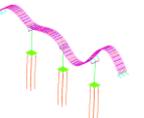
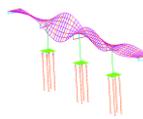
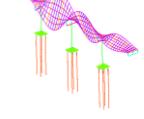
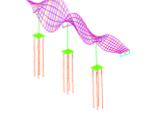
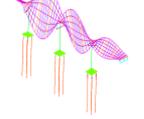
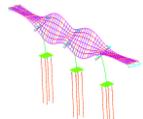
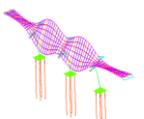
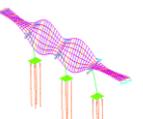
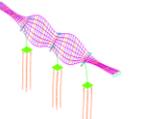
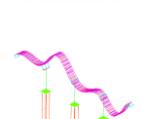
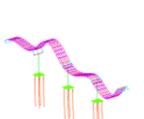
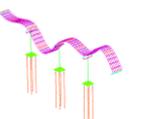
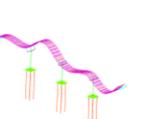
a= Scour agente sulla fondazione della pila centrale;

b= Scour agente sulla fondazione della pila centrale e della pila laterale parte spalla mobile;

c= Scour che agisce su tutte e 3 le pile;

Tabella delle variazioni di frequenza nel *macro-caso 5*

MODI NATURALI DI VIBRARE	FREQUENZE IN ASSENZA DI SCOUR F <sub>0</sub> (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 5a F <sub>5a</sub> (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 5b F <sub>5b</sub> (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 5c F <sub>5c</sub> (Hz)	ΔF (%) Caso 5a $\frac{F_{5a} - F_0}{F_0} \%$	ΔF (%) Caso 5b $\frac{F_{5b} - F_0}{F_0} \%$	ΔF (%) Caso 5c $\frac{F_{5c} - F_0}{F_0} \%$
1°	2.89028	2.86442	2.86442	2.86442	-0.895%	-0.895%	-0.895%
Forma modale 1 al procedere dello scour	Modo 1 di riferimento 	Modo 1 	Modo 1 	Modo 1 	<i>caso 5a:</i> Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	<i>caso 5b:</i> Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	<i>caso 5c:</i> Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale
2°	2.89028	2.89028	2.89028	2.86442	0.000%	0.000%	-0.895%
Forma modale 2 al procedere dello scour	Modo 2 di riferimento 	Modo 3 	Modo 3 	Modo 2 	<i>caso 5a:</i> Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	<i>caso 5b:</i> Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	<i>caso 5c:</i> Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa
3°	2.89028	2.89028	2.86442	2.86442	0.000%	-0.895%	-0.895%
Forma modale 3 al procedere dello scour	Modo 3 di riferimento 	Modo 2 	Modo 2 	Modo 3 	<i>caso 5a:</i> Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	<i>caso 5b:</i> Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	<i>caso 5c:</i> Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile

4°	4.56168	4.56166	4.56165	4.56160	0.000%	-0.001%	-0.002%
Forma modale 4 al procedere dello scour	Modo 4 di riferimento 	Modo 4 	Modo 4 	Modo 4 	caso 5a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 5b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 5c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
5°	5.16745	5.16716	5.16714	5.16674	-0.0056%	-0.006%	-0.0137%
Forma modale 5 al procedere dello scour	Modo 5 di riferimento 	Modo 5 	Modo 5 	Modo 5 	caso 5a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 5b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 5c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
6°	5.46268	5.46268	5.46125	5.45979	0.000%	-0.0262%	-0.0529%
Forma modale 6 al procedere dello scour	Modo 6 di riferimento 	Modo 6 	Modo 6 	Modo 6 	caso 5a: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato che le pile	caso 5b: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile	caso 5c: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile
7°	6.02157	6.02144	6.02115	6.02087	-0.0022%	-0.0070%	-0.0116%
Forma modale 7 al procedere dello scour	Modo 7 di riferimento 	Modo 7 	Modo 7 	Modo 7 	caso 5a: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 5b: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 5c: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale
8°	6.25580	6.25542	6.25408	6.25303	-0.0060%	-0.027%	-0.0443%
Forma modale 8 al procedere dello scour	Modo 8 di riferimento 	Modo 8 	Modo 8 	Modo 8 	caso 5a: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 5b: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 5c: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale

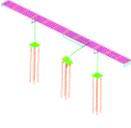
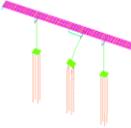
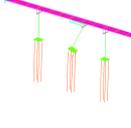
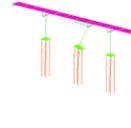
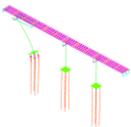
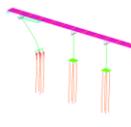
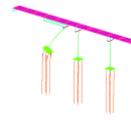
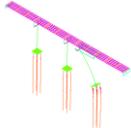
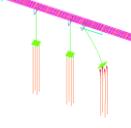
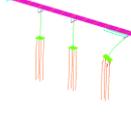
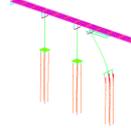
Il *macro-caso 6* di scour corrisponde al caso di scour localizzato di profondità 1 metro dal piano dell'alveo che interessa i 2 pali di valle della fondazione; mentre le lettere "a", "b", "c" denotano il caso in cui:

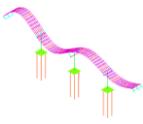
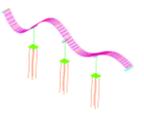
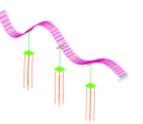
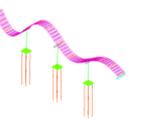
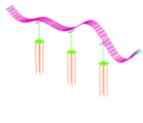
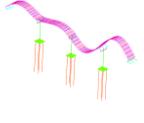
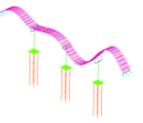
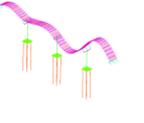
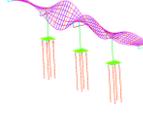
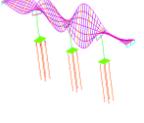
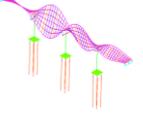
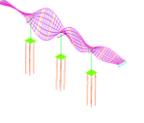
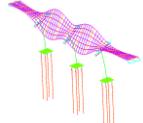
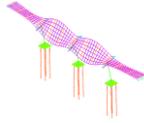
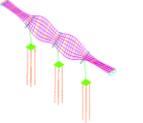
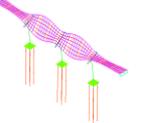
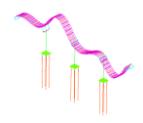
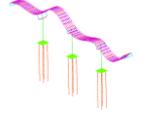
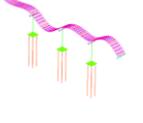
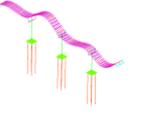
a= Scour agente sulla fondazione della pila centrale;

b= Scour agente sulla fondazione della pila centrale e della pila laterale parte spalla mobile;

c= Scour che agisce su tutte e 3 le pile;

Tabella delle variazioni di frequenza nel *macro-caso 6*

MODI NATURALI DI VIBRARE	FREQUENZE IN ASSENZA DI SCOUR $F_0$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 6a $F_{6a}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 6b $F_{6b}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 6c $F_{6c}$ (Hz)	$\Delta F$ (%) Caso 6a $\frac{F_{6a} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 6b $\frac{F_{6b} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 6c $\frac{F_{6c} - F_0}{F_0} \%$
1°	2.89028	2.84007	2.84007	2.84007	-1.737%	-1.737%	-1.737%
Forma modale 1 al procedere dello scour	Modo 1 di riferimento 	Modo 1 	Modo 1 	Modo 1 	caso 6a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 6b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 6c: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale
2°	2.89028	2.89028	2.89028	2.84007	0.000%	0.000%	-1.737%
Forma modale 2 al procedere dello scour	Modo 2 di riferimento 	Modo 2 	Modo 3 	Modo 2 	caso 6a: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso 6b: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso 6c: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa
3°	2.89028	2.89028	2.84007	2.84007	0.000%	-1.737%	-1.737%
Forma modale 3 al procedere dello scour	Modo 3 di riferimento 	Modo 3 	Modo 2 	Modo 3 	caso 6a: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso 6b: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso 6c: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile

4°	4.56168	4.56164	4.56161	4.56152	-0.001%	-0.002%	-0.0035%
Forma modale 4 al procedere dello scour	Modo 4 di riferimento 	Modo 4 	Modo 4 	Modo 4 	caso 6a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 6b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 6c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
5°	5.16745	5.16687	5.16682	5.16602	-0.011%	-0.0122%	-0.0277%
Forma modale 5 al procedere dello scour	Modo 5 di riferimento 	Modo 5 	Modo 5 	Modo 5 	caso 6a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 6b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 6c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
6°	5.46268	5.46268	5.45981	5.45690	0.000%	-0.0525%	-0.106%
Forma modale 6 al procedere dello scour	Modo 6 di riferimento 	Modo 6 	Modo 6 	Modo 6 	caso 6a: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato che le pile	caso 6b: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile	caso 6c: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile
7°	6.02157	6.02128	6.02073	6.02019	-0.0048%	-0.0139%	-0.0229%
Forma modale 7 al procedere dello scour	Modo 7 di riferimento 	Modo 7 	Modo 7 	Modo 7 	caso 6a: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 6b: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 6c: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale
8°	6.25580	6.25503	6.25234	6.25021	-0.0123%	-0.0553%	-0.089%
Forma modale 8 al procedere dello scour	Modo 8 di riferimento 	Modo 8 	Modo 8 	Modo 8 	caso 6a: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 6b: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 6c: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale

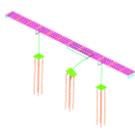
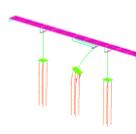
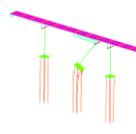
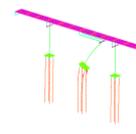
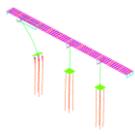
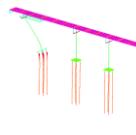
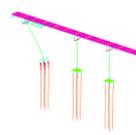
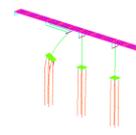
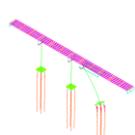
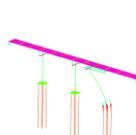
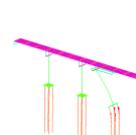
Il *macro-caso 7* di scour corrisponde al caso di scour localizzato di profondità 2 metri dal piano dell'alveo che interessa i 2 pali di valle della fondazione; mentre le lettere "a", "b", "c" denotano il caso in cui:

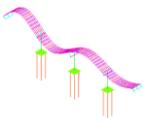
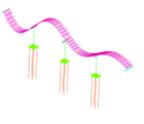
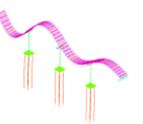
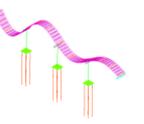
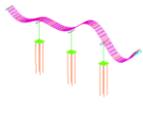
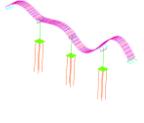
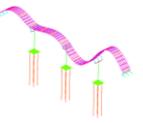
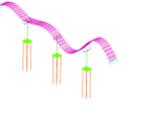
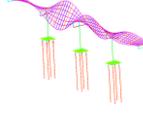
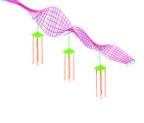
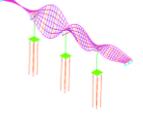
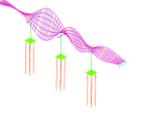
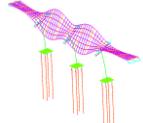
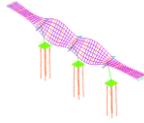
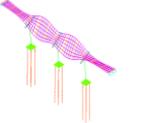
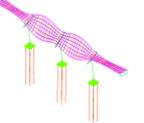
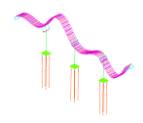
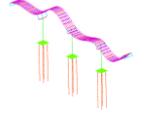
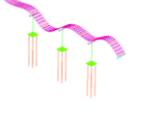
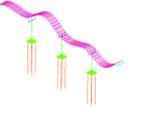
a= Scour agente sulla fondazione della pila centrale;

b= Scour agente sulla fondazione della pila centrale e della pila laterale parte spalla mobile;

c= Scour che agisce su tutte e 3 le pile;

Tabella delle variazioni di frequenza nel *macro-caso 7*

MODI NATURALI DI VIBRARE	FREQUENZE IN ASSENZA DI SCOUR $F_0$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 7a $F_{7a}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 7b $F_{7b}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 7c $F_{7c}$ (Hz)	$\Delta F$ (%) Caso 7a $\frac{F_{7a} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 7b $\frac{F_{7b} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 7c $\frac{F_{7c} - F_0}{F_0} \%$
1°	2.89028	2.79529	2.79529	2.79529	-3.287%	-3.287%	-3.287%
Forma modale 1 al procedere dello scour	Modo 1 di riferimento 	Modo 1 	Modo 1 	Modo 1 	caso 7a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 7b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 7c: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale
2°	2.89028	2.89028	2.89028	2.79529	0.000%	0.000%	-3.287%
Forma modale 2 al procedere dello scour	Modo 2 di riferimento 	Modo 2 	Modo 3 	Modo 2 	caso 7a: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso 7b: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa	caso 7c: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla fissa
3°	2.89028	2.89028	2.79529	2.79529	0.000%	-3.287%	-3.287%
Forma modale 3 al procedere dello scour	Modo 3 di riferimento 	Modo 3 	Modo 2 	Modo 3 	caso 7a: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso 7b: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile	caso 7c: Il modo di vibrare è locale longitudinale ed interessa la pila laterale dalla parte della spalla mobile

4°	4.56168	4.56158	4.56152	4.56135	-0.0022%	-0.0035%	-0.0072%
Forma modale 4 al procedere dello scour	Modo 4 di riferimento 	Modo 4 	Modo 4 	Modo 4 	caso 7a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 7b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 7c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
5°	5.16745	5.16627	5.16617	5.16456	-0.0228%	-0.0248%	-0.0559%
Forma modale 5 al procedere dello scour	Modo 5 di riferimento 	Modo 5 	Modo 5 	Modo 5 	caso 7a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 7b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 7c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
6°	5.46268	5.46268	5.45717	5.45163	0.000%	-0.101%	-0.202%
Forma modale 6 al procedere dello scour	Modo 6 di riferimento 	Modo 6 	Modo 6 	Modo 6 	caso 7a: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato che le pile	caso 7b: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile	caso 7c: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile
7°	6.02157	6.02089	6.01987	6.01888	-0.0113%	-0.0282%	-0.0447%
Forma modale 7 al procedere dello scour	Modo 7 di riferimento 	Modo 7 	Modo 7 	Modo 7 	caso 7a: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 7b: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 7c: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale
8°	6.25580	6.25418	6.24875	6.24439	-0.0259%	-0.113%	-0.182%
Forma modale 8 al procedere dello scour	Modo 8 di riferimento 	Modo 8 	Modo 8 	Modo 8 	caso 7a: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 7b: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 7c: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale

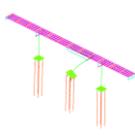
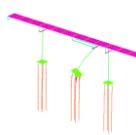
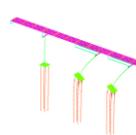
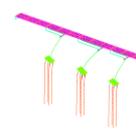
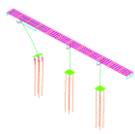
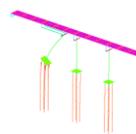
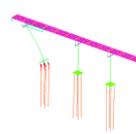
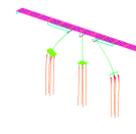
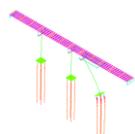
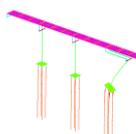
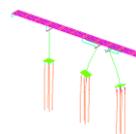
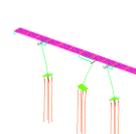
Il *macro-caso 8* di scour corrisponde al caso di scour localizzato di profondità 0.5 metri dal piano dell'alveo che interessa un solo palo di valle della fondazione; mentre le lettere "a", "b", "c" denotano il caso in cui:

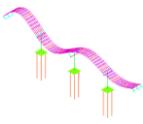
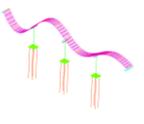
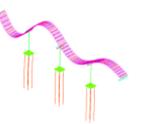
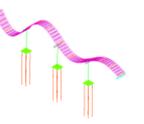
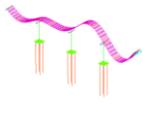
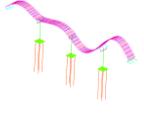
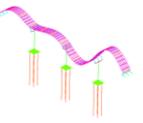
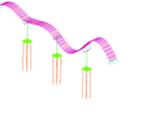
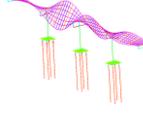
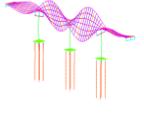
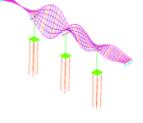
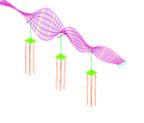
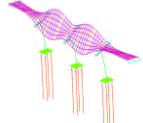
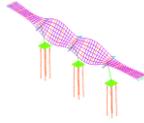
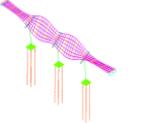
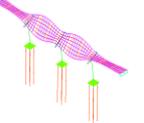
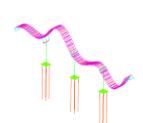
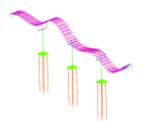
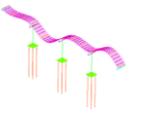
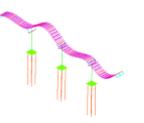
a= Scour agente sulla fondazione della pila centrale;

b= Scour agente sulla fondazione della pila centrale e della pila laterale parte spalla mobile;

c= Scour che agisce su tutte e 3 le pile;

Tabella delle variazioni di frequenza nel *macro-caso 8*

MODI NATURALI DI VIBRARE	FREQUENZE IN ASSENZA DI SCOUR $F_0$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 8a $F_{8a}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 8b $F_{8b}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 8c $F_{8c}$ (Hz)	$\Delta F$ (%) Caso 8a $\frac{F_{8a} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 8b $\frac{F_{8b} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 8c $\frac{F_{8c} - F_0}{F_0} \%$
1°	2.89028	2.87800	2.87800	2.87800	-0.425%	-0.425%	-0.425%
Forma modale 1 al procedere dello scour	Modo 1 di riferimento 	Modo 1 	Modo 1 	Modo 1 	caso 8a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 8b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale e laterale parte spalla mobile in direzione longitudinale	caso 8c: Il modo di vibrare è locale ed interessa tutte e tre le pile in direzione longitudinale
2°	2.89028	2.89028	2.89028	2.87800	0.000%	0.000%	-0.425%
Forma modale 2 al procedere dello scour	Modo 2 di riferimento 	Modo 2 	Modo 3 	Modo 2 	caso 8a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila laterale dal lato della spalla fissa in direzione longitudinale	Caso 8b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila laterale dal lato della spalla fissa in direzione longitudinale	caso 8c: Il modo di vibrare è locale ed interessa tutte e tre le pile in direzione longitudinale, dove le due pile laterali oscillano in contro-fase
3°	2.89028	2.89028	2.87800	2.87800	0.000%	-0.425%	-0.425%
Forma modale 3 al procedere dello scour	Modo 3 di riferimento 	Modo 3 	Modo 2 	Modo 3 	caso 8a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila laterale dal lato della spalla mobile in direzione longitudinale	caso 8b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la seconda e la terza pila, in direzione longitudinale, ed in contro-fase	caso 8c: Il modo di vibrare è locale ed interessa tutte e tre le pile in direzione longitudinale, dove la pila laterale e centrale oscillano in contro-fase

4°	4.56168	4.56167	4.56167	4.56164	0.000%	0.000%	-0.001%
Forma modale 4 al procedere dello scour	Modo 4 di riferimento 	Modo 4 	Modo 4 	Modo 4 	caso 8a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 8b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 8c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
5°	5.16745	5.16731	5.16729	5.16710	-0.0027%	-0.0031%	-0.0068%
Forma modale 5 al procedere dello scour	Modo 5 di riferimento 	Modo 5 	Modo 5 	Modo 5 	caso 8a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 8b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 8c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
6°	5.46268	5.46268	5.46199	5.46129	0.000%	-0.013%	-0.025%
Forma modale 6 al procedere dello scour	Modo 6 di riferimento 	Modo 6 	Modo 6 	Modo 6 	caso 8a: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato che le pile	caso 8b: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile	caso 8c: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile
7°	6.02157	6.02151	6.02137	6.02124	-0.001%	-0.003%	-0.0055%
Forma modale 7 al procedere dello scour	Modo 7 di riferimento 	Modo 7 	Modo 7 	Modo 7 	caso 8a: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 8b: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 8c: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale
8°	6.25580	6.25561	6.25495	6.25444	-0.0030%	-0.0136%	-0.0217%
Forma modale 8 al procedere dello scour	Modo 8 di riferimento 	Modo 8 	Modo 8 	Modo 8 	caso 8°: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 8b: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 8c: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale

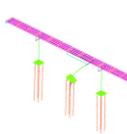
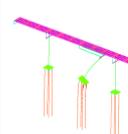
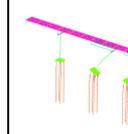
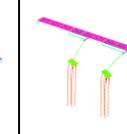
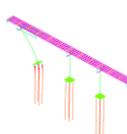
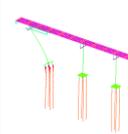
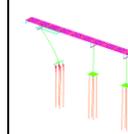
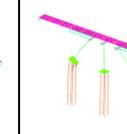
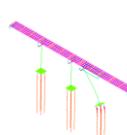
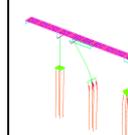
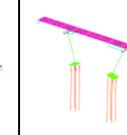
Il *macro-caso 9* di scour corrisponde al caso di scour localizzato di profondità 1 metro dal piano dell'alveo che interessa un solo palo di valle della fondazione; mentre le lettere "a", "b", "c" denotano il caso in cui:

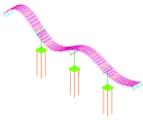
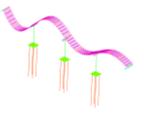
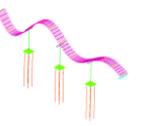
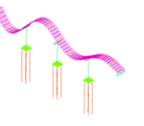
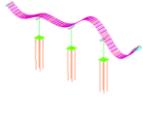
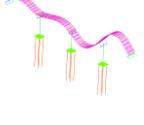
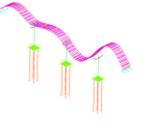
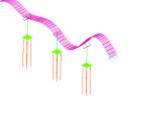
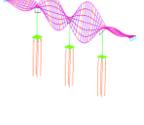
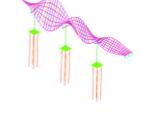
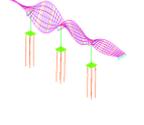
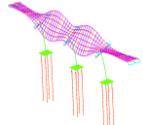
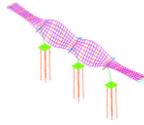
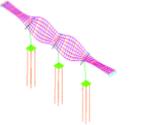
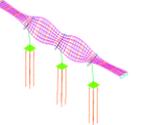
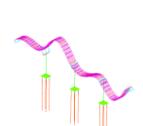
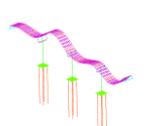
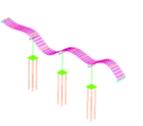
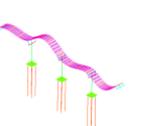
a= Scour agente sulla fondazione della pila centrale;

b= Scour agente sulla fondazione della pila centrale e della pila laterale parte spalla mobile;

c= Scour che agisce su tutte e 3 le pile;

**Tabella delle variazioni di frequenza nel *macro-caso 9***

MODI NATURALI DI VIBRARE	FREQUENZE IN ASSENZA DI SCOUR $F_0$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 9a $F_{9a}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 9b $F_{9b}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 9c $F_{9c}$ (Hz)	$\Delta F$ (%) Caso 9a $\frac{F_{9a} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 9b $\frac{F_{9b} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 9c $\frac{F_{9c} - F_0}{F_0} \%$
1°	2.89028	2.86862	2.86862	2.86862	-0.749%	-0.749%	-0.749%
Forma modale 1 al procedere dello scour	Modo 1 di riferimento 	Modo 1 	Modo 1 	Modo 1 	caso 9a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 9b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale e laterale parte spalla mobile in direzione longitudinale	caso 9c: Il modo di vibrare è locale ed interessa tutte e tre le pile in direzione longitudinale
2°	2.89028	2.89028	2.89028	2.86862	0.000%	0.000%	-0.749%
Forma modale 2 al procedere dello scour	Modo 2 di riferimento 	Modo 2 	Modo 3 	Modo 2 	caso 9a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila laterale dal lato della spalla fissa in direzione longitudinale	Caso 9b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila laterale dal lato della spalla fissa in direzione longitudinale	caso 9c: Il modo di vibrare è locale ed interessa tutte e tre le pile in direzione longitudinale, dove le due pile laterali oscillano in contro-fase
3°	2.89028	2.89028	2.86862	2.86862	0.000%	-0.749%	-0.749%
Forma modale 3 al procedere dello scour	Modo 3 di riferimento 	Modo 3 	Modo 2 	Modo 3 	caso 9a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila laterale dal lato della spalla mobile in direzione longitudinale	caso 9b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la seconda e la terza pila, in direzione longitudinale, ed in contro-fase	caso 9c: Il modo di vibrare è locale ed interessa tutte e tre le pile in direzione longitudinale, dove la pila laterale e centrale oscillano in contro-fase

4°	4.56168	4.56166	4.56165	4.56161	0.000%	-0.001%	-0.002%
Forma modale 4 al procedere dello scour	Modo 4 di riferimento 	Modo 4 	Modo 4 	Modo 4 	caso 9a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 9b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 9c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
5°	5.16745	5.16720	5.16717	5.16683	-0.0048%	-0.0054%	-0.0120%
Forma modale 5 al procedere dello scour	Modo 5 di riferimento 	Modo 5 	Modo 5 	Modo 5 	caso 9a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 9b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 9c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
6°	5.46268	5.46268	5.46137	5.46003	0.000%	-0.024%	-0.0485%
Forma modale 6 al procedere dello scour	Modo 6 di riferimento 	Modo 6 	Modo 6 	Modo 6 	caso 9a: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato che le pile	caso 9b: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile	caso 9c: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile
7°	6.02157	6.02144	6.02119	6.02095	-0.0022%	-0.0063%	-0.0103%
Forma modale 7 al procedere dello scour	Modo 7 di riferimento 	Modo 7 	Modo 7 	Modo 7 	caso 9a: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 9b: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 9c: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale
8°	6.25580	6.25547	6.25429	6.25337	-0.0053%	-0.0241%	-0.0388%
Forma modale 8 al procedere dello scour	Modo 8 di riferimento 	Modo 8 	Modo 8 	Modo 8 	caso 9a: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 9b: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 9c: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale

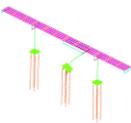
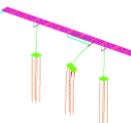
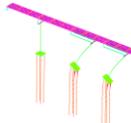
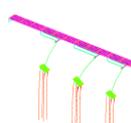
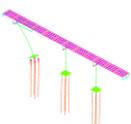
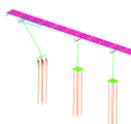
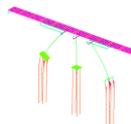
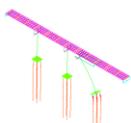
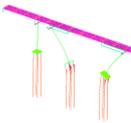
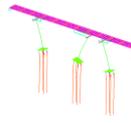
Il *macro-caso 10* di scour corrisponde al caso di scour localizzato di profondità 2 metri dal piano dell'alveo che interessa un solo palo di valle della fondazione; mentre le lettere "a", "b", "c" denotano il caso in cui:

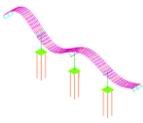
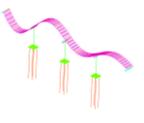
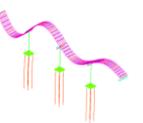
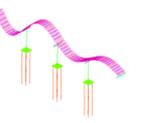
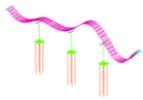
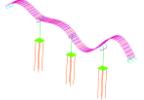
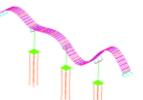
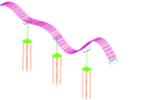
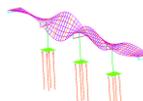
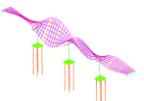
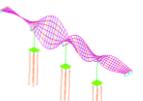
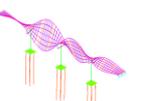
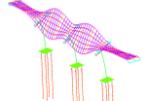
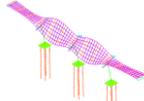
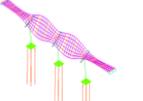
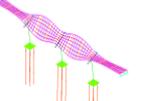
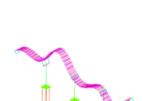
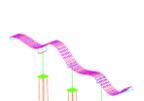
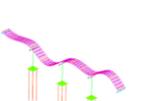
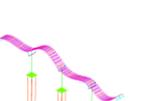
a= Scour agente sulla fondazione della pila centrale;

b= Scour agente sulla fondazione della pila centrale e della pila laterale parte spalla mobile;

c= Scour che agisce su tutte e 3 le pile;

Tabella delle variazioni di frequenza nel *macro-caso 10*

MODI NATURALI DI VIBRARE	FREQUENZE IN ASSENZA DI SCOUR $F_0$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 10a $F_{10a}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 10b $F_{10b}$ (Hz)	FREQUENZE CASO SCOUR 10c $F_{10c}$ (Hz)	$\Delta F$ (%) Caso 10a $\frac{F_{10a} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 10b $\frac{F_{10b} - F_0}{F_0} \%$	$\Delta F$ (%) Caso 10c $\frac{F_{10c} - F_0}{F_0} \%$
1°	2.89028	2.85177	2.85177	2.85177	-1.332%	-1.332%	-1.332%
Forma modale 1 al procedere dello scour	Modo 1 di riferimento 	Modo 1 	Modo 1 	Modo 1 	caso 10a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale in direzione longitudinale	caso 10b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila centrale e laterale parte spalla mobile in direzione longitudinale	caso 10c: Il modo di vibrare è locale ed interessa tutte e tre le pile in direzione longitudinale
2°	2.89028	2.89028	2.89028	2.85177	0.000%	0.000%	-1.332%
Forma modale 2 al procedere dello scour	Modo 2 di riferimento 	Modo 2 	Modo 3 	Modo 2 	caso 10a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila laterale dal lato della spalla fissa in direzione longitudinale	Caso 10b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila laterale dal lato della spalla fissa in direzione longitudinale	caso 10c: Il modo di vibrare è locale ed interessa tutte e tre le pile in direzione longitudinale, dove le due pile laterali oscillano in contro-fase
3°	2.89028	2.89028	2.85177	2.85177	0.000%	-1.332%	-1.332%
Forma modale 3 al procedere dello scour	Modo 3 di riferimento 	Modo 3 	Modo 2 	Modo 3 	caso 10a: Il modo di vibrare è locale ed interessa la pila laterale dal lato della spalla mobile in direzione longitudinale	caso 10b: Il modo di vibrare è locale ed interessa la seconda e la terza pila, in direzione longitudinale, ed in contro-fase	caso 10c: Il modo di vibrare è locale ed interessa tutte e tre le pile in direzione longitudinale, dove la pila laterale e centrale oscillano in contro-fase

4°	4.56168	4.56164	4.56161	4.56152	-0.001%	-0.002%	-0.004%
Forma modale 4 al procedere dello scour	Modo 4 di riferimento 	Modo 4 	Modo 4 	Modo 4 	caso 10a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 10b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 10c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
5°	5.16745	5.16689	5.16684	5.16608	-0.0108%	-0.0118%	-0.0265%
Forma modale 5 al procedere dello scour	Modo 5 di riferimento 	Modo 5 	Modo 5 	Modo 5 	caso 10a: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 10b: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale	caso 10c: Il modo di vibrare è locale ed interessa il solo impalcato in direzione verticale
6°	5.46268	5.46268	5.46029	5.45786	0.000%	-0.044%	-0.088%
Forma modale 6 al procedere dello scour	Modo 6 di riferimento 	Modo 6 	Modo 6 	Modo 6 	caso 10a: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato che le pile	caso 10b: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile	caso 10c: Il modo di vibrare è globale torsionale ed interessa sia l'impalcato, che le pile
7°	6.02157	6.02127	6.02082	6.02039	-0.0050%	-0.013%	-0.020%
Forma modale 7 al procedere dello scour	Modo 7 di riferimento 	Modo 7 	Modo 7 	Modo 7 	caso 10a: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 10b: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale	caso 10c: Il modo di vibrare è globale trasversale ed interessa sia l'impalcato, che le pile in direzione trasversale
8°	6.25580	6.25506	6.25247	6.25043	-0.012%	-0.053%	-0.086%
Forma modale 8 al procedere dello scour	Modo 8 di riferimento 	Modo 8 	Modo 8 	Modo 8 	caso 10a: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 10b: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale	caso 10c: Il modo di vibrare è locale ed interessa solo l'impalcato in direzione verticale

Risulta a questo punto necessario trarre le prime conclusioni per ciò che riguarda l'analisi modale; infatti per ciò che riguarda *l'analisi visiva* delle deformate modali, si riscontra che al variare del livello erosivo si ha la presenza di nuovi modi di vibrare della struttura, come confermato nell'analisi numerica delle deformate, ed una loro inversione. Per ciò che riguarda *l'analisi numerica* si possono trarre delle prime conclusioni importanti in quanto dai risultati ottenuti con il *MAC* è possibile riscontrare delle differenze di comportamento tra la fondazione in configurazione integra e quella in configurazione erosa, permettendoci così di capire se si ha la presenza di un fenomeno erosivo in atto, ma non ci fornisce gli strumenti per quantificare il livello di erosione raggiunto, questo perché i risultati del *MAC* calcolato dal confronto tra modelli entrambi erosi, con due diverse profondità di erosione risulterebbe essere pressoché analogo a quello che si otterrebbe confrontando i modi tra due configurazioni integre cioè senza erosione (i valori significativi del *MAC* si troverebbero ancora sulla diagonale della matrice in esame). Il *MAC* è quindi utile per capire se è presente un fenomeno erosivo, però non ci propone differenze evidenti di comportamento, tali da caratterizzare ciascuna configurazione erosa rendendola individuabile da un campionamento relativo alle forme modali, confermando il fatto che con il *MAC* è possibile valutare la presenza del fenomeno erosivo, ma che il comportamento dell'opera risulta essere il medesimo al variare del livello di erosione, quindi è un parametro che non ci permette di valutare l'evoluzione del fenomeno. Trovati quindi i modi di vibrare comuni ai diversi modelli, è opportuno andare ad analizzare come variano le frequenze proprie al progredire dello scour rispetto alla configurazione non scalzata. Risulta di conseguenza interessante vedere come variano le forme modali al progredire del fenomeno erosivo per alcuni casi notevoli, come verrà illustrato in seguito.

*Le 8 forme modali analizzate per ogni scenario di scour preso in esame, verranno riportate per maggior completezza e dettaglio negli allegati a fine tesi, insieme alle masse modali attivate da ognuno di questi modi, tale tabella consente un'analisi visiva del tutto qualitativa, tuttavia utile per avere un'idea in fase preliminare sul comportamento globale della struttura al variare del livello di erosione.*

Si può osservare che tra le configurazioni *integre* ed *erose* si ha una riduzione di frequenza, che risulta comprensibile nei modi di vibrare in cui viene coinvolto il moto della fondazione, per il fatto che l'erosione determina una diminuzione della rigidità flessionale e torsionale del palo, mentre ne influenza poco la rigidità verticale.

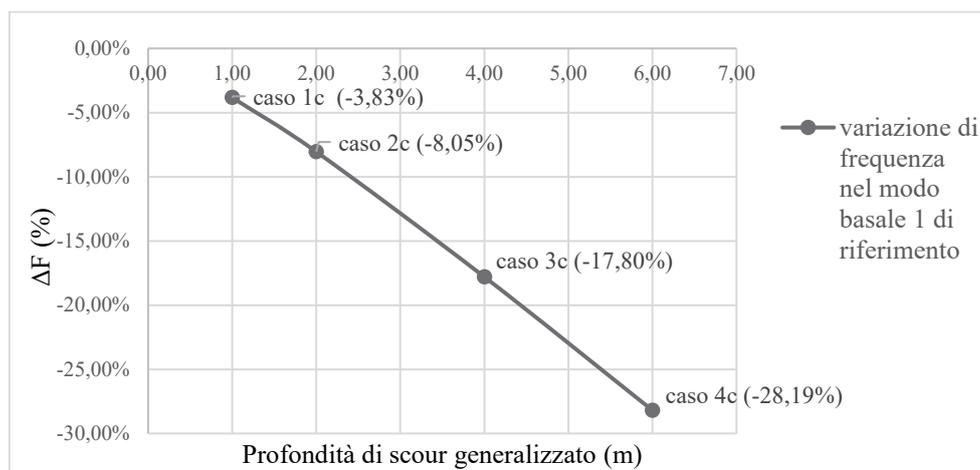
Naturalmente un'analisi visiva di questo genere è del tutto qualitativa, tuttavia utile per avere un'idea in fase preliminare sul comportamento globale della struttura al variare del livello di erosione. La *maggior variazione di frequenza* rispetto al caso non eroso, si può osservare nelle configurazioni di scour generalizzato agente simultaneamente su tutte e tre le pile, mentre le configurazioni di scour localizzato su 2 pali di valle e su un solo palo di valle determinano una blanda variazione nelle frequenze naturali del ponte rispetto al caso non eroso, tenendo altresì conto che una variazione percentuale dell'ordine dello 0.2% potrebbe essere non molto significativa dal punto di vista strutturale poiché dovuta ad errori di approssimazione numerica che sono insiti nel modello ai F.E.M. Per avere un'idea dell'entità della variazione delle forme modali indotte dal processo erosivo rispetto al caso di fondazione non erosa, si sono poi analizzati mediante *Excel* alcuni dei modi di vibrare più significativi, cioè quelli che attivano più massa modale e che sono stati più influenzati dallo scour. A tal proposito si è quindi eseguita una normalizzazione di dette forme modali, ed una loro sovrapposizione al fine di valutare l'entità della variazione indotta nella forma modale in esame a seguito dello scalzamento. Di fatto tramite il processo di normalizzazione delle auto-deformate descrittive le forme modali del ponte fornite dal programma ADINA, si sono rese confrontabili tra loro, e quindi è stato possibile eseguire un'analisi, con riferimento ai vari scenari analizzati, dal punto di vista numerico mediante l'introduzione di alcuni parametri di controllo che verranno impiegati nella successiva fase di monitoraggio dello scour.

In particolare ci si è riferiti ai modi propri di vibrare che influenzano le pile in *direzione longitudinale* (modi locali), ed in *direzione trasversale* (modi globali), che quindi coinvolgono sia pile che impalcato, analizzando per quest'ultimi sia il modo delle pile in direzione trasversale, che dei traversi di impalcato. Quindi, tale fase sarà deputata al confronto dei modi di vibrare simili e alla valutazione, attraverso degli specifici *parametri di controllo*, della variazione subita dalla forma modale oggetto di studio per effetto dello scour. Per far questo, si è deciso di sovrapporre le forme modali in presenza di scour a quelle senza erosione, normalizzandole rispetto ad uno stesso punto di riferimento, di modo tale che le coordinate modali varino tra 0 ed 1, e siano del tutto confrontabili al fine di evidenziare le variazioni che potrebbero avvenire a seguito del fenomeno di scalzamento.

### 4.3 CASI STUDIO

Qui di seguito si riportano i principali casi di studio, che riguardano il modo 1 (modo locale longitudinale della pila centrale) con riferimento ai vari scenari di scour generalizzato e localizzato che determinano una maggiore variazione di frequenza naturale rispetto al caso integro; ed il modo 7 (modo globale in direzione trasversale sia delle pile che dell'impalcato che attiva maggior massa modale in direzione trasversale "X"), focalizzandosi per quest'ultimo sullo studio della variazione subita dalle forme modali delle pile in direzione trasversale sempre con riferimento ai casi ove si è riscontrata una maggiore riduzione di frequenza rispetto al caso di fondazione non scalzata, e dell'impalcato

**CASO STUDIO 1: VARIAZIONE DI FREQUENZA NEL MODO DI VIBRARE LOCALE 1 DELLA PILA CENTRALE PER EFFETTO DELLO SCOUR GENERALIZZATO AGENTE SU TUTTE E TRE LE FONDAZIONI DEL PONTE**

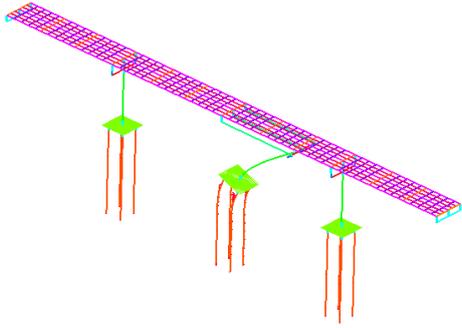


**GRAFICO 4.1:** *Variazione della prima frequenza naturale del ponte al progredire del fenomeno di scour generalizzato agente su tre pile simultaneamente*

Alla luce di tale grafico, si evince che lo scour generalizzato agente simultaneamente su tutte e tre le pile genera una riduzione nella prima frequenza naturale del ponte che è tanto maggiore quanto più elevato risulta essere l'approfondimento dello scalzamento. In particolare detta riduzione segue un trend lineare con la profondità di scour, il che vuol dire che il sistema riduce la sua rigidità (la riduzione della frequenza corrisponde ad un aumento della flessibilità del sistema strutturale) all'aumentare del grado di erosione con una legge pseudo-lineare, come si evince dal precedente grafico.

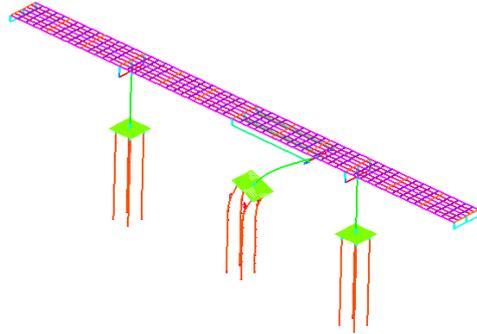
CASO SCOUR 1c

MODE 1, F 2.780  
TIME 1.000



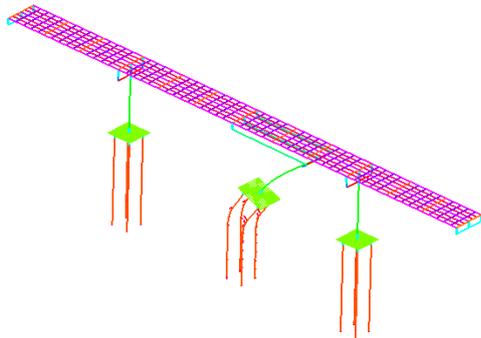
CASO SCOUR 2c

MODE 1, F 2.658  
TIME 1.000



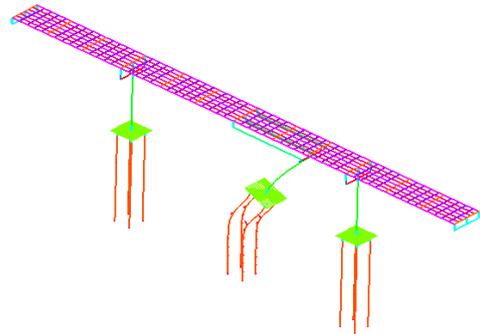
CASO SCOUR 3c

MODE 1, F 2.376  
TIME 1.000



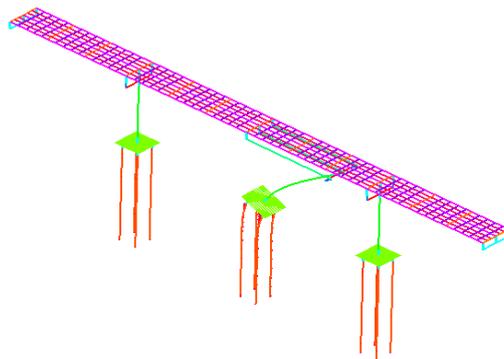
CASO SCOUR 4c

MODE 1, F 2.075  
TIME 1.000



MODO 1 DI RIFERIMENTO SENZA SCOUR

MODE 1, F 2.890  
TIME 1.000

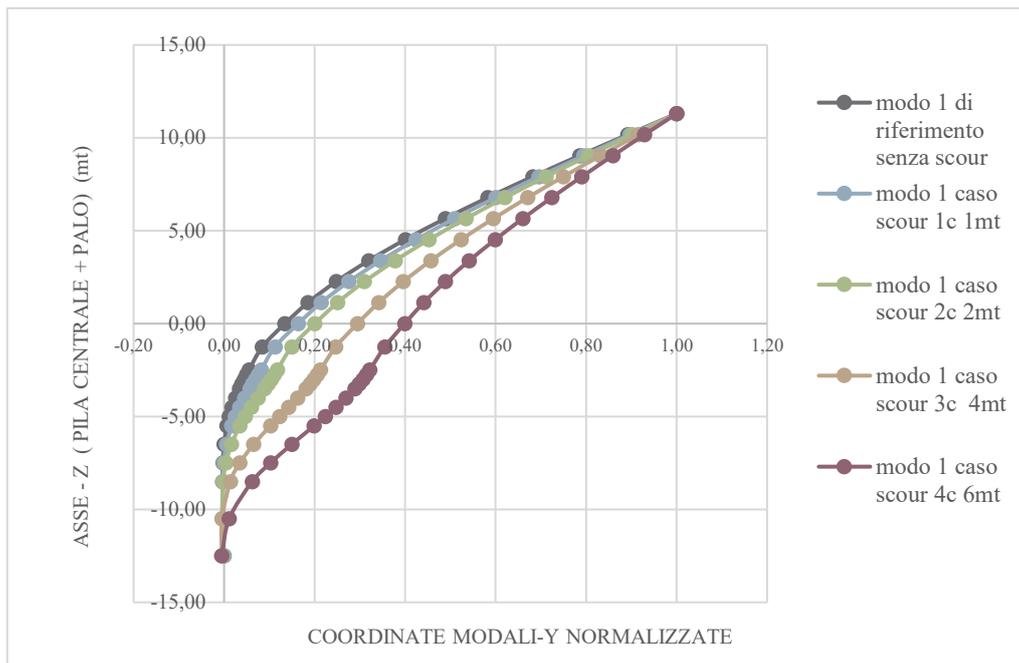


La sovrapposizione della forma modale 1 nei 4 diversi scenari di scour generalizzato a quella senza scour ci consente di andare ad investigare come al progredire dello scalzamento al piede della fondazione varierà la forma modale in questione. Per far ciò, prima di tutto occorre rilevare la prima forma modale del ponte in assenza di scour, la quale viene fornita dal programma ADINA mediante la definizione della *model line* relativamente alla pila che viene fatta vibrare dal modo locale 1 (pila centrale). Di fatto la *model line*, è costituita esattamente dai nodi degli elementi che costituiscono la pila, e parte del fusto del palo soggetto a scalzamento. A questo punto ADINA calcolerà le coordinate modali relativamente al modo oggetto di studio, e alla *model line* presa in esame. Quindi, note che siano le coordinate modali che definiscono la forma modale della pila attivata dal modo locale longitudinale 1 senza lo scour, è possibile ripetere le stesse operazioni con riferimento ai modelli strutturali del ponte che contemplano i 4 scenari di scour generalizzato analizzati (1c, 2c, 3c, 4c) e ricavare le coordinate modali che descrivono l'auto-deformata della pila centrale "2" nel modo 1, nell'ambito dei quattro casi di scour.

La fase successiva sarà volta alla *normalizzazione* delle forme modali rilevate in ADINA nel caso di assenza di scour e nei 4 casi, riferendosi al massimo valore della coordinata modale che si avrà in ciascuna delle configurazioni esaminate, e che è sempre collocata in testa alla pila, cioè a quota *11.30 m* dall'estradosso del plinto. Così facendo, automaticamente tutte le forme modali nelle varie configurazioni saranno scalate con riferimento a tale punto, e quindi si avrà la possibilità di esaminare come l'erosione fa variare il primo modo di vibrare della pila centrale in direzione longitudinale rispetto al caso di fondazione integra presa a riferimento.

Per effettuare tale operazione di *normalizzazione* delle auto-deformate, si è utilizzato il programma *Excel*, e per ciascun gruppo di coordinate modali rappresentanti il modo di vibrare 1 nei casi di assenza di scour e nei 4 scenari di scour, si è selezionata la massima coordinata modale (collocata al top della pila centrale) e si sono divise le altre coordinate modali di ciascun gruppo per il corrispondente massimo, di modo tale che tutte le deformate modali, nei vari casi, assumano sempre *valore unitario* in testa alla pila, e *valore nullo* ad una profondità dal piano dell'alveo pari a *-12.50 mt* dove si può immaginare una condizione di incastro perfetto, ovvero dove il processo di erosione si è arrestato. Pertanto oltre tale profondità, non potendo più approfondirsi l'erosione, il sistema strutturale pila più pali lavorerà, con riferimento a tale quota, a sbalzo, e quindi lì, si instaurerà una condizione di incastro perfetto che impedisce al sistema strutturale di ruotare e traslare. Alla luce di tale considerazione, e tenendo altresì conto che le deformate modali sono legate allo schema statico, in corrispondenza di tale quota le coordinate modali dovranno assumere sempre valore nullo, indipendentemente dal grado di erosione ipotizzato, poiché tale quota risulta essere sempre maggiore del massimo grado di approfondimento ipotizzato che è stato fissato a *6 m* dal piano dell'alveo.

In tal modo è stato possibile studiare la variazione della forma modale 1 in direzione longitudinale al procedere dello scour, avendo reso confrontabili tra loro tutte le auto-deformate, le quali, come si può evincere dal *grafico 4.2*, assumeranno valore unitario in corrispondenza della sommità della pila, e valore nullo a quota  $-12.50\text{ mt}$  dal piano dell'alveo dove si è ipotizzata la condizione di incastro perfetto, ovvero dove il terreno è a contatto con i pali non essendo stato eroso.



**GRAFICO 4.2:** *Variazione della forma modale 1 della pila centrale in direzione longitudinale (Y) per effetto dello scour generalizzato agente su tutte e tre le pile simultaneamente*

Tale grafico, mostra le *deformate modali* tipiche di una mensola incastrata alla base (in tal caso l'incastro è posto alla di profondità  $-12.50\text{ mt}$  dal piano dell'alveo), ove si può evincere che all'aumentare della profondità di scour generalizzato c'è un incremento della flessibilità del complesso pali e pila rispetto al caso di fondazione integra, che in termini di forme modali normalizzate si tramuta in una traslazione delle curve verso destra, con un incremento della coordinata modale in direzione longitudinale "Y" in corrispondenza della quota a cui si è posta la base della pila (quota zero); mentre come discusso in precedenza, essendo state normalizzate, le curve hanno due punti in comune, che sono la sommità della pila, e la quota a cui si è ipotizzato l'incastro, in corrispondenza dei quali le coordinate modali assumono rispettivamente il valore uno, e zero.

Pertanto, alla luce di tale grafico, si può afferire che lo scour generalizzato agente su tutte e tre le pile simultaneamente induce una variazione nello schema statico della pila centrale (modo locale 1), che potrebbe pensarsi, alla luce del *principio di sovrapposizione degli effetti*, come la somma della deformata modale di una mensola incastrata perfettamente alla base (assenza di scour), e di una mensola dotata di un incastro cedevole alla rotazione (presenza di scour). Di fatto la presenza dell'incastro cedevole nei confronti della rotazione alla base di detta mensola, che idealmente comprende il fusto del palo affetto da scour e la pila medesima, sposterebbe le curve delle deformate modali verso destra rispetto alla condizione assunta come riferimento, ovvero quella in assenza di scour.

Per meglio comprendere la variazione della prima forma modale del ponte al procedere dello scour, sono stati introdotti alcuni *parametri di controllo* che consentono di valutare, sia da un punto di vista numerico che pratico, ad esempio durante la fase di monitoraggio, dette variazioni al procedere dell'erosione. Per esempio, da un punto di vista pratico si potrebbe eccitare la pila mediante l'impiego di una *vibrodina* raffigurata in (fig. 4.2) allo scopo di attivare il modo locale 1 e ricostruire la deformata modale, oppure mediante l'impiego delle cosiddette *tecniche ad input incognito* (considerando cioè le vibrazioni indotte dai rumori ambientali, come il traffico veicolare), e quindi tramite le misurazioni rilevate dagli strumenti posti sul fusto della pila medesima, come accelerometri ed inclinometri, è possibile impiegare in modo pratico tali parametri di controllo allo scopo di monitorare i ponti soggetti a scour.



**Figura 4.2:** Vibrodina elettro-meccanica dotata del relativo motore di trascinamento e dei sensori di misura di frequenza e fase e di un quadro elettrico (a sinistra della foto – contenente il sistema di controllo della velocità di rotazione).

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI CONTROLLO DELLO SCOUR CON  
RIFERIMENTO AL MODO LOCALE 1 DELLA PILA CENTRALE IN DIREZIONE  
LONGITUDINALE

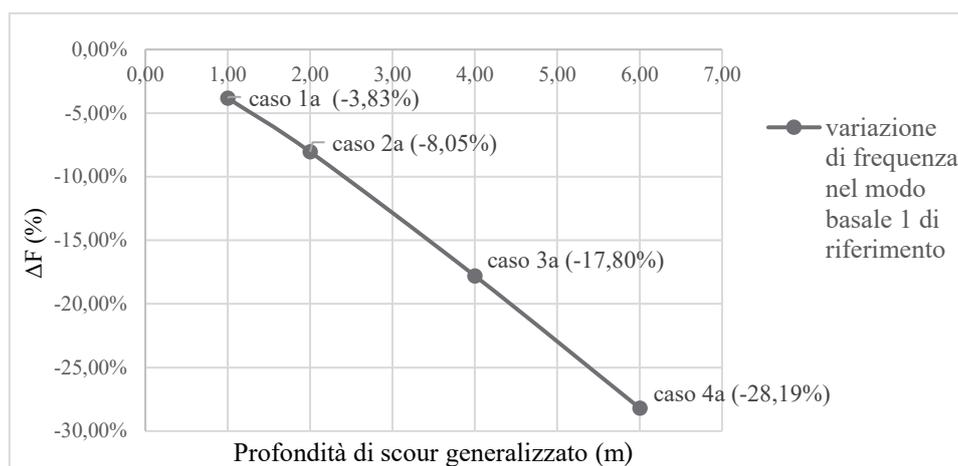
I parametri di controllo dello scour introdotti per lo studio della variazione della forma modale 1 in direzione longitudinale, sono rappresentati dai rapporti delle *coordinate modali* alla base della pila (quota zero), e alla sua sommità (quota 11.30m), calcolati sia in condizione di fondazione integra, che nei quattro casi di fondazione scalzata. Qui di seguito vengono riportati tali rapporti, e le rispettive variazioni rispetto al caso di fondazione integra, al fine di vedere, almeno da un punto di vista numerico, come lo scour generalizzato di profondità variabile da 1 mt a 6 mt agente su tutte e tre le pile modifica la forma modale della pila oggetto di studio in direzione longitudinale. Tali rapporti, hanno in comune il fatto che la coordinata modale in corrispondenza della sommità della pila sia la stessa, ovvero unitaria, essendo tutte le auto-deformate normalizzate con riferimento al loro massimo, il quale come discusso in precedenza è collocato proprio in cima alla pila, mentre a variare saranno solo le coordinate modali alla base della pila medesima, con un loro aumento via via che lo scour progredisce.

<i>Parametri di controllo dello scour</i>	<i>Caso di fondazioni integre</i>	<i>Caso di scour 1c</i>	<i>Caso di scour 2c</i>	<i>Caso di scour 3c</i>	<i>Caso di scour 4c</i>
<i>Coordinata modale alla base della pila (quota Zero)</i>	0,1343	0,1637	0,2005	0,2949	0,3992
<i>Coordinata modale alla sommità della pila (quota 11,30m)</i>	1	1	1	1	1
<i>Rapporto tra le coordinate modali di base e di sommità: CM(0)/CM(11.30m)</i>	0,1343	0,1637	0,2005	0,2949	0,3992
<i>Variazione % del rapporto nei vari scenari di scour rispetto al caso integro</i>	0%	21,89%	49,26%	119,54%	197,17%

Si osservi, come la coordinata modale di base sia quasi raddoppiata rispetto al caso integro, nel caso di scour generalizzato di prof. 6mt agente su tutte e tre le pile, con una variazione percentuale del rapporto tra le coordinate modali di base e di sommità, che arriva a toccare quasi il 200%.

Successivamente, si è voluta anche analizzare la variazione subita dalla prima forma modale del ponte che attiva la pila centrale, nel caso in cui lo scour generalizzato agisse sulla sola pila centrale (casi 1a, 2a, 3a, 4a), e su due pile, quella centrale e quella laterale dalla parte della spalla mobile (casi 1b, 2b, 3b, 4b). I risultati di dette analisi sono qui di seguito illustrate, e sono sempre riferite alle forme modali normalizzate in *Excel*.

**CASO STUDIO 2: VARIAZIONE DI FREQUENZA NEL MODO DI VIBRARE LOCALE 1 DELLA PILA CENTRALE PER EFFETTO DELLO SCOUR GENERALIZZATO AGENTE SULLA FONDAZIONE DELLA PILA CENTRALE DEL PONTE**

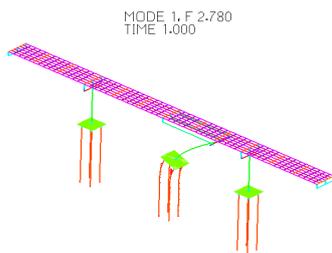


**GRAFICO 4.3:** *Variazione della prima frequenza naturale del ponte al progredire del fenomeno di scour generalizzato agente sulla pila centrale*

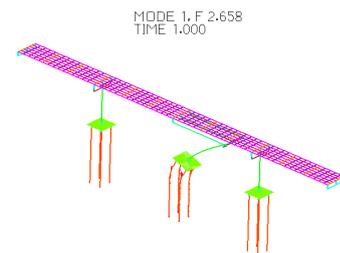
Si può osservare come la condizione di scour generalizzato agente solo sulla pila centrale induce la stessa variazione di frequenza che si ha nel caso in cui lo scour interessasse tutte e tre le pile simultaneamente, questo è dovuto al fatto che il modo 1 è locale e coinvolge la sola pila centrale, quindi al momento in cui lo scour agisce sulla pila centrale, si avrà una variazione di frequenza nel modo 1 e quindi una variazione della relativa forma modale rispetto alla configurazione integra, se invece lo scour non interessa la pila eccitata dal modo locale 1, non si osserverà alcuna variazione di frequenza e di forma modale. Dal momento in cui la pila centrale è soggetta a scour sia nei casi “a”, “b”, e “c”, si osserveranno le stesse variazioni di frequenza, sia che lo scour interessi una pila (casi “a”), due pile, (casi “b”) o tutte e tre (casi “c”), poiché in tutti e tre i casi lo scalzamento interessa comunque la pila centrale eccitata dal modo 1.

Per converso, si può osservare dalle precedenti tabelle ove si sono riportate le variazioni di frequenze subite dagli 8 modi di vibrare nei differenti scenari di scalzamento ipotizzati, come il modo locale 2 coinvolga solo la pila laterale dalla parte della spalla fissa; in tal caso, lo scour non determinerà alcuna variazione di frequenza e di forma modale rispetto alla configurazione integra qualora esso agisca sulla pila centrale (casi “a”) o sulla pila centrale e laterale dalla parte della spalla mobile (casi “b”) , ma indurrà variazione di frequenza soltanto qualora sia esattamente sulla pila eccitata dal modo in questione, quindi sulla pila dal lato della spalla fissa, cioè questa variazione di frequenza nell’ambito del modo locale 2 della pila 1 (pila lato spalla fissa) è riscontrabile soltanto nei casi denominati “c”, ovvero quelli in cui lo scour interessa tutte e tre le pile, e quindi anche quella dalla parte della spalla fissa eccitata dal modo di vibrare.

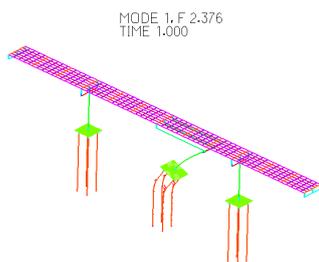
CASO SCOUR 1a,1b



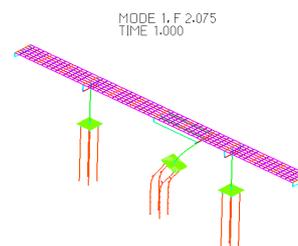
CASO SCOUR 2a, 2b



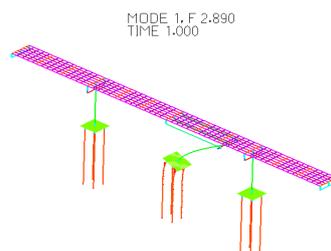
CASO SCOUR 3a, 3b

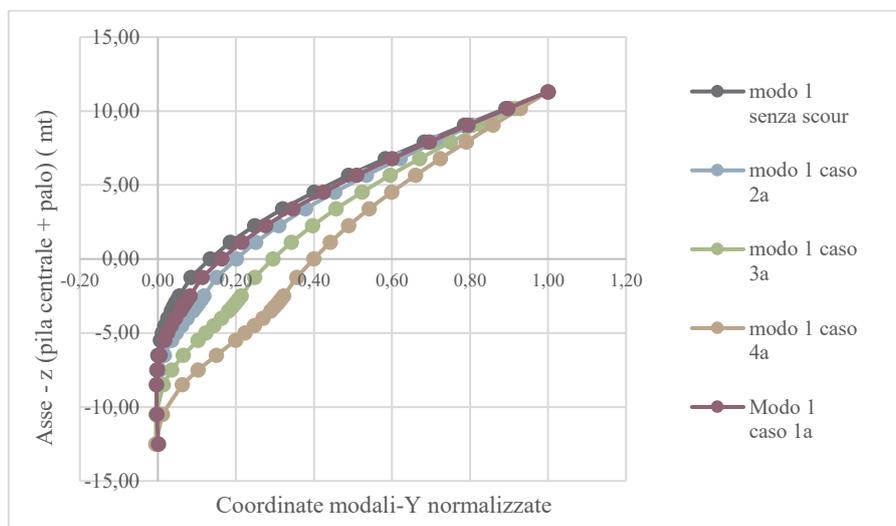


CASO SCOUR 4a, 4b



MODO 1 SENZA SCOUR





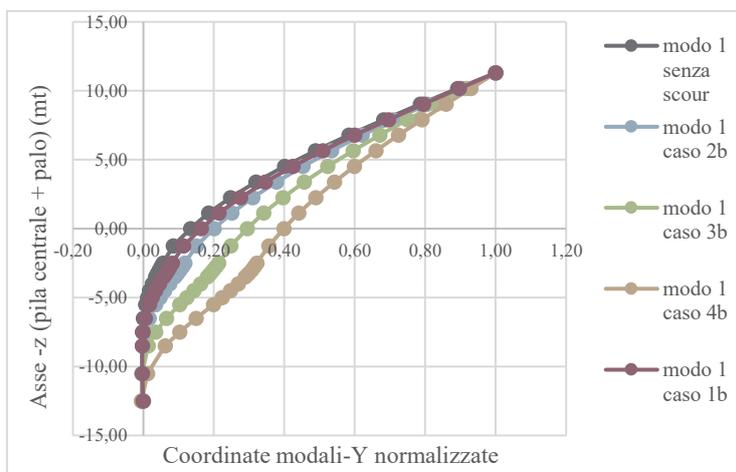
**GRAFICO 4.4:** *Variazione della forma modale 1 della pila centrale in direzione longitudinale (Y) per effetto dello scour generalizzato agente sulla pila centrale*

**PARAMETRI DI CONTROLLO DELLO SCOUR CON RIFERIMENTO AL MODO LOCALE 1 DELLA PILA CENTRALE IN DIREZIONE LONGITUDINALE E SCOUR GENERALIZZATO AGENTE SOLO SULLA PILA CENTRALE**

Qui di seguito vengono riportati tali rapporti, e le rispettive variazioni rispetto al caso di fondazione integra, al fine di vedere, almeno da un punto di vista numerico, come lo scour generalizzato di profondità variabile da 1mt a 6 mt agente sulla sola pila centrale modifica la forma modale della pila oggetto di studio in direzione longitudinale.

<i>Parametri di controllo dello scour</i>	<i>Caso di fondazioni integre</i>	<i>Caso di scour 1a</i>	<i>Caso di scour 2a</i>	<i>Caso di scour 3a</i>	<i>Caso di scour 4a</i>
<i>Coordinata modale alla base della pila (quota Zero)</i>	0,1343	0,1637	0,2005	0,2949	0,3992
<i>Coordinata modale alla sommità della pila (quota 11,30m)</i>	1	1	1	1	1
<i>Rapporto tra le coordinate modali di base e di sommità: CM(0)/CM(11.30m)</i>	0,1343	0,1637	0,2005	0,2949	0,3992
<i>Variazione % del rapporto rispetto al caso integro</i>	0%	21,89%	49,26%	119,54%	197,17%

I parametri di controllo assumono gli stessi valori che si sono visti nel caso di scour generalizzato agente simultaneamente su tutte e tre le pile, a dimostrazione del fatto che se la variazione di frequenza è la stessa, anche la variazione riscontrata nelle forme modali sarà la medesima. Quindi stessi risultati numerici saranno ottenuti andando ad analizzare la variazione del modo 1 quando lo scour è applicato sulla pila centrale e laterale dalla parte della spalla mobile. Pertanto, qui di seguito verrà riportata la variazione della forma modale subita dalla pila centrale nell'ambito del modo 1 quando viene applicato lo scour generalizzato sulla pila centrale e laterale.

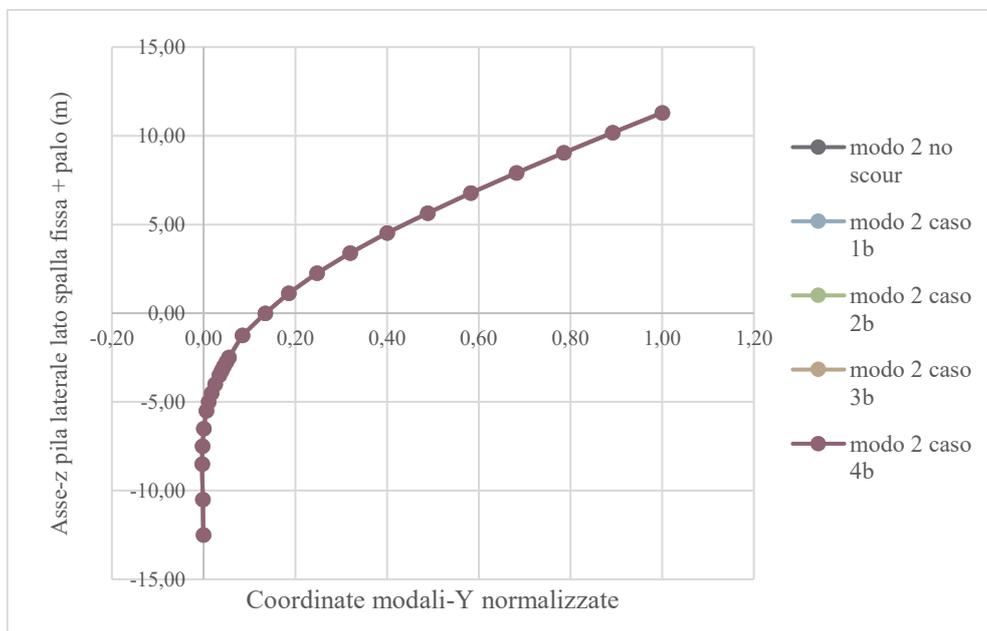


**GRAFICO 4.5:** Variazione della forma modale 1 della pila centrale in direzione longitudinale (Y) per effetto dello scour generalizzato agente sulla pila centrale, e laterale parte spalla mobile

**PARAMETRI DI CONTROLLO DELLO SCOUR CON RIFERIMENTO AL MODO LOCALE 1 DELLA PILA CENTRALE IN DIREZIONE LONGITUDINALE E SCOUR GENERALIZZATO SULLA PILA CENTRALE E LATERALE**

<i>Parametri di controllo dello scour</i>	<i>Caso di fondazioni integre</i>	<i>Caso di scour 1b</i>	<i>Caso di scour 2b</i>	<i>Caso di scour 3b</i>	<i>Caso di scour 4b</i>
<i>Coordinata modale alla base della pila (quota Zero)</i>	0,1343	0,1637	0,2005	0,2949	0,3992
<i>Coordinata modale alla sommità della pila (quota 11,30m)</i>	1	1	1	1	1
<i>Rapporto tra le coordinate modali di base e di sommità: CM(0)/CM(11.30m)</i>	0,1343	0,1637	0,2005	0,2949	0,3992
<i>Variazione % del rapporto rispetto al caso integro</i>	0%	21,89%	49,26%	119,54%	197,17%

Questo risultato, è ovvia conseguenza del fatto che il modo di vibrare 1 è locale, ed interessa solo la pila centrale, quindi esso risentirà dello scour solo se lo scalzamento agisce sulla pila omologa, mentre non verrà risentito se agisce sulle altre pile del ponte come accade nell'ambito del modo 2 (modo locale della pila laterale lato spalla fissa), infatti in tal caso se lo scour agisce sulla pila centrale, o quella centrale e laterale dal lato della spalla mobile non si registrano né variazioni di frequenza né variazioni di forma modale. A supporto di ciò, sono state condotte delle analisi numeriche in *Excel* relativamente alla variazione subita dal modo 2 nel caso di scour generalizzato agente sulla pila centrale e laterale dalla parte della spalla mobile, e come evidenziato dal *grafico 4.6*, le deformate modali si vanno perfettamente a sovrapporre a quella ottenuta nel caso di fondazione integra, essendo le variazioni di frequenza riscontrate in tali scenari nulle. Per converso, se lo scour agisse su tutte e tre le pile (casi "c"), e quindi anche quella interessata dal modo locale, il modo 2 della pila in esame esibirà una variazione di frequenza come quella riportata nel *grafico 4.1* relativo al modo 1 sempre con riferimento agli scenari denominati *1c, 2c, 3c, 4c*, e quindi anche la variazione della forma modale sarà del tutto analoga a quella rappresentata dai *grafici 4.2, 4.4 e 4.5*.



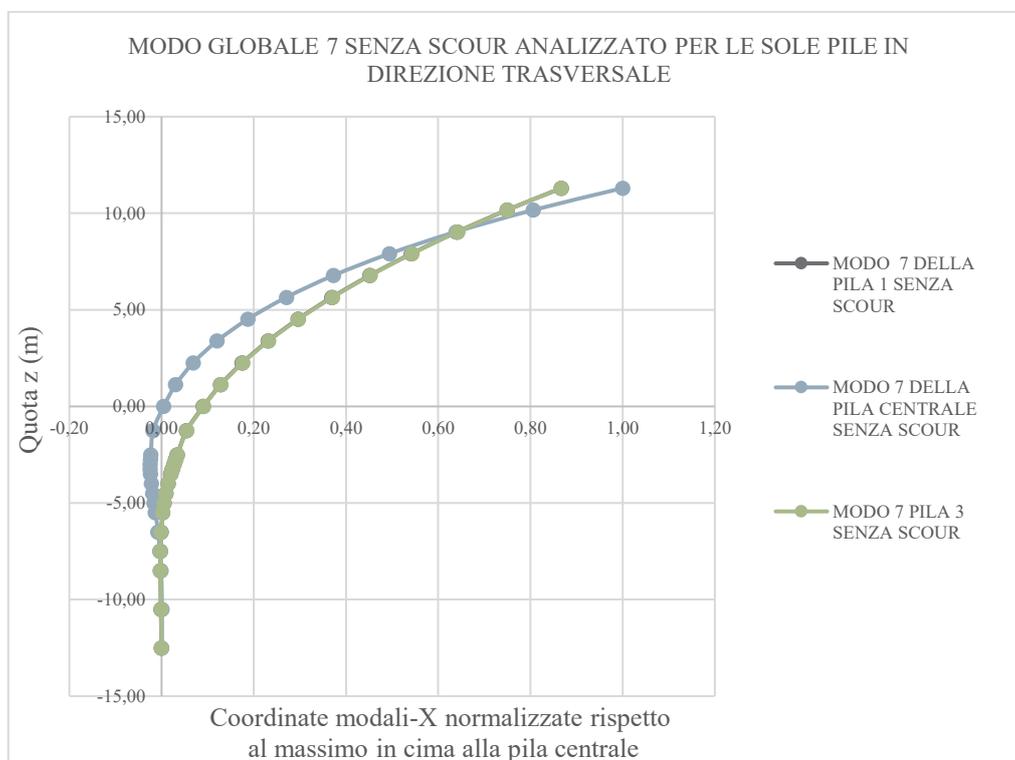
**GRAFICO 4.6:** Assenza di variazione della forma modale 2 della pila laterale (lato spalla fissa) in direzione longitudinale (Y) per effetto dello scour generalizzato agente sulla pila centrale, e laterale parte spalla mobile

Tuttavia si potrà riscontrare un cambiamento anche nell'ambito della forma modale della pila ove non agisce scour, qualora ci si focalizzasse sull'analisi del suo modo trasversale, il quale risulta essere coinvolto nell'ambito di un modo globale che interesserà tutte le pile e l'impalcato. In tal caso, anche una condizione di scour agente solo sulla pila centrale indurrà una variazione dei modi di vibrare di tutte e tre le pile, anche quelle non affette da scour, essendo tali modi globali. Per meglio comprendere tale fatto, si è analizzato il modo di vibrare numero 7, che è il modo globale trasversale preponderante, poiché è quello che attiva più massa modale nella direzione trasversale, coinvolgendo sia le tre pile che l'intero impalcato.

*CASO STUDIO 3: ANALISI DELLA VARIAZIONE DELLA FORMA MODALE DELLE PILE IN DIREZIONE TRASVERSALE CON RIFERIMENTO AL MODO GLOBALE 7 PER EFFETTO DELLO SCOUR GENERALIZZATO AGENTE SULLA SOLA PILA CENTRALE DEL PONTE A PROFONDITA' 1mt, E 2mt*

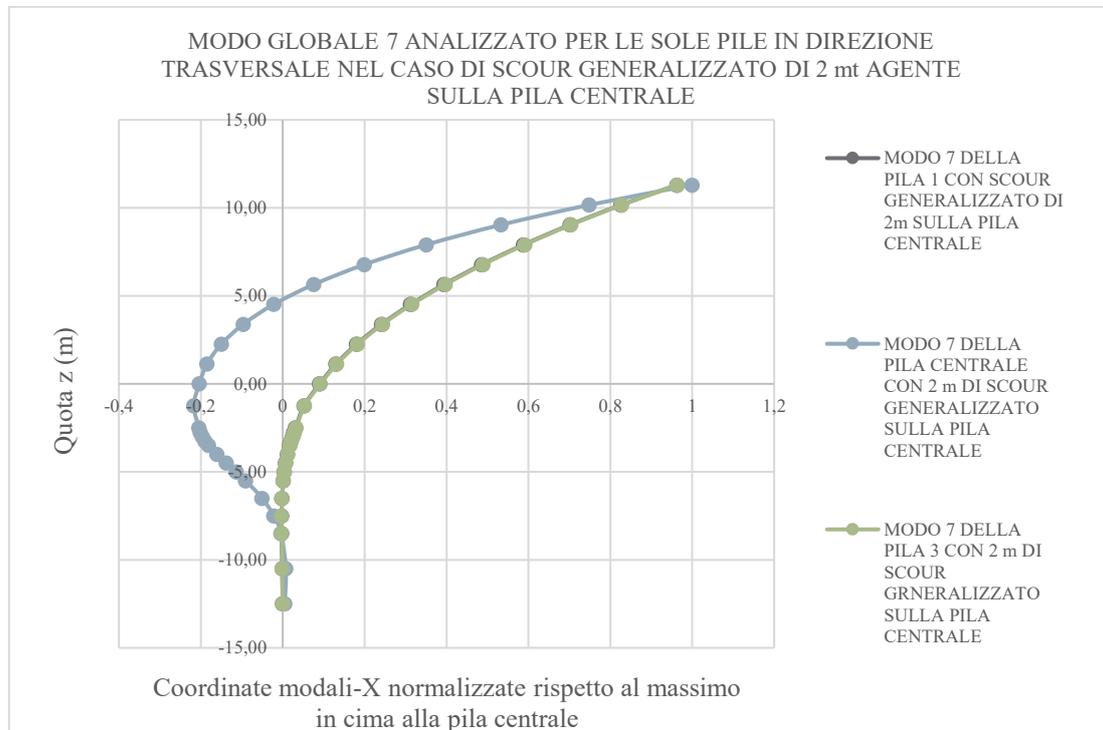
Si riportano qui di seguito le forme modali in direzione trasversale "X" delle sole pile attivate dal modo 7 nell'ambito dei diversi scenari considerati (assenza di scour, scour generalizzato di 1m e 2 m agente sulla pila centrale) le quali sono state normalizzate rispetto alla loro massima coordinata modale che si avrà per la configurazione analizzata e che sarà applicata a tutte e tre le pile con riferimento al caso esaminato. Questa normalizzazione è dovuta al fatto che il modo 7 è globale, e quindi le auto-deformate delle tre pile debbono essere scalate rispetto allo stesso massimo (il quale varierà di entità e di posizione lungo il fusto della pila a seconda dello scenario esaminato) al fine di poterle rendere confrontabili tra loro e definire la variazione subita dal modo delle tre pile in direzione trasversale al progredire dello scour. Va altresì osservato, che il modo delle tre pile attivato dal modo 7, anche in assenza di scour è diverso, tuttavia tali differenze verranno amplificate al momento in cui si considereranno gli scenari di scalzamento sulla pila centrale, con un conseguente incremento della deformata modale della pila centrale, che sarà quella più condizionata dall'erosione, mentre le due pile laterali, saranno meno influenzata dall'erosione generalizzata agente sulla pila centrale, e quindi le rispettive auto-deformate rilevate nei 2 casi di scour saranno quasi del tutto analoghe a quelle relative al caso di fondazione integra.

Qui di seguito si riportano i grafici ricavati in *Excel* che descrivono le forme modali delle pile in direzione trasversale con riferimento al modo di vibrare 7 nella configurazione di fondazione integra e nelle 2 configurazioni di scour esaminate.



**GRAFICO 4.7:** Forma modale 7 delle tre pile in direzione trasversale (X) in assenza di scour

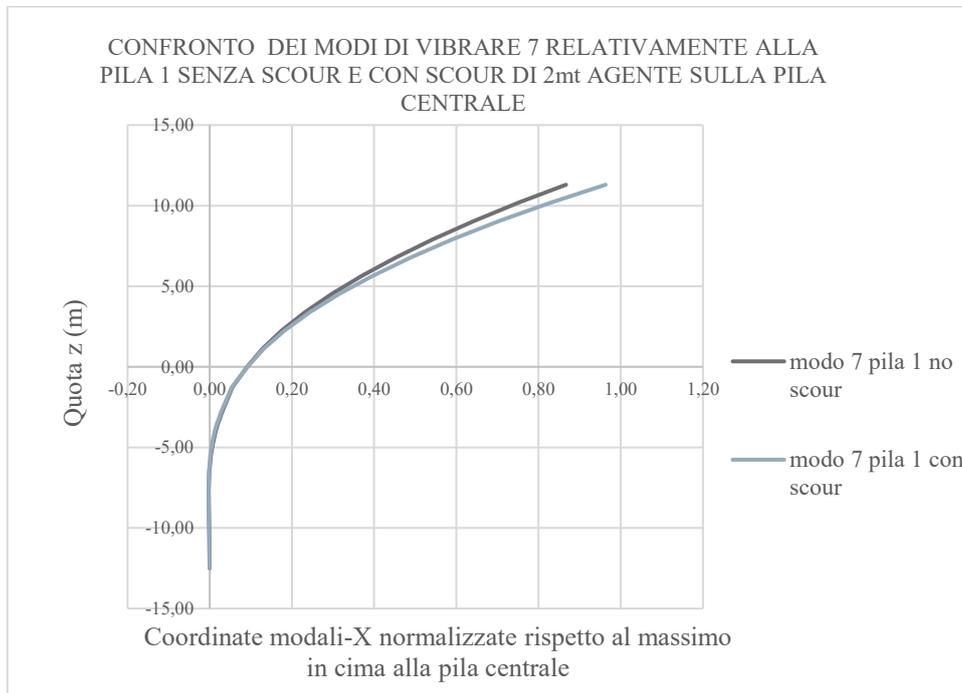
Si osservi come il modo di vibrare in direzione trasversale delle due pile laterali sia eguale, di fatto le due curve sono sovrapposte e rappresentano la classica deformata modale che ci si può attendere da una mensola perfettamente incastrata alla base, mentre il modo di vibrare della pila centrale, si discosta considerevolmente da quello delle 2 pile laterali anche in assenza di scour, mostrando una maggiore flessibilità della pila medesima per effetto del fatto che l'impalcato in corrispondenza della pila centrale, in direzione trasversale offre una minore rigidità nei confronti delle azioni trasversali, poiché non risente dell'effetto irrigidente delle spalle. Questo giustificherebbe anche il cambiamento di segno che subiscono le coordinate modali in corrispondenza della base della pila centrale e della sua palificata per effetto del momento flettente trasversale trasmesso dall'impalcato alla testa della pila, che induce questa inversione nel segno delle coordinate modali, che così da positive divengono negative. Tale risultanza, potrà riscontrarsi anche nel caso in cui la pila centrale sia affetta da scour poiché dipende esclusivamente dallo schema strutturale del ponte, e non dai fenomeni erosivi, anche se quest'ultimi tendono ad amplificare tale cambiamento di segno nelle coordinate modali della pila centrale in corrispondenza della sua base, come si può bene vedere nel *grafico 4.8 e 4.12*.



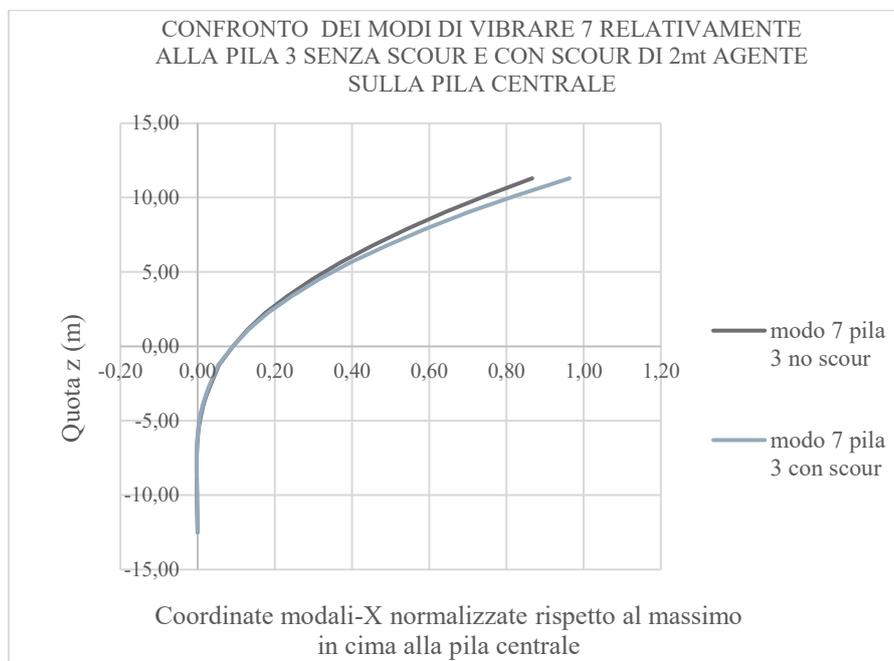
**GRAFICO 4.7:** Forma modale 7 delle tre pile in direzione trasversale (X) in presenza di scour generalizzato di 2 mt sulla pila centrale

Anche in tal caso si osserva una perfetta sovrapposizione delle forme modali delle due pile laterali, ed una forma modale della pila centrale che mostra delle similitudini con quella già vista nel caso di fondazione non scalzata ma in tal caso il cambiamento di segno nelle coordinate modali è di maggiore entità ed interessa anche parte del fusto della pila, poiché a causa dell'erosione i pali lavoreranno a sbalzo e quindi la deflessione del sistema pila più pali sarà maggiormente amplificata con una deformata modale della pila centrale che risulta essere quella mostrata nel grafico 4.7.

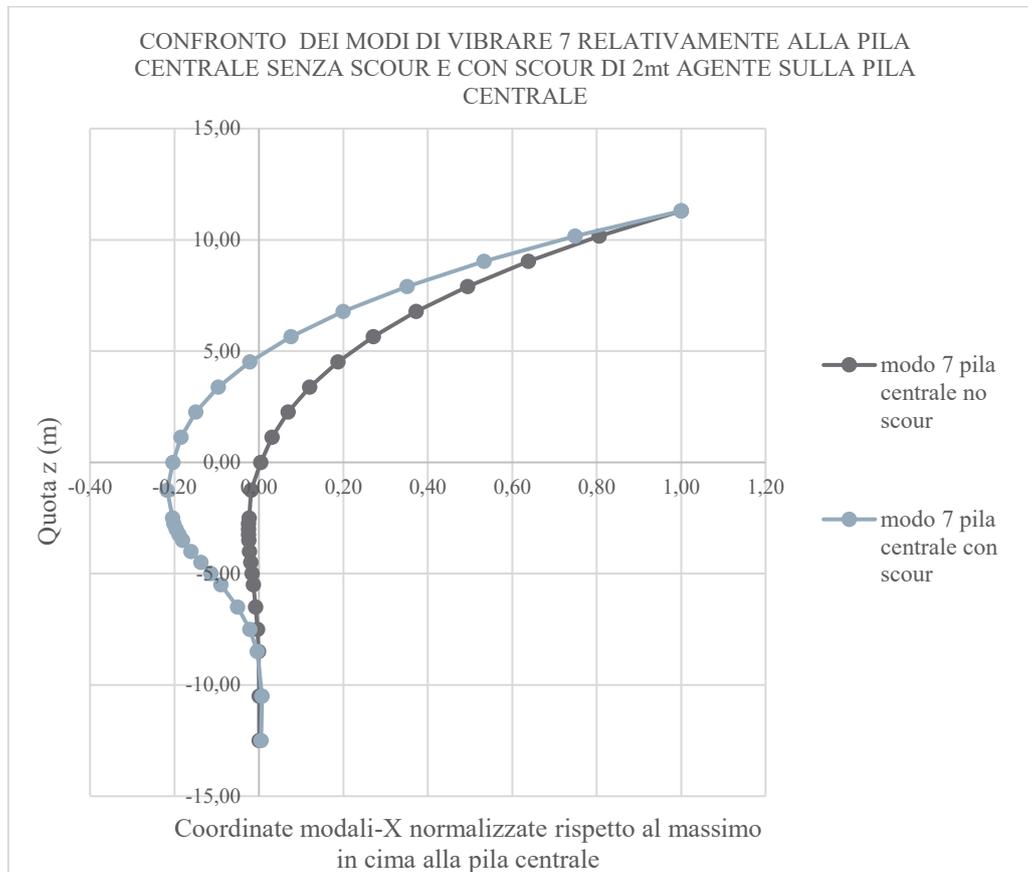
Al fine di poter cogliere in modo più esaustivo le variazioni subite dalle forme modali delle pile in direzione trasversale per effetto dello scour, si è deciso di confrontare le deformate modali di ciascuna pila nel caso di fondazione non scalzata e di fondazione scalzata. Si presentano i risultati sotto forma di grafici ottenuti in *Excel*, andando a confrontare prima il caso di fondazione della pila centrale affetta da uno scour generalizzato di 2 mt con quella integra, e poi il caso di fondazione affetta da uno scour avente profondità 1 mt, sempre riferendosi al caso di fondazione integra.



**GRAFICO 4.8:** Forma modale 7 della pila laterale 1 parte spalla fissa in direzione trasversale (X) in presenza di scour generalizzato di 2 mt sulla pila centrale, e in assenza di scour



**GRAFICO 4.9:** Forma modale 7 della pila laterale 3 parte spalla mobile in direzione trasversale (X) in presenza di scour generalizzato di 2 mt sulla pila centrale, e in assenza di scour



**GRAFICO 4.10:** Forma modale 7 della pila centrale in direzione trasversale (X) in presenza di scour generalizzato di 2 mt sulla pila centrale, e in assenza di scour

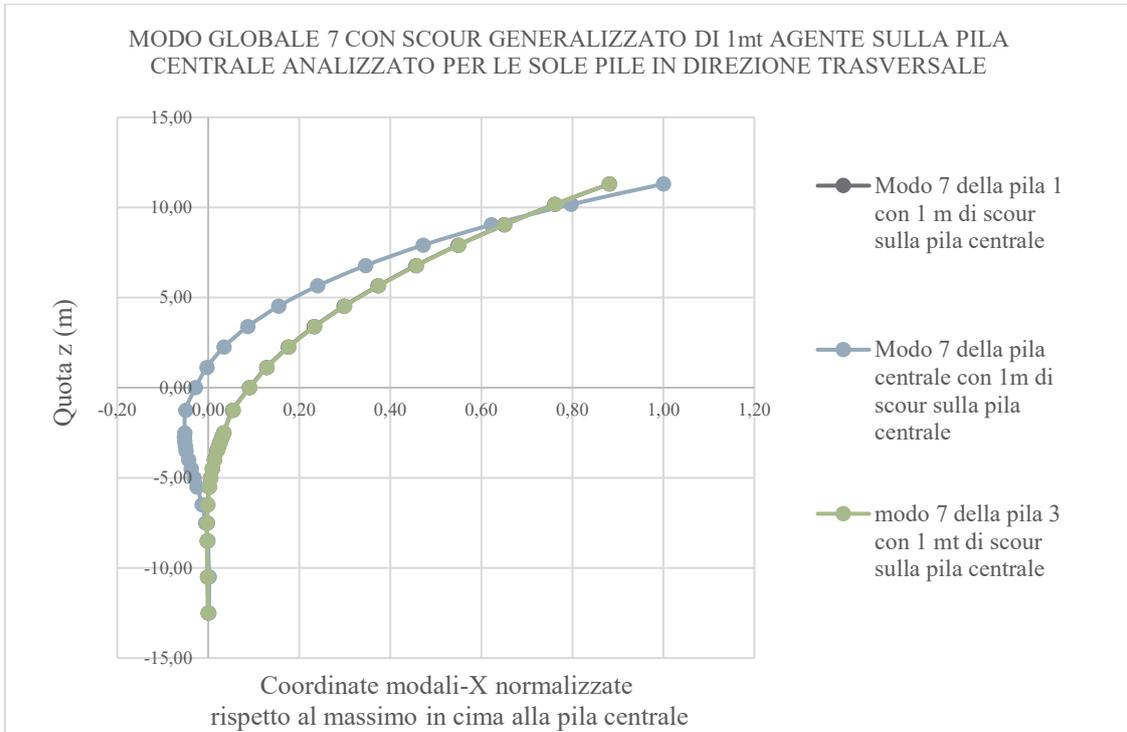
Lo scour agente sulla palificata della pila centrale influenza soprattutto il modo di vibrare della pila omonima, quindi, siccome lo scalzamento in questione non esalta a sufficienza la variazione del modo relativamente alle 2 pile laterali, come si può evincere dai grafici 4.8 e 4.9, in cui le deformate modali nel caso integro e nel caso eroso sono quasi del tutto coincidenti, ci si è focalizzati solo sull'analisi della variazione subita dai modi di vibrare della pila centrale definendo per essa i parametri di controllo dello scour in direzione trasversale.

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI CONTROLLO DELLO SCOUR CON  
RIFERIMENTO AL MODO DI VIBRARE 7 DELLA PILA CENTRALE IN DIREZIONE  
TRASVERSALE

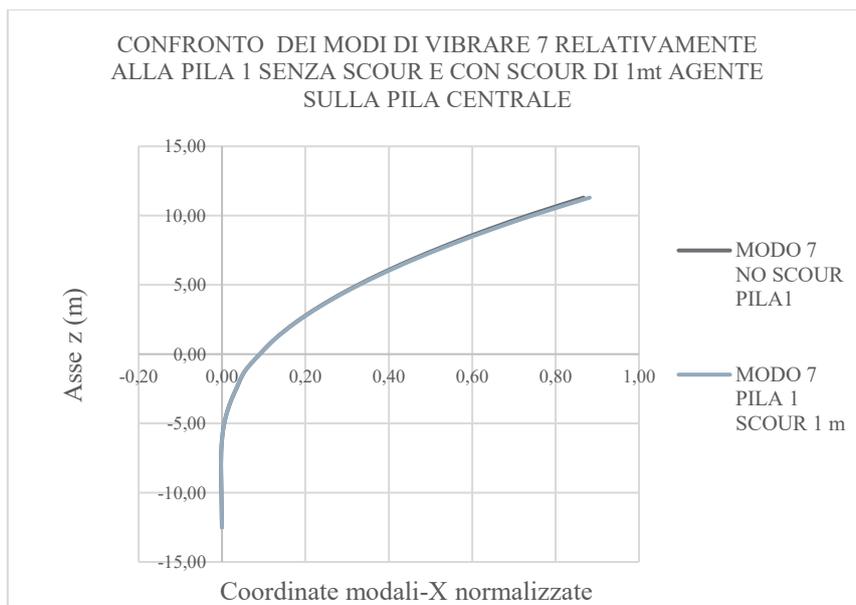
I parametri di controllo dello scour introdotti per lo studio della variazione della forma modale 7 della pila centrale in direzione trasversale, sono rappresentati dalla variazione percentuale della coordinata modale “X” in cima e alla base della pila, prima e dopo lo scour, e dalla variazione percentuale della pendenza della retta tangente alla base e alla sommità della pila, prima e dopo lo scour. Qui di seguito vengono riportati tali parametri variazionali, rispetto al caso di fondazione integra, al fine di vedere, almeno da un punto di vista numerico, come lo scour generalizzato di profondità 2 mt agente solo sulla pila centrale modifica la forma modale della pila omonima in direzione trasversale.

<i>Parametri di controllo dello scour in direzione trasversale</i>	<i>Caso di fondazioni integre</i>	<i>Caso di scour generalizzato di 2m agente sulla pila centrale</i>	<i>Variazione percentuale dei parametri di controllo rispetto al caso di fondazione integra</i>
<i>Coordinata modale-X alla base della pila (0mt)</i>	4.54E-03	-2.04E-01	$[4.54E-3 - (-2.04E-1)] / (4.54E-3) =$ +4399%
<i>Coordinata modale-X alla sommità della pila (11.30mt)</i>	1.00	1.00	0%
<i>Pendenza della retta tangente alla base della pila (0mt) rispetto alla verticale</i>	90°- 43°,228= 46°,772	90°- 59°,055= 30°,945	$[30°,945 - (46°,772)] / (46°,772) =$ -33,8%
<i>Pendenza della retta tangente alla sommità della pila (11.30mt) rispetto alla verticale</i>	90°- 5,831= 84°,169	90°- 4,494= 85°,051	$[85°,051 - (84°,169)] / (84°,169) =$ +1,05%

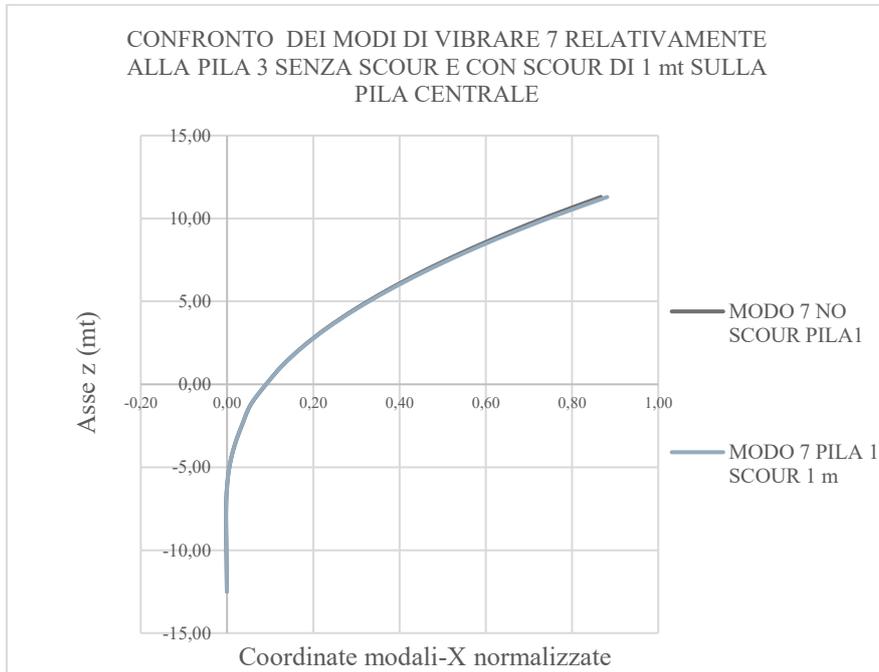
Qui di seguito si riportano i risultati dell'analisi numerica precedentemente illustrata, ma considerando 1 mt di scour generalizzato agente sulla pila centrale.



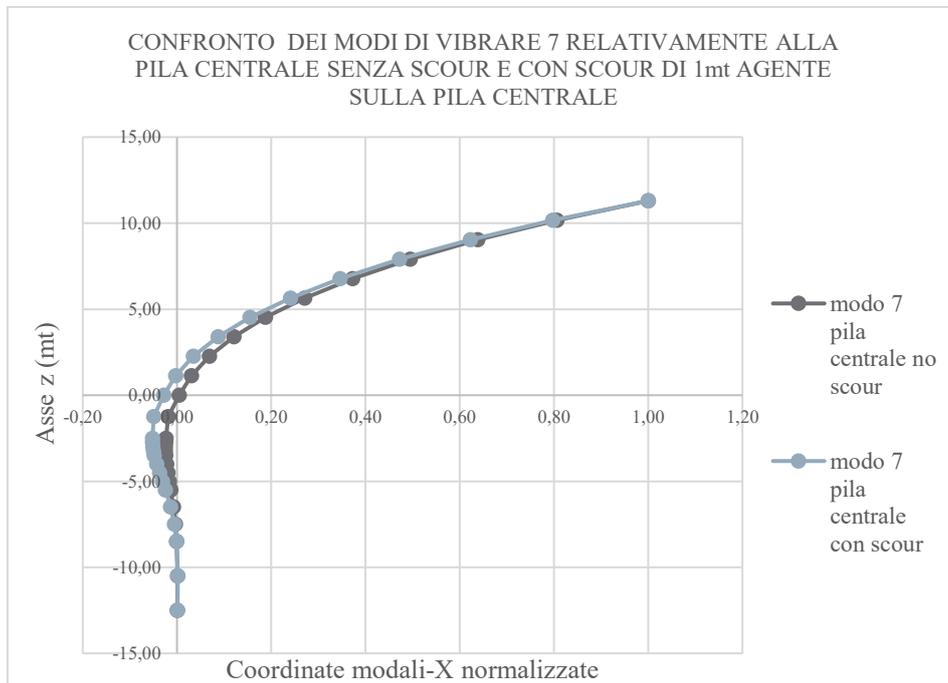
**GRAFICO 4.11**



**GRAFICO 4.12**



**GRAFICO 4.13**



**GRAFICO 4.14**

Come già discusso in precedenza, con riferimento al caso di scour di 2 mt, anche in tal caso le 2 pile laterali risentono poco dell'effetto di scalzamento agente sulla pila centrale a profondità di 1 mt, questo è denunciato dalla perfetta coincidenza delle deformate modali delle pile laterali con e senza lo scour, mentre la pila centrale mostra una deformata modale del tutto analoga a quella vista nel caso di scalzamento avente profondità 2mt, ma in tal caso l'inversione di segno nelle coordinate modali è di minore entità ed interessa solo il fusto dei pali ove non si ha più il terreno in quanto è stato asportato dall'azione erosiva della corrente fluviale. Alla luce di tali considerazioni, anche in tal caso i parametri di controllo sono stati ricavati per la sola pila centrale, essendo quelle laterali non influenzate dal fenomeno erosivo concentrato sulla pila centrale. Qui di seguito vengono riportati tali parametri variazionali, rispetto al caso di fondazione integra, al fine di vedere, almeno da un punto di vista numerico, come lo scour generalizzato di profondità 1 mt agente solo sulla pila centrale modifica la forma modale della pila omonima in direzione trasversale.

<i>Parametri di controllo dello scour in direzione trasversale</i>	<i>Caso di fondazioni integre</i>	<i>Caso di scour generalizzato di 1m agente sulla pila centrale</i>	<i>Variazione percentuale dei parametri di controllo rispetto al caso di fondazione integra</i>
<i>Coordinata modale-X alla base della pila (0mt)</i>	4.54E-03	-2.81E-02	$[4.54E-3 - (-2.81E-2)] / (4.54E-3) = +519\%$
<i>Coordinata modale-X alla sommità della pila (11.30mt)</i>	1.00	1.00	0%
<i>Pendenza della retta tangente alla base della pila (0mt) rispetto alla verticale</i>	90°-43°,228= 46°,772	90°-44°,922= 45°,078	$[45°,078 - (46°,772)] / (46°,772) = -3,62\%$
<i>Pendenza della retta tangente alla sommità della pila (11.30mt) rispetto alla verticale</i>	90°-5°,831= 84°,169	90°-5°,574= 84°,426	$[84°,426 - (84°,169)] / (84°,169) = +0,305\%$

Dall'analisi dei parametri di controllo istituiti per monitorare la variazione del modo della pila centrale in direzione trasversale al progredire dello scour, si può osservare che il parametro che più di tutti varia è la coordinata modale in direzione  $x$  alla base della pila, che subisce, con riferimento ad uno scalzamento di 2 metri, un incremento di circa 44 volte rispetto alla condizione integra. Questo è da imputarsi all'inversione del segno delle coordinate modali alla base della pila soggetta a scour, mentre la pendenza della retta tangente alla base della pila rispetto alla verticale *decrementa* di circa il 34% rispetto alla condizione di fondazione integra (la pila si pseudo-verticalizza), sempre per effetto dell'inversione di segno delle coordinate modali.

Per converso in corrispondenza della sommità della pila si osserva un incremento più modesto della pendenza della retta tangente (*circa l'un per cento*), con riferimento alla verticale, rispetto al caso di fondazione non danneggiata dovuta al rispetto della condizione di congruenza che si instaura tra l'impalcato e le pile e che impone l'ortogonalità della pila all'impalcato medesimo. Quindi, siccome lo scour determina un incremento della flessibilità della pila, essa tenderà a deflettersi di più, e quindi per mantenere detta ortogonalità con l'impalcato la sommità della pila è costretta a deflettersi maggiormente rispetto al caso di fondazione non scalzata, da qui l'incremento della pendenza della retta tangente alla sommità della pila, che quindi denuncia una pseudo-orizzontalizzazione della sommità della pila.

Stesse risultanze numeriche, sono state osservate nel caso di scour con profondità 1 mt, ma i valori numerici assunti dai parametri sono più piccoli, in particolare anche in tal caso si osserva un incremento della coordinata modale  $X$  alla base della pila, che però è soltanto 5 volte maggiore rispetto al caso integro, ed è sempre dovuta all'inversione del segno delle coordinate modali, mentre anche in tal caso la pendenza della retta di base computata rispetto alla verticale *decrementa*, tendendo alla verticale, così come quella di sommità incrementa al fine di garantire il rispetto della condizione di congruenza tra impalcato e sommità della pila.

Allo scopo di rendere più agevole, il monitoraggio dello scour, l'ideale sarebbe di valutare come si modifica la forma modale dell'impalcato medesimo al progredire dello scalzamento al piede della fondazione. Infatti, le misurazioni atte al monitoraggio sistematico del fenomeno di erosione, risultano più difficoltose se effettuate sul fusto delle pile, e non consentirebbero di valutare l'aumento della flessibilità che subisce l'impalcato a seguito di detto fenomeno. In particolare, se le fondazioni sono tutte erose, si avrà un aumento della flessibilità dell'impalcato scaturito dal fatto che parte del fusto dei pali soggetto a scalzamento lavorerà a sbalzo. Partendo da tale presupposto, l'obiettivo che si vuole tragguardare con tale tesi, sarà quella di introdurre dei parametri di controllo per lo scour che siano del tutto generali, quindi applicabili anche nel caso di ponti ad *n-campate*; e che consentano di monitorare in maniera agevole tale fenomenologia attraverso la misurazione degli effetti indotti dallo scalzamento al piede delle fondazioni sulla rotazione subita dall'impalcato in direzione trasversale, valutando così le eventuali dissimmetrie subite dalle forme modali che in direzione trasversale attivano più massa. Di fatto, l'impalcato nel suo piano ed in direzione trasversale, può immaginarsi come un diaframma rigido vincolato in direzione trasversale da molle cedevoli elasticamente, dove la rigidità di tali molle non rappresenterebbe altro che la rigidità trasversale delle pile e delle spalle del ponte. Il progredire dello scour sulle pile, può immaginarsi, come un deterioramento della rigidità di tali molle, poiché il fatto che i pali lavorino a sbalzo nel tratto eroso, fa sì che il sistema pali-pile aumenti di flessibilità, e quindi ciò si traduce in una riduzione di rigidità delle pile in direzione trasversale che può tradursi in un incremento della deformabilità dell'impalcato, che implicherebbe dissimmetrie nelle forme modali che sono attivate in direzione trasversale, e che possono rilevarsi, ad esempio andando a valutare per alcune sezioni peculiari dell'impalcato, come varia la rotazione di dette sezioni trasversali al progredire del fenomeno di scalzamento, rapportandole alla rotazioni che si misurano in assenza di scour. Infatti si è più volte sostenuto che l'erosione comporta come conseguenza principale una perdita di rigidità del sistema, il che giustifica, le dissimmetrie di deformazione nate a causa della mancanza del terreno sottostante la fondazione.

L'introduzione dei parametri di monitoraggio dello scour, con riferimento all'impalcato, verrà di nuovo analizzata per il modo 7, che nel caso in esame è quello che attiva più massa modale in direzione trasversale; di fatto si ripercorreranno gli stessi passi visti per l'introduzione dei parametri di controllo dello scour nel caso delle pile, ma questa volta rapportando le rotazioni subite dai traversi di irrigidimento, posti in corrispondenza della testa di ciascuna pila, dovute ad uno scour generalizzato applicato alla sola pila centrale di profondità rispettivamente *1mt*, *2mt*, *4mt*, *6mt*, rispetto alle rotazioni subite dai medesimi traversi in condizione di assenza di scour.

Successivamente, si analizzerà il caso di scour generalizzato agente su tutte e tre le pile (*scenari "c"*). In tal modo si avranno dei parametri guida che consentiranno di monitorare lo scour, tramite misurazioni eseguibili direttamente sull'impalcato, che contemplino il caso di erosione alla base della sola pila centrale, o su tutte e tre le pile. I parametri di controllo saranno gli stessi, nelle due casistiche, ma nel caso di scour agente sulla sola pila centrale, ci attenderemo che a variare maggiormente sarà il rapporto definito per il traverso posto in cima alla pila omonima, poiché direttamente influenzata dallo scour, mentre i traversi posti sulle pile laterali, dove non è avvenuta erosione, saranno meno influenzati dal fenomeno, come accadeva nel caso dell'analisi condotta sulle pile in direzione trasversale con riferimento al modo 7, dove le deformate modali delle pile laterali rilevate nei casi *1a* e *2a* si sovrapponevano quasi perfettamente a quella rilevata nel caso di no scour. Tuttavia, anch'essi verranno influenzati dal fenomeno erosivo, essendo il modo di vibrare globale. Mentre, il caso di scour che interessa tutte e tre le pile, enfatizzerà maggiormente anche la variazione di rotazione subita dai traversi posti sulle pile laterali, poiché, in tal caso saranno, anch'esse direttamente influenzate dallo scour.

Quindi, passo successivo, sarà quello di calcolare le rotazioni dei traversi di testata in corrispondenza di ciascuna pila, con riferimento al modo di vibrare globale numero 7, in condizione di assenza di scour, e ripetere lo stesso calcolo con riferimento alle rotazioni subite dagli stessi traversi nell'ambito dei modi simili al 7 con riferimento ai casi di scour denominati *1a*, *2a*, *3a*, *4a* (scour solo sulla pila centrale), e nei casi denominati *1c*, *2c*, *3c*, *4c*, rappresentanti il caso più gravoso di scour agente simultaneamente su tutte e tre le pile. Infine, rapportando tali rotazioni a quella **massima** calcolata in assenza di scour che è in corrispondenza del traverso posto sulla pila centrale, si potranno analizzare gli effetti indotti sull'impalcato dai diversi scenari di scalzamento al piede ipotizzati, e quindi introdurre dei parametri di monitoraggio che siano anche di scopo pratico, al fine di creare un database che abbia al suo interno l'evoluzione temporale subita da tali parametri e che possa aiutare a capire gli enti preposti alla manutenzione delle infrastrutture esistenti se un ponte è soggetto o meno a scalzamento, e quindi intervenire tempestivamente allo scopo di evitare eventi disastrosi. Effettuando periodicamente misurazioni sull'impalcato, che sono di più facile realizzazione rispetto a quelle condotte sulle pile, ad esempio tramite inclinometri o accelerometri, sarà possibile iniziare a raccogliere dati sperimentali, che nel corso del tempo potranno costituire un vero e proprio archivio storico con il quale si potrà controllare se il ponte oggetto di studio è soggetto o meno ad erosione.

Estendendo tale procedura a tutti gli attraversamenti fluviali, dove si pensa che ci sia una maggiore propensione al rischio di scalzamento, come quelli in corrispondenza dei fiumi dove si sono registrati eventi di piena che possono assumere sovente carattere di criticità, come i casi di interesse pratico ove l’impalcato è risultato essere totalmente sommerso durante un evento di piena, con conseguente riduzione della sezione di efflusso e aumento della velocità della corrente, si può pensare di creare una sorta di anagrafe dei ponti più a rischio di scour, e per essi iniziare un sistematica operazione di monitoraggio che consenta di analizzare l’evoluzione dello stesso, e quindi intervenire tempestivamente qualora si riscontrino variazioni elevate nei parametri guida introdotti per il monitoraggio con riferimento all’impalcato o alle pile.

**Calcolo dei parametri di controllo dello scour negli scenari “a” e “c” considerando le rotazioni dei traversi dell’impalcato posti in cima alle tre pile con riferimento al modo di vibrare numero 7**

Qui di seguito si riportano i parametri di controllo dello scalzamento riferiti all’impalcato, considerando il rapporto tra le rotazioni dei traversi di testata ( $T_i$ ) posti alla testa di ciascuna pila indotte da uno scour agente solo sulla pila centrale del ponte, e la rotazione massima subita dal traverso posto in corrispondenza della pila centrale in assenza di scour (evidenziata in giallo).

	Rotazione alla corda dei traversi ( $T_i$ ) in condizione di no scour (Rad) (modo7)	Rotazione alla corda dei traversi ( $T_i$ ) in condizione di scour 1a (Rad) (modo 7)	Rotazione alla corda dei traversi ( $T_i$ ) in condizione di scour 2a (Rad) (modo 7)	Rotazione alla corda dei traversi ( $T_i$ ) in condizione di scour 3a (Rad) (modo 8 simile al 7 determinato con MAC)	Rotazione alla corda dei traversi ( $T_i$ ) in condizione di scour 4a (Rad) (modo 10 simile al 7 determinato con MAC)	Rot .Ti (no scour) $1.078e-4$	Rot .Ti (1a) $1.078e-4$	Rot .Ti (2a) $1.078e-4$	Rot .Ti (3a) $1.078e-4$	Rot .Ti (4a) $1.078e-4$
Traverso pila 1 (T1)	6.166E-05	6.171E-05	6.173E-05	6.0720E-05	6.1098E-05	0.57	0.57	0.57	0.56	0.57
Traverso pila 2 (T2)	1.078E-04	1.101E-04	1.201E-04	8.84107E-05	9.2351E-05	1.00	1.02	1.11	0.82	0.85
Traverso pila 3 (T3)	6.166E-05	6.171E-05	6.173E-05	6.0720E-05	6.1098E-05	0.57	0.57	0.57	0.56	0.57

Lo scour agente sulla pila centrale determina per ogni profondità analizzata un variazione nella rotazione dei traversi laterali pressochè nulla rispetto alla condizione di no scour (il rapporto si mantiene mediamente costante a 0.57), tuttavia si evidenzia una riduzione di circa il 40% rispetto alla rotazione subita dal traverso centrale, con un leggero aumento via via che la profondità di scalzamento aumenta, arrivando al 54% nel caso di scour di profondità 2 mt, inoltre, come altresì osservato nell'ambito delle analisi numeriche condotte per le pile laterali considerando le stesse profondità di erosione, si era già osservata una quasi perfetta coincidenza nel modo di vibrare delle pile laterali rispetto al caso integro, mentre il traverso centrale subisce, con riferimento alla condizione integra, un incremento di rotazione di circa il 2% nel caso di scour di profondità 1 mt, e l'11% nel caso di scour di profondità 2 mt. Questo accade, poiché tali profondità di scalzamento non sono tali da indurre una grande variazione nei modi di vibrare rispetto al caso non danneggiato; mentre per profondità di scalzamento importanti, rispettivamente di 4 e 6 metri, per effetto del notevole aumento della profondità di scalzamento, si avrà un'inversione nei modi di vibrare simili al 7, come rilevato dall'analisi numerica eseguita mediante il coefficiente *MAC* e dall'analisi visiva, ed assumono la numerazione 8 per il *caso 3a*, e 10 per il *4a*. Sebbene sia difficile individuarli, data la notevole dispersione dei valori che rendono più difficoltosa l'individuazione di modi simili al 7, cioè quelli che non presentano valori di *MAC* prossimi all'unità, ma che hanno solamente una vaga similitudine con il modo sette della configurazione integra, e che esibiscono un valore di *MAC* basso, (prossimo allo 0.5), con riferimento a tali modi simili al 7 della condizione integra si può osservare una rotazione nei traversi laterali pressochè costante rispetto al caso integro, mentre rispetto alla rotazione subita dal traverso centrale, con riferimento alle stesse profondità di scalzamento (4 e 6 mt) si osserva che mediamente i traversi laterali ruotano del 26% in meno rispetto a quello centrale, contro una riduzione ben più marcata, che mediamente si attestava intorno al 40%-50% nei primi due scenari di scour ed in assenza di scour. Con riferimento agli ultimi due scenari di scalzamento, la riduzione di rotazione nel traverso centrale è dovuta al fatto che tutta la deformazione indotta da tali scenari di scour concentrati sulla pila centrale determina una forte deformazione per taglio dei pali che risulta essere tale da dare una notevole rotazione al fusto dei pali erosi, mentre la sovrastante struttura composta dal plinto e dalla pila tenderà a traslare rigidamente con una conseguente minor rotazione sia della pila, che del traverso sovrastante, questo a giustificazione della riduzione di rotazione subita dal traverso centrale rispetto a quello che si aveva negli scenari *1a*, *2a* e *di no scour*.

Dall'analisi dei modi simili al 7, con riferimento ai primi due casi (1a, 2a), essendo il tratto eroso di profondità esigua, si può osservare che i pali si deflettono assieme alla pila, senza originare la traslazione rigida della sovrastruttura struttura, ma piuttosto un incremento della deflessione del sistema pila-pali, come se i pali fossero una naturale prosecuzione della pila medesima. Ad ogni modo, tale parametro è in grado di denunciare come lo scour abbia effetti non solo sulle pile, ma anche sull'impalcato, facendo *variare* progressivamente la rotazione dei traversi posti in corrispondenza della pila affetta da scalzamento, e lasciando quasi del tutto inalterata quella dei traversi laterali. Qui di seguito si riportano i parametri di controllo dello scalzamento sempre riferiti all'impalcato, considerando il rapporto tra le rotazioni dei traversi di testata ( $T_i$ ) posti alla testa di ciascuna pila indotte da uno scour agente su tutte e tre le pile del ponte, e la rotazione massima del traverso centrale in assenza di scour (evidenziata in giallo).

	<i>Rotazione alla corda dei traversi (<math>T_i</math>) in condizione di no scour (Rad)</i> <i>(modo7)</i>	<i>Rotazione alla corda dei traversi (<math>T_i</math>) in condizione di scour 1c (Rad)</i> <i>(modo 7)</i>	<i>Rotazione alla corda dei traversi (<math>T_i</math>) in condizione di scour 2c (Rad)</i> <i>(modo 7)</i>	<i>Rotazione alla corda dei traversi (<math>T_i</math>) in condizione di scour 3c (Rad)</i> <i>(modo 6 simile al 7 determinato con MAC)</i>	<i>Rotazione alla corda dei traversi (<math>T_i</math>) in condizione di scour 4c (Rad)</i> <i>(modo 4 simile al 7 determinato con MAC)</i>	<i>Rot . Ti (no scour)</i> <i>1.078e - 4</i>	<i>Rot . Ti (1c)</i> <i>1.078e - 4</i>	<i>Rot . Ti (2c)</i> <i>1.078e - 4</i>	<i>Rot . Ti (3c)</i> <i>1.078e - 4</i>	<i>Rot . Ti (4c)</i> <i>1.078e - 4</i>
<i>Traverso pila 1 (T1)</i>	6.166E-05	5.908E-05	5.943E-05	6.36764E-05	6.5070E-05	<b>0.57</b>	<b>0.57</b>	<b>0.54</b>	<b>0.55</b>	<b>0.60</b>
<i>Traverso pila 2 (T2)</i>	<b>1.078E-04</b>	1.087E-04	1.118E-04	1.29952E-04	1.2853E-04	<b>1.00</b>	<b>1.01</b>	<b>1.04</b>	<b>1.20</b>	<b>1.19</b>
<i>Traverso pila 3 (T3)</i>	6.166E-05	5.908E-05	5.943E-05	6.36764E-05	6.5070E-05	<b>0.57</b>	<b>0.57</b>	<b>0.54</b>	<b>0.55</b>	<b>0.60</b>

In tal caso si può osservare una risposta molto più uniforme di tutto l'impalcato, che subisce, in corrispondenza del traverso centrale un progressivo aumento della rotazione, che determina un aumento di circa il 20%, a meno di errori numerici, sia nel *caso 3c*, che nel *caso 4c*. Per converso i traversi laterali, non subiscono nel primo caso (*1c*) una riduzione della rotazione, che si mantiene eguale a quella di *no scour*, mentre nei casi (*2c*, *3c*) si osserva una riduzione di circa il 4% -5%, per poi aumentare fino a raggiungere il valore di 0.60 nell'ultimo scenario esaminato (*4c*), mentre confrontando le rotazioni subite dai traversi laterali rispetto a quello centrale, con riferimento ad ogni scenario, si osserva che la differenza tra i rapporti definiti per il traverso centrale e per quelli laterali, tende a crescere via via che lo scour aumenta, passando da una differenza di 0.43 nel caso *no scour*, a 0.65 nel caso di *scour 3c*, per poi subire una riduzione sino a 0.59 nel caso di *scour 4c*, il che vuol dire che, se lo scalzamento agisce simultaneamente su tutte e tre le pile si assisterà ad un incremento progressivo della rotazione del traverso centrale, mentre i traversi laterali inizialmente manifestano una riduzione di rotazione rispetto al caso *no scour*, per poi aumentare nell'ultimo caso analizzato, tuttavia essi si mantengono verosimilmente nella stessa posizione che assumevano nel caso *no scour*, sebbene le variazioni siano più marcate rispetto a quelle osservate negli *scenari a*. Ancora una volta si può osservare come il traverso centrale sia quello più influenzato dallo scour, data la minore rigidità dell'impalcato in direzione trasversale, poiché lontano dalle spalle, quindi il parametro guida nel monitoraggio dello scour, con riferimento all'impalcato dovrebbe riferirsi alla sezione trasversale che risulta essere più flessibile, poiché i parametri guida assumono un trend più facilmente intuibile, sebbene non sia monotono crescente, e quindi gli stessi saranno più controllabili in fase di monitoraggio, rispetto a quelli che si potrebbero misurare in altre sezioni del ponte. La difficoltà nel calcolo di tali parametri è sempre quella di riconoscere le forme modali simili a quella senza scour assunta a riferimento, tuttavia, una volta individuate attraverso una preliminare analisi visiva, confortata dall'impiego del coefficiente MAC, si può afferire che i parametri di controllo dello scalzamento istituiti per l'impalcato, confermano quanto ci si poteva attendere da un punto di vista ingegneristico, ovvero una maggiore variazione nella rotazione trasversale in corrispondenza del traverso posto sopra la pila più flessibile (lontana dalle spalle), con un aumento progressivo nel caso in cui lo scour affligga tutte e tre le pile, mentre nel caso in cui esso agisca su una sola pila, quella centrale, si assisterà ad un aumento di rotazione fin tanto quanto il sistema pila-pali si deflettono come fossero un unico elemento strutturale, mentre oltre un certo approfondimento, si osserva che sui pali si concentra la maggiore aliquota di deformazione dovuta all'effetto del taglio, mentre la sovrastante struttura traslerà rigidamente seguendo la deformazione dei pali.

Per converso, se lo scour agisse su tutte e tre le pile, nei casi di maggior approfondimento, si assiste sia ad una traslazione rigida del sistema pila-pali, ma anche ad un aumento di flessibilità del fusto delle pile, che giustificherebbe l'incremento progressivo di rotazione dei traversi centrali, sebbene nel *caso 4c*, tale incremento si mantiene simile a quello riscontrato nel *caso 3c*, per effetto della maggiore traslazione rigida subita dalla pila, dovuta alla grande deformazione per taglio concentrata sul tratto di pali che lavorano a sbalzo, che è di 6 metri nel *caso 4c*. Va pur detto che le maggiori variazioni di rotazione con riferimento al traverso centrale sono riscontrabili nel caso di scour localizzato sulla pila centrale, essendo il comportamento strutturale meno uniforme, in quanto le due pile laterali non affette da scour sono più rigide e tendono a contrastare l'elevata deformabilità della pila centrale affetta da scour determinando una concentrazione di deformazione taglienti in corrispondenza dei pali, con una conseguente traslazione rigida della sovrastruttura (pali-pila centrale), il tutto allo scopo di garantire le condizioni di congruenza dell'impalcato, cioè garantire che vi sia la continuità deformativa in termini di spostamento in ogni punto dell'impalcato, che se violata implicherebbe l'avvenuta rottura dell'impalcato medesimo, cosa per altro impossibile da considerare nell'ambito di un'analisi elastica e lineare come quella modale che sin qui si è condotta. Tali parametri assumono così validità generale, e quindi potrebbero applicarsi anche al caso di ponti dotati di *n-campate*, ad esempio misurando la rotazione dei traversi posti in cima alle pile centrali del ponte (che risultano essere trasversalmente più flessibili, e quindi più sensibili anche ad un eventuale fenomeno di scour che potrebbe interessare le pile non centrali del ponte), rappresentando così uno strumento utile con il quale si potrebbe creare un database contenente l'evoluzione temporale di tali parametri al fine di valutare se il fenomeno di scalzamento è stazionario, oppure se sta progredendo portando all'innescarsi di meccanismi di collasso fragile, cioè senza alcun preavviso.

## 5 RIPARTIZIONE DEGLI SFORZI ASSIALI LUNGO IL FUSTO DEI PALI PER EFFETTO DELLO SCOUR LOCALIZZATO

Allo scopo di analizzare la variazione degli sforzi assiali lungo il fusto dei pali a seguito del processo erosivo di scour localizzato sui due pali di valle si è condotta un'analisi statica della palificata centrale del ponte, considerando soltanto il peso proprio dell'intera struttura. Le caratteristiche delle sollecitazioni sono state ottenute mediante il programma di calcolo strutturale ADINA, il quale fornisce detti risultati in corrispondenza dei punti di integrazioni di ciascun elemento BEAM impiegato per la modellazione del fusto dei pali. Dette sollecitazioni, sono state poi inserite in *Excel* al fine di valutare la loro variazione al progredire dello scour sui due pali di valle rispetto al caso di fondazione integra, considerando 2 scenari di scour localizzato, rispettivamente 1 mt e 2 mt dal piano dell'alveo fluviale.

Qui di seguito vengono riportati i grafici che illustrano l'andamento degli *sforzi assiali* lungo il fusto dei pali, rispettivamente nel caso di fondazione integra, fondazione con scour che interessa i soli pali di valle a profondità di 1mt e 2 mt dal piano dell'alveo.

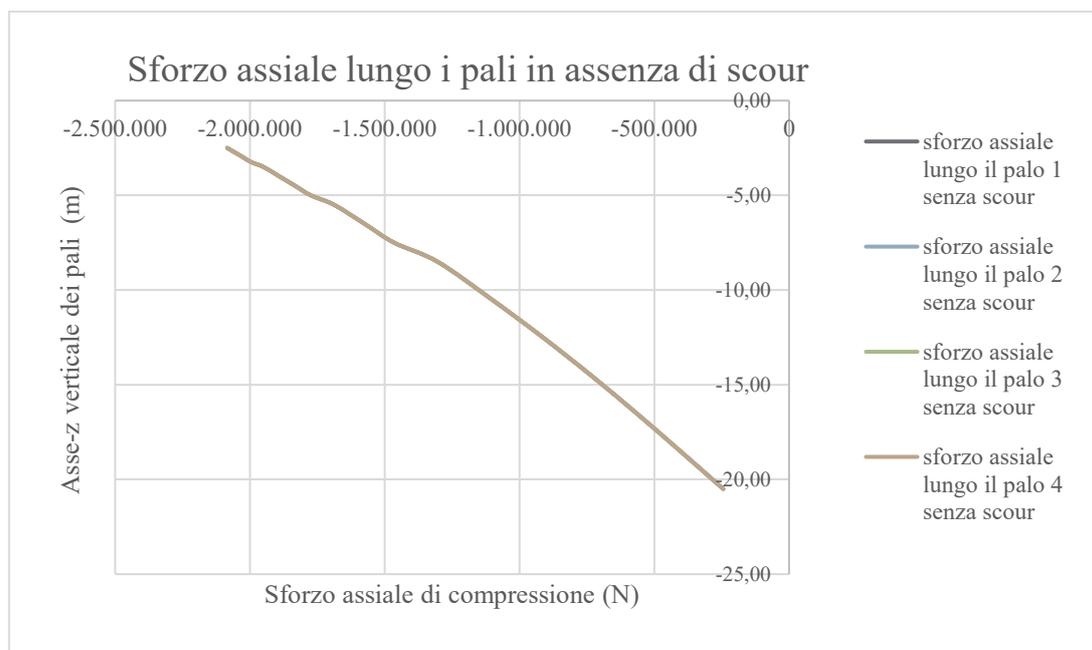


GRAFICO 5.1

Dal grafico 5.1 di pagina precedente si può osservare come in assenza di scour i pali siano caricati allo stesso modo, poiché non vi sono fenomeni di interazione tra i pali, essendo quest'ultimi posti ad un interasse maggiore di 3 volte il diametro.

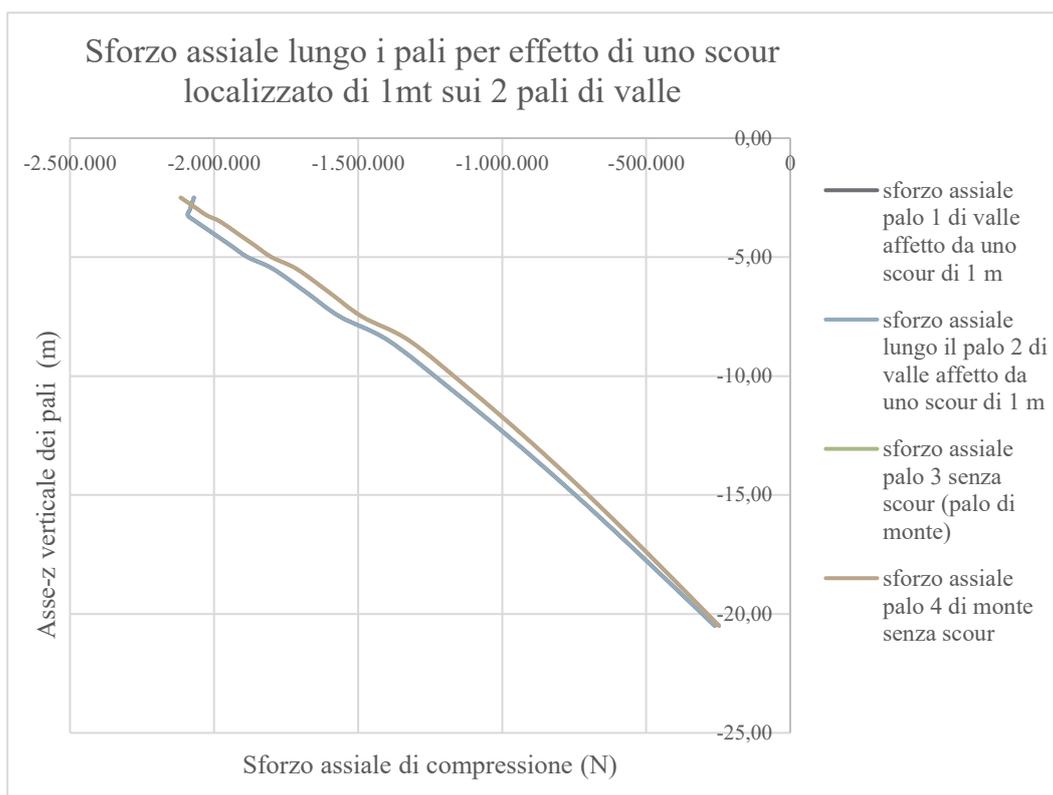


GRAFICO 5.2

Dal grafico 5.2 si può osservare come in presenza di uno scour di 1 mt sui 2 pali di valle, i pali di valle affetti da erosione si scaricano, mentre quelli di monte si caricano, al fine di garantire l'equilibrio della struttura alla traslazione verticale ed il rispetto della condizione di congruenza in termini di spostamenti verticali. Dal rispetto di queste due condizioni deriva la ripartizione degli sforzi assiali tra i pali che avverrà in base alle nuove rigidità assiali assunte dagli stessi a seguito del processo erosivo. Di fatto i pali di valle si scaricano poiché sono meno rigidi per effetto dell'asportazione di terreno, mentre quelli di monte si irrigidiranno al fine di garantire il rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale.

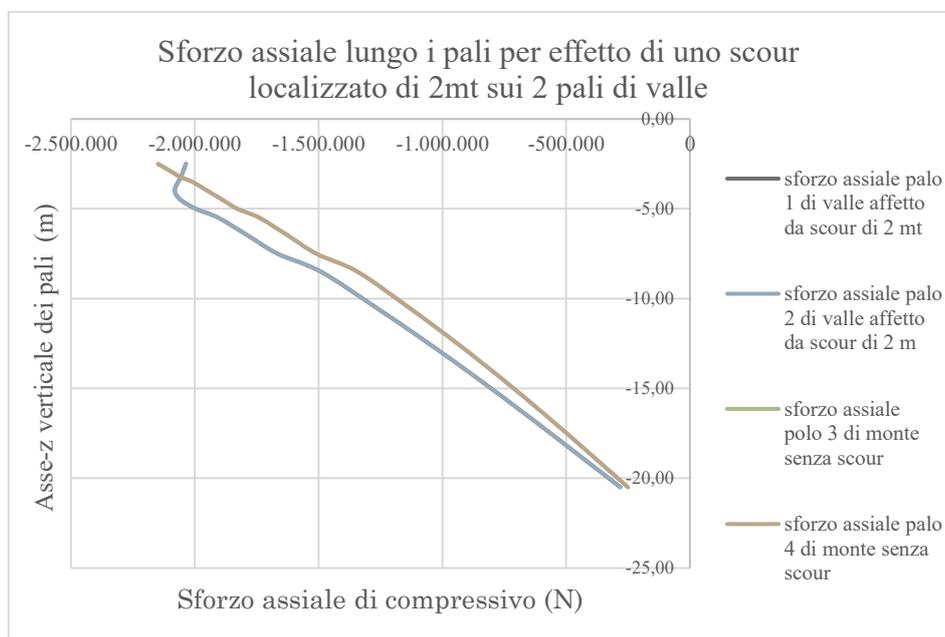


GRAFICO 5.3

Dal grafico 5.3 si può osservare un maggiore scarico assiale nei pali di valle e un maggiore caricamento dei pali di monte, rispetto a quanto avveniva nel caso di scour di profondità 1mt. Per evidenziare lo scaricamento dei pali di valle e il conseguente caricamento dei pali di monte, è stata analizzata la variazione degli sforzi assiali in testa ai pali al procedere dello scour con riferimento alla condizione di fondazione integra. Da sottolineare che le sollecitazioni assiali sono state analizzate in testa ai pali poiché sono quelle maggiori e pertanto verranno impiegate per dimensionare il collegamento plinto-pali secondo un meccanismo resistente di tipo *Struts-Ties* o tirante-puntone.

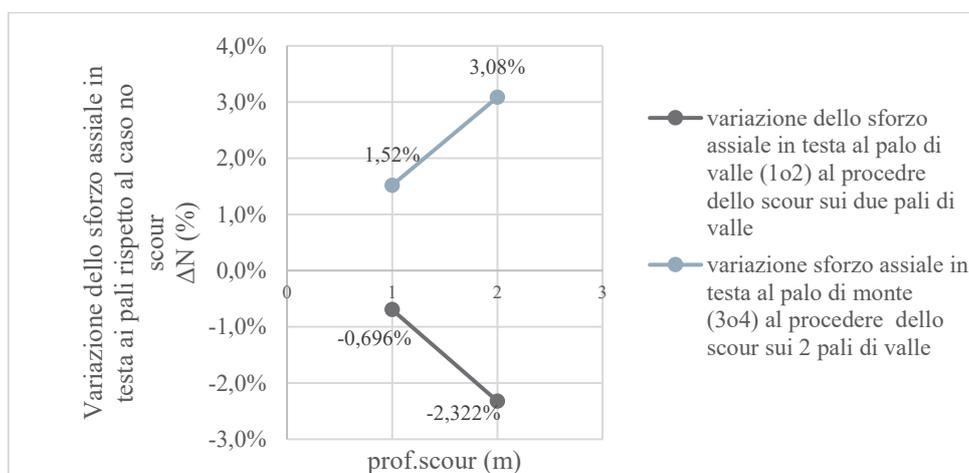


GRAFICO 5.4

Dal grafico 5.4, si può evincere che i pali di valle si scaricano, con riferimento alla condizione di fondazione integra, sempre di più all'aumentare della profondità di scour, passando dal -0,7% al -2,32% rispettivamente nel caso di 1mt di scour e di 2 mt di scour; mentre, per converso i pali di monte si caricano, incrementando lo sforzo assiale dell' 1,52% nel caso di 1mt di scour, e di 3,08% nel caso di 2mt di scour.

Tale fatto può apprezzarsi soltanto se nella modellazione del ponte si introducono le palificate con la relativa interazione tra palo e terreno, ed è per questo che tutte le analisi sino ad ora illustrate sono state condotte con tale modello, proprio per tener conto delle ridistribuzioni di sollecitazioni che si hanno tra pali qualora si abbia uno scour localizzato sui pali di valle. Fatto che non sarebbe apprezzabile, e quindi trascurato qualora si simulassero le fondazioni con molle puntuali cedevoli elasticamente. A seguito dello scour le rigidezze assiali e flessionali dei pali varieranno e quindi ci sarà una diversa redistribuzione delle sollecitazioni internamente ai pali che si andranno a ripartire in base a condizioni di equilibrio e congruenza, quindi i pali di valle che saranno meno rigidi si prenderanno meno carico, mentre quelli di monte essendo più rigidi si caricheranno per garantire l'equilibrio globale della struttura. Ora questa differenza di caricamento tra pali di valle e di monte dovuta allo scalzamento induce eccentricità alla base della pila, e quindi momenti parassiti che possono essere tenuti in conto in fase di modellazione solo se si modella l'intero ponte considerando anche la palificata con l'interazione pali-terreno. Questo allora giustifica a pieno la scelta di aver condotto tutte le analisi strutturali (modali e statiche) con un *modello globale* comprensivo della palificata, altrimenti, tali eccentricità si sarebbero del tutto trascurate al momento in cui si fosse usato un modello globale del ponte in cui le fondazioni fossero state modellate semplicemente attraverso molle puntuali poste alla base di ciascuna pila, e dotate di 6 rigidezze, che non rappresenterebbero altro che la rigidezza dell'intera palificata nei confronti dei 6 gradi di libertà che essa possiede nello spazio.

## 6 INTRODUZIONE ALLA VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DEI PONTI ESISTENTI

### 6.1 Premessa

Nel nostro Paese la sensibilità delle autorità preposte e del mondo professionale al problema della vulnerabilità sismica delle infrastrutture di trasporto e nello specifico dei ponti si può considerare molto recente. Una possibile spiegazione è data dal fatto che i danni ai ponti nei due terremoti maggiori avvenuti negli ultimi trent'anni: Friuli 1976 e Irpinia 1980, non hanno avuto conseguenze di particolare rilievo. Nel Friuli la realizzazione dell'infrastruttura autostradale era appena agli inizi. Nel terremoto Irpino, le opere d'arte presenti nel tratto appenninico dell'autostrada A16 subirono conseguenze di qualche rilievo, più che altro dovute all'inadeguatezza degli apparati di vincolo, che furono prontamente rimosse dall'Ente proprietario per mezzo di una sistematica adozione dell'allora innovativa tecnica dell'isolamento sismico. A partire dal 1992, su finanziamento della FHWA, è stato intrapreso un ampio programma di ricerca volto ad approfondire i diversi aspetti del problema della valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica dei ponti. Il primo prodotto di tale ricerca è comparso nel 1995 con il titolo "Seismic Retrofit Manual for Highway Bridges" (FHWA-RD-94-052), e i successivi sviluppi trovano oggi compimento nei documenti "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 Bridges" e "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 2 Retaining structures, Slopes, Tunnels, Culverts and Roadways" (MCEER-FHWA, 2005).



*Fig.6.1: Terremoto di San Fernando (1971)*

In Europa il sistema degli Eurocodici contiene un documento normativo di moderna concezione allineato ai recenti criteri prestazionali per la progettazione dei ponti di nuova costruzione, l'Eurocodice 8 Parte 2 (CEN, 2005), ma per quanto riguarda l'esistente si limita alla valutazione e al rinforzo degli edifici, con l'Eurocodice 8 Parte 3 (CEN, 2005). Quando nel 2003 il quadro normativo Italiano ha subito un deciso ri-orientamento nella direzione dell'armonizzazione alla normativa Europea, la priorità è stata data alla predisposizione di testi per il progetto del nuovo, sia per gli edifici che per i ponti, e per la valutazione dell'esistente, ma limitatamente agli edifici. A loro volta tali testi hanno costituito il riferimento per la redazione del capitolo 7 della vigente normativa tecnica, emanata dal Ministero delle Infrastrutture nel 2008 (DM2008). Parallelamente, con finanziamento del Dipartimento di Protezione Civile (DPC) alla Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (Reluis), è stato intrapreso un programma di ricerca. La prima fase di tale progetto si è svolta nel triennio 2005-2008, e, tra le linee di ricerca, era presente una linea specifica sul tema *“Valutazione e riduzione del rischio sismico dei ponti esistenti”*. L'obiettivo dichiarato di questa linea era la produzione di un testo di linee-guida riguardanti tale argomento. L'esigenza di avere a disposizione linee guida sull'argomento risale alla data stessa dell'emanazione dell'Ordinanza 3274, che prevedeva entro cinque anni dalla sua emanazione l'esecuzione di valutazioni della sicurezza sismica delle opere strategiche. A tale scopo tra l'altro il Dipartimento di Protezione Civile ha recentemente affidato all'ANAS il compito di valutare tutte le opere presenti sulla rete di sua pertinenza. Il tema è poi di pressante attualità per i molti lavori di adeguamento funzionale (allagamento) in corso sulla rete autostradale da parte delle Concessionarie, e per i ponti soggetti a scalzamento al piede delle fondazioni per effetto dell'erosione fluviale.

## **6.2 Danni alle infrastrutture di trasporto negli eventi sismici recenti**

Questo paragrafo descrive, le tipologie di danno che più frequentemente sono state osservate nei recenti eventi distruttivi, quali il terremoto di San Fernando (1971) e il terremoto di Loma-Prieta (1989). Per quanto riguarda gli impalcati, i quali non hanno generalmente una funzione preminente di resistenza anti-sismica, i danni sono essenzialmente legati a errori di concezione cinematica e comprendono il martellamento tra campate adiacenti e la perdita di appoggio. Quest'ultima è dovuta a una lunghezza d'appoggio o delle slitte inadeguata agli spostamenti sotto sisma, e all'assenza o a un difetto di resistenza di eventuali ritegni sismici.

Questo danno, molto frequente, risulta in collassi spettacolari come mostrato in Fig. 6.2 e Fig. 6.3. La necessità di un sovradimensionamento degli appoggi risulta evidente dalla Fig. 6.4, in cui si può osservare la cerniera di un ponte ad arco a via inferiore appena realizzato, tagliata di netto per effetto delle azioni orizzontali.



*Fig.6.2: Perdita di appoggio: ponte Nishinomiya-ko, Giappone, Kobe 1995. In questo caso erano presenti ritegni sismici assolutamente inadeguati costituiti da bulloni colleganti le lamiere terminali dell'arco e del traverso della campata crollata.*



*Fig.6.3: Rottura dell'appoggio: ponte Higashi-Kobe, Giappone, Kobe 1995*

I danni di varia entità osservati sulle pile sono generalmente dovuti a difetti di duttilità flessionale e di resistenza a taglio. Il collasso avviene molto spesso seguendo una sequenza di snervamento flessionale della pila, degrado ciclico della sezione per insufficiente confinamento e conseguente decremento della resistenza a taglio. La rottura osservata denuncia un esaurimento della duttilità flessionale (Fig. 6.4), spesso combinato con il superamento della resistenza a taglio (Fig. 6.5). Molto più raramente, su pile tozze, sono stati osservati collassi a taglio dominante (Fig. 6.6).



**Fig.6.4:** *Collasso della cerniera plastica per eccesso di deformazione flessionale ciclica, Viadotto Gothic Avenue (terremoto di Northridge, California, 1994)*



**Fig.6.5:** *Collasso per flessione e taglio, Viadotto Gothic Avenue (terremoto di Northridge, California, 1994).*



**Fig.6.6:** *Collasso per taglio di una pila: viadotto Wushi (terremoto di Chi Chi, Taiwan, 1999).*

Le rotture descritte portano a deformazioni residue anche elevate, con fuori-piombo significativi. Nel caso di impalcati di grande larghezza con pile a fusto unico, anche a causa del momento d'inerzia prodotto dalla rotazione dell'impalcato, la probabilità di un collasso completo per perdita di equilibrio è molto alta (Fig. 6.7).



*Fig. 6.7: Terremoto di Kobe, Giappone (1995): collasso del viadotto urbano Hanshin.*

Nel caso particolare delle pile a telaio, relativamente diffuso tra i viadotti più vecchi anche nel nostro Paese, un ulteriore elemento di vulnerabilità rispetto a quelli descritti è dato dall'inadeguato dimensionamento dei nodi trave-pilastro, per effetto di un insufficiente confinamento dei nodi, che dovrebbero essere salvaguardati dalla rottura alla luce della vigente normativa, basata sul rispetto del criterio della Gerarchia delle Resistenze. Un caso di particolare evidenza è mostrato nella Fig. 6.8.



*Fig. 6.8: Terremoto di Kobe, Giappone (1995): danni su una pila a telaio, viadotto Shinkansen a Kobe.*

### 6.3 Sicurezza e prestazioni attese

In accordo con la filosofia della sicurezza alla base delle norme nazionali e internazionali vigenti (DM-2008, Eurocodici) le opere devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza, e, quindi, delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. La sicurezza (livello di protezione) è determinata dall'associazione di una prestazione attesa (stato limite) con un livello di intensità sismica caratterizzato da una assegnata probabilità di superamento  $P_{VR}$  in un assegnato periodo di tempo (vita di riferimento  $V_R$ ). In accordo al DM-2008 (paragrafo 2.4), la vita di riferimento si ottiene moltiplicando la vita nominale  $V_N$  dell'opera, funzione del "tipo di costruzione", per un coefficiente  $C_U$  che è funzione della "classe d'uso":

$$V_R = C_U \cdot V_N$$

I valori di  $V_N$  e  $C_U$  sono riportati nella Tabella 6.1 e Tabella 6.2. La probabilità di superamento massima accettabile nella vita di riferimento è data nelle norme in funzione dello stato limite considerato. Il DM-2008 definisce quattro stati limite, due di esercizio e due ultimi (la cui definizione è riportata nel seguito). I valori di  $P_{VR}$  sono quelli indicati in Tabella 6.3.

**Tabella 6.1 Vita nominale (DM-2008, T2.4.I).**

Tipo di costruzione	Vita nominale (anni)
Opere provvisorie, fasi di costruzione	$\leq 10$
Opere ordinarie	$\geq 50$
Opere strategiche	$\geq 100$

**Tabella 6.2 Coefficiente d'uso (DM-2008, T2.4.II).**

Classe d'uso	I	II	III	IV
$C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0

**Tabella 6.3 Valori di  $P_{VR}$  (DM-2008, T3.2.I).**

Stati limite		$P_{VR}$
Stati limite di Esercizio SLE	SLO (operatività)	81%
	SLD (danno)	63%
Stati limite Ultimi SLU	SLV (salvaguardia della vita)	10%
	SLC (collasso)	5%

Nella Norma l'intensità sismica è specificata in termini del periodo medio di ritorno  $T_R$ . Quest'ultimo si ricava in funzione della probabilità  $P_{VR}$  e di  $V_R$  tramite la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) \quad (2.1)$$

Per le *strutture esistenti* è generalmente ammesso verificare i soli stati limite ultimi, in alternativa lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) o quello di collasso (SLC) (DM-2008, para 8.3), così definiti:

- SLV: “A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici, e *significativi danni* dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali” (DM-2008, para 3.2.1).

- SLC: “A seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici, e *danni molto gravi* dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali” (DM-2008, para 3.2.1). Fanno eccezione le opere a *carattere strategico*, cioè ponti in *classe d'uso III e IV*, per i quali è necessario verificare che a seguito di un *evento sismico intenso* sia assicurata la completa transitabilità. Tale circostanza è prevista dalla norma che prescrive la verifica degli stati limite di esercizio per un valore dell'azione sismica caratterizzato da una  $P_{VR}$  inferiore a quella indicata (massima) “in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere”.

Lo stato limite associato al mantenimento della transitabilità è lo stato limite di danno, cui la norma associa il valore massimo  $P_{VR} = 63\%$ . Tale stato limite è definito nella Norma come segue:

- SLD: “a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.” (DM2008, para 3.2.1).

## 6.4 Azione sismica

Nelle Norme l'azione sismica di verifica è definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito della costruzione, specificata in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale. In particolare le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento, a partire dai valori dei seguenti parametri locali di sito (riferiti a condizioni di campo libero su suolo rigido “*bed rock*” con superficie topografica orizzontale):

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tali valori sono forniti in allegato alle Norme (DM-2008, all.B) su un reticolo di punti che ricopre il territorio nazionale definiti in termini di latitudine e longitudine. In accordo alle Norme l'azione sismica è definita mediante tre componenti, due orizzontali X e Y e una verticale Z, descritte alternativamente in termini di:

- spettro di risposta elastico in accelerazione (DM2008, para 3.2.3.2)
- spettro di risposta elastico in spostamento (DM2008, para 3.2.3.2.3)
- storie temporali del moto sismico (DM2008, para 3.2.3.6).

### 6.4.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Si distinguono ai fini dell'amplificazione locale del moto sismico sette “categorie di sottosuolo” e quattro “condizioni topografiche”, riportate rispettivamente nella Tabella 6.4 e nella Tabella 6.5 (dove  $V_{S30} = 30 / (\sum h_i / V_{si})$ ,  $N_{SPT}$ ,  $c_u$  e  $i$  sono, rispettivamente, la velocità delle onde di taglio in m/s mediata sui 30 m superiori, il numero di colpi nella prova penetrometrica standard, la coesione non drenata in KPa, e l'inclinazione media della superficie topografica). Per le ultime due categorie, S1 e S2, è richiesta un'analisi specifica per la definizione per l'azione sismica.

**Tabella 6.4 Categoria di suolo (DM2008 T3.2.II, III e V)**

	<b>Descrizione (abbreviata)</b>	<b>V<sub>s30</sub></b>	<b>S<sub>s</sub></b>	<b>C<sub>c</sub></b>
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi,	>800	1.0	1.0
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa/fine molto addensati/consistenti,	360-800	$1.0 \leq 1.4 - 0.4F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.2$	$1.1(T_C^*)^{-0.2}$
C	Depositi di terreni a grana grossa/fine mediamente addensati/consistenti	180-360	$1.0 \leq 1.7 - 0.6F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.5$	$1.05(T_C^*)^{-0.33}$
D	Depositi di terreni a grana grossa/fine scarsamente addensati/consistenti	<180	$0.9 \leq 2.4 - 1.5F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.8$	$1.25(T_C^*)^{-0.5}$
E	Terreni di tipo C o D con spessore non superiore a 20m e sottosuolo rigido		$1.0 \leq 2.0 - 1.1F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.6$	$1.15(T_C^*)^{-0.4}$
S1	Terreni con inclusione di strato (>8m) a grana fine bassa consistenza o strato (>3m) torba o argilla organica	<100	Sono richiesti studi specifici	
S2	Terreni suscettibili di liquefazione			

**Tabella 6.5 Topografia (DM2008 T3.2.IV e VI)**

<b>Cat.</b>	<b>Superficie topografica</b>	<b>Ubicazione opera</b>	<b>S<sub>T</sub></b>
T1	Pianeggiante ( $i < 15^\circ$ )		1.0
T2	Pendio ( $i > 15^\circ$ )	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e $15^\circ < i$ (falde) $< 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e $i$ (falde) $> 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

La definizione dello spettro di risposta elastico per le componenti orizzontali è illustrata in Fig. 6.9, nella quale sono anche riportate le espressioni analitiche dei vari rami.

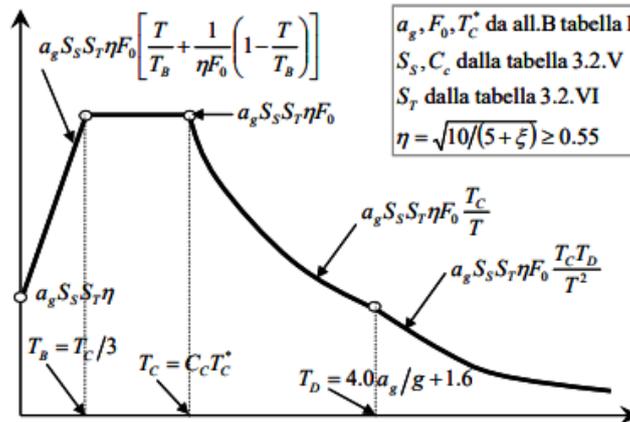


Fig.6.9: Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in accordo al DM-2008.

Per quanto riguarda la componente verticale dell'azione sismica la definizione analitica è la stessa con il coefficiente di amplificazione  $F_0$  sostituito dal coefficiente  $F_V = 1.35F_0 (a_g / g)^{1/2}$ . Inoltre i valori di  $S_S=1.0$  e dei periodi  $T_B=0.05s$ ,  $T_C=0.15s$ ,  $T_D=1.0s$  sono indipendenti dalla categoria di sottosuolo (DM-2008, T3.2.VII). E' attualmente disponibile il programma "Spettri di risposta" che fornisce gli spettri di risposta delle componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica di progetto per il generico sito del territorio nazionale. Con riferimento all' opera in esame (Viadotto Narbareto), la Fig. 6.10 mostra gli spettri di risposta ottenuti per il sito di Cascia sito in Umbria, classificato in **zona sismica 1** (alta sismicità).

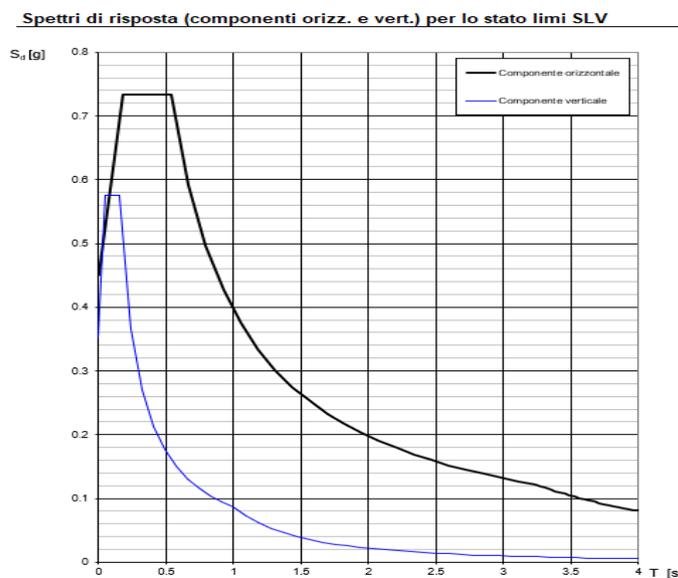


Fig. 6.10: Spettri di verifica per lo SLV per il Ponte Narbareto per il sito di Cascia (Pg).

## 6.4.2 Storie temporali del moto sismico

Se la valutazione della sicurezza sismica viene effettuata mediante analisi dinamiche al passo, l'azione sismica deve essere rappresentata mediante storie temporali del moto sismico (normalmente in termini di accelerazione, denominati accelerogrammi, ma anche in termini di velocità e spostamenti, vedi punto 2.3.5). Gli accelerogrammi potranno essere artificiali, simulati o naturali (registrati). Nel caso sia necessaria un'analisi spaziale l'azione sismica deve essere rappresentata da gruppi di tre storie temporali diverse agenti contemporaneamente nelle tre direzioni assunte come principali.

### Condizioni di coerenza con lo spettro elastico in accelerazione

Gli accelerogrammi, artificiali, simulati o naturali (registrati), devono essere coerenti con lo spettro di risposta elastico in accelerazione di cui al punto 6.4.1. La coerenza con lo spettro è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5%. L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente ordinata dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi  $0,15s \div 2,0s$  e  $0,15s \div 2T$ , in cui  $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico. Nel caso di ponti con isolamento sismico, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a  $1,2 T_{is}$ , essendo  $T_{is}$  il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame.

### Accelerogrammi artificiali

Il numero di accelerogrammi artificiali o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi artificiali, deve essere almeno pari a 5, salvo i casi specificati al successivo punto 2.3.5. Nel caso di gruppi di accelerogrammi ogni componente potrà essere generata in maniera indipendente con gli stessi criteri (di spettro-compatibilità, durata, etc). La durata degli accelerogrammi artificiali deve essere coerente con i valori della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano l'intensità sismica locale in termini di spettro di risposta (ovvero i parametri  $a_g, F_0, T^*_C$ ). In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi deve essere almeno pari a  $10s$ . La parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero.

### Accelerogrammi naturali registrati

Il numero di accelerogrammi naturali registrati o, per analisi spaziali, di terne di accelerogrammi naturali registrati, deve essere almeno pari a 10. L'uso di accelerogrammi naturali registrati è ammesso alle seguenti condizioni:

- le registrazioni siano relative ad eventi sismici con caratteristiche sismogenetiche (magnitudo, stile di fagliazione) simili a quelle del sito dove è ubicata l'opera in esame
- che siano soddisfatte le condizioni di coerenza con lo spettro di riferimento sopra riportate.

Registrazioni naturali del moto sismico possono essere trovate ad esempio in una delle due basi seguenti: - European Strong Motion Data Base (ESD), presso l'Imperial College di Londra - Strong Motion Catalogne, o presso il Pacific Earthquake Engineering Research Center. Il programma REXEL (Iervolino et al, 2008) agevola molto la selezione delle registrazioni compatibili con lo spettro di normativa, che viene automaticamente generato (a partire dalle coordinate geografiche, la vita di riferimento, lo stato limite, la categoria di suolo, etc), permettendo inoltre di specificare anche il campo di variabilità di magnitudo e distanza nel quale cercare le registrazioni.

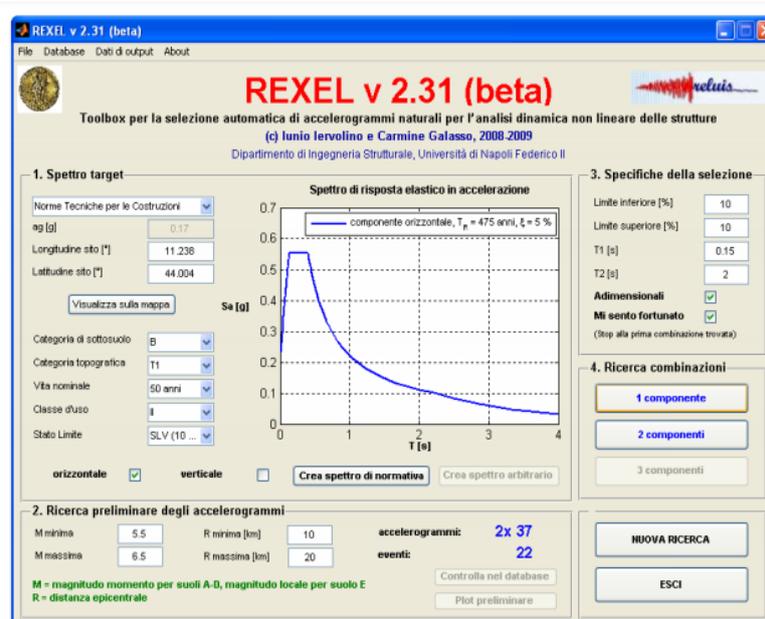


Fig.6.11: Maschera di input di REXEL, selezione registrazioni per Cascia

### **Accelerogrammi simulati**

L'uso di accelerogrammi generati mediante simulazione fisica della sorgente e della propagazione, in numero comunque non inferiore a 10, è ammessa, a condizione che:

- a) siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente (magnitudo, stile di fagliazione), del cammino di propagazione (distanza) e alle condizioni del suolo del sito;
- b) che siano soddisfatte le condizioni di coerenza con lo spettro di riferimento sopra riportate.

### **6.4.3 Variabilità spaziale del moto**

Nei punti di contatto dell'opera con il terreno (fondazioni delle pile, spalle), il moto sismico è generalmente diverso, a causa del suo carattere intrinsecamente propagatorio, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno dovuta a particolari caratteristiche meccaniche e morfologiche. Gli effetti della variabilità spaziale del moto devono essere considerati nell'analisi quando le proprietà del suolo lungo il ponte variano in misura tale che non sia possibile associare un'unica categoria di suolo di fondazione (Tabella 6.4) ai punti di contatto con il terreno. Gli effetti sulla struttura della variabilità spaziale del moto possono essere valutati mediante analisi accurate utilizzando modelli rappresentativi della variabilità spaziale del moto per la generazione di storie sismiche distinte in tutti i punti di contatto dell'opera con il terreno. In alternativa un criterio approssimato e prudentiale per tener conto della variabilità spaziale del moto consiste nell'eseguire l'analisi dinamica della struttura con accelerogrammi distinti sotto ogni pila, ciascuno compatibile con il relativo spettro di risposta (trascurando cioè la correlazione spaziale tra i moti ai supporti). Nel caso in esame non si è considerata la variabilità spaziale del moto sismico, ovvero si è applicato lo stesso spettro di risposta ad ogni pila avendo ipotizzato che le caratteristiche del terreno si mantenessero costanti lungo tutto lo sviluppo del ponte.

### **6.4.4 Considerazione della componente verticale dell'azione sismica**

Gli effetti della componente verticale del moto sismico sulle pile possono in generale essere trascurati. Devono essere considerati ai fini della verifica degli apparecchi di appoggio e degli impalcati precompressi, come nel caso in esame, dove l'impalcato si compone di travi longitudinali in cemento armato precompresso.

### 6.4.5 Combinazione delle componenti ortogonali del sisma

Se l'analisi della risposta viene eseguita in campo lineare, la risposta può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti e gli effetti combinati successivamente applicando una delle seguenti regole:

$$E_d = \sqrt{E_{dX}^2 + E_{dY}^2 + E_{dZ}^2}$$

oppure

$$E_d = 1.0E_{dX} + 0.3E_{dY} + 0.3E_{dZ}$$

dove “+” si legge “combinato con”,  $E_{dX}$ ,  $E_{dY}$ ,  $E_{dZ}$ , indicano gli effetti delle componenti, dirette secondo gli assi X, Y e Z, e le componenti vanno ruotate per ottenere il massimo di  $E_d$ . Le precedenti due regole (SRSS, 100%-30%) devono essere applicate prendendo per ogni effetto (ad es. lo sforzo normale, il momento flettente, la curvatura) il massimo:

$$E_d = \max(E_{dX} + 0.3E_{dY} + 0.3E_{dZ}; 0.3E_{dX} + E_{dY} + 0.3E_{dZ}; 0.3E_{dX} + 0.3E_{dY} + E_{dZ})$$

Se l'analisi viene eseguita in campo non lineare mediante integrazione al passo, le due componenti di eccitazione orizzontale (e quella verticale, ove appropriato) devono venire applicate simultaneamente alla struttura. Nel nostro caso si è deciso di utilizzare la prima regola di combinazione spaziale dell'azione sismica, ovvero quella denominata SRSS (*square root of the sum of the square*), disponibile di default in ADINA.

### 6.4.6 Modello strutturale

Il modello strutturale deve riflettere lo stato attuale della struttura, considerando anche gli eventuali danneggiamenti, come avviene nel nostro caso, ove si è studiata la risposta sismica del ponte non danneggiato, e con danneggiamenti dovuti allo scalzamento al piede della fondazione, o quello in cui essa si troverà a seguito di interventi migliorativi che saranno messi comunque in atto, quali la solidarizzazione delle solette, o di allargamento per l'adeguamento funzionale. Il modello strutturale, quindi deve poter descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riprodurre fedelmente le caratteristiche di inerzia e di rigidità della struttura, e di vincolo degli impalcati.

### 6.4.7 Metodo di analisi sismica

#### Ponti iperstatici: analisi dinamica lineare

Il metodo lineare di riferimento consiste nell'impiego dell'analisi modale (DM-2008, punto 7.3.3.1) associata allo spettro elastico non ridotto (punto 6.4.1). Le verifiche degli elementi sono eseguite in termini di capacità deformativa per i meccanismi/elementi duttili e di resistenza per quelli fragili. Questo tipo di analisi è applicabile quando è verificata la seguente condizione legata alla uniformità della domanda inelastica:

- Definito  $\rho_i = D_i/C_i$  il rapporto tra il momento flettente  $D_i$  fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica, e il corrispondente momento resistente  $C_i$  nell' $i$ -esima sezione di verifica, si indicano con  $\rho_{max}$  e  $\rho_{min}$  rispettivamente i valori massimo e minimo di  $\rho$ . Detto rapporto non deve superare il valore 2,5. La verifica di applicabilità del metodo, che deve essere svolta a posteriori, potrebbe risultare negativa a causa di un numero ridotto di elementi duttili. In tal caso il metodo potrebbe comunque venire applicato, nell'ipotesi che si effettuino interventi su questi elementi tali da riportare il rapporto ( $\rho_{max}/\rho_{min}$ ) entro il limite indicato. In alternativa è anche consentito di eseguire la verifica mediante *analisi modale con spettro di risposta ridotto del fattore di struttura q* (punto 3.2.3.5 del DM-2008). In questo caso le verifiche sono di resistenza per tutti i meccanismi/elementi. I valori delle resistenze si calcolano come nelle situazioni non sismiche. Il valore massimo utilizzabile per q è pari a 1,5, nel caso di pile verticali inflesse in cemento armato dotate di limitata duttilità. Nel caso in esame, è stato applicato un fattore di struttura pari ad 1,5 in entrambe le direzioni orizzontali dell'azione sismica, mentre con riferimento all'azione sismica in direzione verticale occorre assumere un fattore di struttura eguale ad 1, ovvero lo spettro non verrà scalato e rimarrà quello elastico.

### 6.5 ANALISI DINAMICA LINEARE CON IL METODO DEGLI SPETTRI DI RISPOSTA CONDOTTA SUL PONTE OGGETTO DI STUDIO

L'Analisi di risposta spettrale (*Response Spectrum Analysis*), consiste in un calcolo elastico dei picchi di risposta dinamica di tutti i modi significativi della struttura, usando le ordinate dello spettro di progetto (ottenute a partire da quello elastico, scalate del fattore di struttura  $q$ ) con riferimento al sito in esame. La risposta complessiva è ottenuta attraverso una combinazione statistica dei massimi contributi modali. Tutti i modi che forniscono un contributo significativo alla risposta strutturale complessiva dovrebbero essere tenuti in conto. Tale criterio, nel caso di ponti in cui la massa totale  $M$  può essere considerata come la somma delle masse modali effettive  $M_i$ , è considerato soddisfatto se la somma delle masse modali per i modi considerati, ammonta ad almeno il 90% della massa totale del ponte. In generale, il massimo valore probabile “ $E$ ” dell’effetto di un azione sismica (forza, spostamenti, etc..), dovrebbe essere tenuto in conto come uguale alla radice quadrata della somma dei quadrati delle singole risposte spettrali “ $E_i$ ” fornite da ogni modo di vibrare significativo, tale regola viene denotata con l’acronimo di SRSS-rule:

$$R = \sqrt{\sum_i R_i^2}$$

L’azione che ne risulta, dovrebbe essere considerata sia con il segno più che con il segno meno data l’invertibilità dell’azione sismica, infatti durante l’operazione di quadratura si perde il vero segno delle sollecitazioni o degli spostamenti, quindi occorre applicare alle azioni combinate con la regola SRSS, il doppio segno. Va altresì detto, che tale regola è applicabile qualora i modi siano non correlati, ovvero indipendenti, se invece due modi hanno periodi naturali vicini, la regola SRSS, diviene non più conservativa, e perciò dovrebbe applicarsi una regola di combinazione più accurata denominata CQC. Due periodi naturali,  $T_i, T_j$ , possono essere considerati correlati se la seguente relazione è soddisfatta:

$$\rho = T_j/T_i \geq 0.8 \quad \text{con } T_j < T_i$$

Per quei modi che soddisfano tale relazione, la combinazione delle risposte modali dovrebbe avvenire usando la regola CQC (Complete Quadratic Combination), anziché la SRSS-rule.

$$R = \sqrt{\sum_i \sum_j r_{ij} R_i R_j} \quad i = j = 1, \dots, n$$

$$r_{ij} = \frac{0.02(1+\rho)\rho^{3/2}}{(1-\rho^2)+0.01\rho(1+\rho^2)} \quad r_{ij} = \text{coefficient of correlation}$$

Con riferimento all'analisi sismica del ponte oggetto di studio si è impiegata una combinazione modale di tipo CQC, ed una combinazione direzionale delle componenti sismiche nelle tre direzioni di tipo SRSS, la quale ci consente di tener conto della simultaneità delle componenti dell'azione sismica  $E_i$  lungo l'asse longitudinale del ponte Y, trasversale X e verticale Z.

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad \text{SRSS combination}$$

In *ADINA* l'analisi spettrale (Response Spectrum Analysis) viene eseguita in post-processing, tenendo conto che i coefficienti di partecipazione modale  $\Gamma_i^k$  per ogni direzione  $k$  dell'eccitazione sismica e per ogni modo di vibrare  $i$  sono ricavati con riferimento a tale equazione

$$\Gamma_i^k = \phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{d}_k$$

pertanto l'ordinata modale con riferimento al grado di libertà di controllo non risulta pari a 1. Si osservi che il numero di modi di vibrare usati nell'analisi spettrale dal programma *ADINA* debbono essere minori o uguali a quelli disponibili, altrimenti il programma ferma l'esecuzione dell'analisi a causa di un messaggio di errore.

Durante il post-processing, l'interfaccia di *ADINA* esegue l'analisi spettrale, mediante l'introduzione di alcune delle seguenti informazioni necessarie per ottenere la risposta al sisma agente in una direzione. In particolare, occorre definire lo spettro di risposta, che nel caso medesimo è quello fornito dal programma "Spettri di Progetto" in termini di accelerazioni, considerando per tutti i modi di vibrare significativi uno smorzamento pari al 5%, essendo la struttura in cemento armato, inoltre occorre definire la direzione dell'azione sismica, ed il tipo di combinazione modale, che come disquisito nei precedenti punti è del tipo *CQC*. Queste informazioni, rappresentano le informazioni necessarie per il calcolo della risposta sismica in una sola direzione, e vanno attribuite mediante il comando *response of type response-spectrum*, disponibile in *ADINA*. Tuttavia, siccome nel caso in esame l'azione sismica agisce simultaneamente nelle tre direzioni, ovvero X, Y, Z, occorre eseguire in *ADINA* la cosiddetta *spatial combination*, ovvero una combinazione direzionali delle tre componenti dell'azione sismica, che avviene a mezzo della SRSS-rule. A tal fine in *ADINA* è disponibile il comando *response of type response combination*, che include in sé gli spettri di progetto definiti in ciascuna direzione del sisma (X, Y, Z), con la possibilità di includere nella combinazione spaziale anche i casi di **carico statico dovuto al peso proprio della struttura** (rif. R.W. Clough and J. Penzien, *Dynamics of Structures*, McGraw Hill, 1974. ref. U.S. Nuclear Regulatory Guide 1.92, *Combining Modal Responses and Spatial Components in Seismic Response Analysis, Revision 1, February 1976*).

L'effetto del carico statico, denominato da ADINA  $M_{ST}$ , potrebbe includere la risposta statica dovuta al peso proprio della struttura. Questa risposta statica vorrebbe rappresentare la condizione della struttura al momento in cui il terremoto si manifesta. Con l'opzione re-start run, si applica al modello del ponte soggetto a sisma, il precarico rappresentato dal suo peso proprio, così facendo si determinerà la deformazione statica del ponte, e questa verrà poi utilizzata come condizione iniziale per il calcolo delle frequenze e dei fattori di partecipazione modale. Tramite l'opzione *response of type response combination* si possono definire gli spostamenti sismici, che possono ottenersi sottraendo da quelli totali (sisma più carico statico), dati dalla spatial combination, quelli statici, dovuti al precarico.

**Definizione dell'azione sismica di verifica allo SLV**

I parametri dello spettro di risposta di progetto in accelerazione per il sito in esame sono riportati, in funzione del periodo medio di ritorno, nelle successive tabelle. Trattandosi di un viadotto di importanza strategica ad esso corrisponde una vita nominale  $V_N$  di 100 anni, e poiché il viadotto fa parte di un tratto della viabilità principale (strada di categoria A/B) ad esso corrisponde una classe d'uso IV, per cui  $C_U$  vale 2,0. La vita di riferimento è quindi  $V_R = V_N \times C_U = 200$  anni. La caratterizzazione geotecnica del sito ( $V_{S,30} > 500\text{m/s}$ ) e la superficie topografica pianeggiante ( $i < 15^\circ$ ) indicano una categoria di suolo B e un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1$ . Pertanto i parametri caratterizzanti gli spettri di progetto per le tre componenti, orizzontali (X ed Y), e verticale Z, con riferimento allo stato limite SLV (probabilità di superamento in  $V_R$  pari al 10%, da cui  $TR = 1898$  anni) sono riportati nelle *Tablelle 6.6 e 6.7*. La *Fig. 6.12* mostra il grafico degli spettri di progetto per lo stato limite di salvaguardia (SLV) con riferimento alla componente orizzontale (assumendo che sia la stessa in direzione X ed Y) e verticale Z.

**Tabella 6.6: Parametri degli spettri di progetto per le due componenti orizzontali dell'azione sismica (X,Y) ottenuti assumendo un fattore di struttura  $q=1.5$**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_s$	0.409 g
$F_{a_s}$	2.444
$T_c$	0.369 s
$S_s$	1.100
$C_c$	1.459
$S_T$	1.000
$q$	1.500

**Parametri dipendenti**

$S$	1.100
$\eta$	0.667
$T_B$	0.173 s
$T_c$	0.538 s
$T_D$	3.238 s

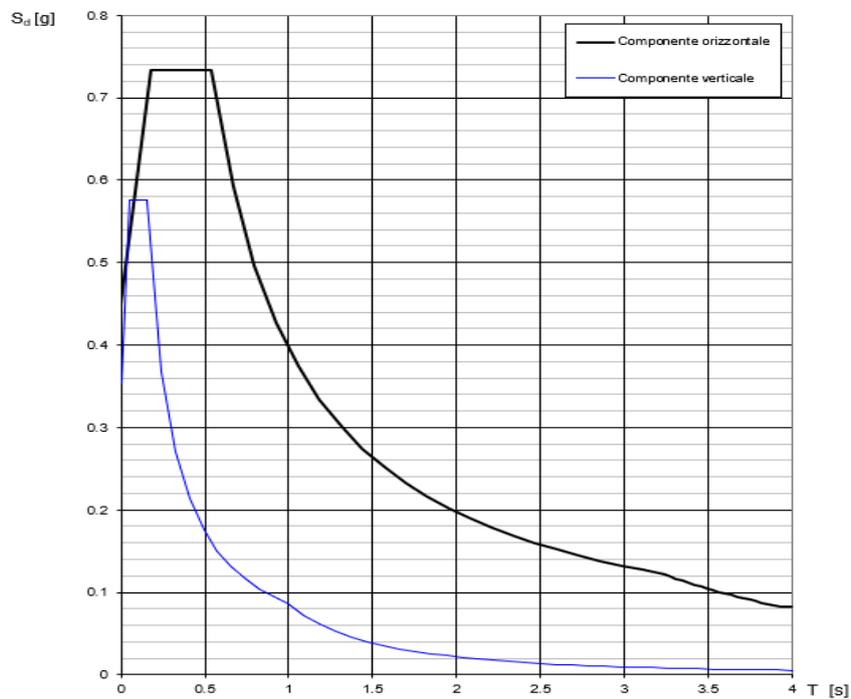
**Tabella 6.7: Parametri dello spettro di progetto per la componente verticale dell'azione sismica (Z) ottenuti assumendo  $q=1$**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{av}$	0.354 g
$S_S$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	2.111
$S$	1.000
$\eta$	1.000



**Fig. 6.12: Spettri di progetto alla SLV per le due componenti orizzontali (X,Y) e verticale (Z) riferiti al sito di Cascia in Umbria.**

### 6.5.1 Risultati dell'analisi sismica elastica e lineare condotta con gli spettri di progetto

Le Tabella 6.8 e successive riportano il riepilogo delle sollecitazioni agenti alla base delle tre pile in condizione di *assenza di scour e presenza di scour*, assumendo una combinazione modale di tipo *CQC*, una combinazione direzionale delle tre componenti sismiche di tipo *SRSS*, uno smorzamento del 5% applicato ai primi 50 modi di vibrare in grado di attivare almeno l'85% di massa modale nelle tre direzioni, un fattore  $q=1.5$  per le componenti orizzontali (risposta della sottostruttura sostanzialmente elastica), ed 1 per l'azione verticale.

#### *Combinazione dell'azione sismica (E) con le altre azioni ai fini delle verifiche a taglio ed a presso-flessione deviata alle base delle pile*

Le azioni da considerare in aggiunta a quella sismica sono quelle dovute ai carichi permanenti e alla precompressione secondo l'espressione:

$$E + G_k + P_k \quad (6.1)$$

dove:

E: azione sismica per lo stato limite in esame (SLV);

$G_k$ : carichi permanenti al loro valore caratteristico (peso proprio, permanenti non strutturali);

$P_k$ : valore caratteristico della precompressione, a cadute di tensione avvenute;

In presenza del sisma, il coefficiente di combinazione  $\psi_{0,i}$ , assume valore nullo, quindi in concomitanza con il sisma tutte le altre azioni variabili (neve, traffico) non vengono considerate, inoltre essendo le pile in cemento armato non occorre tener conto del termine di precompressione.

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q Q_{kl} + \gamma_q \left[ \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ki}) \right]$$

Pertanto, per la verifica strutturale a pressoflessione deviata e a taglio sulle pile occorre tenere conto delle sollecitazioni indotte dal sisma ottenute da una combinazione modale delle stesse di tipo *CQC*, e direzionale di tipo *SRSS*, nonché dell'effetto del carico permanente (peso proprio caratteristico), che a livello delle pile incide soprattutto in termini di sforzo assiale (compressivo), poiché i momenti flettenti longitudinali e trasversali così come i tagli indotti dal peso proprio sul fusto delle pile, saranno del tutto trascurabili (assumendo valori nulli o dell'ordine del Newton), per effetto del fatto che il peso proprio incide solo a livello assiale data la simmetria della struttura. In considerazione di ciò, per le azioni flettenti e taglianti si considererà solo l'effetto del sisma (E), mentre per l'azione assiale, si considererà l'effetto del sisma combinato con quello dovuto al peso proprio, alla luce *dell'espressione 6.1*, in particolare il sisma indurrà sforzi di trazione sulle pile, data la presenza della componente verticale, mentre il peso proprio indurrà compressione sulle pile medesime.

**Tabella 6.8: sollecitazioni agenti alla base delle tre pile in assenza di scour**

<i>PILE</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i> <b><math>F_x</math> (KN)</b>	<i>AZIONE FLETTENTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i> <b><math>M_y</math> (KN·m)</b>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL SISMA</i> <b><math>N_{SISMA}</math> (KN)</b> <i>(trazione)</i>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL PESO PROPRIO</i> <b><math>N_{PP}</math> (KN)</b> <i>(compressione)</i>	<i>AZIONE ASSIALE RISULTANTE DOVUTA AL SISMA E AL PESO PROPRIO</i> <b><math>N_{COMB.}</math> (KN)</b> <i>(compressione)</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE DOVUTA AL SISMA</i> <b><math>F_y</math> (KN)</b>	<i>AZIONE FLETTENTE LONGITUDINALE DOVUTO AL SISMA</i> <b><math>M_x</math> (KN·m)</b>
<i>BASE PILA 1</i>	262.725	946.398	1389.780	-6692.140	-5302.360	712.519	7864.350
<i>BASE PILA 2</i>	442.801	1226.280	1351.620	-6139.600	-4787.980	712.519	7864.350
<i>BASE PILA 3</i>	262.725	946.398	1389.780	-6692.140	-5302.360	712.519	7864.350

**Tabella 6.9: sollecitazioni agenti alla base delle tre pile in presenza di scour solo sulla pila centrale (scenario 1a=1mt di scalzamento solo sulla pila centrale)**

<i>PILE</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><i>F<sub>X</sub>(KN)</i></b>	<i>AZIONE FLETTENTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><i>M<sub>Y</sub>(KN·m)</i></b>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><i>N<sub>SISMA</sub>(KN)</i></b>  <i>(trazione)</i>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL PESO PROPRIO</i>  <b><i>N<sub>PP</sub>(KN)</i></b>  <i>(compressione)</i>	<i>AZIONE ASSIALE RISULTANTE DOVUTA AL SISMA E AL PESO PROPRIO</i>  <b><i>N<sub>COMB.</sub>(KN)</i></b>  <i>(compressione)</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><i>F<sub>Y</sub>(KN)</i></b>	<i>AZIONE FLETTENTE LONGITUDINALE DOVUTO AL SISMA</i>  <b><i>M<sub>X</sub>(KN·m)</i></b>
<i>BASE PILA 1</i>	<i>249.354</i>	<i>951.708</i>	<i>1390.280</i>	<i>-6692.140</i>	<i>-5301.860</i>	<i>712.519</i>	<i>7864.350</i>
<i>BASE PILA 2</i>	<i>477.336</i>	<i>1070.150</i>	<i>1348.940</i>	<i>-6139.600</i>	<i>-4790.660</i>	<i>738.484</i>	<i>8141.720</i>
<i>BASE PILA 3</i>	<i>249.354</i>	<i>951.708</i>	<i>1390.280</i>	<i>-6692.140</i>	<i>-5301.860</i>	<i>712.519</i>	<i>7864.350</i>

**Tabella 6.10: sollecitazioni agenti alla base delle tre pile in presenza di scour solo sulla pila centrale (scenario  $2a=2\text{mt}$  di scalzamento solo sulla pila centrale)**

<i>PILE</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><math>F_x</math> (KN)</b>	<i>AZIONE FLETTENTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><math>M_y</math> (KN·m)</b>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><math>N_{SISMA}</math> (KN)</b>  <i>(trazione)</i>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL PESO PROPRIO</i>  <b><math>N_{PP}</math> (KN)</b>  <i>(compressione)</i>	<i>AZIONE ASSIALE RISULTANTE DOVUTA AL SISMA E AL PESO PROPRIO</i>  <b><math>N_{COMB.}</math> (KN)</b>  <i>(compressione)</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><math>F_y</math> (KN)</b>	<i>AZIONE FLETTENTE LONGITUDINALE DOVUTO AL SISMA</i>  <b><math>M_x</math> (KN·m)</b>
<i>BASE PILA 1</i>	<i>204.545</i>	<i>922.932</i>	1395.950	-6692.140	<i>-5296.190</i>	<i>712.519</i>	<i>7864.350</i>
<i>BASE PILA 2</i>	<i>542.985</i>	<i>982.978</i>	1351.820	-6139.600	<i>-4787.780</i>	<i>770.341</i>	<i>8472.080</i>
<i>BASE PILA 3</i>	<i>204.545</i>	<i>922.932</i>	1395.950	-6692.140	<i>-5296.190</i>	<i>712.519</i>	<i>7864.350</i>

**Tabella 6.11: sollecitazioni agenti alla base delle tre pile in presenza di scour solo sulla pila centrale (scenario 3a=4mt di scalzamento solo sulla pila centrale)**

<i>PILE</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><i>F<sub>x</sub> (KN)</i></b>	<i>AZIONE FLETTENTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><i>M<sub>y</sub> (KN·m)</i></b>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><i>N<sub>SISMA</sub> (KN)</i></b>  <i>(trazione)</i>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL PESO PROPRIO</i>  <b><i>N<sub>PP</sub> (KN)</i></b>  <i>(compressione)</i>	<i>AZIONE ASSIALE RISULTANTE DOVUTA AL SISMA E AL PESO PROPRIO</i>  <b><i>N<sub>COMB</sub> (KN)</i></b>  <i>(compressione)</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><i>F<sub>y</sub> (KN)</i></b>	<i>AZIONE FLETTENTE LONGITUDINALE DOVUTA AL SISMA</i>  <b><i>M<sub>x</sub> (KN·m)</i></b>
<i>BASE PILA 1</i>	<b><i>251.963</i></b>	<b><i>1020.440</i></b>	1401.920	-6692.140	<b><i>-5290.220</i></b>	<b><i>712.519</i></b>	<b><i>7864.350</i></b>
<i>BASE PILA 2</i>	<b><i>291.977</i></b>	<b><i>2197.810</i></b>	1359.200	-6139.600	<b><i>-4780.400</i></b>	<b><i>843.324</i></b>	<b><i>9180.860</i></b>
<i>BASE PILA 3</i>	<b><i>251.963</i></b>	<b><i>1020.440</i></b>	1401.920	-6692.140	<b><i>-5290.220</i></b>	<b><i>712.519</i></b>	<b><i>7864.350</i></b>

**Tabella 6.12: sollecitazioni agenti alla base delle tre pile in presenza di scour su tutte e tre le pile (scenario 1c=1mt di scalzamento su tutte e tre le pile)**

<i>PILE</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i>	<i>AZIONE FLETTENTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL SISMA</i>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL PESO PROPRIO</i>	<i>AZIONE ASSIALE RISULTANTE DOVUTA AL SISMA E AL PESO PROPRIO</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE DOVUTA AL SISMA</i>	<i>AZIONE FLETTENTE LONGITUDINALE DOVUTA AL SISMA</i>
	<b><i>F<sub>x</sub> (KN)</i></b>	<b><i>M<sub>y</sub> (KN·m)</i></b>	<b><i>N<sub>SISMA</sub> (KN)</i></b> <i>(trazione)</i>	<b><i>N<sub>PP</sub> (KN)</i></b> <i>(compressione)</i>	<b><i>N<sub>COMB.</sub> (KN)</i></b> <i>(compressione)</i>	<b><i>F<sub>y</sub> (KN)</i></b>	<b><i>M<sub>x</sub> (KN·m)</i></b>
<i>BASE PILA 1</i>	<i>250.521</i>	<i>893.021</i>	1397.400	-6692.140	<i>-5294.740</i>	<i>738.265</i>	<i>8139.510</i>
<i>BASE PILA 2</i>	<i>493.011</i>	<i>1110.400</i>	1365.660	-6139.600	<i>-4773.940</i>	<i>738.484</i>	<i>8141.720</i>
<i>BASE PILA 3</i>	<i>250.521</i>	<i>893.021</i>	1397.400	-6692.140	<i>-5294.740</i>	<i>738.265</i>	<i>8139.510</i>

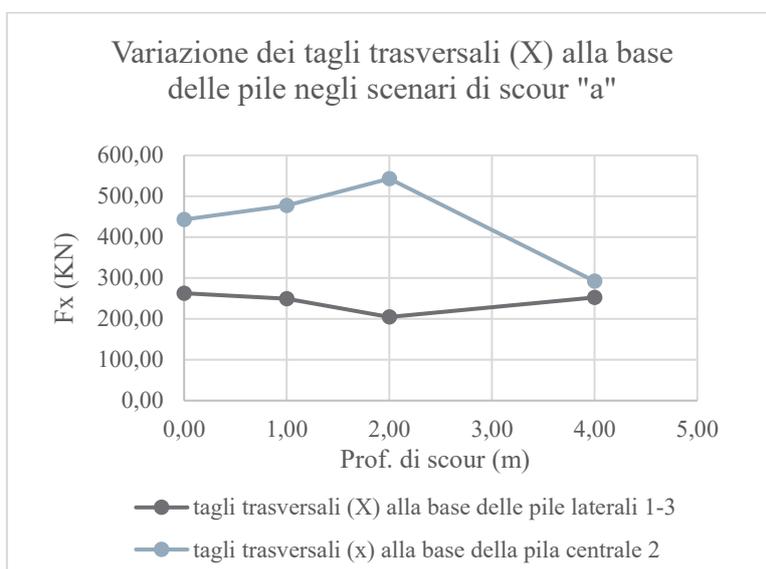
**Tabella 6.13: sollecitazioni agenti alla base delle tre pile in presenza di scour su tutte e tre le pile (scenario 2c=2mt di scalzamento su tutte e tre le pile)**

<i>PILE</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i>	<i>AZIONE FLETTENTE TRASVERSALE DOVUTA AL SISMA</i>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL SISMA</i>	<i>AZIONE ASSIALE DOVUTA AL PESO PROPRIO</i>	<i>AZIONE ASSIALE RISULTANTE DOVUTA AL SISMA E AL PESO PROPRIO</i>	<i>AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE DOVUTA AL SISMA</i>	<i>AZIONE FLETTENTE LONGITUDINALE DOVUTA AL SISMA</i>
	<b><i>F<sub>x</sub> (KN)</i></b>	<b><i>M<sub>y</sub> (KN·m)</i></b>	<b><i>N<sub>SISMA</sub> (KN)</i></b> <i>(trazione)</i>	<b><i>N<sub>PP</sub> (KN)</i></b> <i>(compressione)</i>	<b><i>N<sub>COMB.</sub> (KN)</i></b> <i>(compressione)</i>	<b><i>F<sub>y</sub> (KN)</i></b>	<b><i>M<sub>x</sub> (KN·m)</i></b>
<i>BASE PILA 1</i>	<i>259.249</i>	<i>784.288</i>	<i>1405.670</i>	<i>-6692.140</i>	<i>-5286.470</i>	<i>770.341</i>	<i>8472.080</i>
<i>BASE PILA 2</i>	<i>551.619</i>	<i>1020.730</i>	<i>1383.630</i>	<i>-6139.600</i>	<i>-4755.970</i>	<i>770.341</i>	<i>8472.080</i>
<i>BASE PILA 3</i>	<i>259.249</i>	<i>784.288</i>	<i>1405.670</i>	<i>-6692.140</i>	<i>-5286.470</i>	<i>770.341</i>	<i>8472.080</i>

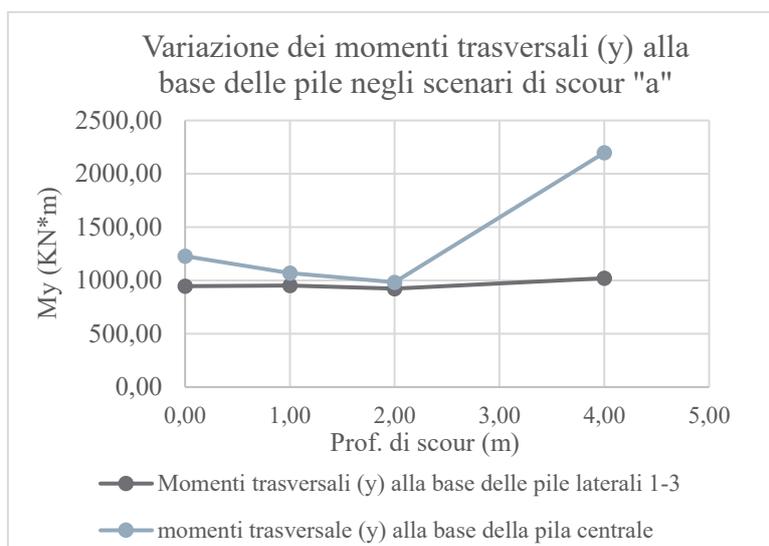
### 6.5.2 Variazione delle sollecitazioni taglianti e flettenti indotte dal sisma alla base delle tre pile al progredire dello scour

Qui di seguito, verrà analizzata la variazione subita dalle forze taglianti e dai momenti flettenti in direzione trasversale (x), e longitudinale (y), rispetto alla condizione di fondazioni non scalzate con riferimento agli scenari di scour 1a, 2a, 3a, 1c, 2c, 3c per i quali sono state condotte le analisi sismiche con gli spettri di progetto precedentemente illustrate.

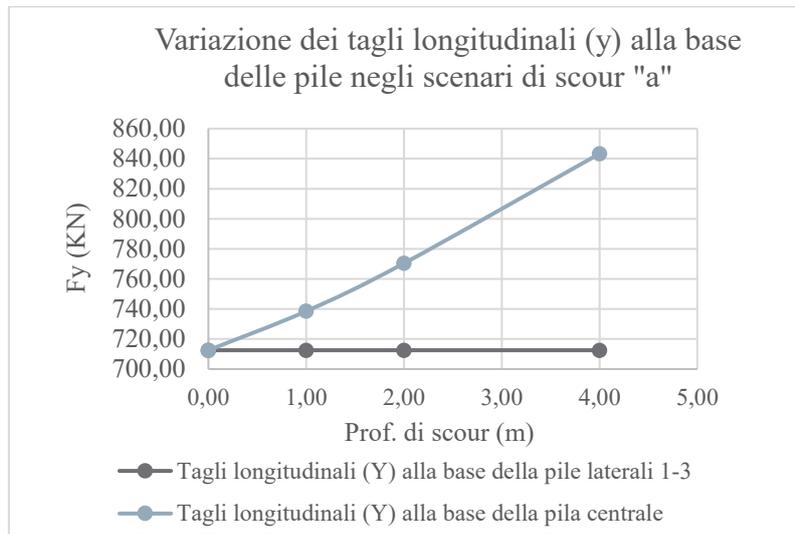
#### 1 Variazioni con riferimento agli scenari "1a, 2a, 3a"



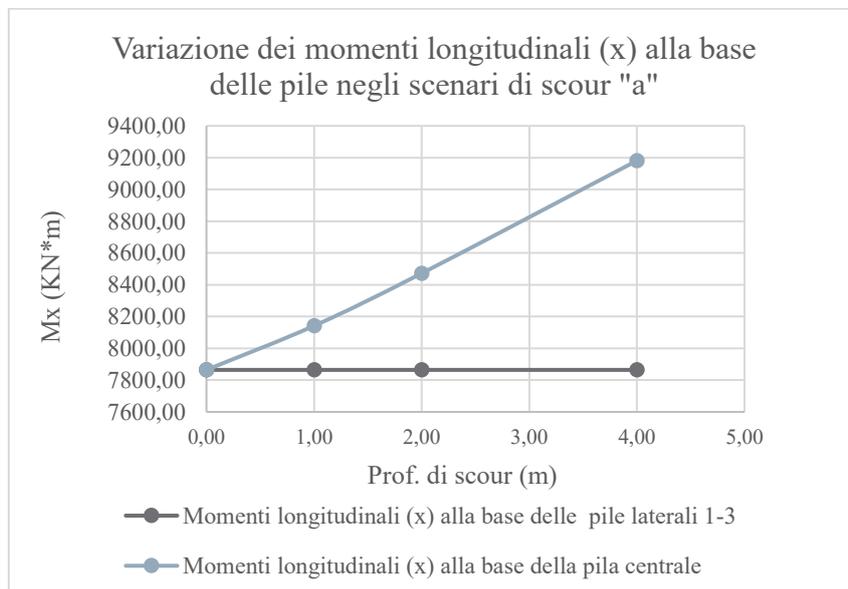
**GRAFICO 6.13**



**GRAFICO 6.14**

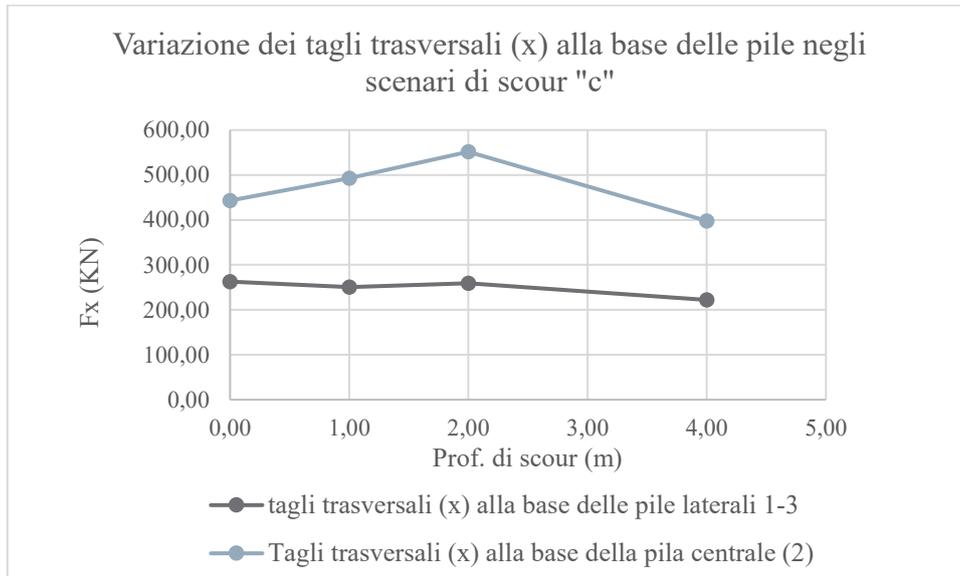


**GRAFICO 6.15**

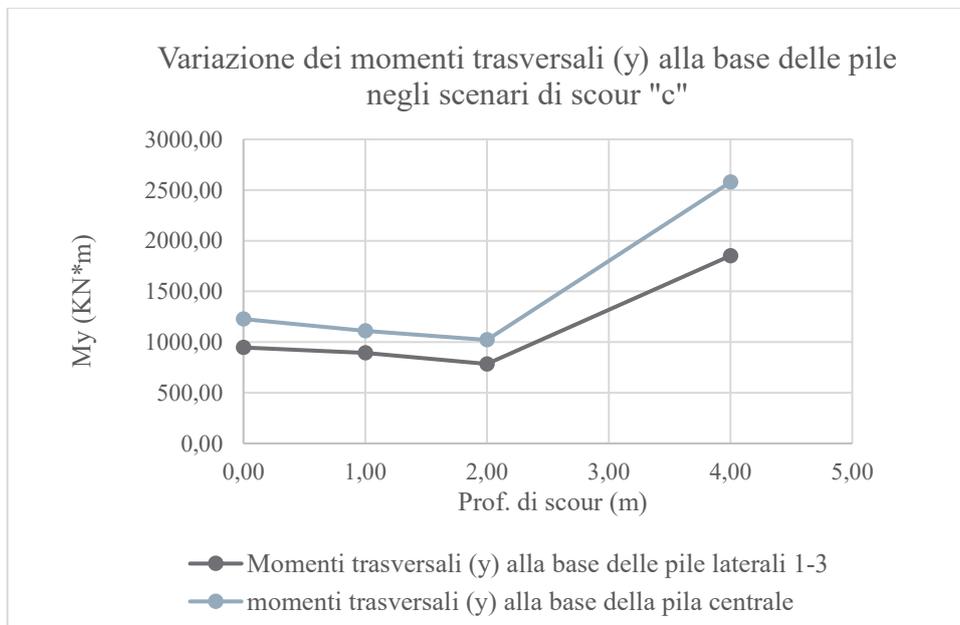


**GRAFICO 6.16**

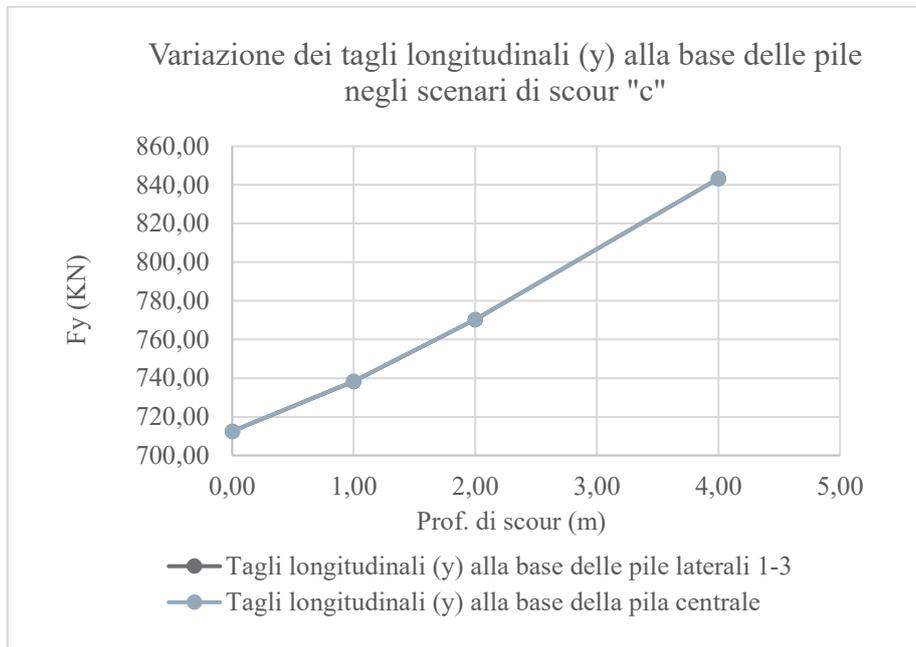
**2 Variazioni con riferimento agli scenari "1c, 2c, 3c"**



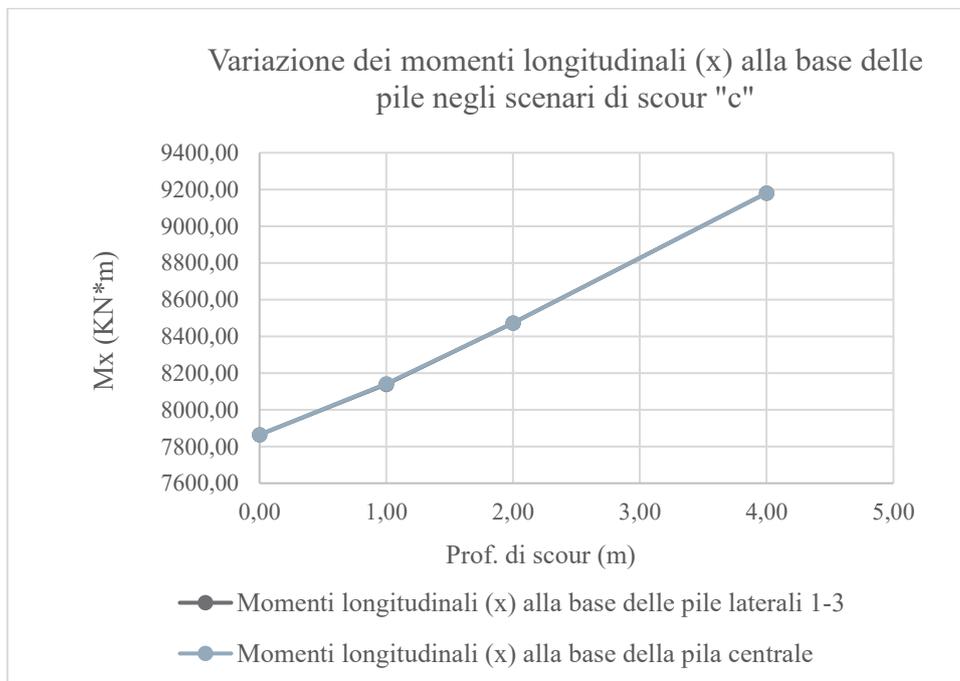
**GRAFICO 6.17**



**GRAFICO 6.18**

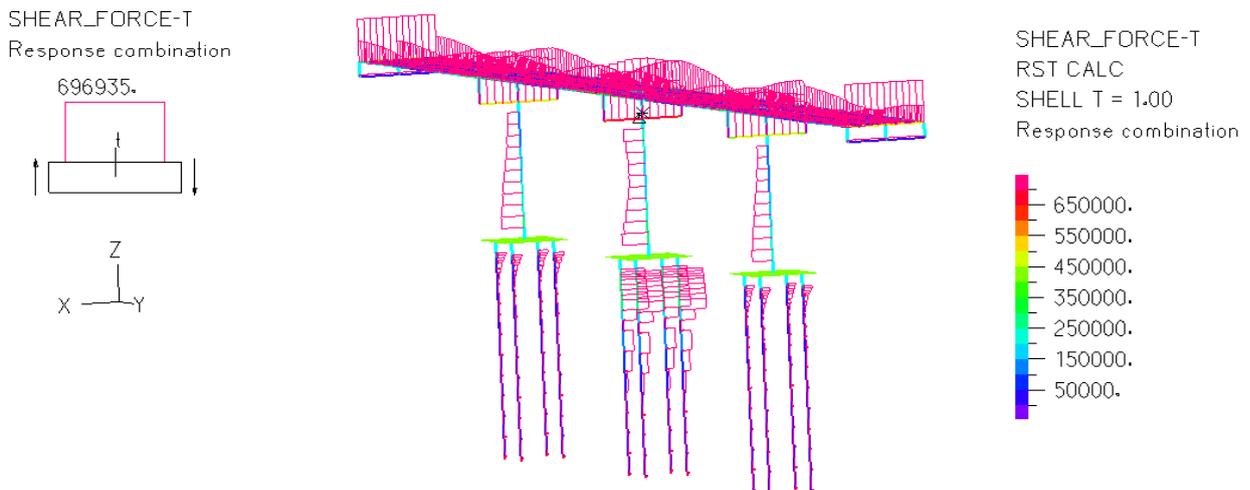


**GRAFICO 6.19**

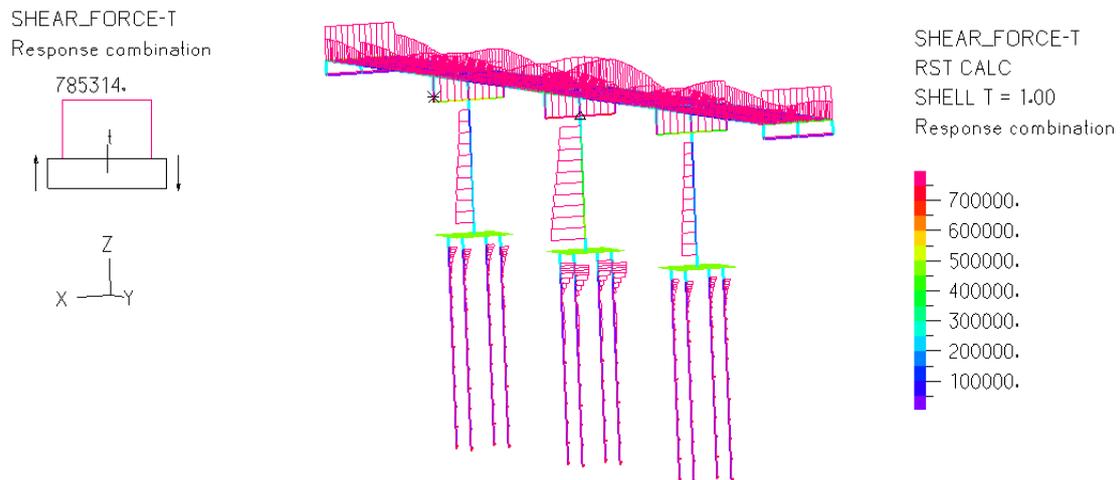


**GRAFICO 6.20**

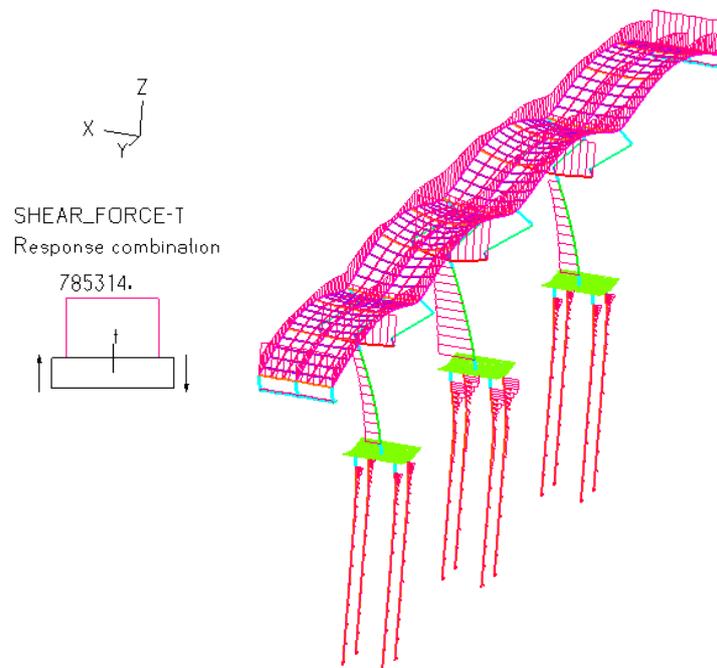
Come anticipato in precedenza, si è più volte sostenuto che l'erosione comporta come conseguenza principale una perdita di rigidità del sistema, questa diminuzione di rigidità si traduce a livello degli spostamenti in un incremento dei valori degli stessi, quindi nella maggior deformabilità della struttura, in particolare della palificata di fondazione. Il confronto condotto sulle forze taglianti trasversali, evidenzia con riferimento alla *pila centrale (grafico 6.13)*, e con riferimento agli scenari di *scour 1a e 2a* un incremento del tagliante alla base della pila, dovuto a questo incremento di deformabilità che si concentra soprattutto alla base della pila medesima, oltre che sul fusto dei pali, nel primo e nel secondo metro, tuttavia essendo entro tale lunghezza il palo come una trave tozza esso non risente molto degli spostamenti trasversali indotti dal sisma (*si osservi la figura 6.22*), e pertanto l'incremento di taglio sarà concentrato soprattutto alla base della pila (*figura 6.21(b)*), mentre per converso, quando si analizza lo *scenario 3a*, i tagli in corrispondenza della base della pila centrale diminuiscono rispetto al caso *no scour* e agli scenari *1a e 2a (grafico 6.13)*, poiché la lunghezza dei pali che lavorano a sbalzo è notevole (4 mt) ed è tale da far sì che questi si comportino come una trave alla Eulero-Bernoulli, e perciò essi risentiranno molto di più degli spostamenti trasversali, entro tali 4 metri (*figura 6.23*), sicché la base della pila traslerà rigidamente, seguendo la deflessione dei pali indotta dalla deformazione tagliante, e alla base della pila verrà scaricato un minor tagliante come illustrato nella *figura 6.21(a)*, mentre all'interfaccia pali-piano di erosione posto a 4 mt dal piano dell'alveo si avrà il massimo tagliante, come si può vedere dai contour-plot che da celesti divengono verde acqua.



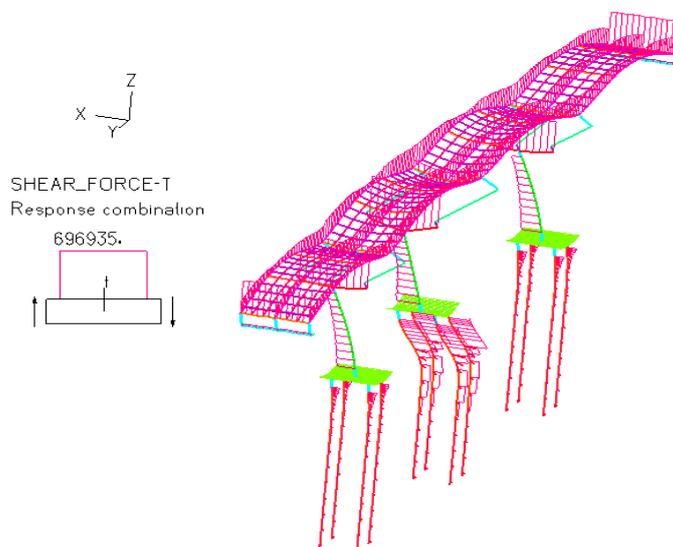
**Fig. 6.21(a):** Andamento dei tagli lungo X nel caso di scour 3a concentrato sulla pila centrale di prof. 4m (si osservi come il taglio all'interfaccia pali-piano di erosione sia di gran lunga superiore a quello alla base della pila)



**Fig. 6.21(b):** Andamento dei tagli lungo X nel caso di scour 1a concentrato sulla pila centrale di prof. 1m (si osservi come il taglio all'interfaccia pali-piano di erosione sia minore rispetto al caso 3a, in detto scenario il massimo taglio è ancora concentrato alla base della pila centrale, data la ridotta deformabilità a taglio dei pali, che lavorano a sbalzo per il solo primo metro)



**Fig. 6.22:** Spostamenti trasversali indotti dal sisma nel caso scour 1a, con relativo andamento delle forze di taglio trasversale (si osservi il ridotto spostamento dei pali, rispetto alla pila centrale)



**Fig. 6.23:** Spostamenti trasversali indotti dal sisma nel caso scour 3a, con relativo andamento delle forze di taglio trasversali (si osservi l'elevato spostamento dei pali affetti da scalfatura, che lavorano a sbalzo ed inducono la traslazione rigida di tutta la sovrastante pila centrale, con una conseguente riduzione del taglio trasversale alla sua base, ed un incremento in corrispondenza del fusto dei pali esattamente alla quota del piano di erosione, che funge così da nuovo incastro, dove si andranno a concentrare tutti gli sforzi taglianti indotti dal sisma)

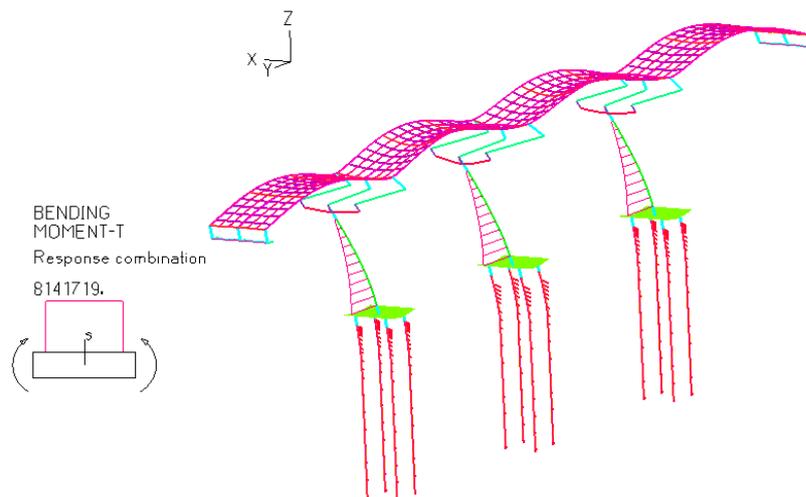
Dalle precedenti figure si può allora comprendere la ragione per cui, i tagli trasversali alla base della pila centrale decrescano per uno scour di 4 mt concentrato sulla pila centrale, tuttavia la stessa cosa avviene nel caso di scour di profondità 4 mt agente su tutte e tre le pile come illustrato dal grafico 6.17, sebbene in modo meno marcato essendo il comportamento del ponte più uniforme data la simultaneità dello scalfamento agente sulle tre le pile. Analizzando ancora i grafici 6.13 e 6.17, si può osservare un andamento del tagliante trasversale in corrispondenza delle due pile laterali pressochè costante rispetto alla condizione di *no scour* in tutti gli scenari, con un lieve incremento nei casi dove si ha una riduzione del tagliante sulla pila centrale (*caso 3a*), poiché le pile laterali non scalfate sono più rigide e quindi saranno più sollecitate rispetto a quella centrale in condizione sismica, sebbene in corrispondenza di questa a livello del piano di erosione si avrà il massimo taglio. Ovviamente tale variazione è meno marcata nel caso di scour agente su tutte e tre le pile, mentre nel caso di scour localizzato sulla pila centrale si osservano maggiori variazioni dovute al fatto che le pile laterali non essendo state scalfate sono più rigide rispetto a quelle degli scenari *c* e quindi subiscono un lieve caricamento rispetto alla condizione *no scour*, soprattutto quando la pila centrale è affetta da 4 mt di scalfamento; tale piccolo incremento di tagliante scompare del tutto quando lo scour interessa le tre pile, per assestarsi mediamente sui valori osservati in condizione di assenza di scalfamento.

Da qui si potrebbe dedurre una sorta di effetto di compensazione, che porterebbe a giustificare gli andamenti dei taglianti trasversali in corrispondenza delle pile laterali sia negli *scenari a* che *c*, che sono simili; infatti negli “*scenari a*” le pile laterali sono più rigide, quindi dal punto di vista sismico dovrebbero essere più sollecitate rispetto a quelle degli “*scenari c*” a parità di spostamento (infatti subiscono un lieve caricamento nei casi in cui il taglio alla base della pila centrale decresce per andarsi a massimizzare in corrispondenza dei pali a livello del piano di erosione), tuttavia subiscono minori spostamenti trasversali, mentre negli “*scenari c*” le pile laterali sono state scalzate, quindi saranno meno rigide rispetto a quelle degli “*scenari a*”, (di fatto i taglianti alla base delle pile laterali assumono valori leggermente decrescenti rispetto alla situazione di *no scour*, sempre perchè la loro riduzione di rigidità è analoga a quella della pila centrale, che di base è più flessibile, poiché non risente del contributo irrigidente delle spalle) tuttavia avranno maggiori spostamenti trasversali sotto sisma, il che vuol dire che i taglianti sulle pile laterali assumeranno verosimilmente lo stesso andamento nei due scenari, come mostrato dai *grafici 6.13 e 6.17*.

Quindi nelle condizioni integre, data l'elevata rigidità della palificata, l'effetto della sollecitazione si traduce in parte in una deformazione della pila ed in parte minore in una deformazione della palificata, questo induce sotto sisma massimi tagli alla base delle pile, mentre nelle configurazioni scalzate, la maggiore erosione comporta una deformazione dei pali più consistente, accompagnata da una minore deformazione della pila che risulta in questo modo più rigida, trovandoci quindi di fronte a spostamenti maggiori in corrispondenza della palificata (sia verticali che orizzontali, riconducibili ad una maggiore deformabilità dei pali), che sotto sisma portano a concentrare i taglianti trasversali in corrispondenza del fusto dei pali alla quota del piano di erosione, soprattutto nel caso di notevoli profondità di scalzamento. I tagli in direzione longitudinale, così come i momenti flettenti longitudinali (attorno all'asse  $x$ ), con riferimento agli “*scenari a*” variano soltanto sulla pila interessata dallo scour, subendo un progressivo incremento secondo un trend lineare come mostrato dai *grafici 6.15 e 6.16*, poiché si manifesta un incremento della massa modale, e quindi del tagliante longitudinale, di fatto si può ragionare intuitivamente considerando un singolo *SDOF* ( sistema ad un solo grado di libertà), essendo le pile in direzione longitudinali come mensole verticali, e quindi il taglio alla base sarà calcolabile attraverso la relazione ( $M \cdot P_s a(T_i)$ ), quindi se la massa modale delle pile ( $M$ ) aumenta per effetto della presenza dei pali che lavorano a sbalzo, aumenterà anche il tagliante e il flettente in direzione longitudinale, come mostrato dai *grafici 6.15 e 6.16*, mentre sulle pile laterali, non interessate da scalzamento non si osserva alcuna variazione in virtù del fatto che longitudinalmente il modo di vibrare delle pile era solo locale, e l'effetto dello scalzamento era avvertito solo sulle pile direttamente interessate dal fenomeno, quindi le altre due non subendo incremento di massa modale, avranno un tagliante di base longitudinale analogo a quello in condizione di *no scour*.

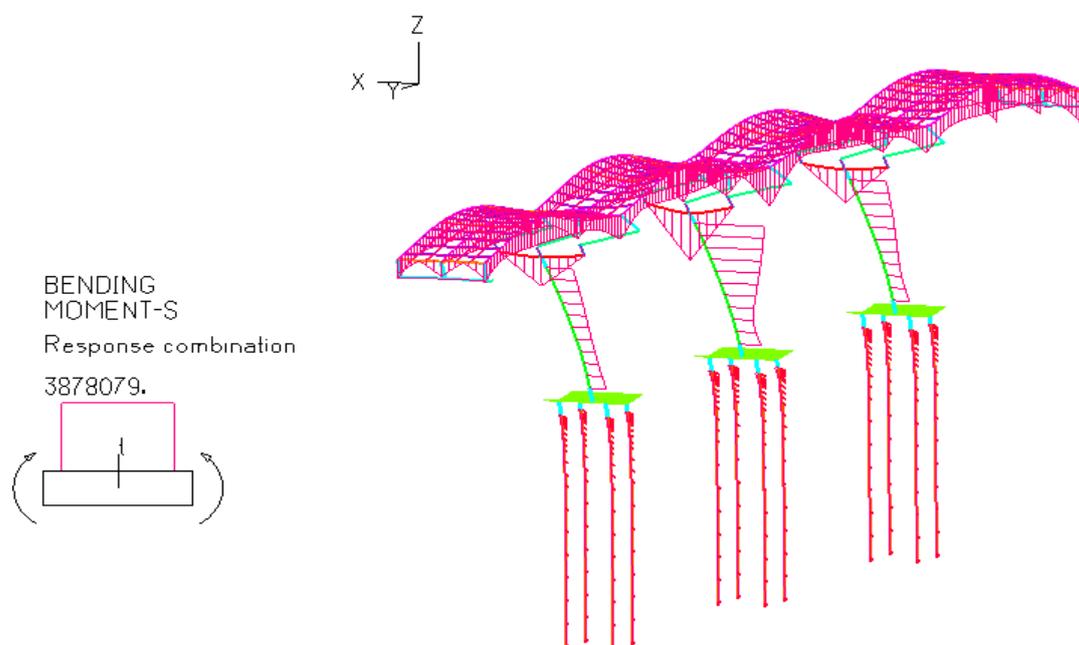
Per converso se lo scour agisse su tutte e tre le pile, si osserverà un incremento lineare dei tagli longitudinali e dei momenti flettenti longitudinali attorno all'asse x, sia per le due pile laterali, che per la pila centrale, come illustrato dai *grafici 6.19 e 6.20*.

In particolare detto incremento sarà lo stesso per tutte e tre le pile, poiché longitudinalmente le pile si comportano alla stessa maniera data la simmetria strutturale, e quindi subiranno lo stesso incremento di massa modale a seguito dello stesso scalzamento. Si osservi che l'incremento delle sollecitazioni longitudinali è dovuto al fatto che al progredire dello scour si avrà un incremento delle masse modali coinvolte (pile+pali), con un conseguente incremento delle sollecitazioni alla base delle tre pile, poiché a parità di accelerazione sismica in direzione "Y", lo scour fa aumentare la massa modale coinvolta, che sarà data dalla massa della pila più quella dei pali che lavorano a sbalzo, quindi pur essendo il sistema strutturale più flessibile a seguito dello scalzamento (ciò comporta minori accelerazioni sismiche poiché la frequenza propria del ponte e quindi delle pile non cadrà più all'interno del plateau dello spettro di risposta dove si avranno le massime accelerazioni), tuttavia la massa modale aumenta e perciò questo giustifica l'incremento subito dalle sollecitazioni taglienti e flettenti in direzione longitudinale sebbene l'accelerazione sismica decresca a seguito dell'aumento della flessibilità delle pile. In *figura 6.24* viene riportato l'andamento dei momenti flettenti longitudinali in una generica configurazione, per mostrare come la risposta longitudinale del ponte sotto sisma sia riconducibile a quella di una mensola verticale; mentre in *figura 6.25(a e b)*, si riportano i momenti in direzione trasversale, ove si può osservare un loro incremento soprattutto in corrispondenza della pila centrale sia negli scenari *a* che *c* via via che lo scour si approfondisce, come anche illustrato dai *grafici 6.14 e 6.18*.

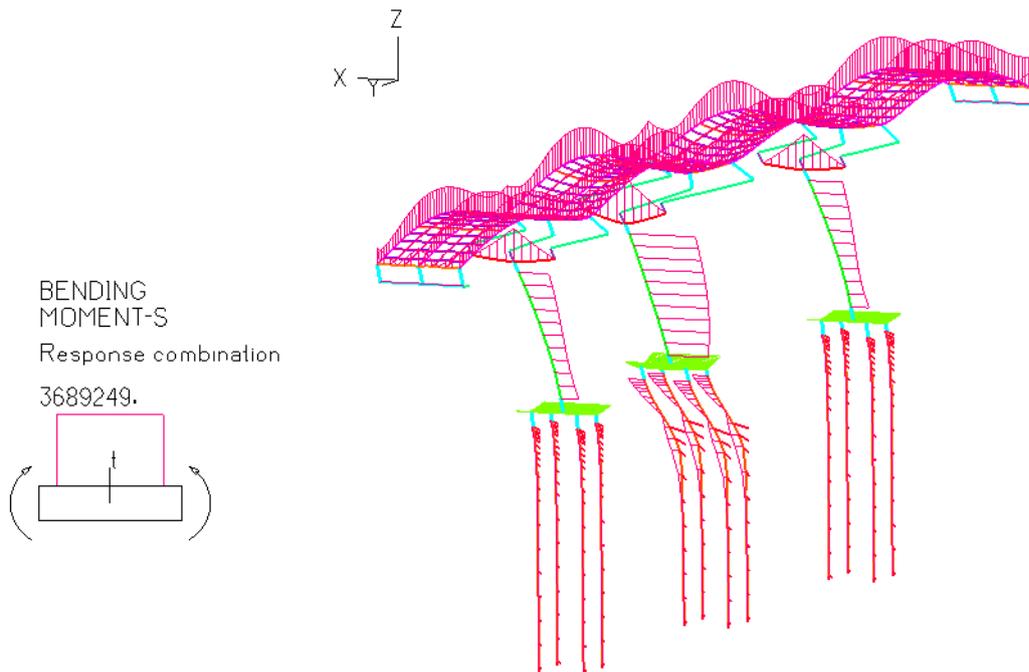


**Fig. 6.24:** *Momenti flettenti longitudinali dovuti al sisma (nulli in sommità, massimi alla base della pila, come in una mensola verticale)*

In particolare, con riferimento agli *scenari a* (scour solo sulla pila centrale), l'incremento di momento trasversale si osserva solo sulla pila affetta da scour (centrale), con profondità comprese tra i 2 mt e i 4 mt, mentre per gli *scenari 1a, 2a* (1 mt e 2 mt di scour sulla pila centrale) il momento si mantiene mediamente costante, a denunciare che quando lo scour diventa elevato, i momenti trasversali alla base della pila centrale incrementano per effetto del fatto che i pali lavorano a sbalzo, e quindi trasmettono una coppia flettente in aggiunta a quella di incastro che si avrebbe di base in assenza di scour. Questo **incremento** risulta visibile anche sulle pile laterali, quando interessate da scour (*scenari c*) sempre con riferimento a profondità comprese tra 2 mt e 4 mt, come evidenziato dal *grafico 6.18*, mentre le pile laterali negli *scenari a* non subiscono alcun incremento di flettente in direzione trasversale come mostrato dal *grafico 6.14*, poiché non affette da scour, quindi non vi sarà la coppia aggiuntiva dovuta al fatto che i pali lavorano a sbalzo. Ovviamente tale coppia diventa importante e fa incrementare il momento alla base della pila interessata dal fenomeno di erosione solo quando il tratto di pali che lavora a sbalzo è notevole, in tal caso si manifesta un notevole incremento di flettente per scalzamenti maggiori di 2 mt, sia negli *scenari a* che *c*.



**Fig. 6.25(a):** Momenti flettenti trasversali dovuti al sisma in assenza di scour, l'andamento non è a farfalla poiché le pile non hanno la doppia inflessione, mentre i pali non lavorando a sbalzo non trasmettono alcuna coppia flettente aggiuntiva alla base della pila



**Fig. 6.25(b):** *Momenti flettenti trasversali dovuti al sisma in presenza di scour 3a, l'andamento non è a farfalla poiché le pile non hanno la doppia inflessione, si può osservare una redistribuzione dei momenti tra le pile diversa rispetto a quella di no scour, sempre dovuta al fatto che i pali, con riferimento al tratto eroso lavorano a sbalzo inducendo un incremento dei momenti flettenti alla base della pila affetta da scour.*

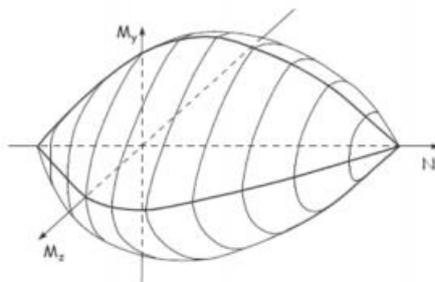
### 6.5.3 Verifica di resistenza alla base delle pile allo SLV

In tale fase dell'analisi sismica si vuole investigare la resistenza a pressoflessione deviata ed a taglio delle pile impegnata dal sisma nelle sue tre componenti, con riferimento al caso di fondazioni non scalzate, e con riferimento ai casi in cui si sia verificato uno scalzamento al piede, analizzando gli scenari che coinvolgono solo la pila centrale del ponte (*scenari 1a, 2a, 3a*), e tutte e tre simultaneamente (*scenari 1c, 2c*). In tal modo sarà possibile, evidenziare se le pile saranno in grado di sostenere il livello di azione sismica prefissato anche qualora si abbiano fenomeni di scour al piede delle fondazioni, oppure se si avrà un deficit di resistenza indotto dallo scalzamento tale per cui saranno necessari interventi di adeguamento volti ad incrementare la resistenza delle pile o dei pali. In particolare, lo scour determinerà una riduzione della duttilità disponibile in corrispondenza della sezione di base delle pile, poiché si avrà un incremento della rotazione rigida alla loro base dovuta alla cedevolezza rotazionale indotta dallo scalzamento medesimo, il quale porterà il raggiungimento dello spostamento ultimo ( $\delta_p$ ) a livelli di plasticizzazione della sezione di base della pila (dove ci si attenderà la formazione della cerniera plastica) più bassi. Conducendo un'analisi elastica e lineare, si potrà comunque analizzare quanta resistenza a taglio e a pressoflessione deviata delle pile verrà impegnata dal sisma, nel caso in cui le fondazioni siano integre, e nei casi in cui queste abbiano subito un processo di erosione, ed eventualmente progettare interventi di adeguamento delle pile nel caso in cui lo scour porti al non soddisfacimento di dette verifiche, o comunque ad una loro penalizzazione.

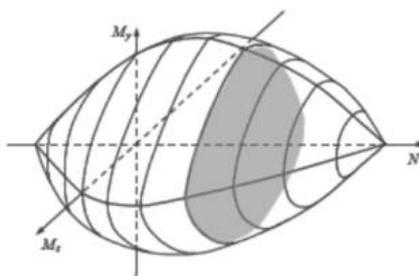
#### ***Verifica a pressoflessione deviata delle pile in assenza di scour, ed in presenza degli scenari di scour (1a, 2a, 3a, 1c, 2c)***

La procedura di verifica delle pile in c.a., sottoposte a sforzo normale e momento flettente, è basata sulla costruzione della curva di interazione M-N della sezione assegnata. La curva di interazione è la frontiera dello stato limite ultimo di resistenza per la sollecitazione composta di forza normale e flessione deviata, cioè il luogo dei punti  $M_{ult-x}$ ,  $M_{ult-y}$ ,  $N_{ult}$ , corrispondenti alle condizioni di rottura della sezione. La verifica consiste nell'accertare che il punto rappresentativo delle sollecitazioni di progetto ( $M_{dx}, M_{dy}$ ), determinate in precedenza nel caso di *no scour*, e nei diversi scenari di scour sia all'interno della frontiera del dominio ottenuta per un assegnato  $N_{Ed}$ .

Di fatto, nel caso di pressoflessione deviata il dominio è definito in un sistema di riferimento spaziale come mostrato in figura 6.26(a) e 6.26(b) i cui assi sono i momenti flettenti lungo x ed y e lo sforzo assiale, quindi con riferimento ad un certo sforzo assiale di progetto, si andrà a sezionare tale volume con un piano passante esattamente per  $N_{Ed}$ , e la verifica di pressoflessione deviata consisterà semplicemente nell'accertare che, con riferimento a quel dato  $N_{Ed}$ , le coppie di momento flettente siano all'interno del dominio di interazione planare ottenuto per l'assegnato sforzo assiale. Per eseguire tali verifiche, nell'ambito dei diversi scenari ipotizzati, si è fatto uso del programma *VcaSlu* del Prof. Gelfi, il quale consente di ricavare il dominio di interazione  $M-N$  ed  $M_x-M_y$  anche nel caso di sezioni circolari cave in cemento armato.



**Figura 6.26(a):** Dominio di interazione nel caso di pressoflessione deviata allo SLU



**Figura 6.26(b):** In grigio il dominio di interazione nel caso di pressoflessione deviata allo SLU ottenuto per un assegnato sforzo assiale di progetto  $N_{Ed}$  (i valori di  $M_{RD-X}$  ed  $M_{RD-Y}$  che definiscono la frontiera del dominio piano sono calcolati per un dato valore di  $N_{Ed}$ )

### **Proprietà meccaniche dei materiali impiegati per le verifiche di resistenza delle pile**

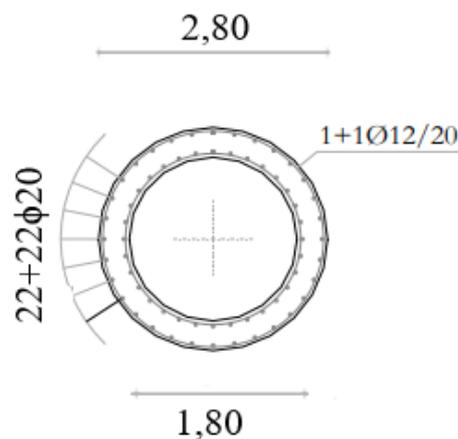
I valori medi utilizzati per i parametri dei legami tensione deformazione sono:

calcestruzzo:  $f_{cd} = 25/1.5 = 16.67 \text{ MPa}$ ,  $\varepsilon_{c0} = 2\text{‰}$ ,  $\varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$ ;

acciaio B450C:  $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$ ,  $\varepsilon_y = 1.957\text{‰}$ ,  $\varepsilon_{su} = 67.5\text{‰}$ ,  $\alpha = 0$

### **Caratteristiche geometriche delle pile**

La sezione del fusto pila è circolare cava, di diametri esterno e interno rispettivamente pari a 2.80 mt e 1.80 mt, ed è costante su tutta l'altezza (Fig. 6.27). L'armatura in direzione longitudinale è composta di 22+22 $\phi$ 20, costante lungo tutta l'altezza del fusto, mentre l'armatura trasversale circolare è realizzata da 1+1  $\phi$ 12/20cm, anche essa avente passo costante lungo tutto il fusto.



**Figura 6.27:** sezione trasversale della pila

**1. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila laterale 1 in condizione di no scour (data la simmetria strutturale e di carico, sarà effettuata la verifica per una delle sole due pile laterali, essendo eguali)**

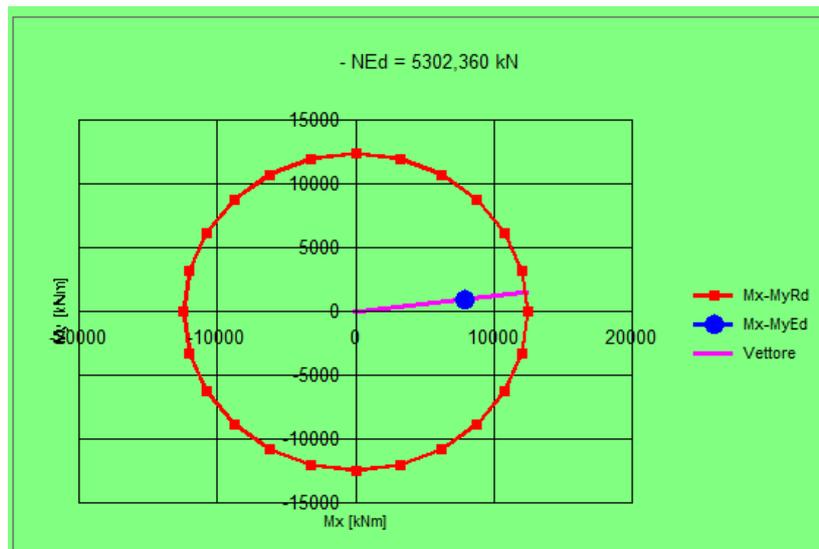
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila laterale 1 nel caso no scour (tabella 6.8)

$$M_Y = 946.398 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -5302.360 \text{ KN}$$

$$M_X = 7864.350 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione no scour per  $N_{ed} = -5302.360 \text{ KN}$



Essendo il punto ( $M_{Ed-x}$ ;  $M_{Ed-y}$ ) interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -5302.360 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila 1 in condizione di *no scour* risulta essere soddisfatta.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in assenza di *scour*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{(M_{Edx}^2 + M_{Eddy}^2)}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 12500 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 7921 / 12500 = 0.63$$

**2. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila laterale 1 in condizione di scour 1a (1mt di scalzamento sulla pila centrale)**

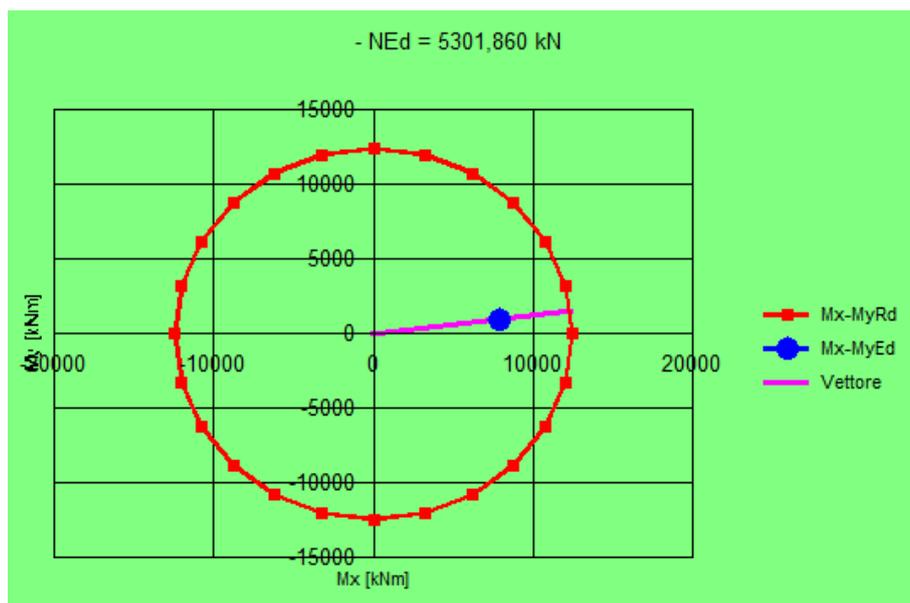
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila laterale 1 nel caso di scour 1a (tabella 6.9)

$$M_Y = 951.708 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -5301.860 \text{ KN}$$

$$M_X = 7864.350 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione di scour 1a per  $N_{ed} = -5301.860 \text{ KN}$



Essendo il punto ( $M_{ed-x}$ ;  $M_{ed-y}$ ) interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -5301.860 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila 1 in condizione di *scour 1a* risulta essere soddisfatta.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in presenza di *scour 1a*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edx}^2 + M_{Edy}^2}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 12500 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 7922 / 12500 = 0.63$$

**3. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila laterale 1 in condizione di scour 2a (2mt di scalzamento sulla pila centrale)**

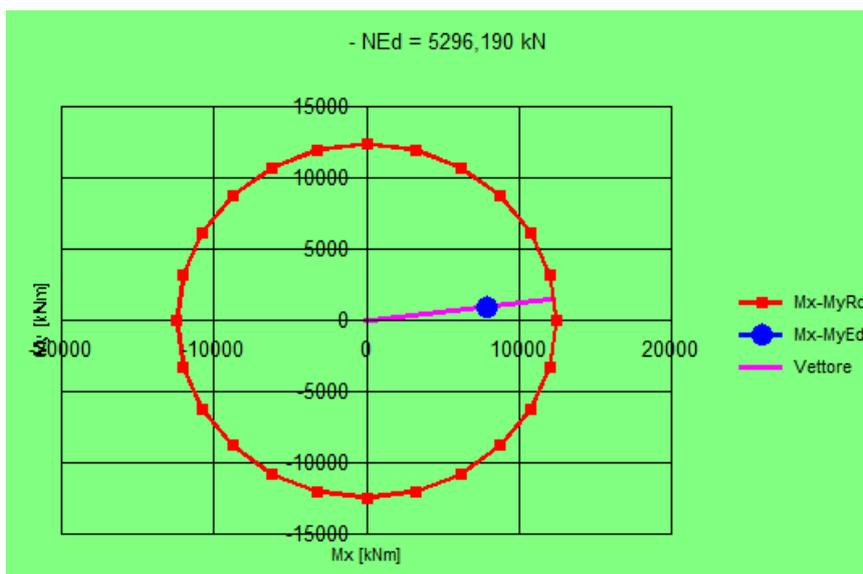
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila laterale 1 nel caso di scour 2a (tabella 6.10)

$$M_Y = 922.932 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -5296.190 \text{ KN}$$

$$M_X = 7864.350 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione di scour 2a per  $N_{ed} = -5296.190 \text{ KN}$



Essendo il punto ( $M_{ed-x}$ ;  $M_{ed-y}$ ) interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -5296.190 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila 1 in condizione di *scour 2a* risulta essere soddisfatta.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in presenza di *scour 2a*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edx}^2 + M_{Edy}^2}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 12500 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 7918 / 12500 = 0.63$$

**4. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila laterale 1 in condizione di scour 3a (4mt di scalzamento sulla pila centrale)**

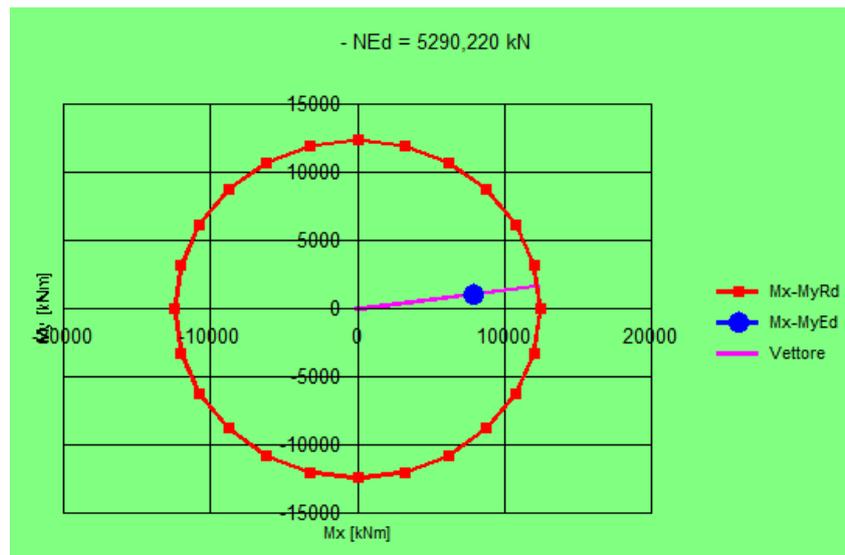
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila laterale 1 nel caso di scour 3a (tabella 6.11)

$$M_Y = 1020.440 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -5290.220 \text{ KN}$$

$$M_X = 7864.350 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione di scour 3a per  $N_{ed} = -5290.220 \text{ KN}$



Essendo il punto ( $M_{ed-x}$ ;  $M_{ed-y}$ ) interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -5290.220 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila 1 in condizione di *scour 3a* risulta essere soddisfatta.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in presenza di *scour 3a*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edx}^2 + M_{Edy}^2}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 12500 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 7930 / 12500 = 0.63$$

**5. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila laterale 1 in condizione di scour 1c (1mt di scalzamento su tutte e tre le pile)**

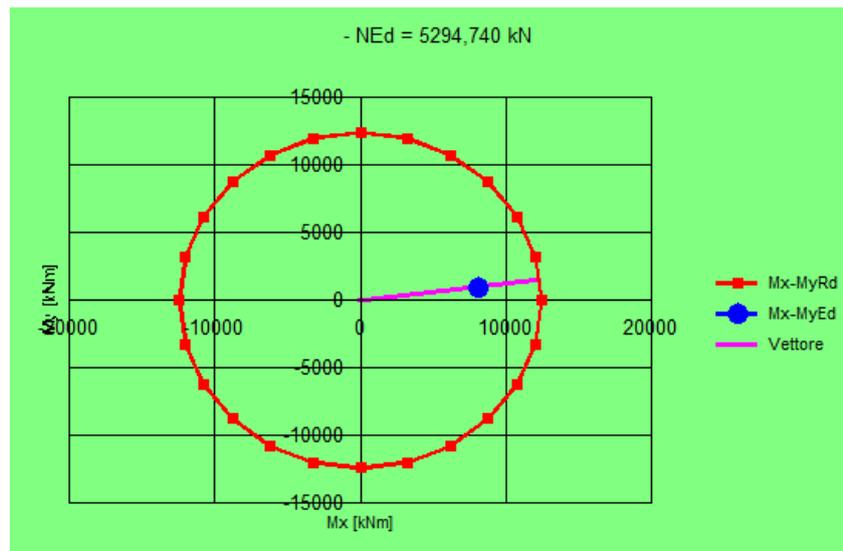
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila laterale 1 nel caso di scour 1c (tabella 6.12)

$$M_Y = 893.021 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -5294.740 \text{ KN}$$

$$M_X = 8139.510 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione di scour 1c per  $N_{ed} = -5294.740 \text{ KN}$



Essendo il punto ( $M_{ed-x}$ ;  $M_{ed-y}$ ) interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -5294.740 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila 1 in condizione di *scour 1c* risulta essere soddisfatta.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in presenza di *scour 1c*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edx}^2 + M_{Edy}^2}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 12500 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 8188 / 12500 = 0.66$$

**6. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila laterale 1 in condizione di scour 2c (2mt di scalzamento su tutte e tre le pile)**

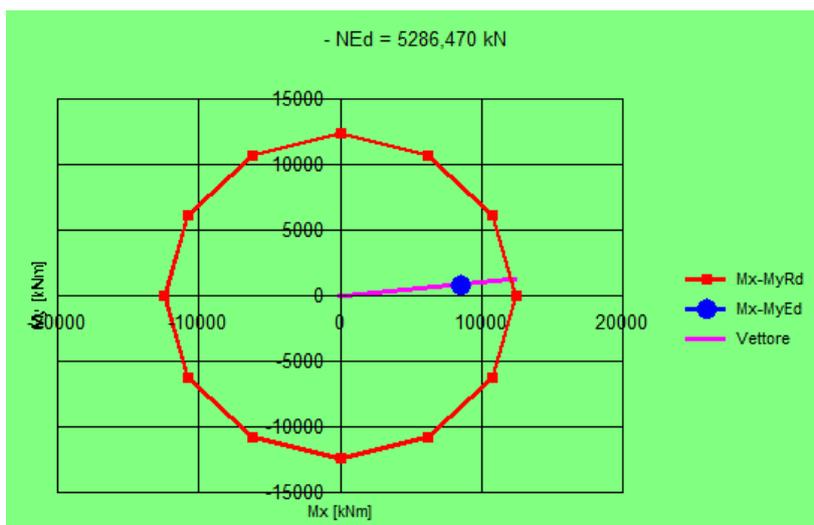
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila laterale 1 nel caso di scour 2c (tabella 6.13)

$$M_Y = 784.288 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -5286.470 \text{ KN}$$

$$M_X = 8472.080 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione di scour 2c per  $N_{ed} = -5286.470 \text{ KN}$



Essendo il punto  $(M_{ed-x}; M_{ed-y})$  interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -5286.470 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila 1 in condizione di *scour 2c* risulta essere soddisfatta.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in presenza di *scour 2c*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{(M_{Edx}^2 + M_{Edy}^2)}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 12500 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 8508 / 12500 = 0.68$$

**7. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila centrale 2  
in condizione di no scour**

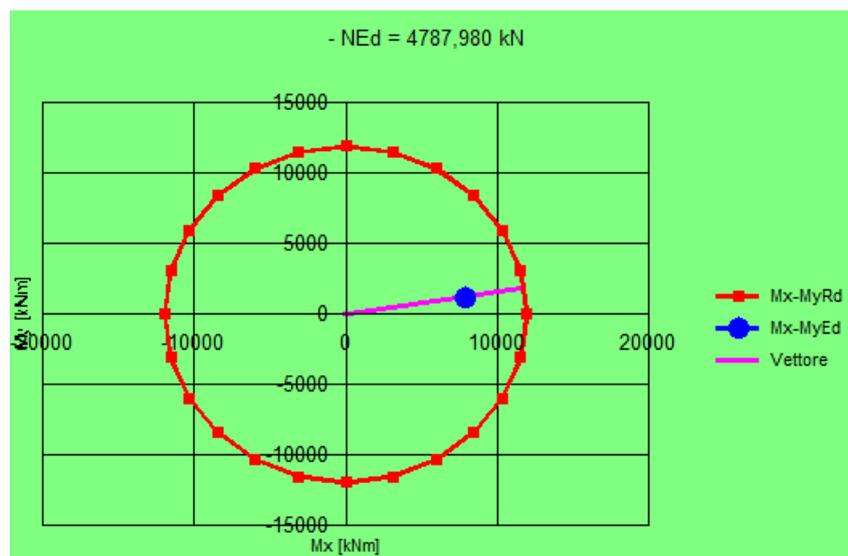
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila centrale nel caso no scour (tabella 6.8)

$$M_Y = 1226.280 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -4787.980 \text{ KN}$$

$$M_X = 7864.350 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione no scour per  $N_{ed} = -4787.980 \text{ KN}$



Essendo il punto ( $M_{ed-x}$ ;  $M_{ed-y}$ ) interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -4787.980 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila centrale 2 in condizione di *no scour* risulta essere soddisfatta.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (centrale o 2) in assenza di *scour*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{(M_{Edx}^2 + M_{Eddy}^2)}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 12000 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 7959 / 12000 = 0.66$$

**8. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila centrale 2 in condizione di scour 1a (1mt di scalzamento sulla pila centrale)**

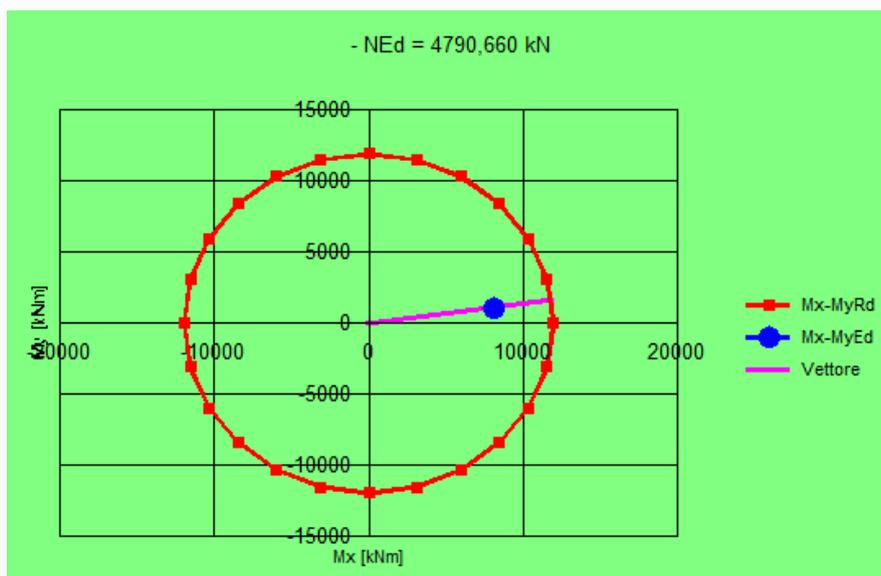
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila centrale 2 nel caso di scour 1a (tabella 6.9)

$$M_Y = 1070.150 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -4790.660 \text{ KN}$$

$$M_X = 8141.720 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione di scour 1a per  $N_{ed} = -4790.660 \text{ KN}$



Essendo il punto ( $M_{ed-x}$ ;  $M_{ed-y}$ ) interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -4790.660 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila 2 in condizione di *scour 1a* risulta essere soddisfatta.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (centrale o 2) in presenza di *scour 1a*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{(M_{Edx}^2 + M_{Eddy}^2)}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 12000 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 8212 / 12000 = 0.68$$

**9. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila centrale 2 in condizione di scour 2a (2mt di scalzamento sulla pila centrale)**

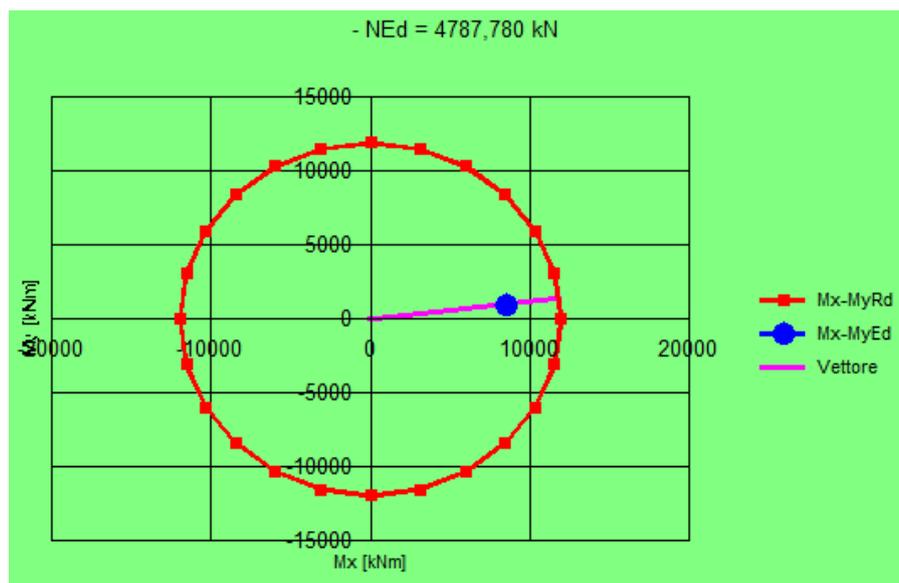
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila centrale 2 nel caso di scour 2a (tabella 6.10)

$$M_Y = 982.978 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -4787.780 \text{ KN}$$

$$M_X = 8472.080 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione di scour 2a per  $N_{ed} = -4787.780 \text{ KN}$



Essendo il punto ( $M_{ed-x}$ ;  $M_{ed-y}$ ) interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -4787.780 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila 2 in condizione di *scour 2a* risulta essere soddisfatta.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (centrale o 2) in presenza di *scour 2a*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{(M_{Edx}^2 + M_{Eddy}^2)}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 12000 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 8529 / 12000 = 0.71$$

**10. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila centrale 2  
in condizione di scour 3a (4mt di scalzamento sulla pila centrale)**

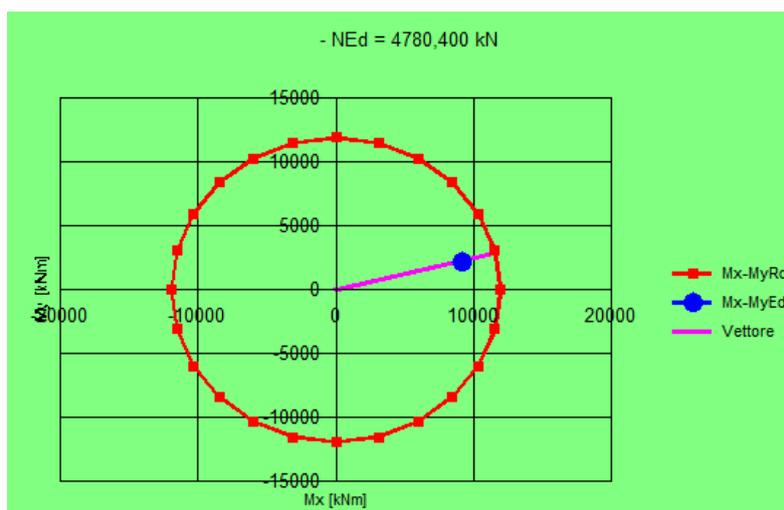
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila centrale 2 nel caso di scour 3a (tabella 6.11)

$$M_Y = 2197.810 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -4780.400 \text{ KN}$$

$$M_X = 9180.860 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione di scour 3a per  $N_{ed} = -4780.400 \text{ KN}$



Essendo il punto ( $M_{ed-x}$ ;  $M_{ed-y}$ ) interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -4780.400 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila 2 in condizione di *scour 3a* risulta essere soddisfatta, ma rispetto ai casi precedenti, la resistenza impegnata risulta essere molto maggiore, quindi lo scour di 4 mt agente solo sulla pila centrale potrebbe portare la pila ad uscire dal campo elastico, con una conseguente riduzione della duttilità disponibile alla base della pila per dissipare efficacemente l'azione sismica.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (centrale o 2) in presenza di *scour 3a*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{(M_{Edx}^2 + M_{Eddy}^2)}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 12000 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 9540 / 12000 = 0.80$$

**11. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila centrale 2 in condizione di scour 1c (1mt di scalzamento su tutte e tre le pile)**

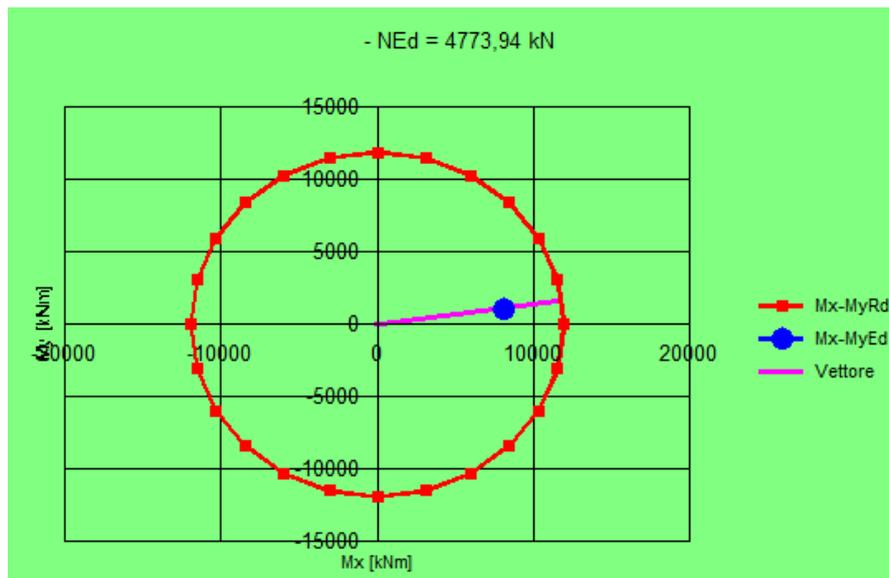
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila centrale 2 nel caso di scour 1c (tabella 6.12)

$$M_Y = 1110.400 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -4773.940 \text{ KN}$$

$$M_X = 8141.720 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione di scour 1c per  $N_{ed} = -4773.940 \text{ KN}$



Essendo il punto ( $M_{ed-x}$ ;  $M_{ed-y}$ ) interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -4773.940 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila 2 in condizione di *scour 1c* risulta essere soddisfatta.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (centrale o 2) in presenza di *scour 1c*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{(M_{Edx}^2 + M_{Eddy}^2)}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 11992 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 8217 / 11992 = 0.69$$

**12. Verifica a pressoflessione deviata alla base della pila centrale 2 in condizione di scour 2c (2mt di scalzamento su tutte e tre le pile)**

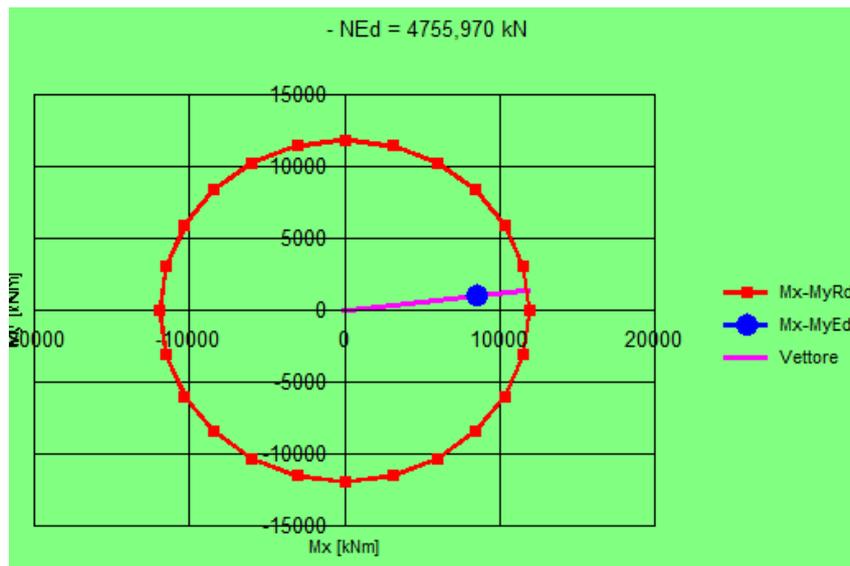
Azioni di progetto allo SLV alla base della pila centrale 2 nel caso di scour 2c (tabella 6.13)

$$M_Y = 1020.730 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\text{COMB}} = -4755.970 \text{ KN}$$

$$M_X = 8472.080 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Dominio di interazione  $M_x$ - $M_y$  in condizione di scour 2c per  $N_{ed} = -4755.970 \text{ KN}$



Essendo il punto ( $M_{ed-x}$ ;  $M_{ed-y}$ ) interno al dominio di interazione riferito ad uno sforzo assiale  $N_{\text{COMB}} = -4755.970 \text{ KN}$ , la verifica a pressoflessione deviata alla base della pila 2 in condizione di *scour 2c* risulta essere soddisfatta.

Il rapporto *domanda/capacità* per la pila in esame (centrale o 2) in presenza di *scour 2c*, può essere valutato come il rapporto tra i momenti esterni di progetto in direzione X ed Y combinati in quadratura ( $M_{Ed} = \sqrt{(M_{Edx}^2 + M_{Eddy}^2)}$ ), e il corrispondente momento resistente valutato allo SLU della sezione circolare cava pari ad ( $M_{RD} = 11974 \text{ KNm}$ )

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{RD} = 8533 / 11974 = 0.71$$

**Verifica a taglio delle pile in assenza di scour, ed in presenza degli scenari di scour  
(1a, 2a, 3a, 1c, 2c)**

Qui di seguito si riportano **le verifiche a taglio** eseguite alla base delle pile laterali, e alla base della pila centrale, sempre considerando la condizione di *no scour*, e i diversi scenari di scour per i quali si è calcolata la risposta al sisma della struttura in ambito elastico e lineare. Per quanto riguarda la resistenza a taglio, in ogni piano di flessione, la resistenza a taglio sotto azione ciclica,  $V_R$ , di elementi prismatici con sezione compatta è data dalla formula seguente (unità di misura MN e m):

$$V_R = \frac{1}{\gamma_d} \left\{ \frac{b-x}{2L_V} \min(N; 0.55 A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta, pl})) \times \right. \\ \left. \times \left[ 0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \left( 1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{b}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c \right] + V_w \right\}$$

dove:

$$\gamma_{el} = 1.15$$

$h$  = altezza totale della sezione

$d$  = altezza efficace della sezione

$x$  = profondità asse neutro

$N$  = sforzo normale di compressione (positivo), se di trazione posto uguale a zero

$L_V = M/V$  (luce di taglio), pari a  $H$  per una mensola e approssimabile ad  $H/2$  negli altri casi

$A_c = \pi D_c^2 / 4$  per sezione circolare;  $b \cdot d$  nel caso di sezioni rettangolari

$D_c$  = diametro nucleo confinato

$\rho_{tot}$  = percentuale geometrica totale di armatura longitudinale

$V_w$  = contributo dell'armatura pari a  $(\rho_w b z f_y)$  per sez. rettangolari e  $(\pi/2) \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_y \cdot (D-2c)$  per sez. circolari

$A_{sw}$  = area delle staffe circolari

$s$  = passo delle staffe

$D$  = diametro della sezione

$C$  = copriferro

Il termine  $\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\Delta} - 1 \cong (\theta/\theta_y) - 1$  rappresenta la parte plastica della duttilità richiesta all'elemento, ed è stata ottenuta con un apposito programma di calcolo (*VcaSlu*). In ogni piano di flessione, la resistenza a taglio sotto azione ciclica,  $V_R$ , di setti (ad esempio: pareti di una pila a sezione cava rettangolare, mono- o pluri-cellulare) è non superiore alla forza di taglio corrispondente allo schiacciamento delle bielle diagonali  $V_{R,max}$ , data dalla formula seguente:

$$V_{R,max} = \frac{0.85(1 - 0.06 \min(5; \mu_{\Delta,pl}))}{\gamma_{el}} \left( 1 + 1.8 \min\left(0.15; \frac{N}{A_c f_c}\right) \right) \times \\ \times (1 + 0.25 \max(1.75; 100 \rho_{tot})) \left( 1 - 0.2 \min\left(2; \frac{L_V}{b}\right) \right) \sqrt{f_c} b_w z$$

Pertanto, alla luce delle precedenti espressioni, la resistenza a taglio viene calcolata come somma dei contributi dovuti allo sforzo normale, al calcestruzzo e all'armatura trasversale, qui di seguito riportati:

$$V_N = \frac{b - x}{2L_V} \min\left(N; 0.55 A_c \frac{f_c}{\gamma_c}\right)$$

$$V_C = (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta,pl})) \times \left[ 0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \left( 1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{b}\right) \right) \right] \sqrt{\frac{f_c}{\gamma_c}} A_c$$

$$V_W = \frac{A_s f_y}{p} \frac{\pi}{4} (D - 2c)$$

Nel caso in esame, si eseguirà il calcolo per una delle pile laterali, essendo l'altra simmetrica, e per la pila centrale, con riferimento ai diversi scenari ipotizzati, per analizzare come la presenza dello scour impegnerà in modo diverso la resistenza a taglio delle pile. I calcoli eseguite per la pila laterale 1 e centrale, con riferimento ai diversi scenari, verranno riportate nelle successive tabelle.

**Tabella 6.14: Calcolo della resistenza a taglio per la pila laterale P1 in assenza di scour,  $H_p=11.30m$ .**

$h \cong 2.80 \text{ m}$	<i>altezza sezione</i>
$L_V = H = 11.3 \text{ m}$	<i>lunghezza di taglio</i>
$x \cong 0.44 \text{ m}$	<i>profondità asse neutro</i>
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 \text{ m}^2$	<i>area sezione (confinata)</i>
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 \text{ MPa}$	<i>resistenza a compressione cls</i>
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$	<i>resistenza acciaio</i>
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	<i>percentuale armatura</i>
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2m = 2260 \text{ mm}^2 / m$	<i>armatura trasversale</i>
$N = 5302.36 \text{ kN} \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 \text{ kN}$	<i>sforzo normale</i>
$V_N = (2.80m - 0.44m) / (2 \times 11.30m) \times N = 0.104 \times 5302.36 = 551 \text{ kN}$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 \text{ kN}$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 1678 \text{ kN}$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2113 \text{ kN}$	<b><i>resistenza a taglio</i></b>

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in assenza di scour con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 262,725 / 2113 = 0.124$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 712,519 / 2113 = 0.337$$

**Tabella 6.15: Calcolo della resistenza a taglio per la pila laterale P1 in presenza di scour 1a,  $H_p=11.30m$ .**

$h \cong 2.80 \text{ m}$	<i>altezza sezione</i>
$L_V = H = 11.3 \text{ m}$	<i>lunghezza di taglio</i>
$x \cong 0.44 \text{ m}$	<i>profondità asse neutro</i>
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 \text{ m}^2$	<i>area sezione (confinata)</i>
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 \text{ MPa}$	<i>resistenza a compressione cls</i>
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$	<i>resistenza acciaio</i>
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	<i>percentuale armatura</i>
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2m = 2260 \text{ mm}^2 / m$	<i>armatura trasversale</i>
$N = 5301.86 \text{ kN} \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 \text{ kN}$	<i>sforzo normale</i>
$V_N = (2.80m - 0.44m) / (2 \times 11.30m) \times N = 0.104 \times 5301.86 = 551 \text{ kN}$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 \text{ kN}$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 1678 \text{ kN}$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2113 \text{ kN}$	<b><i>resistenza a taglio</i></b>

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in presenza di *scour 1a* con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 249.354 / 2113 = 0.118$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 712,519 / 2113 = 0.337$$

**Tabella 6.16: Calcolo della resistenza a taglio per la pila laterale P1 in presenza di scour 2a,  $H_p=11.30m$ .**

$h \cong 2.80 \text{ m}$	<i>altezza sezione</i>
$L_V = H = 11.3 \text{ m}$	<i>lunghezza di taglio</i>
$x \cong 0.44 \text{ m}$	<i>profondità asse neutro</i>
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 \text{ m}^2$	<i>area sezione (confinata)</i>
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 \text{ MPa}$	<i>resistenza a compressione cls</i>
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$	<i>resistenza acciaio</i>
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	<i>percentuale armatura</i>
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2m = 2260 \text{ mm}^2 / m$	<i>armatura trasversale</i>
$N = 5296.19 \text{ kN} \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 \text{ kN}$	<i>sforzo normale</i>
$V_N = (2.80m - 0.44m) / (2 \times 11.30m) \times N = 0.104 \times 5301.86 = 551 \text{ kN}$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 \text{ kN}$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 1678 \text{ kN}$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2113 \text{ kN}$	<b><i>resistenza a taglio</i></b>

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in presenza di *scour 2a* con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 204.545 / 2113 = 0.097$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 712,519 / 2113 = 0.337$$

**Tabella 6.17: Calcolo della resistenza a taglio per la pila laterale P1 in presenza di scour 3a,  $H_p=11.30m$ .**

$h \cong 2.80 m$	<i>altezza sezione</i>
$L_V = H = 11.3 m$	<i>lunghezza di taglio</i>
$x \cong 0.44 m$	<i>profondità asse neutro</i>
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 m^2$	<i>area sezione (confinata)</i>
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 MPa$	<i>resistenza a compressione cls</i>
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 MPa$	<i>resistenza acciaio</i>
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	<i>percentuale armatura</i>
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2m = 2260 mm^2 / m$	<i>armatura trasversale</i>
$N = 5290.22 kN \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 kN$	<i>sforzo normale</i>
$V_N = (2.80m - 0.44m) / (2 \times 11.30m) \times N = 0.104 \times 5290.22 = 550 kN$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 kN$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 1678 kN$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2113 kN$	<b><i>resistenza a taglio</i></b>

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in presenza di *scour 3a* con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 251.963 / 2113 = 0.119$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 712,519 / 2113 = 0.337$$

**Tabella 6.18: Calcolo della resistenza a taglio per la pila laterale P1 in presenza di scour 1c,  $H_p=11.30m$ .**

$h \cong 2.80 m$	altezza sezione
$L_V = H = 11.3 m$	lunghezza di taglio
$x \cong 0.44 m$	profondità asse neutro
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 m^2$	area sezione (confinata)
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 MPa$	resistenza a compressione cls
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 MPa$	resistenza acciaio
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	percentuale armatura
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2m = 2260 mm^2 / m$	armatura trasversale
$N = 5294.74 kN \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 kN$	sforzo normale
$V_N = (2.80m - 0.44m) / (2 \times 11.30m) \times N = 0.104 \times 5294.74 = 551 kN$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 kN$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 1678 kN$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2113 kN$	<b>resistenza a taglio</b>

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in presenza di *scour 1c* con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 250.521 / 2113 = 0.119$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 738.265 / 2113 = 0.349$$

**Tabella 6.19: Calcolo della resistenza a taglio per la pila laterale P1 in presenza di scour 2c,  $H_p=11.30m$ .**

$h \cong 2.80 m$	altezza sezione
$L_V = H = 11.3 m$	lunghezza di taglio
$x \cong 0.44 m$	profondità asse neutro
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 m^2$	area sezione (confinata)
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 MPa$	resistenza a compressione cls
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 MPa$	resistenza acciaio
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	percentuale armatura
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2m = 2260 mm^2 / m$	armatura trasversale
$N = 5286.47 kN \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 kN$	sforzo normale
$V_N = (2.80m - 0.44m) / (2 \times 11.30m) \times N = 0.104 \times 5286.47 = 550 kN$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 kN$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 1678 kN$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2113 kN$	<b>resistenza a taglio</b>

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (1) in presenza di *scour 2c* con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 259.249 / 2113 = 0.123$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 770.341 / 2113 = 0.365$$

Ora si ripercorreranno gli stessi passi di calcolo, ma con riferimento alla pila centrale, qui di seguito le tabelle che mostrano come varia la resistenza a taglio alla base della pila centrale al progredire dello scour.

**Tabella 6.20: Calcolo della resistenza a taglio per la pila centrale P2 in assenza di scour,  $H_p=11.30m$ .**

$h \cong 2.80 \text{ m}$	<i>altezza sezione</i>
$L_V = H = 11.3 \text{ m}$	<i>lunghezza di taglio</i>
$x \cong 0.44 \text{ m}$	<i>profondità asse neutro</i>
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 \text{ m}^2$	<i>area sezione (confinata)</i>
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 \text{ MPa}$	<i>resistenza a compressione cls</i>
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$	<i>resistenza acciaio</i>
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c,lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	<i>percentuale armatura</i>
$A_{sw}/s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2m = 2260 \text{ mm}^2/m$	<i>armatura trasversale</i>
$N = 4787.98 \text{ kN} \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 \text{ kN}$	<i>sforzo normale</i>
$V_N = (2.80m - 0.44m) / (2 \times 11.30m) \times N = 0.104 \times 4787.98 = 498 \text{ kN}$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 \text{ kN}$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw}/s = 1678 \text{ kN}$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2068 \text{ kN}$	<b><i>resistenza a taglio</i></b>

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (2) in assenza di scour con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 442.801 / 2068 = 0.214$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 712,519 / 2068 = 0.345$$

**Tabella 6.21: Calcolo della resistenza a taglio per la pila centrale P2  
in presenza di scour 1a, Hp=11.30m.**

$h \cong 2.80 \text{ m}$	altezza sezione
$L_V = H = 11.3 \text{ m}$	lunghezza di taglio
$x \cong 0.44 \text{ m}$	profondità asse neutro
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 \text{ m}^2$	area sezione (confinata)
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 \text{ MPa}$	resistenza a compressione cls
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$	resistenza acciaio
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	percentuale armatura
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2 \text{ m} = 2260 \text{ mm}^2 / \text{m}$	armatura trasversale
$N = 4790.66 \text{ kN} \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 \text{ kN}$	sforzo normale
$V_N = (2.80 \text{ m} - 0.44 \text{ m}) / (2 \times 11.30 \text{ m}) \times N = 0.104 \times 4790.66 = 498 \text{ kN}$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 \text{ kN}$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 1678 \text{ kN}$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2068 \text{ kN}$	resistenza a taglio

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (2) in presenza di *scour 1a* con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 477.336 / 2068 = 0.231$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 738.484 / 2068 = 0.357$$

**Tabella 6.22: Calcolo della resistenza a taglio per la pila centrale P2 in presenza di scour 2a, Hp=11.30m.**

$h \cong 2.80 \text{ m}$	altezza sezione
$L_V = H = 11.3 \text{ m}$	lunghezza di taglio
$x \cong 0.44 \text{ m}$	profondità asse neutro
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 \text{ m}^2$	area sezione (confinata)
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 \text{ MPa}$	resistenza a compressione cls
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$	resistenza acciaio
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	percentuale armatura
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2 \text{ m} = 2260 \text{ mm}^2 / \text{m}$	armatura trasversale
$N = 4787.78 \text{ kN} \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 \text{ kN}$	sforzo normale
$V_N = (2.80 \text{ m} - 0.44 \text{ m}) / (2 \times 11.30 \text{ m}) \times N = 0.104 \times 4787.78 = 498 \text{ kN}$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 \text{ kN}$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 1678 \text{ kN}$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2068 \text{ kN}$	<b>resistenza a taglio</b>

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (2) in presenza di scour 2a con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 542.985 / 2068 = 0.263$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 770.341 / 2068 = 0.373$$

**Tabella 6.23: Calcolo della resistenza a taglio per la pila centrale P2 in presenza di scour 3a, Hp=11.30m.**

$h \cong 2.80 \text{ m}$	altezza sezione
$L_V = H = 11.3 \text{ m}$	lunghezza di taglio
$x \cong 0.44 \text{ m}$	profondità asse neutro
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 \text{ m}^2$	area sezione (confinata)
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 \text{ MPa}$	resistenza a compressione cls
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$	resistenza acciaio
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	percentuale armatura
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2 \text{ m} = 2260 \text{ mm}^2 / \text{m}$	armatura trasversale
$N = 4780.40 \text{ kN} \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 \text{ kN}$	sforzo normale
$V_N = (2.80 \text{ m} - 0.44 \text{ m}) / (2 \times 11.30 \text{ m}) \times N = 0.104 \times 4780.40 = 497 \text{ kN}$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 \text{ kN}$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 1678 \text{ kN}$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2067 \text{ kN}$	<b>resistenza a taglio</b>

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (2) in presenza di scour 3a con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 291.977 / 2067 = 0.141$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 843.324 / 2067 = 0.408$$

**Tabella 6.24: Calcolo della resistenza a taglio per la pila centrale P2  
in presenza di scour 1c, Hp=11.30m.**

$h \cong 2.80 \text{ m}$	altezza sezione
$L_V = H = 11.3 \text{ m}$	lunghezza di taglio
$x \cong 0.44 \text{ m}$	profondità asse neutro
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 \text{ m}^2$	area sezione (confinata)
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 \text{ MPa}$	resistenza a compressione cls
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$	resistenza acciaio
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	percentuale armatura
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2 \text{ m} = 2260 \text{ mm}^2 / \text{m}$	armatura trasversale
$N = 4773.94 \text{ kN} \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 \text{ kN}$	sforzo normale
$V_N = (2.80 \text{ m} - 0.44 \text{ m}) / (2 \times 11.30 \text{ m}) \times N = 0.104 \times 4773.94 = 496 \text{ kN}$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 \text{ kN}$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 1678 \text{ kN}$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2066 \text{ kN}$	<b>resistenza a taglio</b>

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (2) in presenza di *scour* 1c con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 493.011 / 2066 = 0.239$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 738.484 / 2066 = 0.357$$

**Tabella 6.25: Calcolo della resistenza a taglio per la pila centrale P2  
in presenza di scour 2c, Hp=11.30m.**

$h \cong 2.80 \text{ m}$	altezza sezione
$L_V = H = 11.3 \text{ m}$	lunghezza di taglio
$x \cong 0.44 \text{ m}$	profondità asse neutro
$A_c = \pi / 4 \times [(2.8 - 0.25)^2 - (1.80 + 0.25)^2] = 1.81 \text{ m}^2$	area sezione (confinata)
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 \text{ MPa}$	resistenza a compressione cls
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$	resistenza acciaio
$\rho_{tot} = 44\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.383 \% * 100 < 0.5$	percentuale armatura
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2 \text{ m} = 2260 \text{ mm}^2 / \text{m}$	armatura trasversale
$N = 4755.97 \text{ kN} \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.81 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 16595 \text{ kN}$	sforzo normale
$V_N = (2.80 \text{ m} - 0.44 \text{ m}) / (2 \times 11.30 \text{ m}) \times N = 0.104 \times 4755.97 = 495 \text{ kN}$	
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.5 \times (1 - 0.16 \times 4.04) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} A_c = 202 \text{ kN}$	
$V_W = 0.785 \times (2.8 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 1678 \text{ kN}$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 2065 \text{ kN}$	<b>resistenza a taglio</b>

I rapporti *domanda/capacità* per la pila in esame (2) in presenza di *scour* 2c con riferimento al taglio trasversale e longitudinale agenti alla base della pila medesima valgono dunque:

$$\rho_{V,T} = V_T / V_R = 551.619 / 2065 = 0.267$$

$$\rho_{V,L} = V_L / V_R = 770.341 / 2065 = 0.373$$

#### 6.5.4 Commenti sulle verifiche sismiche allo SLV condotte alla base delle pile nei diversi scenari ipotizzati

Le verifiche a pressoflessione deviata alla base delle pile risultano essere tutte soddisfatte, sia in assenza di scour, che in presenza di uno scalzamento localizzato in corrispondenza della pila centrale o agente su tutte e tre le pile. Tuttavia, analizzando i domini di interazione, si può osservare che la condizione che potrebbe risultare più gravosa ai fini del soddisfacimento di detta verifica è quella che contempla il caso di scour localizzato sulla sola *pila centrale* (2) a profondità di 4 mt (*scenario 3a*), poiché le coppie  $M_{Ed-x}$  e  $M_{Ed-y}$  con riferimento allo sforzo assiale agente sulla pila, subiscono un incremento notevole rispetto alla condizione di no scour, per effetto del fatto che 4 mt di palo lavorano a sbalzo trasmettendo alla base della pila centrale un momento aggiuntivo rispetto a quello di incastro, tale da portarle quasi sulla frontiera del dominio di interazione, con il rischio che alla base della pila centrale affetta da tale scenario di scalzamento si potrebbe manifestare l'uscita dal campo elastico e lineare durante l'azione sismica, senza però esibire il grado di duttilità richiesto dalla normativa. Questo accade proprio perché lo scour induce una rotazione rigida alla base della pila, come se si avesse un vincolo cedevole elasticamente alla rotazione, per cui questo induce degli spostamenti rigidi che sommati a quelli al limite elastico ( $\delta_y$ ) fanno sì che in fase ultima la pila raggiunga lo stato limite ultimo in termini di spostamenti ( $\delta_y + \delta_p$ ) per più bassi valori dello spostamento plastico ( $\delta_p$ ) dovuto alla formazione della cerniera plastica ipotizzata alla base della pila, con una conseguente riduzione della capacità dissipativa del fusto pila in fase sismica. Quindi i risultati esposti nel caso di verifica a presso-flessione deviata della pila centrale affetta da scour con profondità di 4 mt potrebbero evidenziare un deficit della struttura in termini di duttilità dei fusti pila, mentre con riferimento agli altri scenari di scour (1a, 2a, 1c, 2c) per la pila centrale non si manifestano grosse differenze rispetto alla verifica condotta alla base della pila centrale in assenza di scour, di fatto il punto rappresentativo delle sollecitazioni flettente, con riferimento all'assegnato sforzo assiale di compressione, si collocano mediamente alla stessa posizione, a denunciare che detti scenari non sono tali da penalizzare le verifiche condotte alla base della pila centrale, cioè la resistenza a pressoflessione impegnata per effetto del sisma sarà analoga sia in assenza che in presenza di detti scenari. Stesse risultanze si sono osservate con riferimento alle verifiche condotte alla base delle pile laterali, mostrando che la resistenza impegnata alla base di dette pile rimane mediamente la stessa sia in assenza che in presenza degli scenari di scour analizzati (*scenari a, e c*), questo poiché le pile laterali, risentono meno dell'effetto di scalzamento essendo più rigide rispetto a quella centrale, quindi subiranno minori spostamenti sotto effetto del sisma anche qualora siano affette da scour.

Nelle verifiche a **pressoflessione deviata** *la domanda* (momenti di progetto nelle direzioni x ed y combinati in quadratura) è fornita direttamente dall'analisi, mentre *la capacità* (momento resistente della sezione circolare cava allo SLU) viene calcolato in funzione dell'armatura longitudinale, del calcestruzzo in zona compressa reagente, e del livello di sforzo assiale attraverso il programma VcaSlu.

### Formato di verifica

Indicando con  $M_{Edx}$  e  $M_{Edy}$  le quantità di domanda determinate dall'analisi (momenti flettenti) nei due piani di principali di flessione di un elemento (trasversale e longitudinale), con  $M_{Ed}$  la loro combinazione in quadratura, e con  $M_{Rd}$  la corrispondente capacità, la forma generale di verifica è data dalla seguente espressione:

$$\rho_M = M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1$$

**Tabella 6.26: Riepilogo rapporti domanda/capacità delle verifiche a pressoflessione deviata condotte alla base della pila laterale (1) nei diversi scenari:**

Scenario	$\rho_M = M_{Ed} / M_{Rd}$
No scour	0.63
1a	0.63
2a	0.63
3a	0.63
1c	0.66
2c	0.68

**Tabella 6.27: Riepilogo rapporti domanda/capacità delle verifiche a pressoflessione deviata condotte alla base della pila centrale (2) nei diversi scenari:**

Scenario	$\rho_M = M_{Ed} / M_{Rd}$
No scour	0.66
1a	0.68
2a	0.71
3a	0.80
1c	0.69
2c	0.71

Come evidenziano i coefficienti  $\rho_M$  calcolati per le pile laterali (1-3), negli scenari di scalzamento ipotizzati solo sulla pila centrale essi si mantengono eguali a quelli calcolati in assenza di scour, e cioè pari a 0.63, mentre si osserva un blando incremento del rapporto quando lo scour agisce simultaneamente sulle tre pile, con un valore di 0.66 nel caso *1c*, e di 0.68 nel caso *2c*. Tuttavia, le condizioni più gravose per il soddisfacimento della verifica a pressoflessione deviata si osservano alla base della pila centrale, che potrebbe evidenziare un eventuale deficit di duttilità del fusto pila a causa di uno scour avente profondità di 4 mt poiché il coefficiente  $\rho_M$  subisce un drastico incremento rispetto alla condizione di no scour, passando da 0.66 a 0.80, come evidenziato in azzurro nella *tabella 6.27*. Ad ogni modo, in tutti gli scenari ipotizzati le pile soddisfano le verifiche a pressoflessione deviata, poiché i rapporti *domanda-capacità* si mantengono minori di *uno*, sebbene scalzamenti di notevole entità, soprattutto agenti sulla sola pila centrale, potrebbero evidenziare un possibile deficit di duttilità flessionale del fusto pila essendo il coefficiente vicino ad uno, il che vuol dire che il punto rappresentativo delle sollecitazioni si trova a ridosso della frontiera del dominio di interazione, con il rischio che la pila in fase sismica possa uscire prematuramente dal campo elastico, con una conseguente scarsa capacità dissipativa.

Nelle verifiche a **taglio** la *domanda* (forza di taglio) è fornita direttamente dall'analisi, mentre la *capacità* (resistenza a taglio) viene calcolata con la relazione riportate nelle *tabelle 6.14-6.25*. Anche in questo caso la resistenza dipende da alcune grandezze che varieranno a seconda dello scenario considerato con la risposta sismica, in particolare la forza normale  $N$ , la posizione dell'asse neutro  $x$ , la lunghezza di taglio  $L_V$ , la duttilità impegnata  $\mu$ ; pertanto il rapporto tra *domanda-capacità* deve essere valutato per ogni scenario delle analisi condotte, per comprendere a pieno come la presenza dello scalzamento modifichi la risposta tagliante alla base delle pile in termini di resistenza impegnata.

### Formato di verifica

Indicando con  $D_x$  e  $D_y$  le quantità di domanda determinate dall'analisi (deformazioni, forze di taglio, momenti flettenti) nei due piani di principali di flessione di un elemento (trasversale e longitudinale), e con  $C_x$  e  $C_y$  le corrispondenti capacità, la forma generale di verifica è data dalla seguente espressione:

$$\sqrt{\left(\frac{D_x}{C_x}\right)^2 + \left(\frac{D_y}{C_y}\right)^2} \leq 1$$

Che nel caso delle verifiche di resistenza per taglio (meccanismi fragili) l'espressione precedente assume la forma:

$$\sqrt{\left(V_x/V_{u,x}\right)^2 + \left(V_y/V_{u,y}\right)^2} \leq 1$$

Ovvero in termini di rapporti *domanda-capacità* " $\rho$ " si avrà la seguente espressione:

$$\rho_V = \sqrt{\rho_{V,T}^2 + \rho_{V,L}^2} \leq 1$$

Essendo:

$$\rho_{V,T} = V_T/V_R$$

$$\rho_{V,L} = V_L/V_R$$

Le successive *tabelle 6.28, e 6.29* riportano il riepilogo dei risultati di tutte le verifiche effettuate a taglio, con riferimento alle pile laterali e alla pila centrale nei diversi scenari analizzati (*no scour; scenari di scour a, scenari di scour c*).

**Tabella 6.28: Riepilogo rapporti domanda/capacità delle verifiche a taglio condotte alla base della pila laterale (1) nei diversi scenari:**

Scenario	$\rho_{V,T} = V_T/V_R$	$\rho_{V,L} = V_L/V_R$	$\rho_V = (\rho_{V,T}^2 + \rho_{V,L}^2)^{1/2}$
No scour	0.124	0.337	0.359
1a	0.118	0.337	0.357
2a	0.097	0.337	0.351
3a	0.119	0.337	0.357
1c	0.119	0.349	0.369
2c	0.123	0.365	0.385

**Tabella 6.29: Riepilogo rapporti domanda/capacità delle verifiche a taglio condotte alla base della pila centrale (2) nei diversi scenari:**

Scenario	$\rho_{V,T} = V_T/V_R$	$\rho_{V,L} = V_L/V_R$	$\rho_V = (\rho_{V,T}^2 + \rho_{V,L}^2)^{1/2}$
No scour	0.214	0.345	0.406
1a	0.231	0.357	0.425
2a	0.263	0.373	0.456
3a	0.141	0.408	0.432
1c	0.239	0.357	0.430
2c	0.267	0.373	0.460

I risultati esposti non evidenziano un possibile deficit della struttura in termini di duttilità dei fusti pila, con valori di resistenza a taglio sostanzialmente idonei a sostenere l'azione tagliente di progetto, tuttavia con riferimento alla pila centrale, e con riferimento agli scenari di scour 2a ed 2c (evidenziati in giallo) si osserva un incremento del rapporto domanda/capacità a denunciare il fatto che scalzamenti al piede importanti, soprattutto agenti sulla pila centrale, potrebbero portare ad una riduzione della resistenza a taglio alla base delle pile sotto azione ciclica dovuta al sisma. Evidenziato in azzurro lo scenario per cui si è eseguita la verifica a taglio dei pali, sebbene alla base della pila centrale si abbia una riduzione del rapporto domanda-capacità.

Inoltre si potrebbero avere tagli elevati sui pali di fondazione in corrispondenza del piano di erosione, con il rischio che gli stessi non siano più adeguati a riprendere efficacemente l'azione sismica, come avviene nel caso di *scour 3a*, dove, sebbene non vi sia un incremento del tagliante alla base della pila centrale in direzione trasversale (*si osservino le figure 6.23 e 6.21(a)*), si manifesta un incremento del tagliante trasversale in corrispondenza del fusto dei pali alla quota del piano di erosione, che costituisce una situazione di discontinuità strutturale, poiché al di sopra di esso i pali lavorano a sbalzo, e quindi in corrispondenza di detto piano si scaricheranno i massimi tagli dovuti all'azione sismica, come se lì si venisse a generare una condizione di incastro, con un possibile incremento del rapporto *domanda-capacità* in termini di taglio in corrispondenza dei pali medesimi, che potrebbe portare ad una leggera penalizzazione delle verifiche dei pali come verrà mostrato successivamente nella parte dedicata alla verifica dei pali a taglio riportata alla fine di tale capitolo. Ad ogni modo, con riferimento alla struttura in esame i coefficienti  $\rho_v$ , relativi alle verifiche a taglio per le pile, sono, in tutti gli scenari considerati e con largo margine minori di 1, soprattutto con riferimento alle pile laterali, le quali, rispetto alla pila centrale, a **parità di rigidezza** e a **parità di scenario** considerato subiscono minori spostamenti per effetto del sisma, e quindi saranno soggetti a minori forze taglianti, da qui i coefficienti  $\rho_v$  più bassi. L'eventuale presenza di un coefficiente  $\rho_v$  del taglio, molto vicino ad *uno*, potrebbe quindi essere dovuto al fatto che, per questi elementi, la resistenza a taglio è molto prossima alla forza che provoca la plasticizzazione delle sezioni di base della pila, così che i due meccanismi concorrenti sono molto prossimi. Tenuto conto, degli eventuali casi di scour che potrebbero portare a notevoli profondità di scalzamento, soprattutto sulla pila centrale, il rischio di rottura fragile per taglio delle pile non può essere affatto escluso, poiché come evidenziato dalla *tabella 6.29*, si può manifestare un incremento del coefficiente  $\rho_v$  calcolato alla base delle pile rispetto alla condizione di no scour. Quindi si può concludere che lo scour induce un aumento del coefficiente  $\rho_v$ , e pertanto, potrebbe provocare l'innescò di meccanismi di rottura fragile per taglio alla base delle pile, prima di aver esaurito tutta la capacità dissipativa della pila medesima con riferimento al meccanismo di collasso flessionale, che è sempre il tipo di meccanismo di rottura auspicabile, poiché duttile.

### 6.5.5 Verifica a taglio dei pali

Con riferimento al caso di *scour 3a*, risulta necessario condurre una verifica a taglio dei pali, per scongiurare un eventuale meccanismo di rottura fragile per taglio del fusto degli stessi in corrispondenza del piano di erosione ove si andranno a concentrare i maggiori sforzi di taglio dovuti al sisma. Preliminarmente verrà condotta la verifica a taglio dei pali della palificata centrale in configurazione *no scour*, in corrispondenza dell'intradosso del plinto, poi verrà condotta la stessa verifica in configurazione di *scour 3a* in corrispondenza del piano di erosione, allo scopo di analizzare come lo scalzamento farà variare il coefficiente  $\rho_v$  rispetto a quello calcolato in condizione di assenza di erosione all'intradosso del plinto, e quindi vedere come verrà impegnata la resistenza a taglio dei pali a seguito di un notevole scalzamento, per poter scongiurare eventuali meccanismi di collasso fragile per taglio che vadano ad interessare i pali di fondazione; di fatto si è visto come il caso di *scour 3a*, sebbene porti ad una riduzione del taglio a livello della base della pila, determini un grande incremento della forza tagliante a livello dei pali in corrispondenza del piano di erosione. In ordine si effettuerà la verifica a taglio dei pali in configurazione *no scour*, poi in configurazione di *scour 3a*, e quindi si potrà analizzare l'incremento del coefficiente  $\rho_v$  e di conseguenza vedere se i pali a seguito dello scour possono avere problemi di rottura fragile per taglio.

#### **VERIFICA DEI PALI DELLA PALIFICATA CENTRALE IN ASSENZA DI SCOUR**

Il plinto di fondazione della generica pila ha quattro pali ( $n=4$ ) di diametro  $\emptyset 1200$  mm. Si procede al **calcolo delle sollecitazioni di taglio** in ogni palo, per la fondazione della pila centrale in assenza di scour. Il calcolo, riportato per completezza, non differisce da quello di una fondazione di nuova costruzione. Nel seguito si presenta, come in precedenza, il calcolo dettagliato per la verifica a taglio con riferimento alla fondazione della pila P2 (centrale). Lo sforzo normale sul palo soggetto alla variazione maggiore è dato dalla seguente espressione

$$N_{palo} = \frac{N}{n} \pm \sqrt{\Delta N_L^2 + \Delta N_T^2}$$

nella quale la variazione dello sforzo normale dovuta all'azione sismica è valutata mediante la combinazione direzionale quadratica delle variazioni dovute alle componenti longitudinale e trasversale:

$$\Delta N_L = \frac{M_L}{W_L} \quad \Delta N_T = \frac{M_T}{W_T}$$

Dove  $M_L$  e  $M_T$  sono i momenti longitudinale e trasversale all'intradosso della fondazione, e  $W_L=W_T=12.5\text{m}^3$  i corrispondenti moduli di resistenza a flessione, calcolati nell'ipotesi di plinto rigido, anch'essi riferiti al piano di posa. Lo sforzo normale  $N$  all'intradosso della fondazione dovuto al peso proprio e al sisma verticale "Z", sarà pari a quello fornito dal modello ai FEM già calcolato in precedenza (Tabella 6.8 sforzo assiale alla base della pila per effetto del peso proprio e del sisma verticale in assenza di scour) più il peso del plinto per un totale di  $4787.980+2250=7038$  KN. Quindi sotto le sole azioni verticali lo sforzo normale nel palo generico vale  $N/n=1760$  kN. Per effetto del sisma trasversale all'asse del ponte il momento all'intradosso della fondazione è dato dal momento alla base della pila,  $M_{pila,T}=1226.28$  kNm, già trasportato all'intradosso della fondazione, cui va sommato il momento dovuto all'inerzia della fondazione ( $V_f=W_f \times a_g/g=2250 \times 0.342g=771$  kN), ed il momento indotto dal tagliante trasversale agente alla base della pila anch'esso trasportato all'intradosso del plinto, pari ad  $V_{pila,t} \times h_f$ .

$$M_T = M_{pila,T} + V_{pila,T} h_f + V_f \frac{h_f}{2} = 1226.28 + 442.801 \times 2.5 + 771 \times 2.5/2 = 3298 \text{KNm}$$

Ripetendo gli stessi calcoli in direzione longitudinale, si perviene ad un valore di momento dovuta al sisma all'intradosso della fondazione in direzione longitudinale pari ad:

$$M_L = 7864.350 + 712.519 \times 2.5 + 771 \times 2.5/2 = 10609 \text{KNm}$$

Combinando in quadratura, si ottiene lo sforzo normale sul palo che vale quindi, sia per effetto del peso proprio che del sisma nelle tre direzioni (verticale Z, orizzontale X ed Y)

$$N_{palo} = 1760 \pm \sqrt{\left(\frac{3298}{12.5}\right)^2 + \left(\frac{10609}{12.5}\right)^2} = 1760 \pm 889 \text{ kN}$$

Il taglio sul palo i-esimo riportato al piano di posa del plinto vale in assenza di scour (essendo i pali circolari è possibile calcolare la combinazione dei tagli domanda invece che dei rapporti domanda/capacità):

$$V_{palo} = \sqrt{V_T^2 + V_L^2} = \sqrt{\left(162.4\right)^2 + \left(221\right)^2} = 274 \text{ kN}$$

Dove  $V_T$ , e  $V_L$  sono i tagli trasversali e longitudinali agenti sul singolo palo in corrispondenza dell'intradosso del plinto, ottenuti dal modello ai FEM nel caso in cui non vi sia scour.

La **resistenza a taglio** per il singolo palo viene calcolata come somma dei contributi dovuti allo sforzo normale (trascurando del tutto il contributo dello sforzo normale  $N_{\min} \sim 0$ ), al calcestruzzo e all'armatura trasversale, qui di seguito riportati:

$$V_N = \frac{b-x}{2L_V} \min\left(N; 0.55 A_c \frac{f_c}{\gamma_c}\right)$$

$$V_C = \left(1 - 0.05 \min\left(5; \mu_{\Delta, pl}\right)\right) \times \left[0.16 \max\left(0.5; 100 \rho_{tot}\right) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{b}\right)\right)\right] \sqrt{\frac{f_c}{\gamma_c}} A_c$$

$$V_W = \frac{A_s}{p} \frac{f_y}{\gamma_s} \frac{\pi}{4} (D - 2c)$$

Il calcolo della resistenza a taglio del palo è analogo a quello del fusto pila, in particolare l'armatura a taglio per i pali è pari a  $1+1\phi 12/20$  cm, mentre quella longitudinale è pari a  $20\phi 20$ , corrispondenti a una percentuale geometrica di armatura del 0,56%.

**Tabella 6.30: Calcolo della resistenza a taglio del singolo palo della pila centrale P2**

$h \cong 1.20 \text{ m}$	(diametro palo) = altezza sezione
$L_V = H = 20 \text{ m}$	lunghezza del palo = lunghezza di taglio
$x \cong 0.45 \text{ m}$	profondità asse neutro
$A_c = \pi / 4 \times [(1.2)^2] = 1.13 \text{ m}^2$	area sezione (confinata)
$f_{cd} = f_c / \gamma_c = 25.0 / 1.5 = 16.67 \text{ MPa}$	resistenza a compressione cls
$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$	resistenza acciaio
$\rho_{tot} = 20\phi 20 / A_{c, lorda} = 0.56\% * 100 > 0.5$	percentuale armatura
$A_{sw} / s = 2 \times (2\phi 12) / 0.2 \text{ m} = 2260 \text{ mm}^2 / \text{m}$	armatura trasversale
$N = 2649 \text{ kN} \leq 0.55 A_c f_{cd} = 1.13 \cdot 10^6 \cdot 16.67 \cdot 0.55 / 1000 = 10360 \text{ kN}$	sforzo normale
$V_N = 48 \text{ kN}$	trascurato a favore di sicurezza
$V_C = (1 - 0.05 \times 0.59) \times 0.16 \times 0.56 \times (1 - 0.16 \times 5) \times \sqrt{f_c / \gamma_c} \cdot 1.13 \cdot 10^6 = 80 \text{ kN}$	
$V_W = 0.785 \times (1.2 - 2 \times 0.04) \times (f_y / \gamma_s) A_{sw} / s = 691 \text{ kN}$	
$\gamma_{el} = 1.15$	
$V_R = (V_N + V_C + V_W) / \gamma_{el} = 670 \text{ kN}$	<b>resistenza a taglio</b>

cui corrisponde un rapporto *domanda/capacità* in assenza di scour pari a:

$$V_{\text{palo}} / V_R = 274 / 670 = 0.41 < 1$$

quindi i pali non hanno problemi ad assorbire l'azione sismica quando non sono affetti da scour.

**VERIFICA DEI PALI DELLA PALIFICATA CENTRALE NEL CASO DI SCOUR 3a**

La verifica a taglio del generico palo della palificata centrale nel caso in cui si abbia scour sulla pila centrale di profondità 4 mt (*caso 3a*), viene condotta considerando il massimo tagliante che si ha in corrispondenza del fusto dei pali alla quota del piano di erosione. Dal modello ai FEM, con riferimento a tale scenario, risulta un massimo tagliante trasversale (X) in corrispondenza del piano di erosione pari a 300 kN, ed un massimo tagliante longitudinale (Y) alla stessa quota di 308 kN, il che vuol dire che il taglio combinato in quadratura varrà:

$$V_{palo} = \sqrt{V_T^2 + V_L^2} = \sqrt{(300)^2 + (308)^2} = 430 \text{ kN}$$

Ora, la resistenza del palo *i*-esimo della palificata centrale, trascurando del tutto il contributo dello sforzo normale ( $N_{\min} \sim 0$ ), risulta essere del tutto analogo a quello calcolato in assenza di scour, e vale 663 kN. Perciò in tale configurazione il rapporto domanda-capacità risulta essere.

$$V_{palo}/V_R = 430/670 = 0.64$$

Questo vuol dire che uno scour di 4 metri solo sulla pila centrale impegna la resistenza del palo in corrispondenza del piano di erosione in misura pari a quasi *una volta e mezzo* quella che veniva impegnata in assenza di scour all'intradosso del plinto, infatti il coefficiente  $\rho_v$  passa da 0.41 in assenza di scour, ad un valore di 0.64. Quindi la presenza di uno scalzamento notevole al piede della fondazione potrebbe, durante l'azione sismica, portare ad un meccanismo di collasso fragile per taglio che può interessare i pali in corrispondenza del piano di erosione, piuttosto che la base delle pile o comunque un possibile incremento del rapporto *domanda-capacità* in termini di taglio in corrispondenza dei pali medesimi, con una conseguente penalizzazione nelle verifiche dei pali, come avviene nel caso medesimo, dove seppur la verifica sia soddisfatta, poichè il rapporto è minore di 1, si assiste ad un notevole incremento del coefficiente  $\rho_v$  rispetto al caso non scalzato. Questo potrebbe significare che, se il ponte è affetto da uno scour notevole (*es: caso 3a*), non posso escludersi eventuali meccanismi di collasso fragile per taglio che vadano ad interessare i pali in corrispondenza del piano di erosione, piuttosto che la base della pila, come avveniva nell'ambito degli scenari *2a* o *2c*, dove il coefficiente  $\rho_v$  subiva alla base della pila centrale incrementi rispetto al caso *no scour*, ma comunque ragguardevoli dell'ordine del 15%, mentre nel *caso 3a*, si assiste ad decremento del coefficiente  $\rho_v$  alla base della pila centrale rispetto al caso di *scour 2a*, sebbene lo scalzamento sia maggiore, con un incremento di circa il 50% dello stesso coefficiente calcolato relativamente ai pali in corrispondenza del piano di erosione, e quindi un possibile rischio di rottura fragile per taglio dei pali, che quindi dovranno essere sempre verificati in presenza di scour, per controllare che i meccanismi fragili non precedano quelli duttili (dissipativi).

## 7 CONCLUSIONI

Il fenomeno dell'erosione, e dello scalzamento delle fondazioni in particolare, comporta importanti peggioramenti nelle condizioni di sicurezza dei ponti in alveo, soprattutto a livello sismico; i dati forniti dalle regioni, in merito agli eventi alluvionali occorsi negli ultimi anni, indicano nell'erosione una delle cause principali di crollo delle strutture, congiuntamente al collasso del rilevato di accesso ed ai cedimenti strutturali.

Questi dati, trovano peraltro conferma nelle esperienze di altri Paesi, tra cui Inghilterra e Stati Uniti, dove il collasso dei ponti è ancora riconducibile in buona parte alle azioni di erosione della corrente a danno delle fondazioni di pile e spalle. L'importanza del fenomeno, ed il fatto che questo rappresenti un problema aperto e non ancora del tutto conosciuto, ha stimolato numerosi studi, che hanno prodotto nell'ultimo ventennio un certo numero di metodi teorici di stima, per lo più empirici, nell'intento di descrivere le modalità secondo cui si sviluppa il fenomeno erosivo; tuttavia l'incertezza insita nelle grandezze ad esso correlate (parametri idraulici, geotecnici, idrogeologici), evidenziano una certa variabilità nei risultati, a seconda del metodo seguito, e suggeriscono l'opportunità di ulteriori approfondimenti e verifiche. Da un punto di vista più ingegneristico, la ricerca si è concentrata verso le tecniche di prevenzione e mitigazione del fenomeno. Per le strutture di nuova realizzazione, sono consigliabili una progettazione mirata, che tenga conto dei fattori che aggravano i fenomeni di scalzamento, e la predisposizione in fase di costruzione dei dispositivi di monitoraggio. Le strutture già esistenti, sono solitamente le più colpite, per cui la prassi consiste in una fase iniziale di monitoraggio, che dia ragione dello stato di salute dell'opera, ed in seguito si procede nella pianificazione degli interventi di manutenzione necessari per il recupero della stessa, che costituiscono al tempo stesso un elemento economicamente dispendioso ma necessario. Il campo dei sistemi di monitoraggio, attorno al quale gravita una fervida ricerca tecnologica che vede la collaborazione di ingegneri, ricercatori ed imprese, costituisce un ulteriore capitolo annesso alle problematiche di erosione, con l'intento di giungere ad una loro stima direttamente in sito.

Il contributo della presente tesi, si colloca appunto all'interno di questo contesto, proponendo sia l'analisi dinamica dei ponti, quale mezzo di indagine per individuare e monitorare eventuali scalzamenti in atto ai danni delle fondazioni delle pile, sia un'analisi della vulnerabilità sismica dei ponti affetti da scour.

Per sondare l'efficacia e la fattibilità di tale proposta sono stati elaborati diversi modelli agli elementi finiti della stessa tipologia di ponte con diverse condizioni di scalzamento alla base delle pile, e successivamente sottoposti ad azione sismica, allo scopo di valutare come varia la capacità portante delle pile, alla loro base, per effetto del progredire del fenomeno erosivo. Il modello strutturale, ispirato dallo schema di un ponte esistente (viadotto Narbareto), prevede una fondazione su 4 pali, pile a sezione circolare cava in cemento armato, ed un impalcato realizzato da travi longitudinali precomprese su appoggi continui e traversi di irrigidimento in calcestruzzo armato. L'indagine della risposta dinamica ha una duplice valenza: innanzitutto verificare l'opportunità di utilizzare l'indagine in sito giustificandola in termini tecnici, secondariamente individuare quei parametri, che hanno evidenziato una certa variabilità, in presenza e con l'aumentare dell'erosione, indicando quindi il percorso da seguire nell'elaborazione dei dati sperimentali, per un eventuale monitoraggio della struttura affetta da scalzamento. Nel dettaglio, l'analisi è stata condotta in termini di analisi modale, valutando le frequenze proprie della struttura, ed in termini di risposta ad una forzante sismica valutando le sollecitazioni flettenti e taglianti alla base delle pile nelle diverse configurazioni di erosione della fondazione. Per ciò che riguarda l'analisi modale, i risultati ottenuti dai diversi modelli nelle configurazioni di erosione esaminate hanno messo in evidenza, attraverso sia l'analisi visiva delle forme modali, che mediante le analisi numeriche condotte con l'ausilio di *Excel* il diverso comportamento che presentano le configurazioni erose rispetto alla condizione con fondazione integra. Analizzando i risultati dell'analisi modale effettuata tra i modi di un modello con fondazione integra ed i modi dello stesso modello con fondazione erosa, si è potuto anche assistere alla nascita di nuovi modi e all'inversione tra modi di vibrare, per effetto dello scalzamento al piede delle pile, che induce una variazione nello schema statico delle pile medesime. Il lavoro della suddetta tesi è quindi volto a concentrare l'attenzione su alcuni parametri che possano evidenziare delle differenze di comportamento all'evolvere dello scalzamento, soprattutto con riferimento all'impalcato, nonché alla valutazione della variazione della risposta al sisma delle pile e dei pali di fondazione al progredire del fenomeno. In particolare si è concentrata l'attenzione su quei modi di vibrare in grado di attivare più massa modale, sia in direzione longitudinale che trasversale, i quali hanno dato risultati che permettono di valutare l'evoluzione del grado di erosione della fondazione, soprattutto per ciò che riguarda il modo globale numero 7, oltre che al locale numero 1. Infatti all'aumentare del livello erosivo le frequenze del modello decrescono, in accordo con il fatto che il sistema nel complesso risulta essere meno rigido.

Successivamente si è operato analizzando il comportamento del ponte in seguito all'applicazione di una forzante sismica valutando le forze di taglio e i momenti flettenti in direzione longitudinale e trasversale, ottenendo che le forze di taglio e i momenti in direzione longitudinale crescono con un trend lineare al progredire dello scour sulla pila direttamente interessata dal fenomeno, mentre le azioni trasversali di taglio alla base della pila centrale, soprattutto nei casi di scour che direttamente la interessano, crescono fino al caso di 2 mt di scour, per poi decrescere, con un conseguente loro incremento in corrispondenza del fusto dei pali, a livello del piano di erosione. Risulta così interessante andare a verificare a taglio il fusto dei pali in corrispondenza del piano di erosione, nonché monitorare gli spostamenti e le rotazioni trasversali subite dai traversi di impalcato posti in corrispondenza di ciascuna pila, prima e dopo l'azione erosiva, al fine di utilizzare in modo pratico i parametri di controllo dello scour precedentemente discussi. Tale monitoraggio ci permette di stabilire un legame tra la variazione di rotazione dei traversi dell'impalcato e degli spostamenti subiti dalla base delle pile sia in direzione longitudinale, che trasversale e la profondità di scalzamento della palificata. In conclusione, i risultati perseguiti dalla presente tesi hanno dimostrato l'efficacia dell'analisi dinamica delle strutture, utilizzata come sistema di monitoraggio per le fondazioni in alveo dei ponti sottoposte ad erosione, proponendola come valida alternativa ai sistemi tradizionali oggi utilizzati. Rispetto ad essi, *il metodo della caratterizzazione dinamica* offre notevoli vantaggi legati alla comodità ed alla praticità di misurazione, non comportando l'installazione preventiva di strutture fisse in punti della struttura poco raggiungibili, come le pile. Inoltre, dal punto di vista teorico l'acquisizione dei parametri con gli accelerometri o inclinometri direttamente installati sull'impalcato costituisce una misura strutturale oggettiva, slegata da fattori secondari quali la deposizione attorno alla pila di terreno rimaneggiato, che può influenzare la misurazione del livello dello scalzamento con strumenti di misura diretta, individuando una quota di fondo alveo fittizia, dove parte del terreno non collabora alla stabilità della struttura. In aggiunta, la valutazione della risposta sismica del ponte al progredire dello scour, rappresenta un indicatore di come lo scour possa inficiare negativamente sulla capacità portante dei ponti posti in zona sismica, con il rischio di attivare prematuramente meccanismi di rottura fragile per taglio alla base della pila, o addirittura in corrispondenza del fusto dei pali alla quota del piano di erosione, nel caso in cui lo scalzamento raggiunga livelli ragguardevoli, come ad esempio nel caso analizzato di scour sulla pila centrale avente profondità 4 mt. Qui di seguito verrà riportato un riepilogo dei risultati ottenuti, sia con riferimento all'analisi modale, che con riferimento all'analisi sismica al progredire dello scour.

## **RIEPILOGO DEI RISULTATI DELL'ANALISI MODALE**

1) Parametri di controllo dello scour con riferimento al modo locale numero 1 della pila centrale

<b>Parametri di controllo dello scour</b>	<b>Caso di fondazioni integre</b>	<b>Caso di scour 1(a,b,c)</b>	<b>Caso di scour 2(a,b,c)</b>	<b>Caso di scour 3(a,b,c)</b>	<b>Caso di scour 4(a,b,c)</b>
<i>Coordinata modale alla base della pila (quota Zero)</i>	0,1343	0,1637	0,2005	0,2949	0,3992
<i>Coordinata modale alla sommità della pila (quota 11,30m)</i>	1	1	1	1	1
<i>Rapporto tra le coordinate modali di base e di sommità: CM(0)/CM(11.30m)</i>	0,1343	0,1637	0,2005	0,2949	0,3992
<i>Variazione % del rapporto nei vari scenari di scour rispetto al caso integro</i>	0%	21,89%	49,26%	119,54%	197,17%

2a) Parametri di controllo dello scour con riferimento al modo globale numero 7 della pila centrale in direzione trasversale

<b>Parametri di controllo dello scour in direzione trasversale</b>	<b>Caso di fondazioni integre</b>	<b>Caso di scour generalizzato di 2m agente sulla pila centrale</b>	<b>Variazione percentuale dei parametri di controllo rispetto al caso di fondazione integra</b>
<i>Coordinata modale-X alla base della pila (0mt)</i>	4.54E-03	-2.04E-01	$[4.54E-3 - (-2.04E-1)] / (4.54E-3) =$ +4399%
<i>Coordinata modale-X alla sommità della pila (11.30mt)</i>	1.00	1.00	0%
<i>Pendenza della retta tangente alla base della pila (0mt) rispetto alla verticale</i>	$90^\circ - 43^\circ,228 =$ 46°,772	$90^\circ - 59^\circ,055 =$ 30°,945	$[30^\circ,945 - (46^\circ,772)] / (46^\circ,772) =$ -33,8%
<i>Pendenza della retta tangente alla sommità della pila (11.30mt) rispetto alla verticale</i>	$90^\circ - 5,831 =$ 84°,169	$90^\circ - 4,494 =$ 85°,051	$[85,051 - (84,169)] / (84,169) =$ +1,05%

2b) Parametri di controllo dello scour con riferimento al modo globale numero 7 della pila centrale in direzione trasversale

<i>Parametri di controllo dello scour in direzione trasversale</i>	<i>Caso di fondazioni integre</i>	<i>Caso di scour generalizzato di <u>1m</u> agente sulla pila centrale</i>	<i>Variazione percentuale dei parametri di controllo rispetto al caso di fondazione integra</i>
<i>Coordinata modale-X alla base della pila (0mt)</i>	4.54E-03	-2.81E-02	$[4.54E-3 - (-2.81E-2)] / (4.54E-3) =$ <b>+519%</b>
<i>Coordinata modale-X alla sommità della pila (11.30mt)</i>	1.00	1.00	0%
<i>Pendenza della retta tangente alla base della pila (0mt) rispetto alla verticale</i>	90°-43°,228= 46°,772	90°-44°,922= 45°,078	$[45°,078 - (46°,772)] / (46°,772) =$ <b>-3,62%</b>
<i>Pendenza della retta tangente alla sommità della pila (11.30mt) rispetto alla verticale</i>	90°-5°,831= 84°,169	90°-5°,574= 84°,426	$[84°,426 - (84°,169)] / (84°,169) =$ <b>+0,305%</b>

3a) Parametri di controllo dello scour (*scenari a*) considerando le rotazioni dei traversi dell'impalcato posti in cima alle tre pile con riferimento al modo di vibrare numero 7

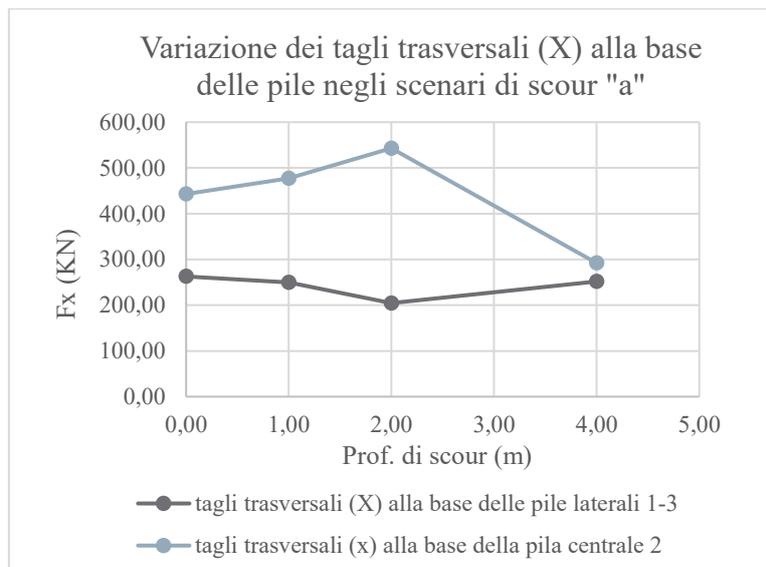
	<i>Rotazione alla corda dei traversi (T<sub>i</sub>) in condizione di no scour (Rad) (modo 7)</i>	<i>Rotazione alla corda dei traversi (T<sub>i</sub>) in condizione di scour 1a (Rad) (modo 7)</i>	<i>Rotazione alla corda dei traversi (T<sub>i</sub>) in condizione di scour 2a (Rad) (modo 7)</i>	<i>Rotazione alla corda dei traversi (T<sub>i</sub>) in condizione di scour 3a (Rad) (modo 8 simile al 7 determinato con MAC)</i>	<i>Rotazione alla corda dei traversi (T<sub>i</sub>) in condizione di scour 4a (Rad) (modo 10 simile al 7 determinato con MAC)</i>	<i>Rot. Ti (no scour) 1.078e - 4</i>	<i>Rot. Ti (1a) 1.078e - 4</i>	<i>Rot. Ti (2a) 1.078e - 4</i>	<i>Rot. Ti (3a) 1.078e - 4</i>	<i>Rot. Ti (4a) 1.078e - 4</i>
<i>Traverso pila 1 (T1)</i>	6.166E-05	6.171E-05	6.173E-05	6.0720E-05	6.1098E-05	<b>0.57</b>	<b>0.57</b>	<b>0.57</b>	<b>0.56</b>	<b>0.57</b>
<i>Traverso pila 2 (T2)</i>	<b>1.078E-04</b>	1.101E-04	1.201E-04	8.84107E-05	9.2351E-05	<b>1.00</b>	<b>1.02</b>	<b>1.11</b>	<b>0.82</b>	<b>0.85</b>
<i>Traverso pila 3 (T3)</i>	6.166E-05	6.171E-05	6.173E-05	6.0720E-05	6.1098E-05	<b>0.57</b>	<b>0.57</b>	<b>0.57</b>	<b>0.56</b>	<b>0.57</b>

3b) Parametri di controllo dello scour (*scenari c*) considerando le rotazioni dei traversi dell'impalcato posti in cima alle tre pile con riferimento al modo di vibrare numero 7

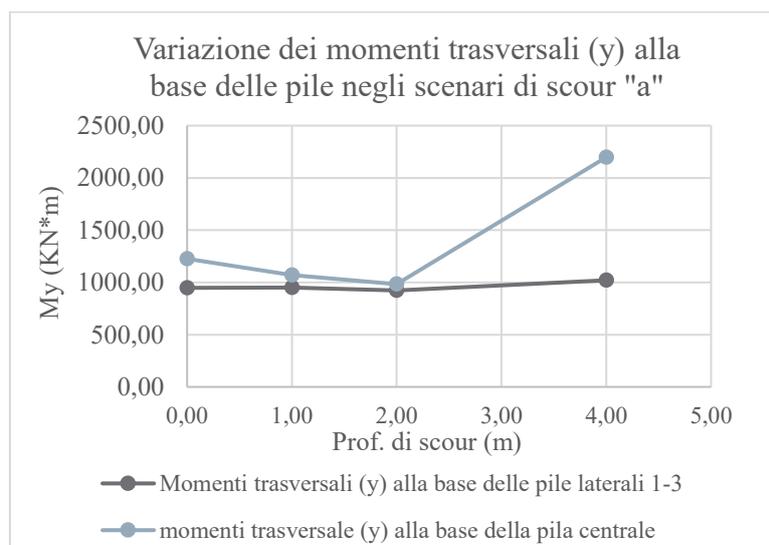
	Rotazione alla corda dei traversi ( $T_i$ ) in condizione di no scour (Rad)  (modo7)	Rotazione alla corda dei traversi ( $T_i$ ) in condizione di scour 1c (Rad)  (modo 7)	Rotazione alla corda dei traversi ( $T_i$ ) in condizione di scour 2c (Rad)  (modo 7)	Rotazione alla corda dei traversi ( $T_i$ ) in condizione di scour 3c (Rad)  (modo 6 simile al 7 determinato con MAC)	Rotazione alla corda dei traversi ( $T_i$ ) in condizione di scour 4c (Rad)  (modo 4 simile al 7 determinato con MAC)	$\frac{Rot. Ti}{1.078e-4}$ (no scour) 1.078e-4	$\frac{Rot. Ti}{1.078e-4}$ (1c) 1.078e-4	$\frac{Rot. Ti}{1.078e-4}$ (2c) 1.078e-4	$\frac{Rot. Ti}{1.078e-4}$ (3c) 1.078e-4	$\frac{Rot. Ti}{1.078e-4}$ (4c) 1.078e-4
Traverso pila 1 (T1)	6.166E-05	5.908E-05	5.943E-05	6.36764E-05	6.5070E-05	<b>0.57</b>	<b>0.57</b>	<b>0.54</b>	<b>0.55</b>	<b>0.60</b>
Traverso pila 2 (T2)	<b>1.078E-04</b>	1.087E-04	1.118E-04	1.29952E-04	1.2853E-04	<b>1.00</b>	<b>1.01</b>	<b>1.04</b>	<b>1.20</b>	<b>1.19</b>
Traverso pila 3 (T3)	6.166E-05	5.908E-05	5.943E-05	6.36764E-05	6.5070E-05	<b>0.57</b>	<b>0.57</b>	<b>0.54</b>	<b>0.55</b>	<b>0.60</b>

**VARIAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI INDOTTE DAL SISMA  
ALLA BASE DELLE PILE AL PROGREDIRE DELLO SCOUR**

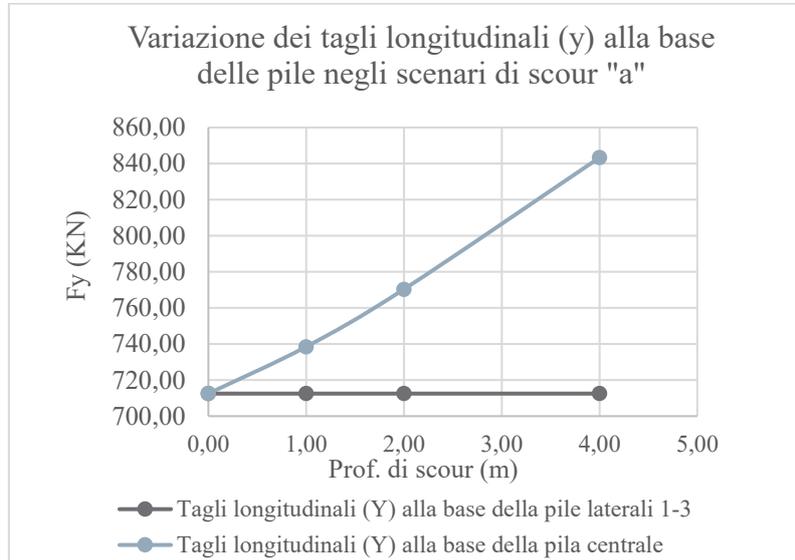
**1) Variazioni con riferimento agli scenari "1a, 2a, 3a"**



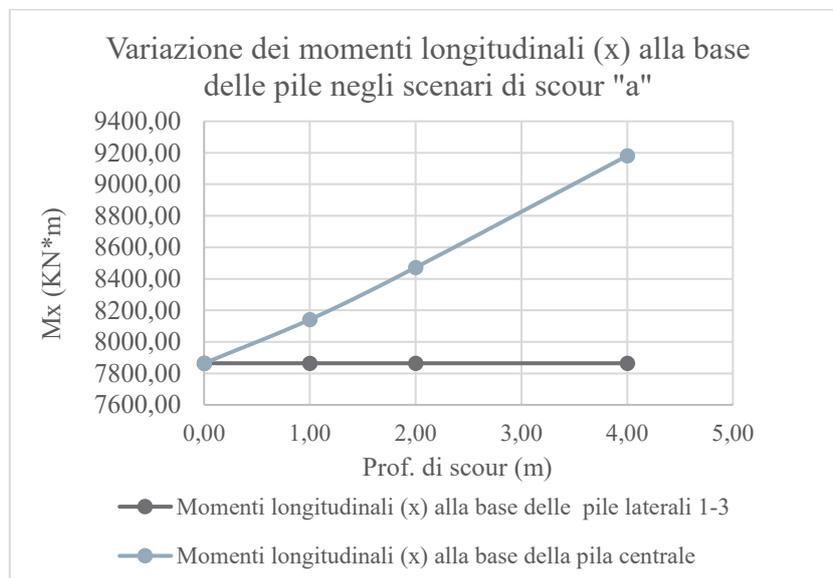
**GRAFICO 6.13**



**GRAFICO 6.14**

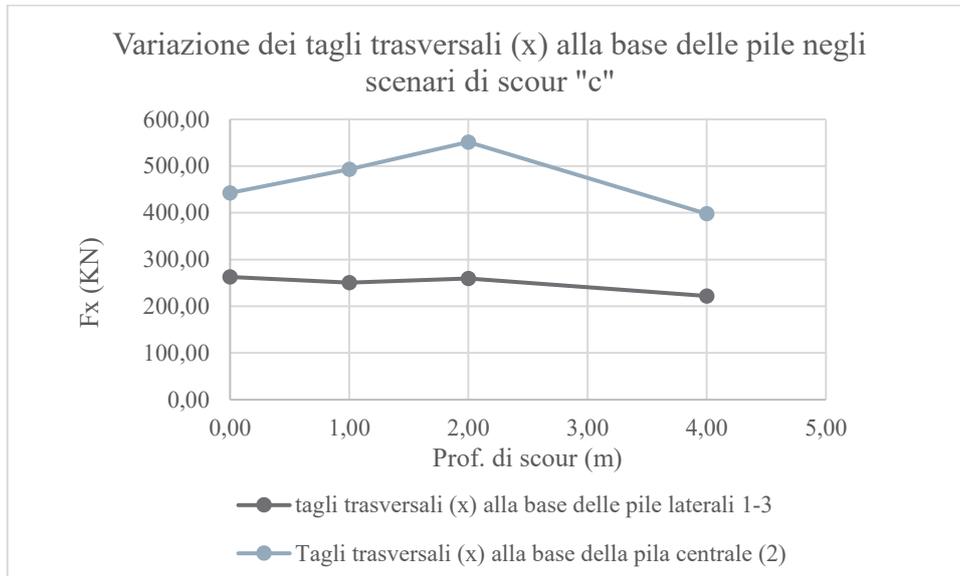


**GRAFICO 6.15**

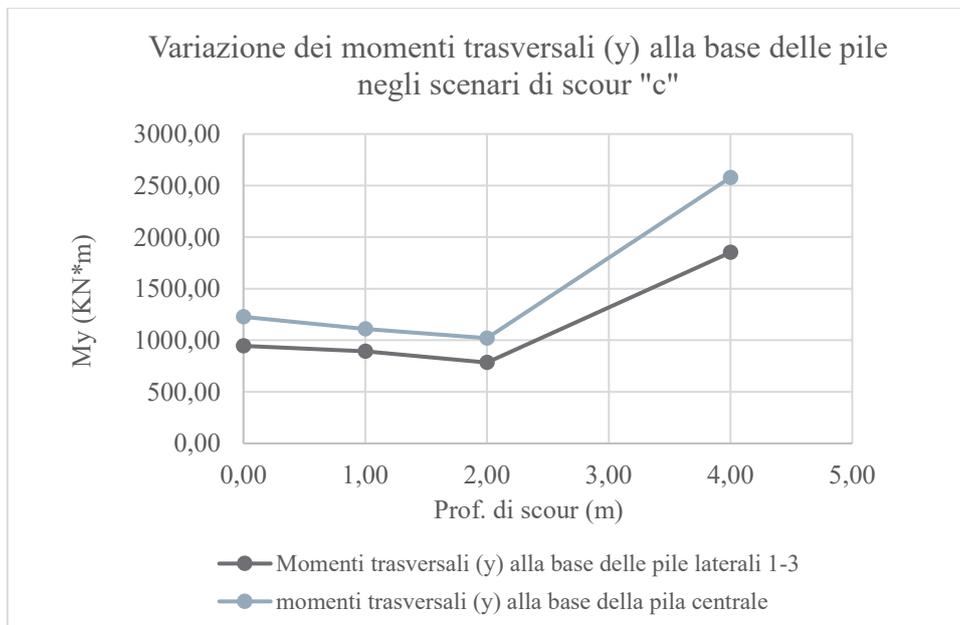


**GRAFICO 6.16**

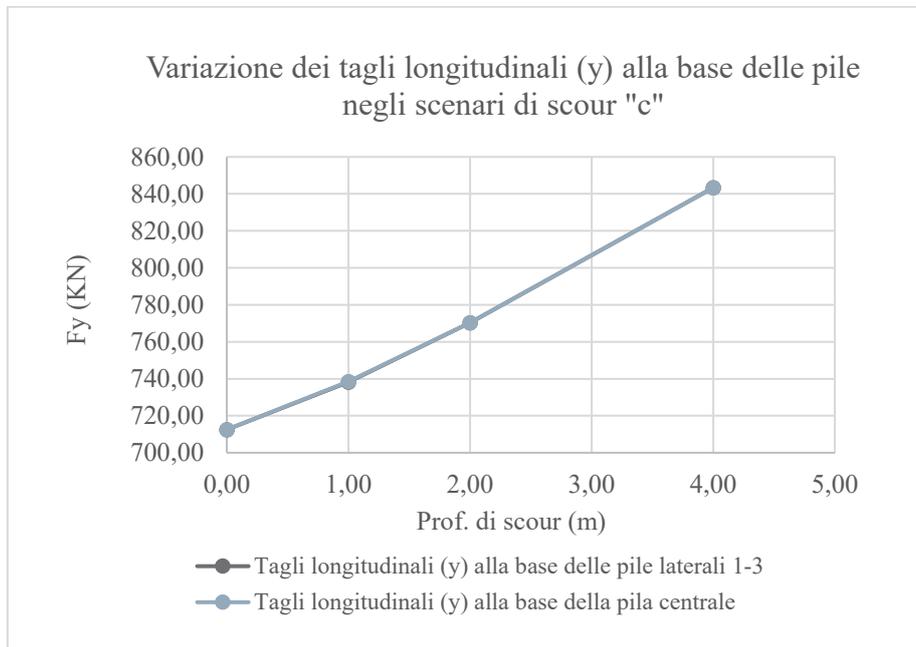
**2) Variazioni con riferimento agli scenari "1c, 2c, 3c"**



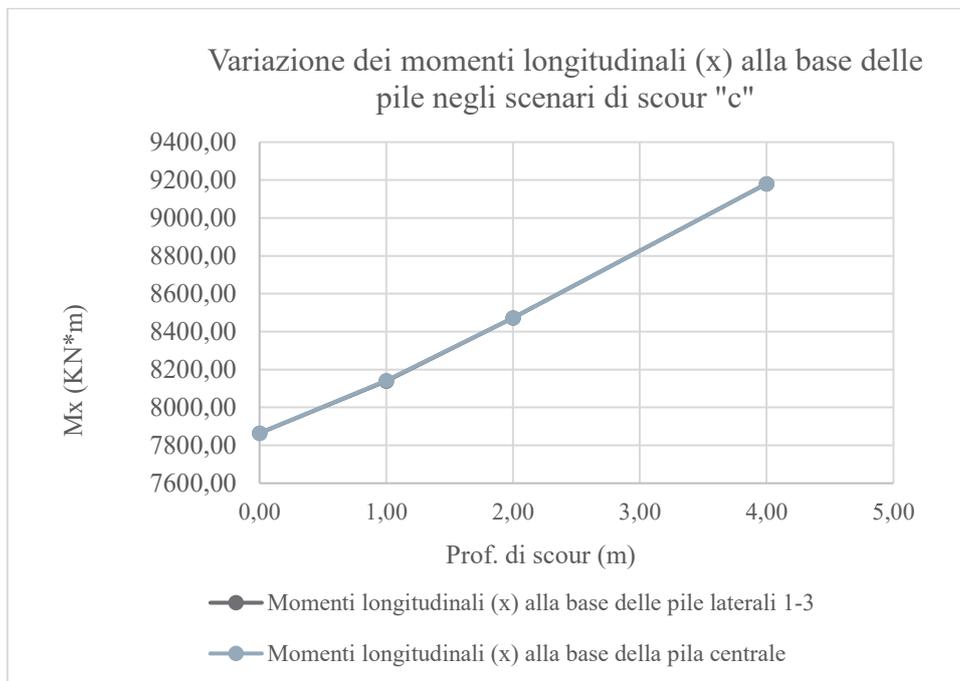
**GRAFICO 6.17**



**GRAFICO 6.18**



**GRAFICO 6.19**



**GRAFICO 6.20**

## **RIEPILOGO VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLV**

**1) Riepilogo rapporti domanda/capacità delle verifiche a pressoflessione deviata condotte alla base della pila laterale (1) nei diversi scenari:**

<i>Scenario</i>	$\rho_M = M_{Ed} / M_{Rd}$
<i>No scour</i>	0.63
<i>1a</i>	0.63
<i>2a</i>	0.63
<i>3a</i>	0.63
<i>1c</i>	0.66
<i>2c</i>	0.68

**2) Riepilogo rapporti domanda/capacità delle verifiche a pressoflessione deviata condotte alla base della pila centrale (2) nei diversi scenari:**

<i>Scenario</i>	$\rho_M = M_{Ed} / M_{Rd}$
<i>No scour</i>	0.66
<i>1a</i>	0.68
<i>2a</i>	0.71
<i>3a</i>	0.80
<i>1c</i>	0.69
<i>2c</i>	0.71

**3) Riepilogo rapporti domanda/capacità delle verifiche a taglio condotte alla base della pila laterale (1) nei diversi scenari:**

Scenario	$\rho_{V,T} = V_T/V_R$	$\rho_{V,L} = V_L/V_R$	$\rho_V = (\rho_{V,T}^2 + \rho_{V,L}^2)^{1/2}$
No scour	0.124	0.337	0.359
1a	0.118	0.337	0.357
2a	0.097	0.337	0.351
3a	0.119	0.337	0.357
1c	0.119	0.349	0.369
2c	0.123	0.365	0.385

**4) Riepilogo rapporti domanda/capacità delle verifiche a taglio condotte alla base della pila centrale (2) nei diversi scenari:**

Scenario	$\rho_{V,T} = V_T/V_R$	$\rho_{V,L} = V_L/V_R$	$\rho_V = (\rho_{V,T}^2 + \rho_{V,L}^2)^{1/2}$
No scour	0.214	0.345	0.406
1a	0.231	0.357	0.425
2a	0.263	0.373	0.456
3a	0.141	0.408	0.432
1c	0.239	0.357	0.430
2c	0.267	0.373	0.460

**5) Riepilogo rapporti domanda/capacità delle verifiche a taglio condotte sul generico palo della palificata centrale:**

Scenario	$V_{palo} = \sqrt{(V_T^2 + V_L^2)}$ (KN)	$V_R$ (KN)	$\rho_V = V_{palo}/V_R$
No scour	274	670	0.41 (intradosso plinto)
3a	430	670	0.64 (piano di erosione)

## 8 BIBLIOGRAFIA

### *Bibliografia:*

ACKERS, P and WHITE, W R (1973)

“Sediment transport: new approach and analysis”

*Proceedings ASCE*, vol 99, HY, pp 2041-2060

ADINA R&D, Inc., “Theory and modelling guide” vol.1: ADINA, Report ARD 03-7, June 2003

ASHMORE, P and PARKER, G (1983)

“Confluence scour in coarse braided streams”

*Water Resources Research*, vol 19, no 2, pp 392-402

BREUSERS, H N C and RAUDKIVI, A J (1991)

“Scouring”

*IAHR Hydraulic Structures Design Manual 2 Balkema Rotterdam*

COLEMAN, S E, MELVILLE, B W and LAUHLAN, C S (2000)

“Bealey bridge scour failure”

*Proceedings International Symposium on Scour of Foundations, Melbourne, Australia*

*Convegno ReLUIS, Roma, 29-30 Maggio 2008*

ESCARAMEIA, M (1998)

“River and channel revetments”

*Thomas Telford (London)*

FARRADAY, R V and CHARLTON, F G (1983)

“Hydraulic factors in bridge design”

*Hydraulics Research Station (Wallingford)*

FOTEHERBY, L M and STERLING JONES, J (1996)

“Pier scour and protective surfaces”

*Paper frome “Stream stability and scour at highways bridges”, Compendium of Papers*

*ASCE Water Resources Engineering Conferences 1991 to 1998*

*America Society of Civil Engineers (Virginia)*

FROEHLICH, D C (1988)

“An analysis of on site measurements of scour at piers”

*Proceedings ASCE National Hydraulic Engineering Conference, Colorado Springs*

## Bibliografia

---

GAVARINI, CARLO (1978)  
“Dinamica delle strutture”  
Masson (Milano)

GAVARINI, CARLO (1978)  
“Ingegneria antisismica”  
Masson (Milano), vol. II

HOFFMANS, G J C M and VERHEIJ, H J (1997)  
“Scour manual”  
Balkema (Rotterdam)

HR WALLINGFORD (1989)  
“Hydraulic aspects of bridges: assessment of the risk of scour”  
Handbook No 47 Contract report for British Railways Board

HR WALLINGFORD and T P O’SULLIVAN & PARTNERS (1991)  
“Hydraulics of highway structures”  
Report EX2404 Part 1 Contract report for Transport and Road Research Laboratory

Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2008). *Selezione assistita di input sismico e nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. Atti del Convegno Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.,*

INDIAN STANDARD IS 8408 (1976)  
“Criteria for river training works for barrages and weirs in alluvium”  
Indian Standard Institution

KANDASAMY, J K (1989)  
“Abutment scour”  
Report No 458 University of Auckland, Department of Civil Engineering

LACEY, G (1930)  
“Stabel channels in alluvium”  
Proceedings ICE, vol 229, Paper 4736, pp 259-292

LAGASSE, P F, SCHALL, J D, JOHNSON, F, RICHARDSON, E V and CHANG, F (1995)  
“Stream stability at highway structures, 2<sup>nd</sup> edition”  
Hydraulic Engineering Circular No 20, Publication No FHWA HI-96-032 US Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington)

## Bibliografia

---

LAGASSE, P F, BYARS, M S, ZEVENBERGEN, L W and CLOPPER (1997)  
“Bridge scour and stream instability countermeasures: experience, selection and design guidance”  
Hydraulic Engineering Circular No 23, Publication No FHWA HI-96-030 US  
Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington)

LAGASSE, P F, RICHARDSON, E V, SCHALL, J D, and PRICE, GR (1997)  
“Instrumentation for measuring scour at bridge piers and abutments”  
NCHRP Report 396, Transportation Research Board, National Research Council  
National Academy Press (Washington)

LANCELLOTTA, R, CALAVERA, J (1999)  
“Fondazioni”  
McGraw-Hill, (Milano)

MAYNORD, S T (1995)  
“Corps riprap design guidance for channel protection”  
Paper 3 of “River, coastal and shoreline protection: erosion control using riprap and armour stone”  
Papers presented at the International Riprap Workshop, Fort Collins, July 1993  
(C R Thorne, S R Abt, F B J Barends, S T Maynord and K W Pilarczyk, eds)  
John Wiley (Chilchester)

MELVILLE, B W and SUTHERLAND, A J (1988)  
“Design method for local scour at bridge piers”  
Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, vol 109, no 3, pp 338-350

M. J. N. Priestley, Frieder Seible, G. Michele Calvi (1996)  
“Seismic Design and Retrofit of Bridges”

MUSCOLINO G. (2002)  
“Dinamica delle strutture”  
McGraw-Hill, (Milano)

OCCELLI, P (2004)  
“Influenza dello scalzamento delle pile sul comportamento dinamico dei ponti”  
Tesi di Laurea, Dicembre 2004

PEMBERTON, E L and LARA, J M (1984)  
“Computing degradation and local scour”  
Technical guideline for Bureau of Reclamation US Bureau of Reclamation,  
Engineering Research Center (Denver)

## Bibliografia

---

PILARCZYK, K W (1990)

*“Stability criteria for revetments”*

*Proceedings of the 1990 National Conference on Hydraulic Engineering  
American society of Engineers (USA)*

RICHARDSON, E V and DAVIS, S R (1995)

*“Evaluating scour at bridges, 3<sup>rd</sup> edition”*

*Hydraulic Engineering Circular No 18, Publication No FHWA IP-90-017 US  
Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington)*

ROESSET J.M.

*“Stiffness and damping coefficients for foundation” in “Dynamic response of pile  
foundations: analytical aspects”*

*ASCE nat. conv, O’Neil and Dodry, ed., New York (USA), 1980, pp 1-27*

*R.W. Clough and J. Penzien, Dynamics of Structures, McGraw Hill, 1974*

SANTAMARINA, J. CARLOS, in collaboration with K.A.KLEIN and M.A.

FAM (2001)

*“Soils and waves: particulate materials behavior, characterization and process  
monitoring”*

*John Wiley & sons, copyr 2001*

SIMONS, D B, ALBERTSON, M L (1960)

*“Uniform water conveyance channels in alluvial materials”*

*Proceedings ASCE, vol86, HY5 (May)*

TIBOLDO, M (2003)

*“Fenomeni di erosione e scalzamento delle fondazioni dirette in alveo”*

*Tesi di Laurea, Luglio 2003*

*U.S. Nuclear Regulatory Guide 1.92, Combining Modal Responses and Spatial  
Components in Seismic Response Analysis, Revision 1, February 1976*

ZUNINO, D (2003)

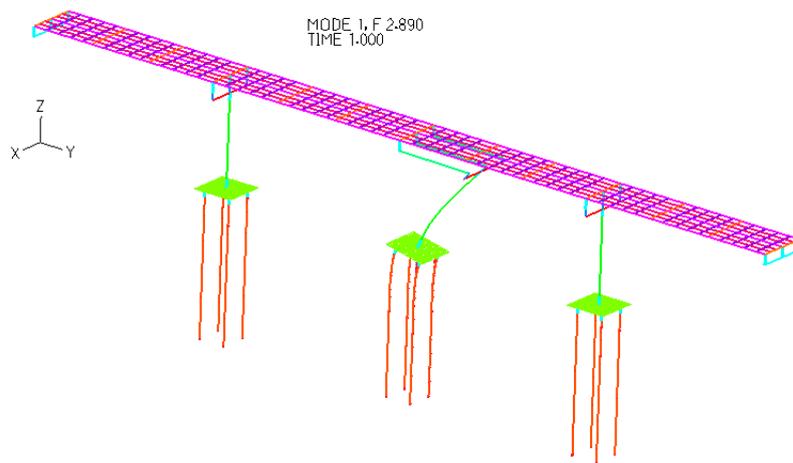
*“Fenomeni di erosione e scalzamento delle fondazioni su pali in alveo”*

*Tesi di Laurea, Luglio 2003*

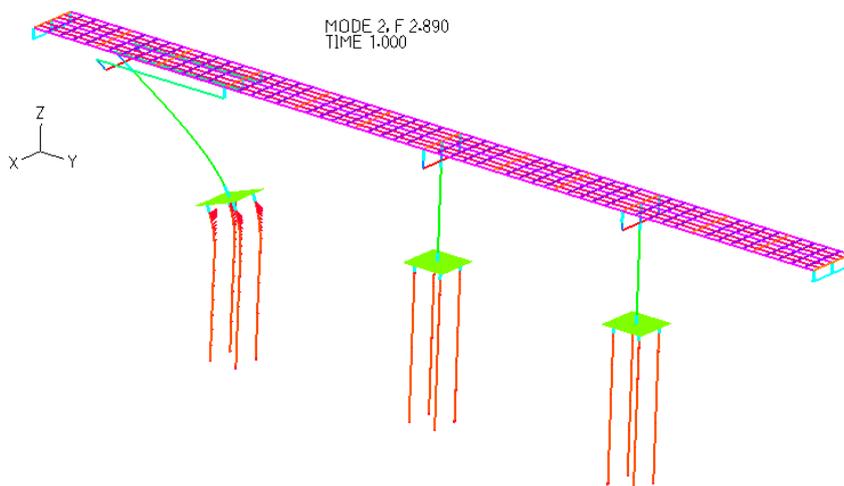
## 9 ALLEGATI DI CALCOLO

### 9.1 DEFORMATE MODALI IN ASSENZA DI SCOUR

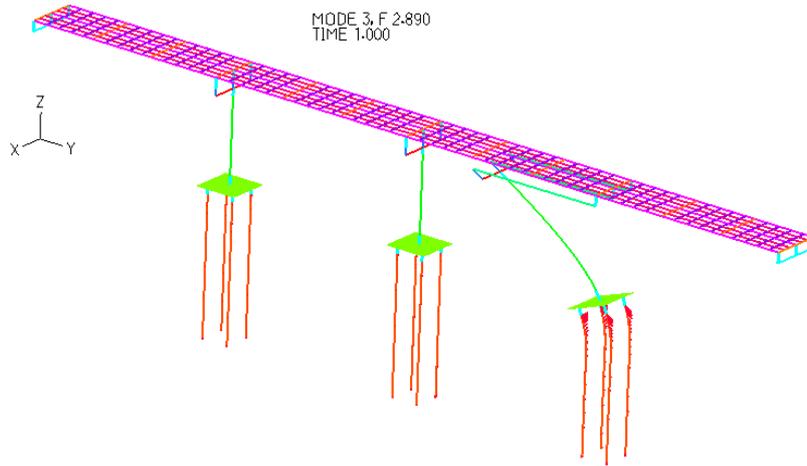
**Modo 1** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale ( $y$ )=6.33200 %)



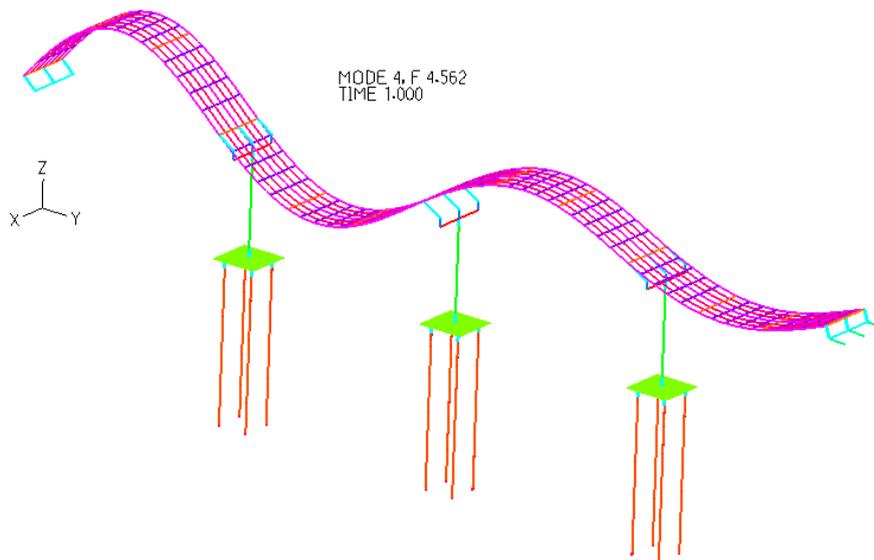
**Modo 2** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale ( $y$ )=6.33200 %)



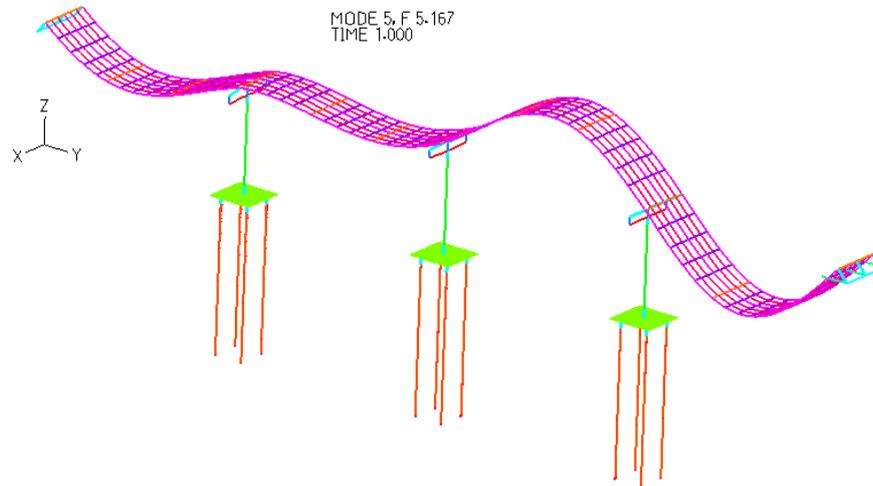
**Modo 3** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.33200 %)



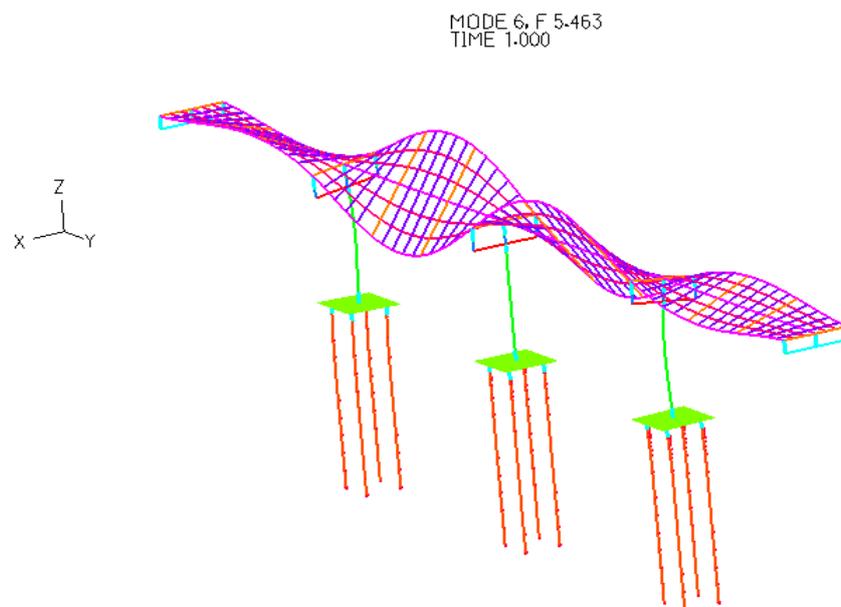
**Modo 4** ( $f=4.56168\text{Hz}$ , Massa modale (y)=9.68565 %; Massa modale (z)=0.61148 %)



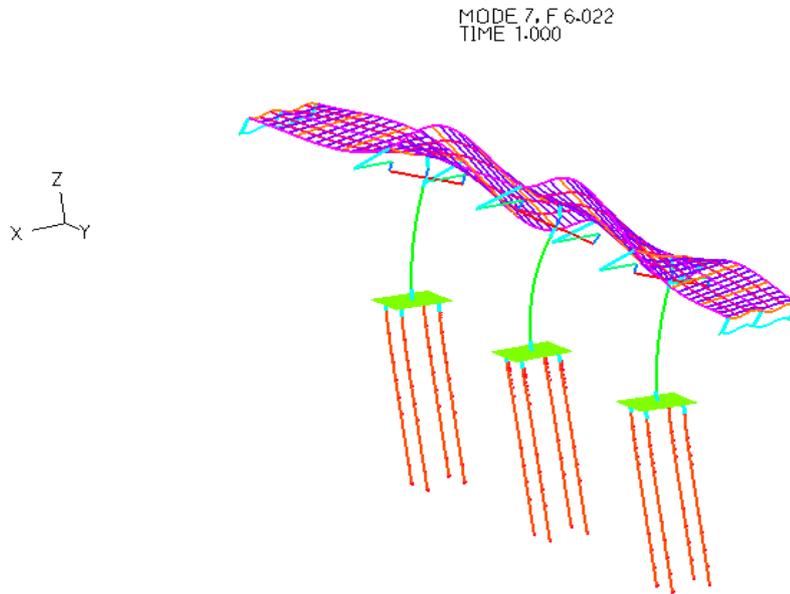
**Modo 5** ( $f = 5.16745\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.18813 %; Massa modale (z)=3.06095 %)



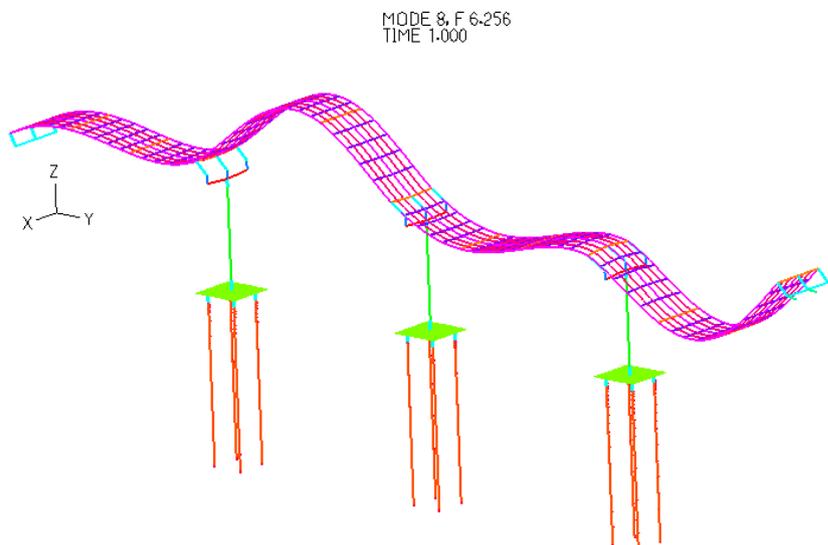
**Modo 6** ( $f = 5.46268\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)  
 (Modo torsionale puro dell'impalcato attorno al proprio asse longitudinale)



**Modo 7** ( $f = 6.02157\text{Hz}$ , Massa modale (x)=37.24486%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

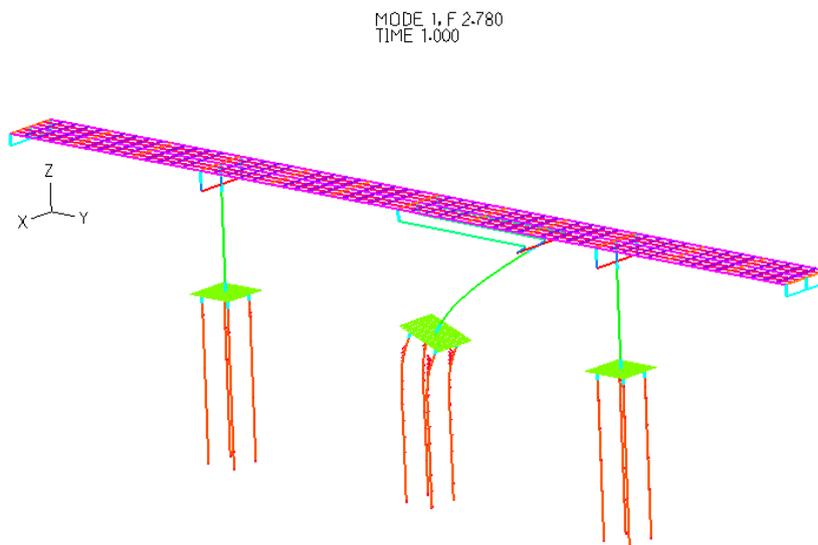


**Modo 8** ( $f = 6.2558\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=6.5576%; Massa modale (z)=0%)

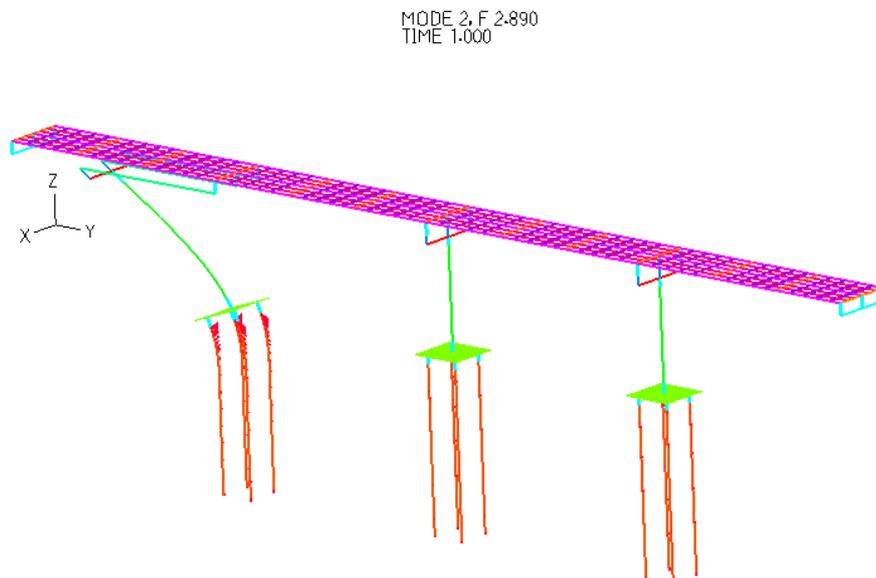


**9.2 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 1a**

**Modo 1** ( $f=2.77960\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=6.80889 %)

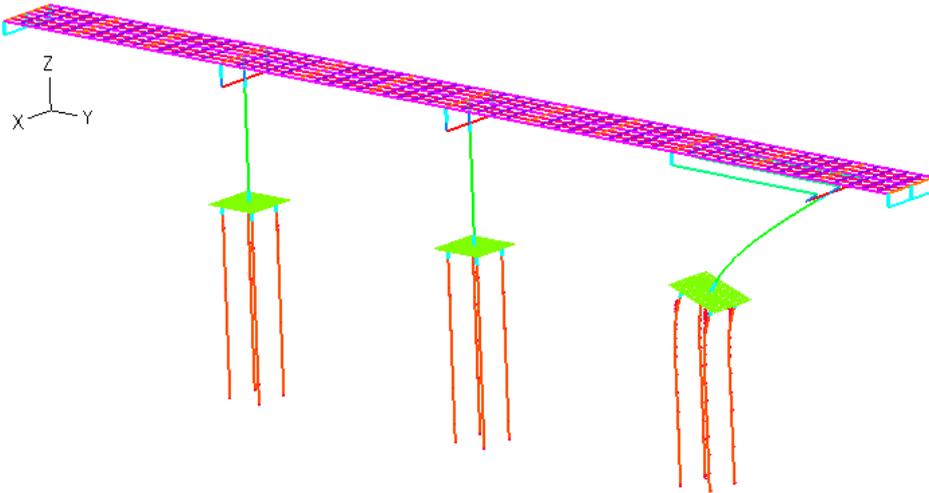


**Modo 2** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=6.33200 %)



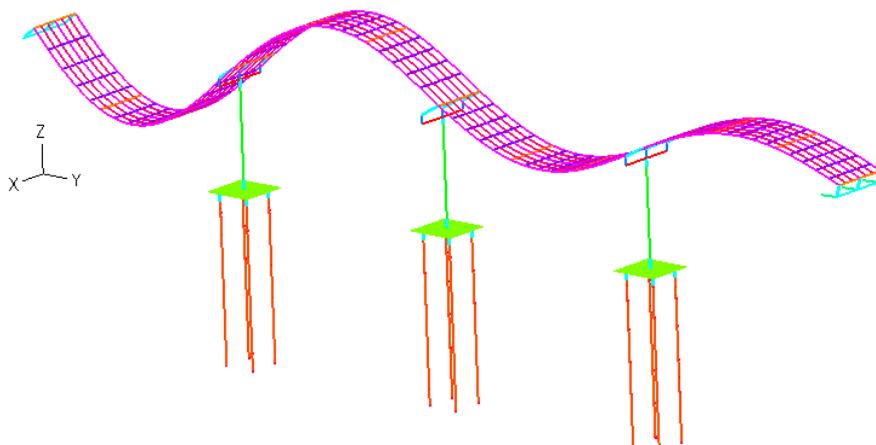
**Modo 3** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.33200 %)

MODE 3, F 2.890  
TIME 1.000

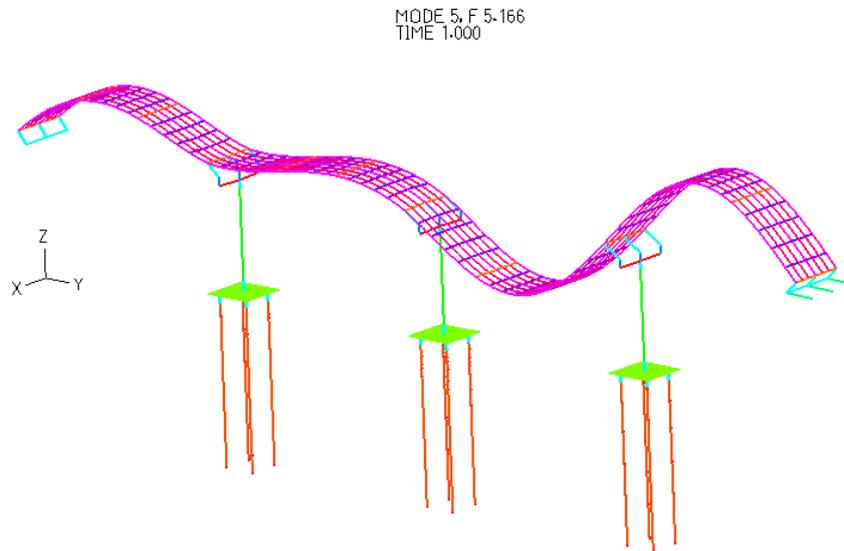


**Modo 4** ( $f=4.56158\text{Hz}$ , Massa modale (y)=9.68937 %; Massa modale (z)=0.60645 %)

MODE 4, F 4.562  
TIME 1.000

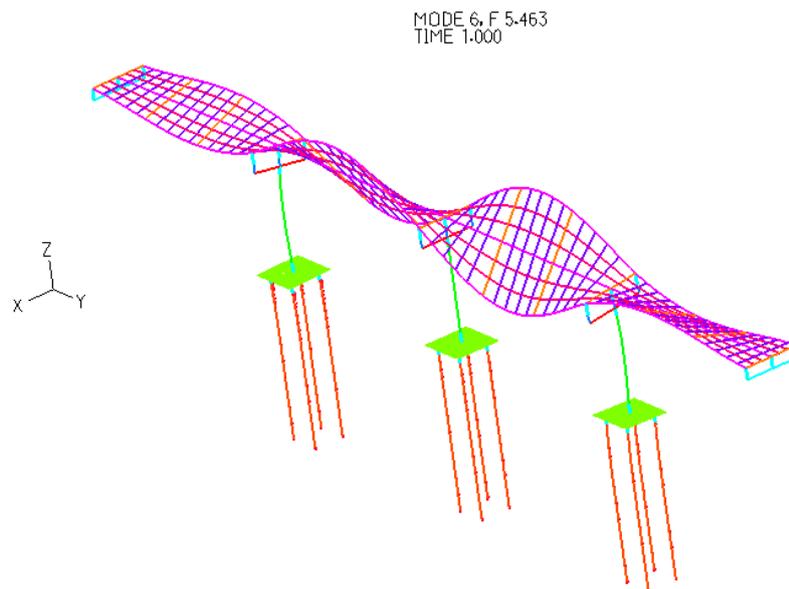


**Modo 5** ( $f = 5.16628\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.15822 %; Massa modale (z)=2.99898 %)

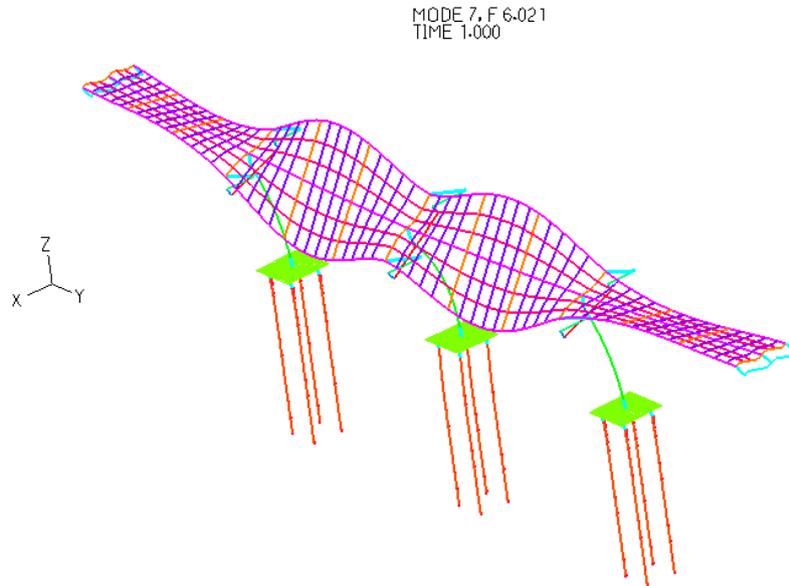


**Modo 6** ( $f = 5.46268\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

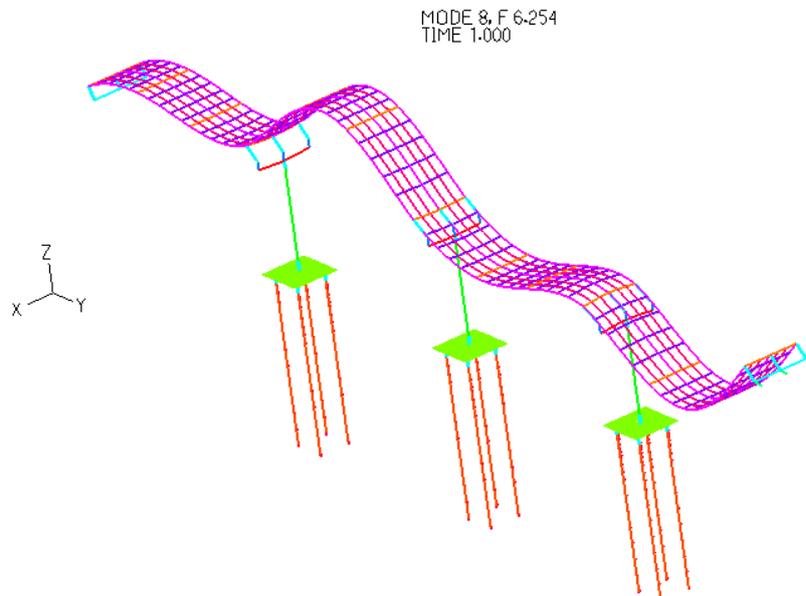
(Modo torsionale puro dell'impalcato attorno al proprio asse longitudinale)



**Modo 7** ( $f = 6.02075\text{Hz}$ , Massa modale (x)=36.30149%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

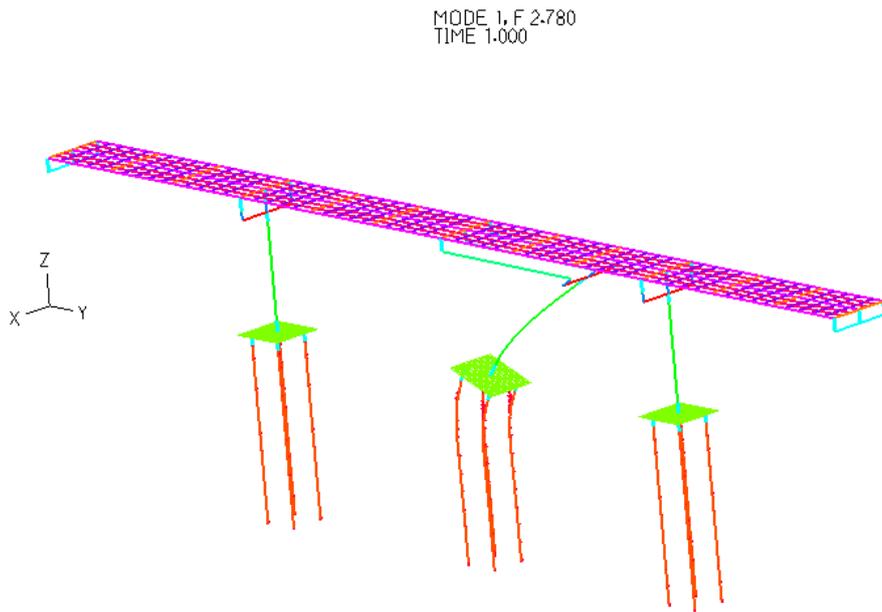


**Modo 8** ( $f = 6.25426\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=6.59683%; Massa modale (z)=0%)

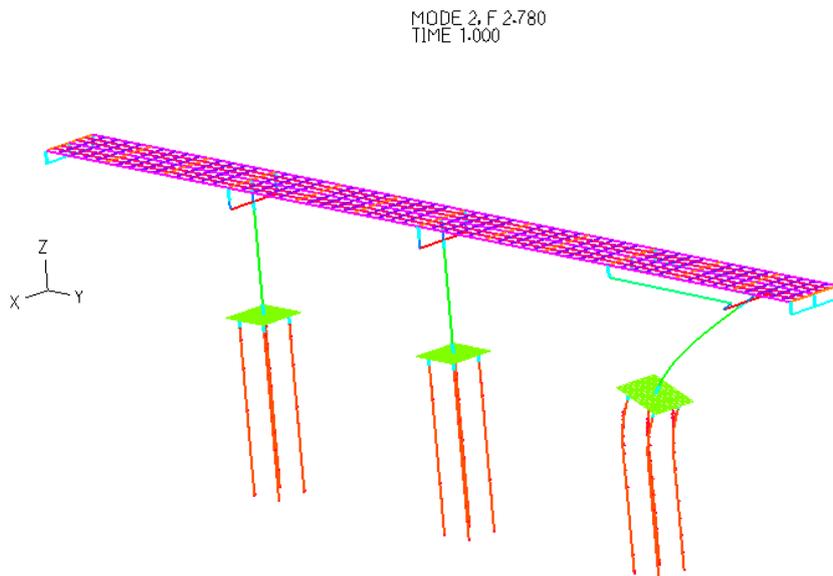


**9.3 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 1b**

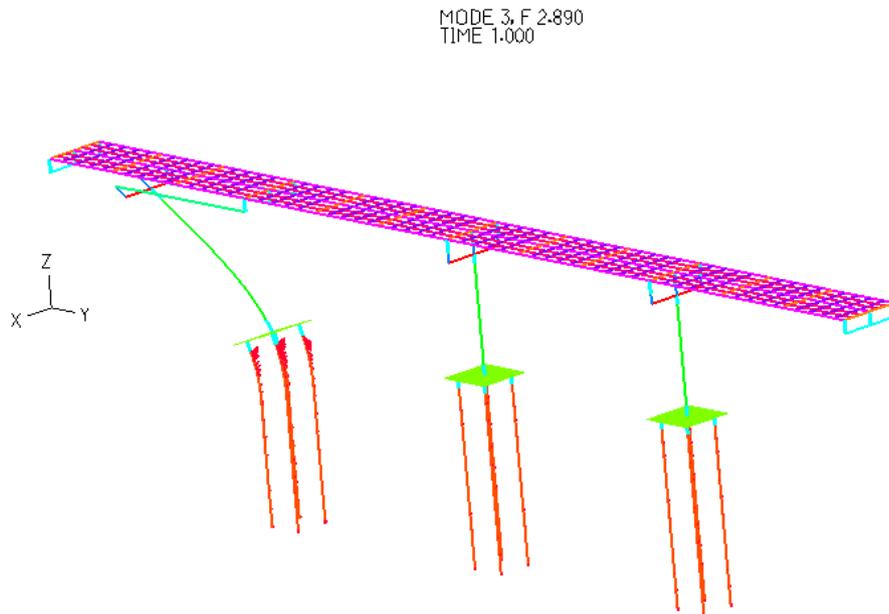
**Modo 1** ( $f=2.77960\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=6.80889 %)



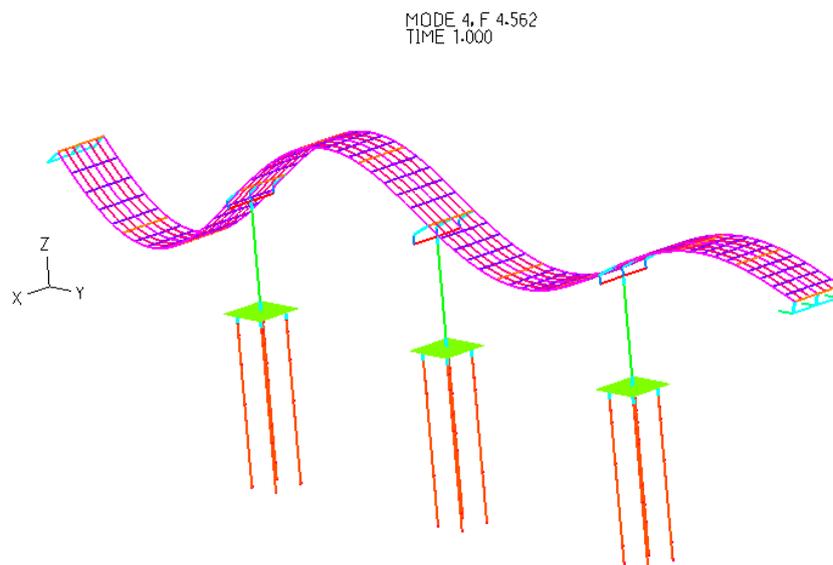
**Modo 2** ( $f=2.77960\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=6.80889 %)



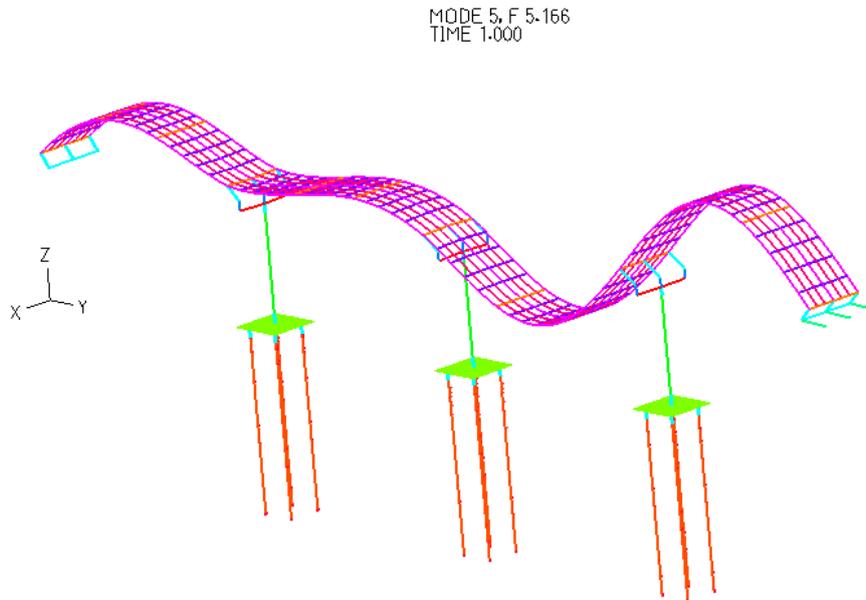
**Modo 3** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.33200 %)



**Modo 4** ( $f=4.56152\text{Hz}$ , Massa modale (y)=9.68889 %; Massa modale (z)=0.61157 %)

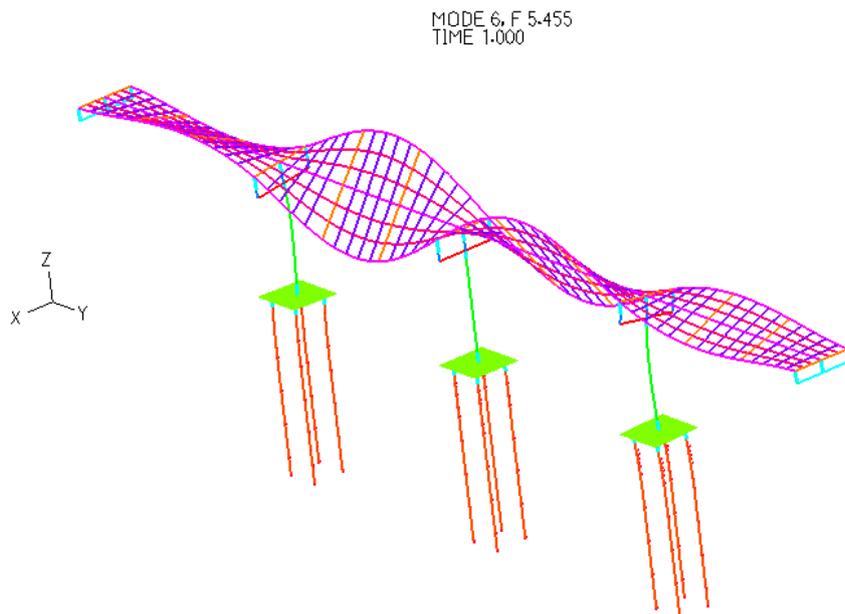


**Modo 5** ( $f=5.16617\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.15135 %; Massa modale (z)=3.01552 %)

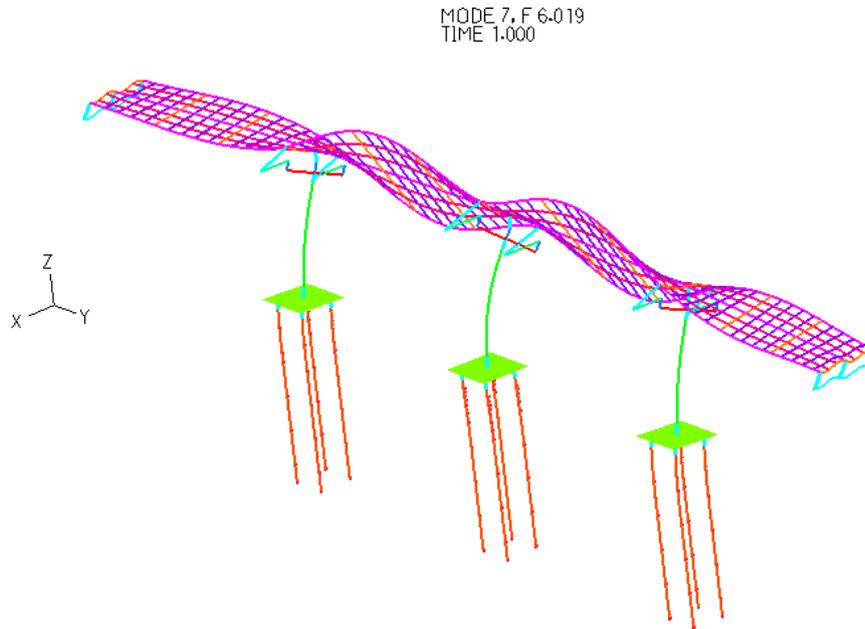


**Modo 6** ( $f=5.45487\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0.022%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

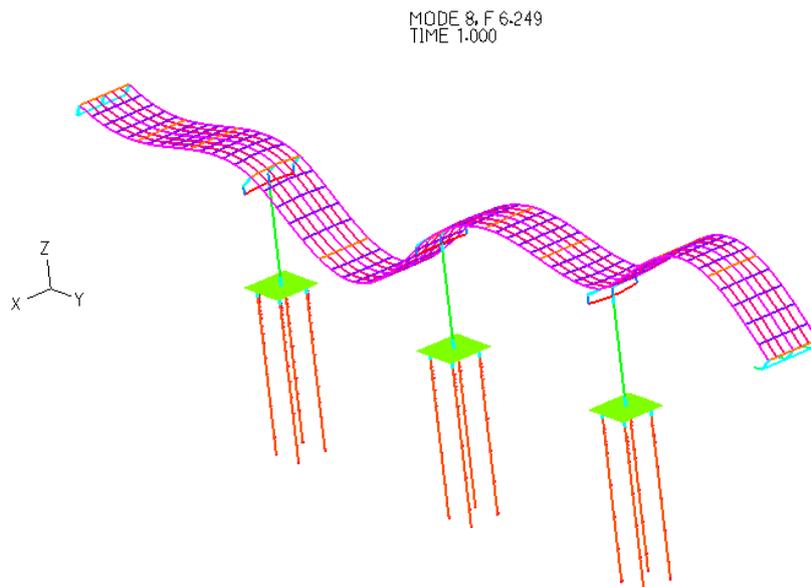
*(Modo torsionale con asimmetria dovuta allo scour che agisce solo su due pile)*



**Modo 7** ( $f=6.01940\text{Hz}$ , Massa modale (x)=37.10213%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

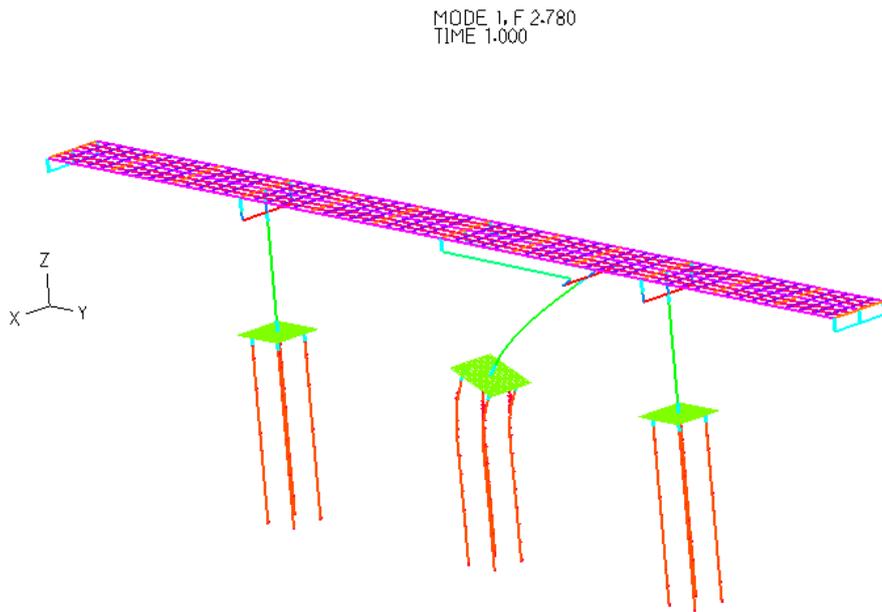


**Modo 8** ( $f=6.24882\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=6.54480%; Massa modale (z)=0%)

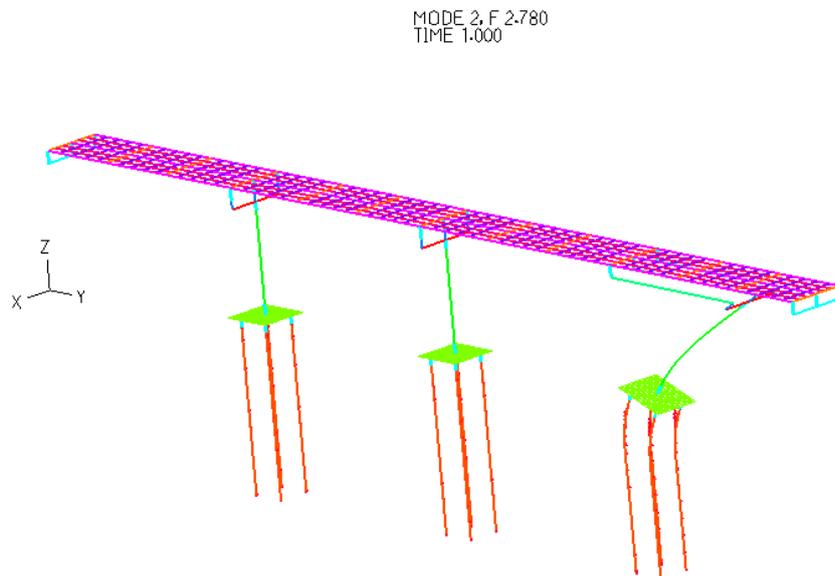


**9.4 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 1c**

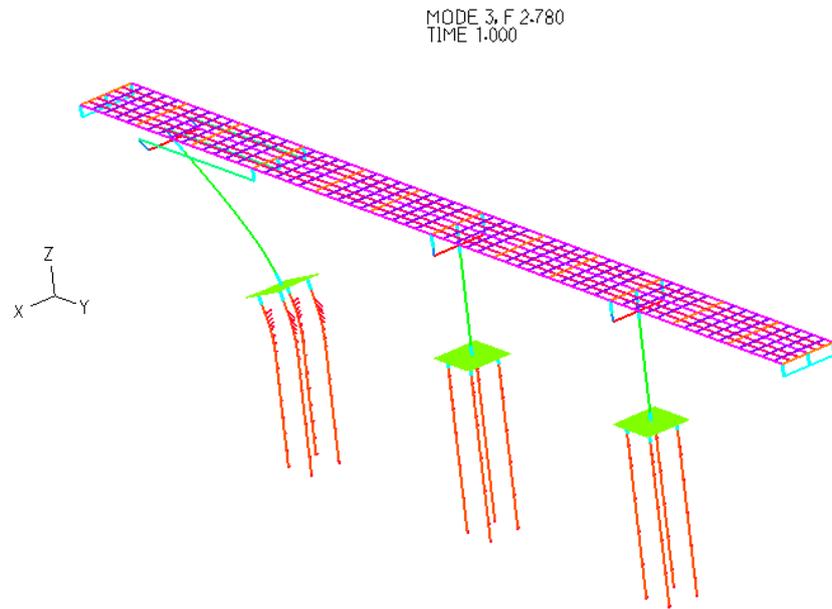
**Modo 1** ( $f=2.77960\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=6.80889 %)



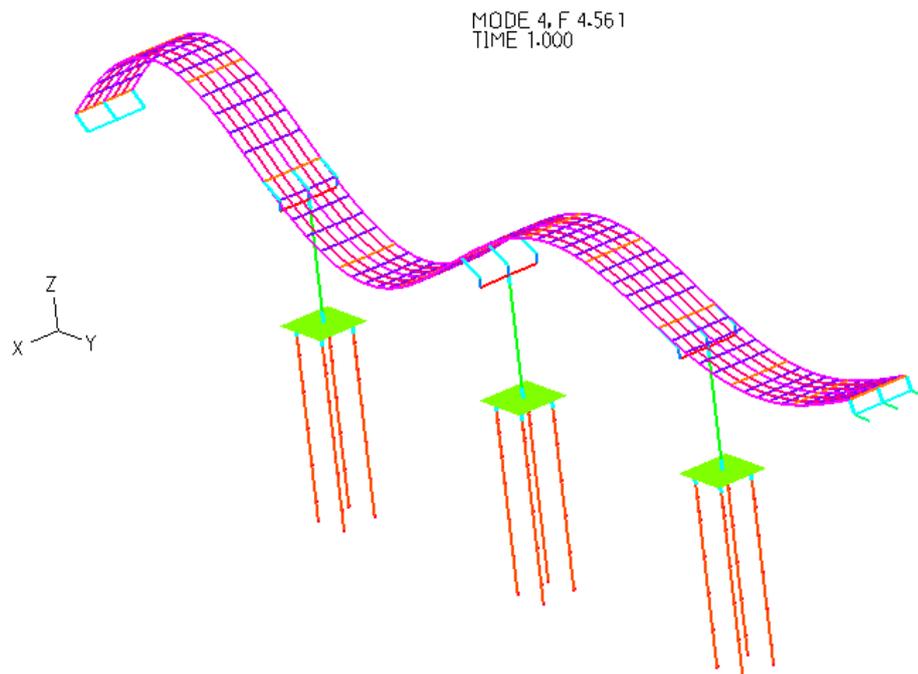
**Modo 2** ( $f=2.77960\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=6.80889 %)



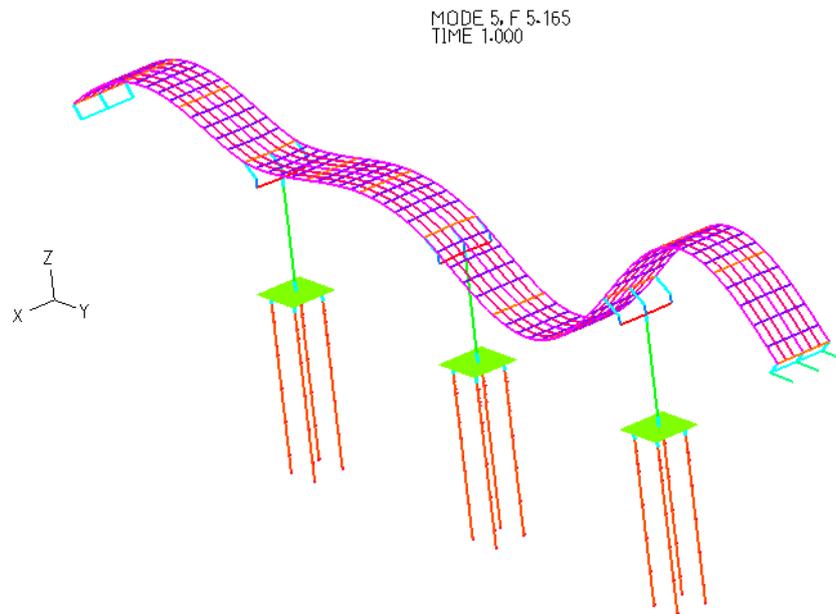
**Modo 3** ( $f=2.77960\text{Hz}$ ,  $\text{Massa modale (y)}=6.80889\%$ )



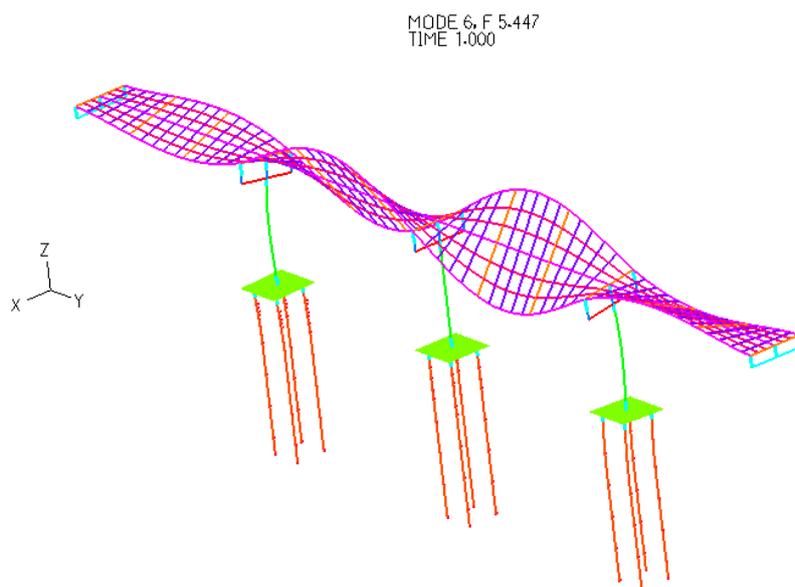
**Modo 4** ( $f=4.56135\text{Hz}$ ,  $\text{Massa modale (y)}=9.70304\%$ ;  $\text{Massa modale (z)}=0.62078\%$ )



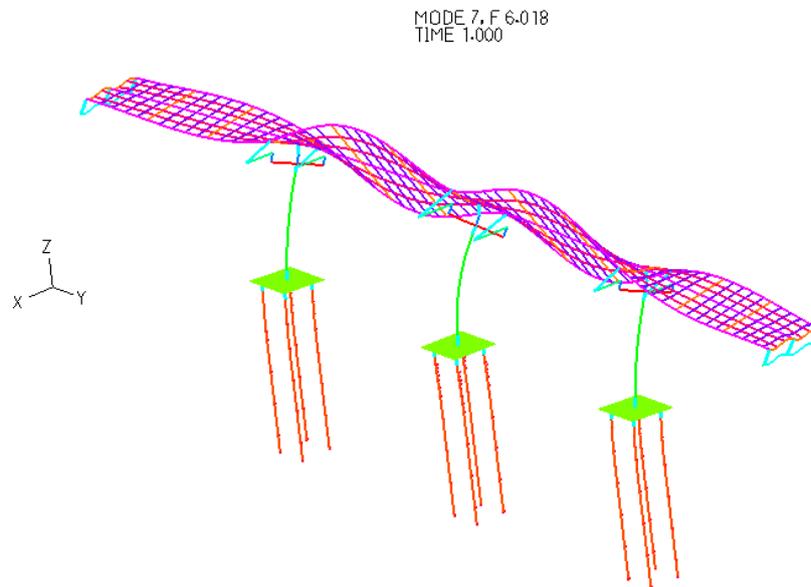
**Modo 5** ( $f=5.16464\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.14659 %; Massa modale (z)=3.06692 %)



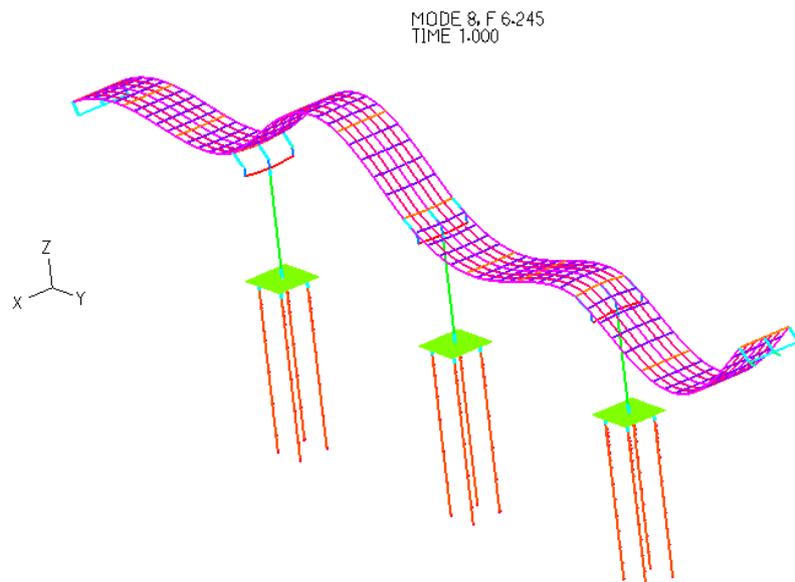
**Modo 6** ( $f=5.44713\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)



**Modo 7** ( $f=6.01805\text{Hz}$ , Massa modale (x)=37.95871%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

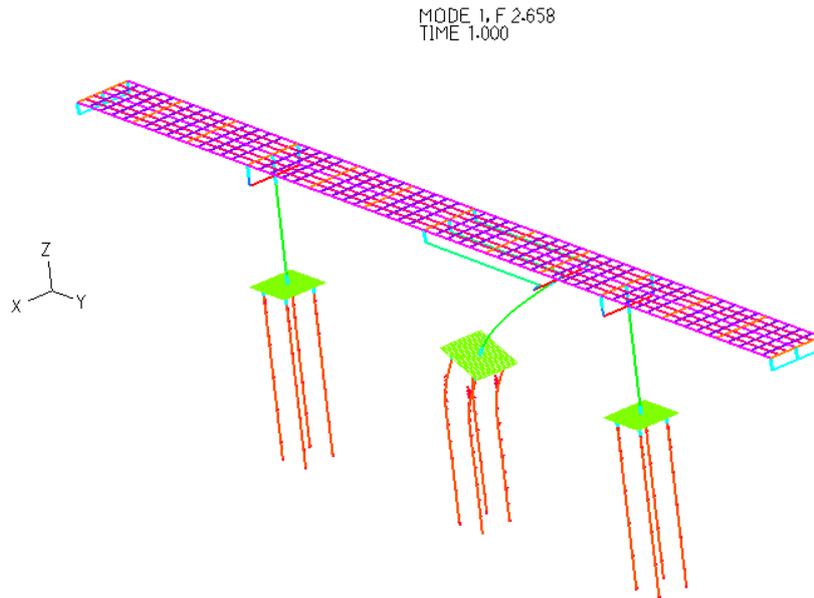


**Modo 8** ( $f=6.24476\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=6.45056%; Massa modale (z)=0%)

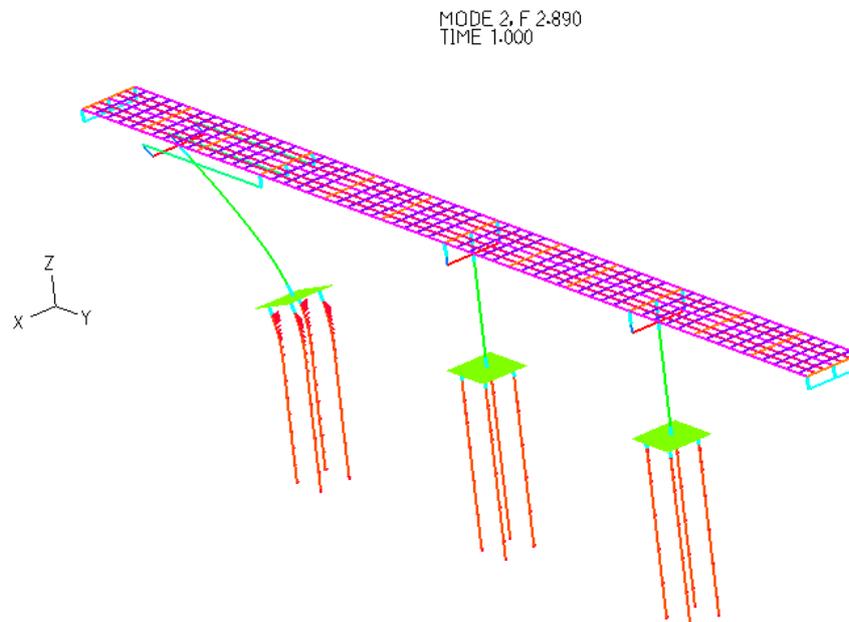


**9.5 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 2a**

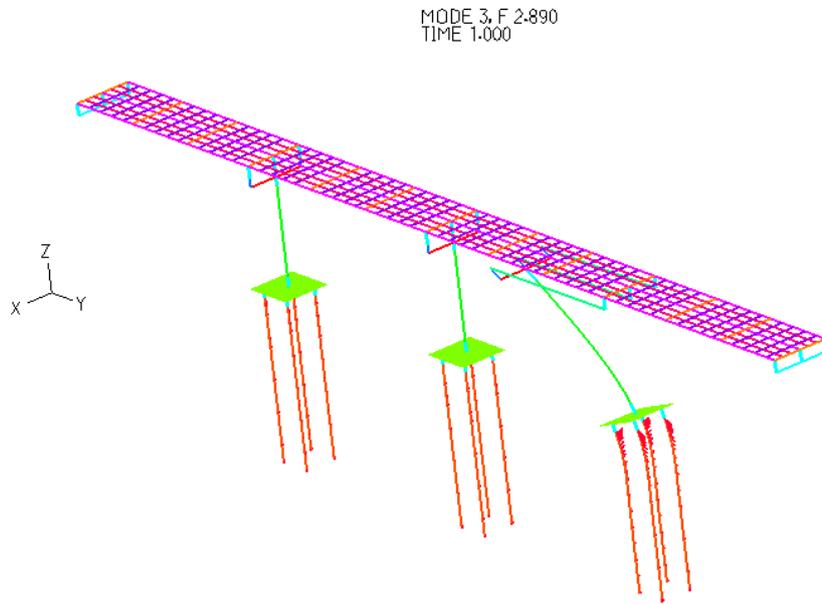
**Modo 1** ( $f=2.65769\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=7.41802 %)



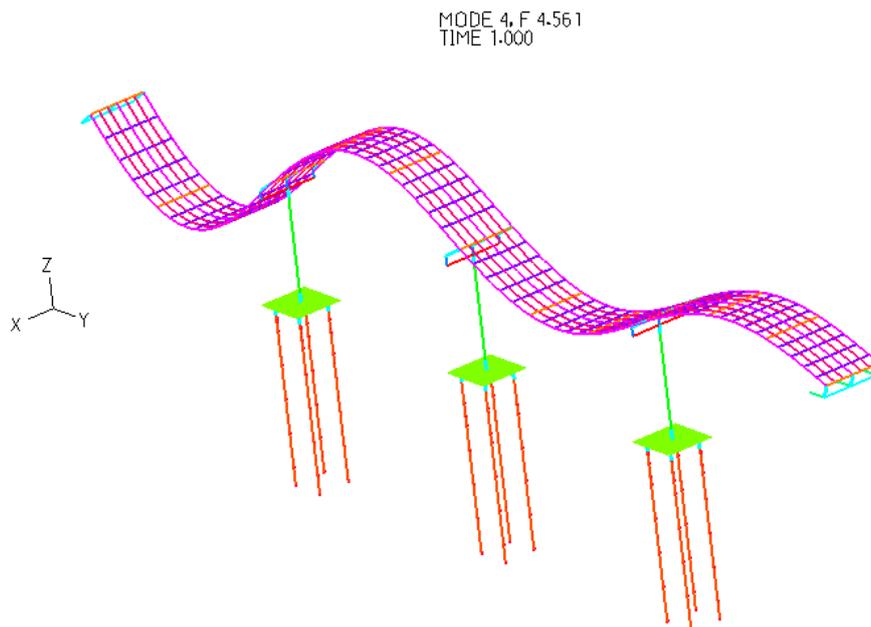
**Modo 2** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=6.33204 %)



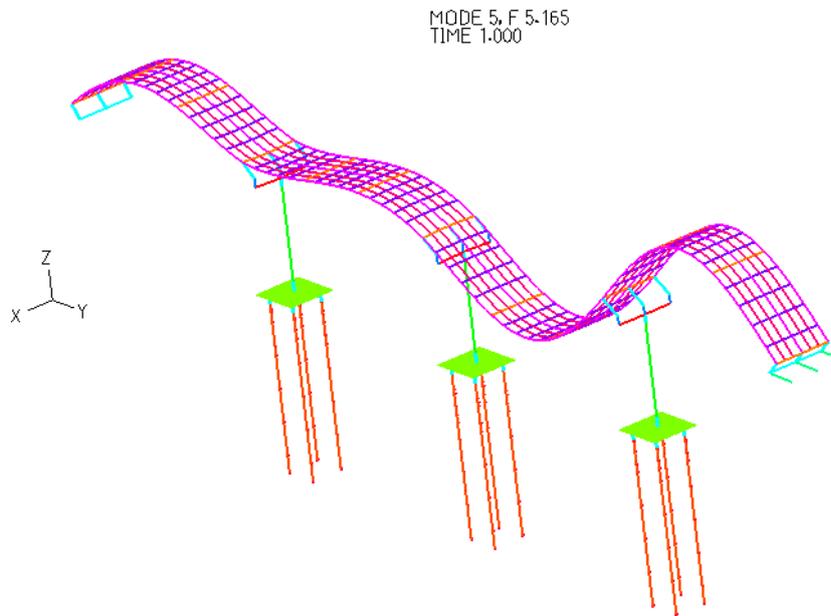
**Modo 3** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.33195 %)



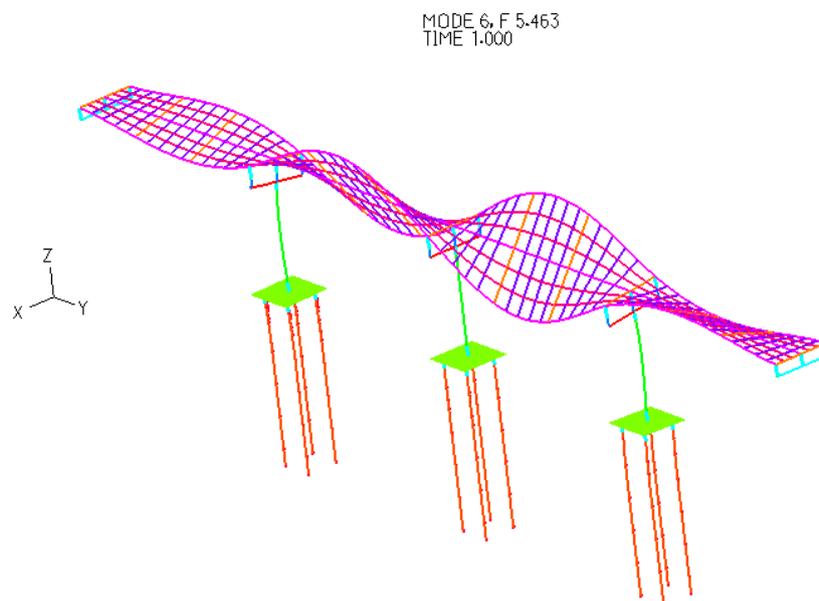
**Modo 4** ( $f=4.56148\text{Hz}$ , Massa modale (y)=9.69326 %; Massa modale (z)=0.60114%)



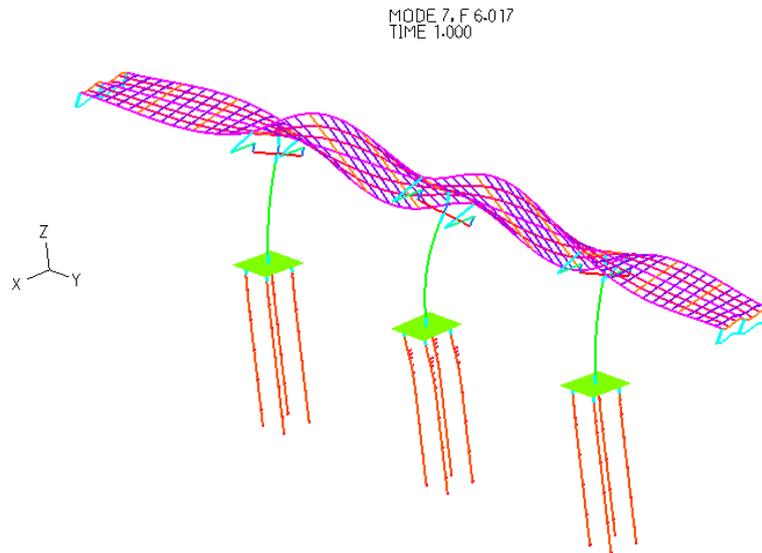
**Modo 5** ( $f=5.16505\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.12669 %; Massa modale (z)=2.93403 %)



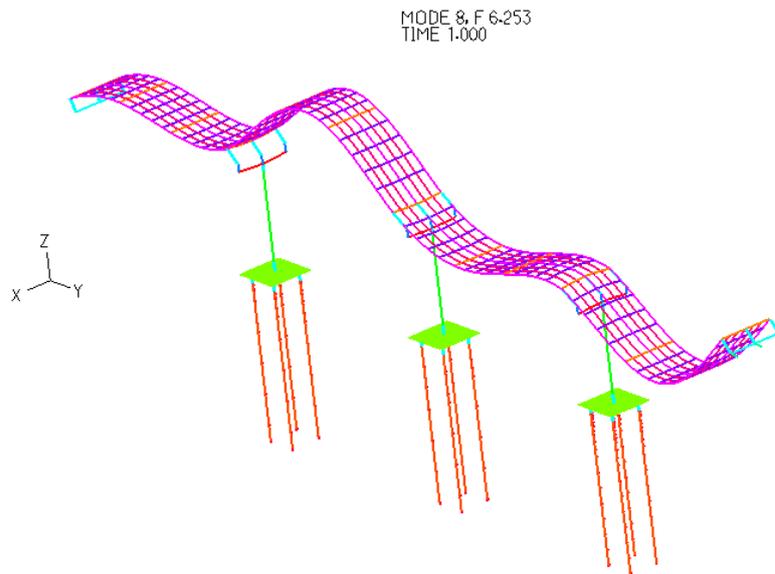
**Modo 6** ( $f=5.46268\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)



**Modo 7** ( $f = 6.01722\text{Hz}$ , Massa modale (x)=31.86936%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

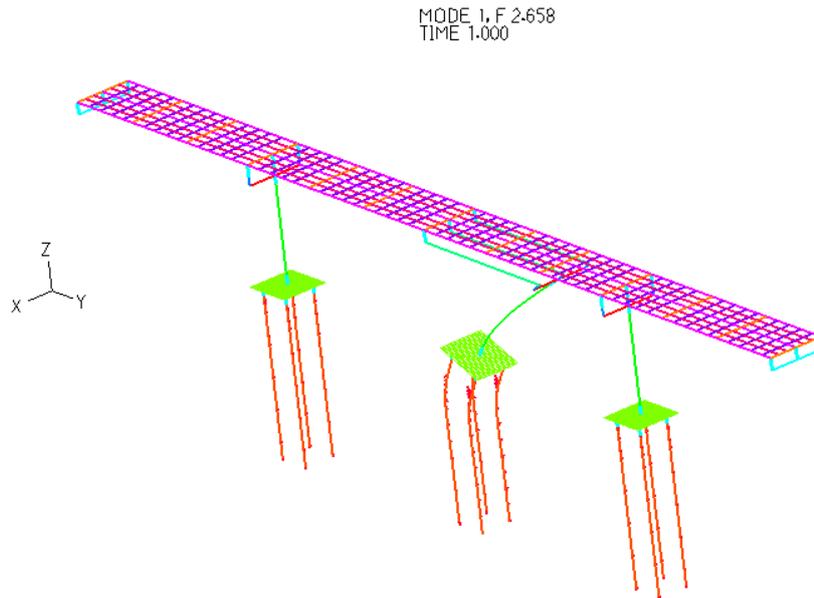


**Modo 8** ( $f = 6.25261\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=6.63852%; Massa modale (z)=0%)

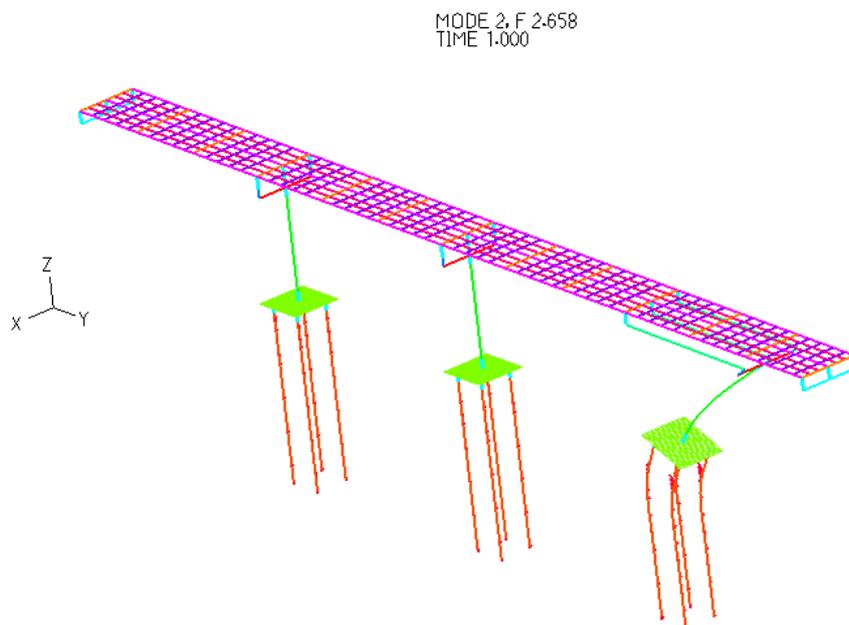


**9.6 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 2b**

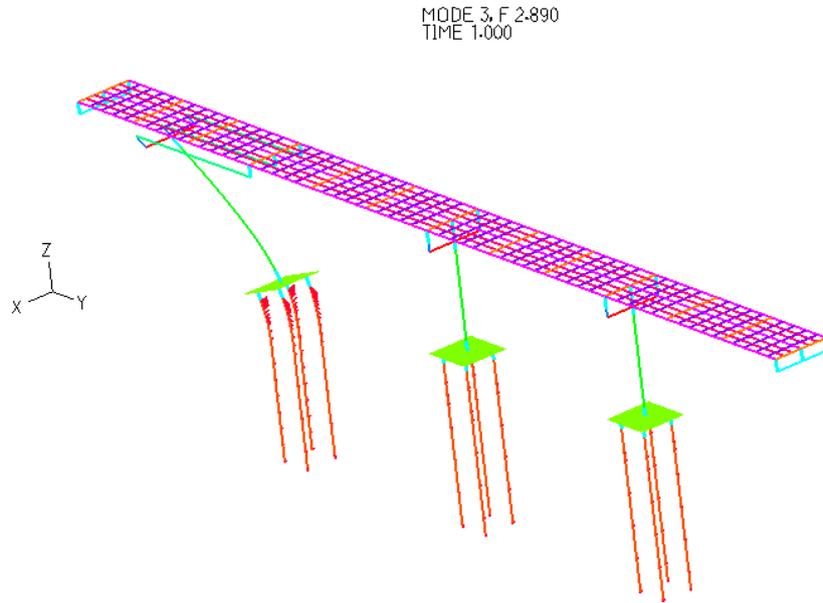
**Modo 1** ( $f=2.65769\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=7.41802 %)



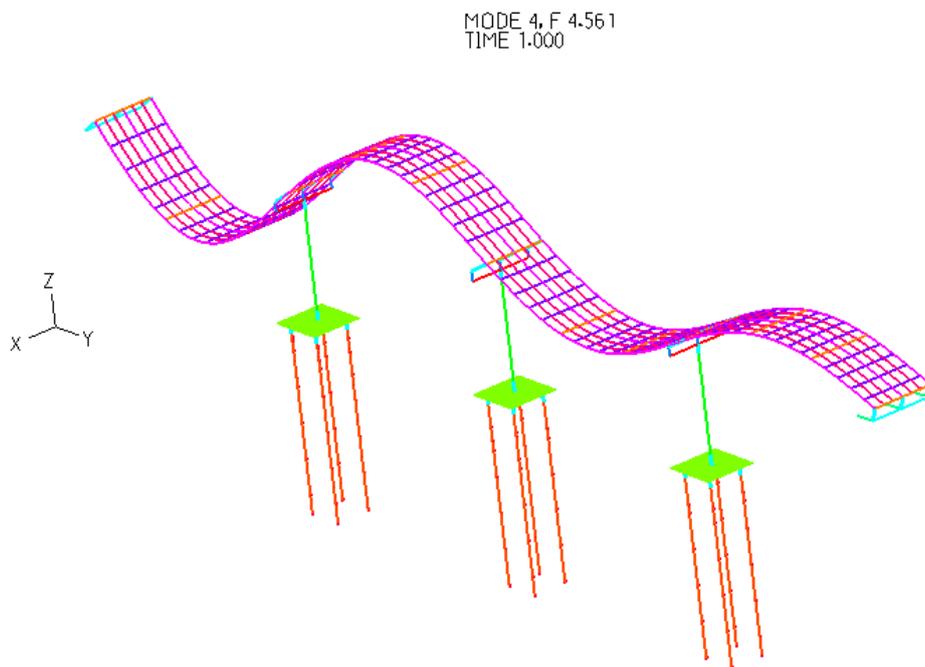
**Modo 2** ( $f=2.65769\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=7.41802 %)



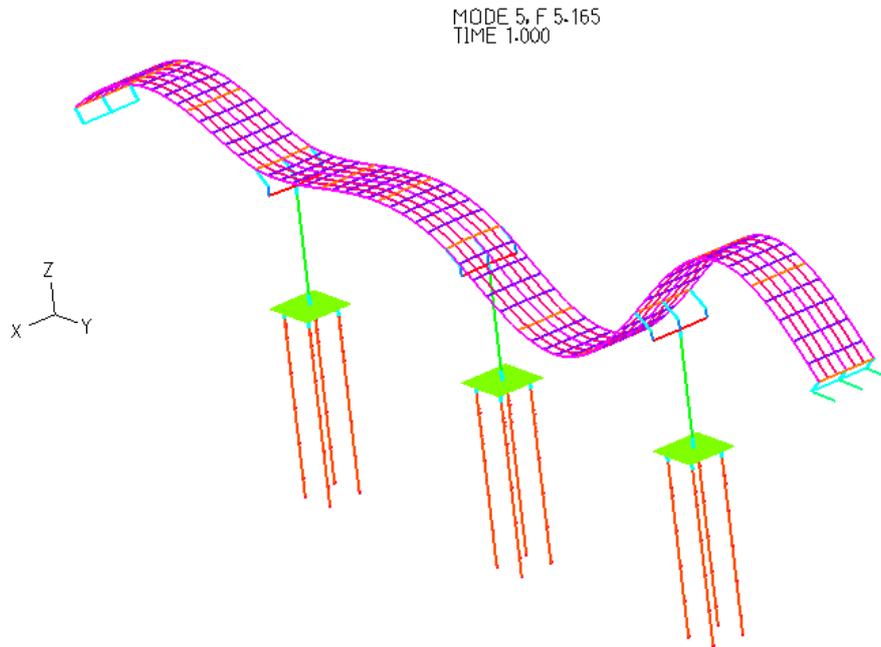
**Modo 3** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.332 %)



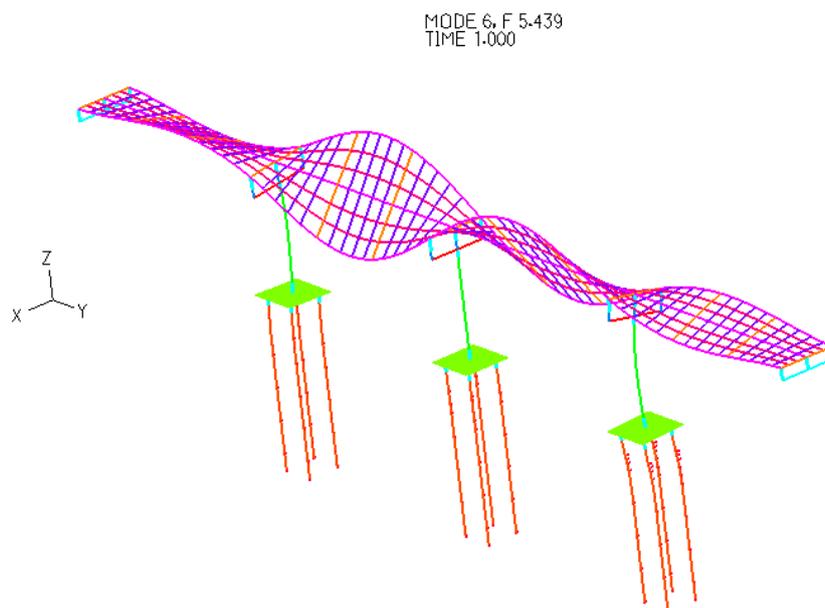
**Modo 4** ( $f=4.56136\text{Hz}$ , Massa modale (y)=9.69227 %; Massa modale (z)=0.61164%)



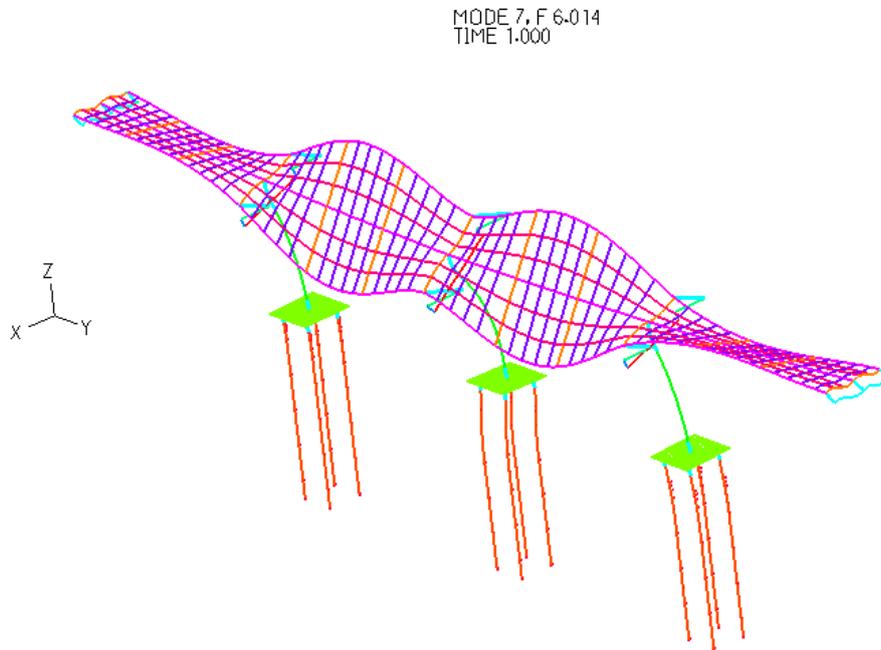
**Modo 5** ( $f=5.16483\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.11268 %; Massa modale (z)=2.96774 %)



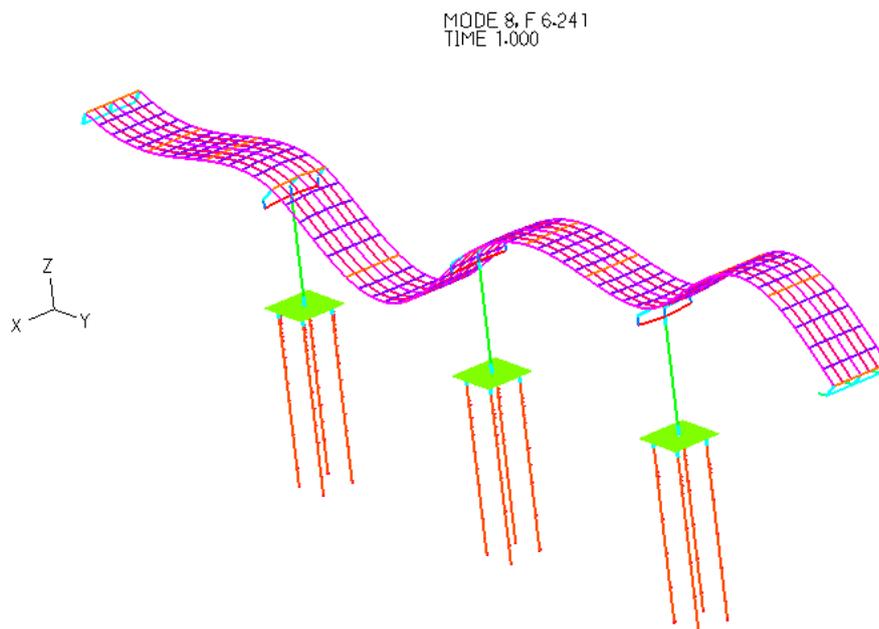
**Modo 6** ( $f=5.43860\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0.21027%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)



**Modo 7** ( $f = 6.01446\text{Hz}$ , Massa modale (x)=34.79104%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

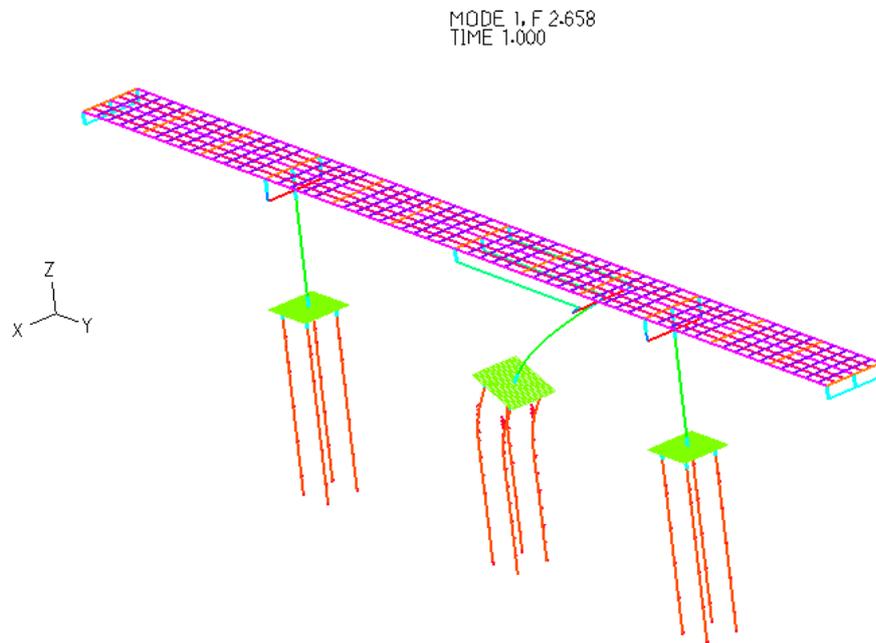


**Modo 8** ( $f = 6.24149\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=6.53055%; Massa modale (z)=0%)

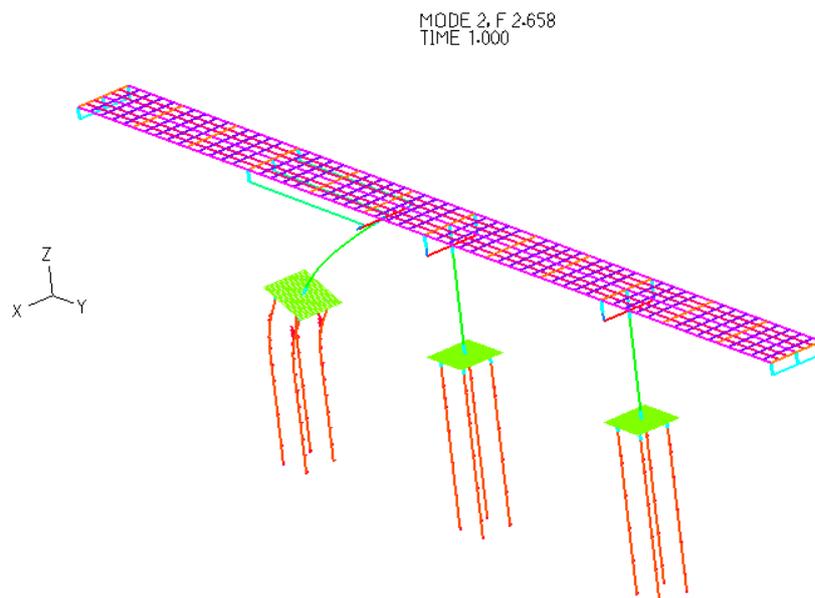


**9.7 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 2c**

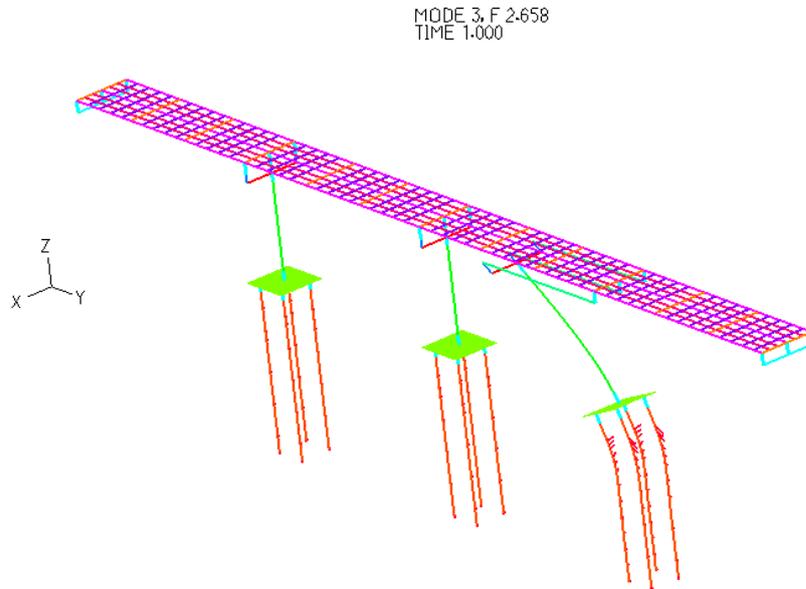
**Modo 1 ( $f=2.65769\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=7.41802 %)**



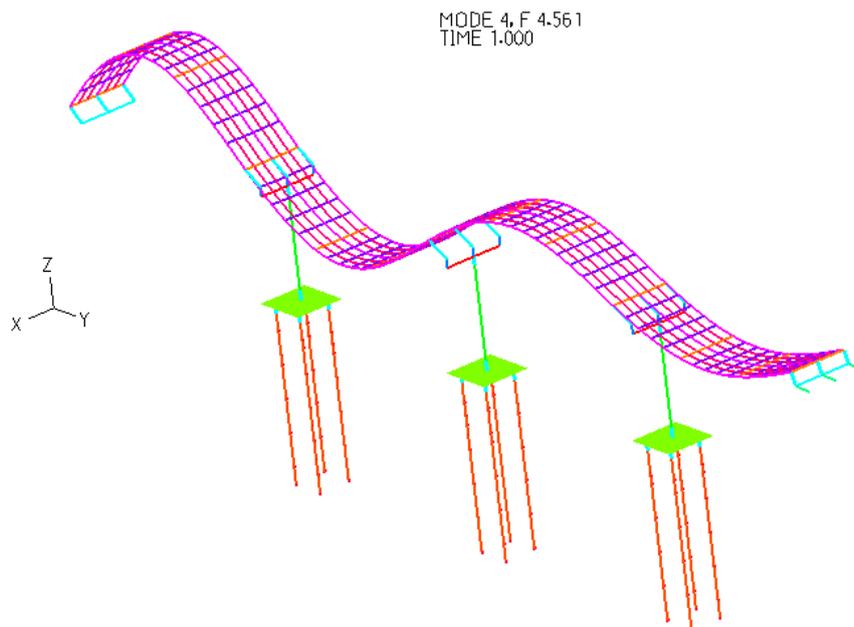
**Modo 2 ( $f=2.65769\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=7.41802 %)**



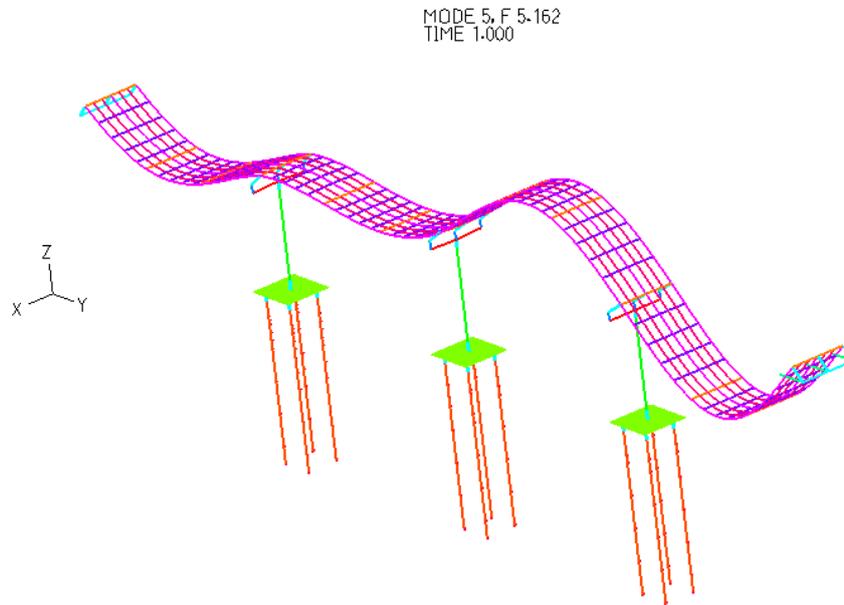
**Modo 3** ( $f=2.65769\text{Hz}$ , Massa modale (y)=7.41802 %)



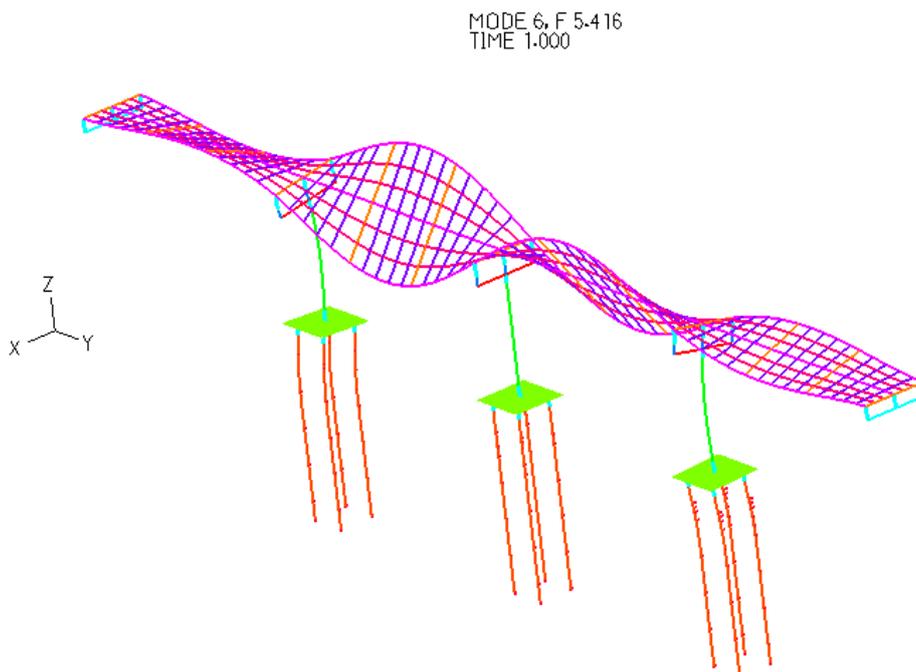
**Modo 4** ( $f=4.56099\text{Hz}$ , Massa modale (y)=9.72085 %; Massa modale (z)=0.63170%)



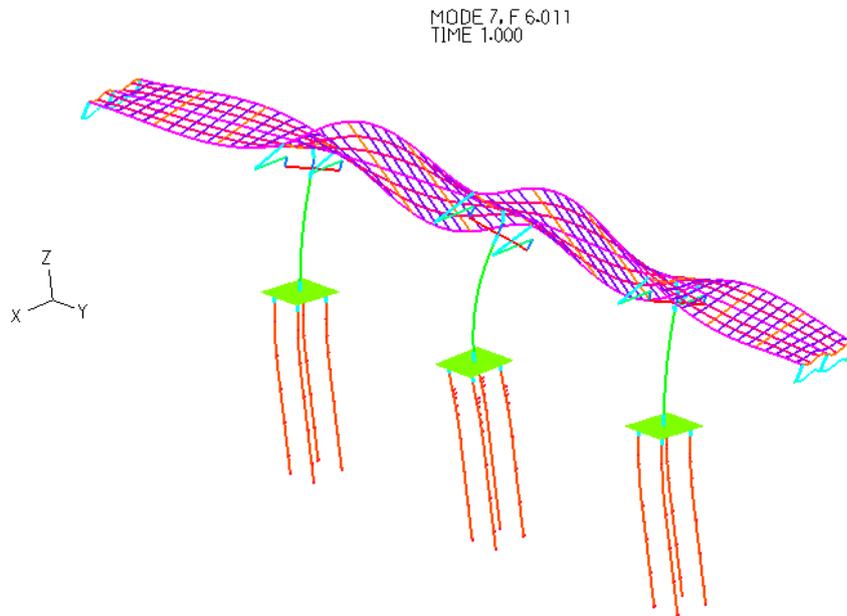
**Modo 5** ( $f=5.16155\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.09989 %; Massa modale (z)=3.07902%)



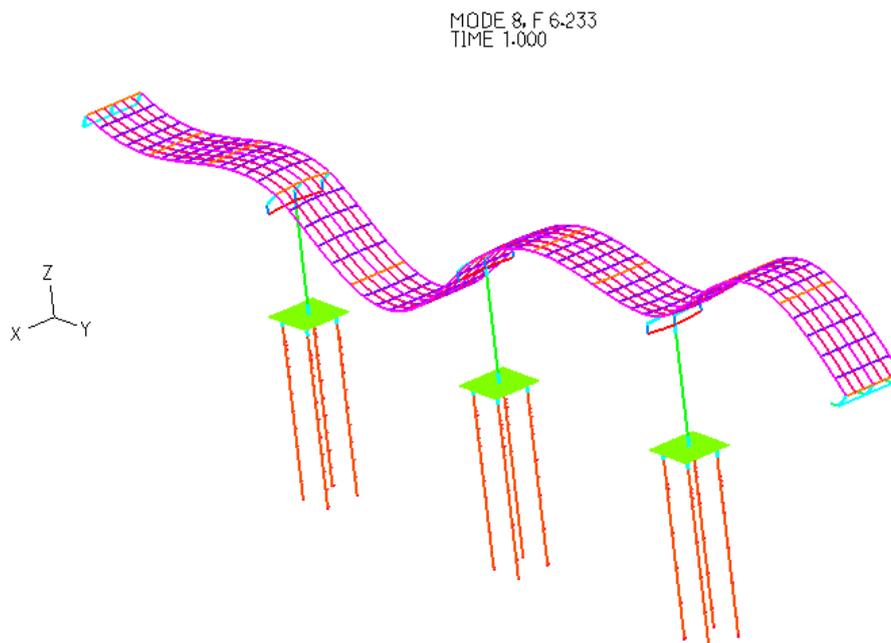
**Modo 6** ( $f=5.41609\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)



**Modo 7** ( $f=6.0090\text{Hz}$ , Massa modale (x)=38.91570%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

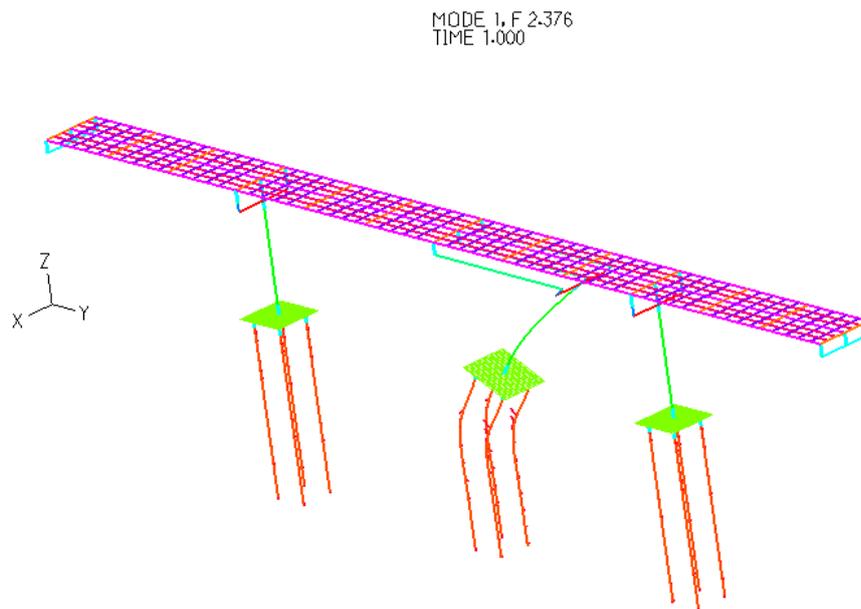


**Modo 8** ( $f=6.23274\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=6.32784%; Massa modale (z)=0%)

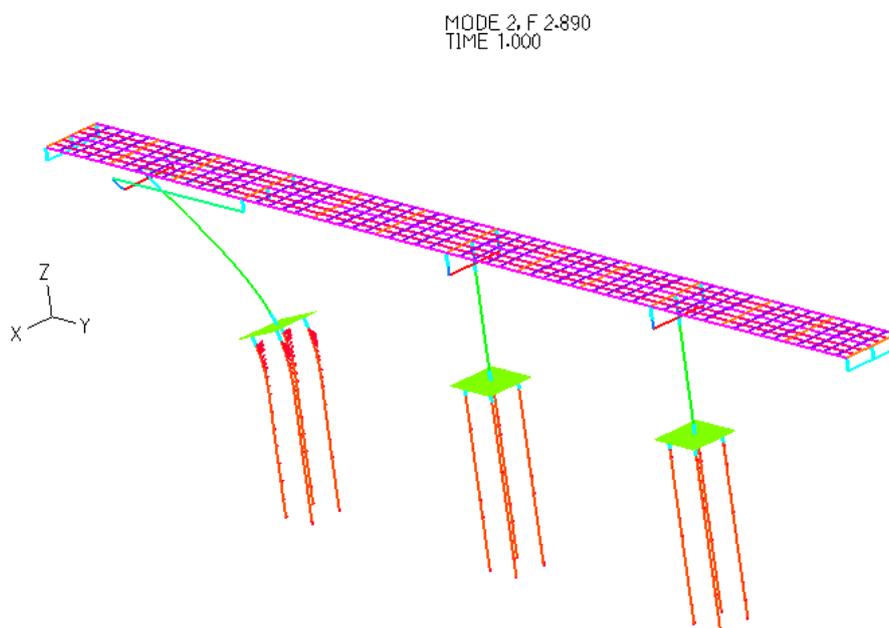


**9.8 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 3a**

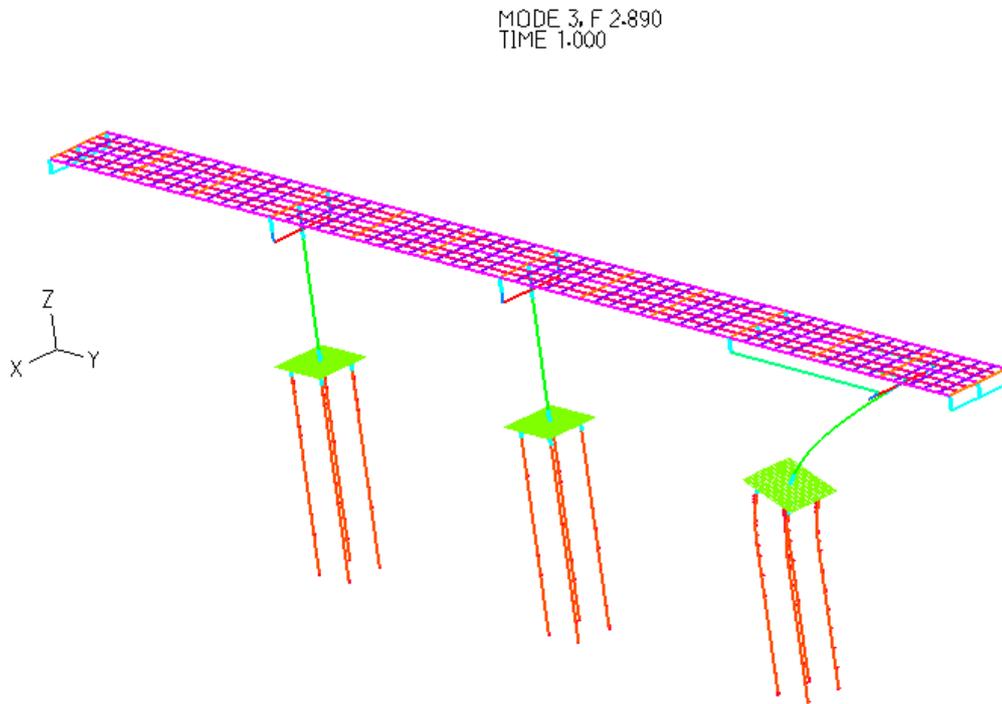
**Modo 1** ( $f=2.37592\text{Hz}$ , Massa modale ( $y$ )= $8.98088\%$ )



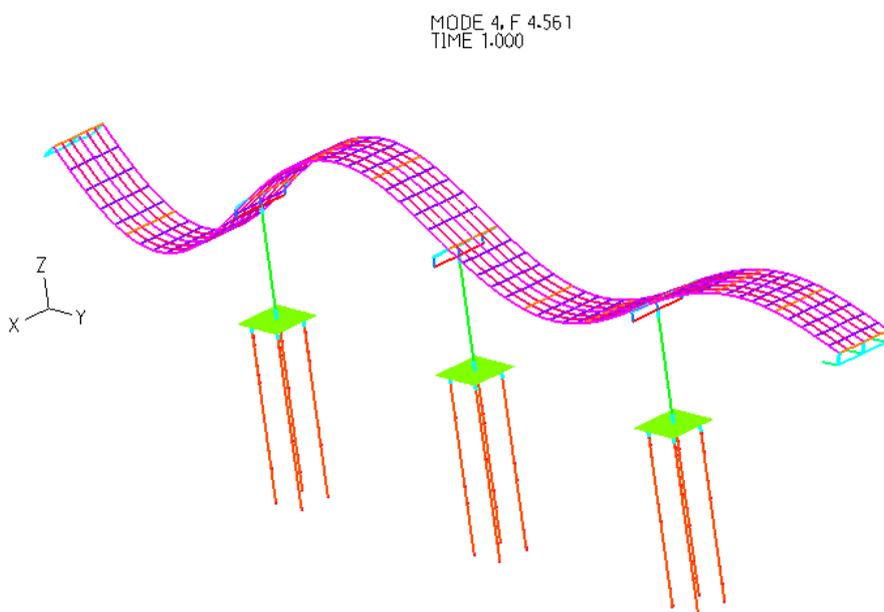
**Modo 2** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale ( $y$ )= $6.33200\%$ )



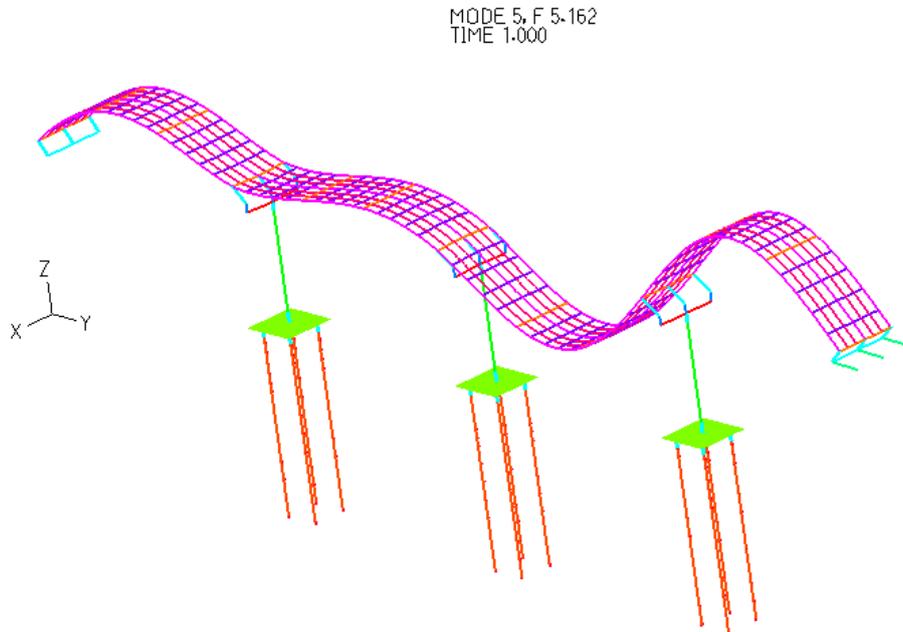
**Modo 3** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , *Massa modale (y)*=6.33200 %)



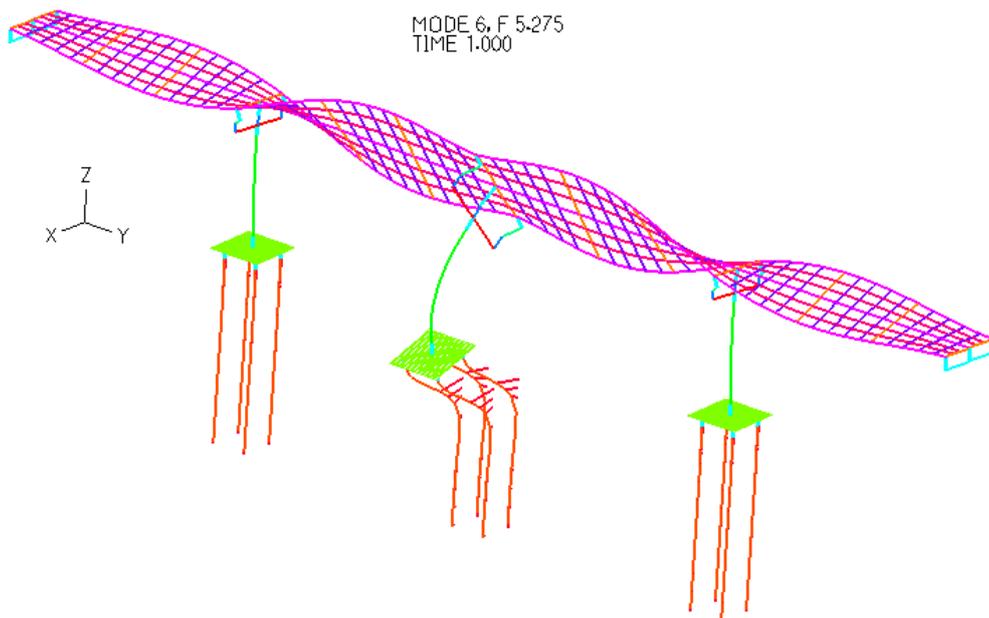
**Modo 4** ( $f=4.56125\text{Hz}$ , *Massa modale (y)*=9.70168 %; *Massa modale (z)*=0.58952%)



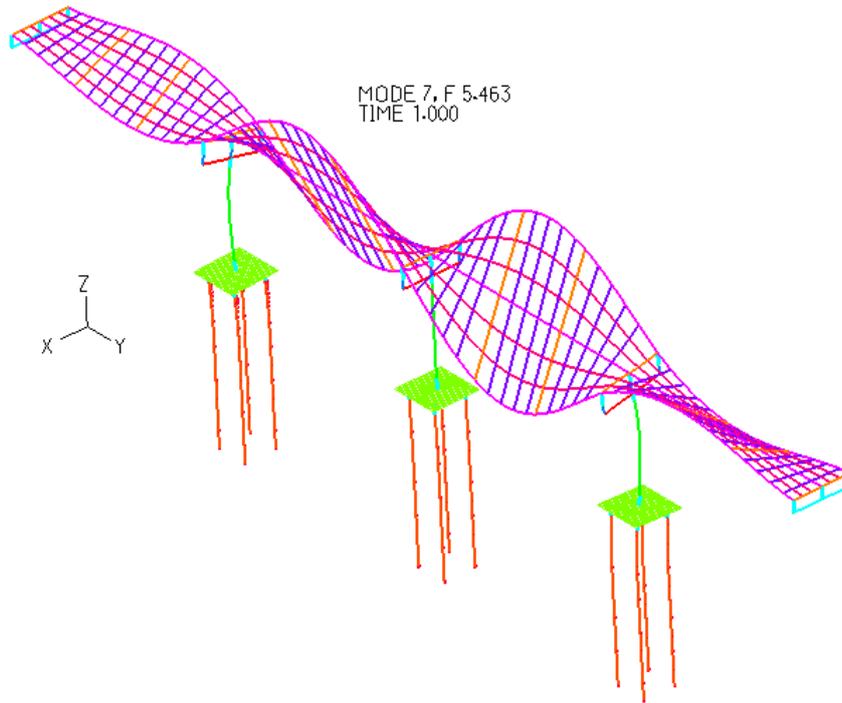
**Modo 5** ( $f=5.16235\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.05763 %; Massa modale (z)=2.79328%)



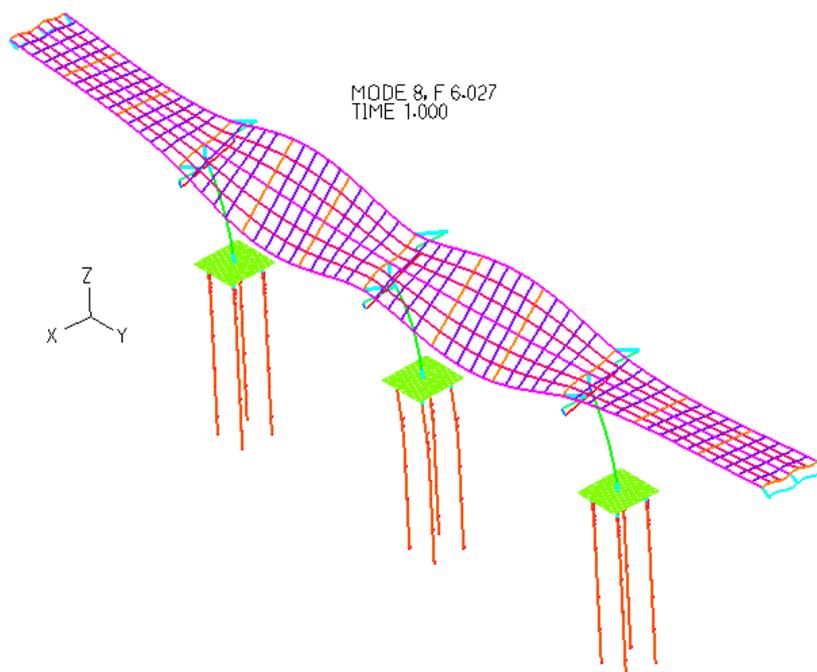
**Modo 6** ( $f=5.27467\text{Hz}$ , Massa modale (x)=15.98464%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)



**Modo 7** ( $f=5.46271\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

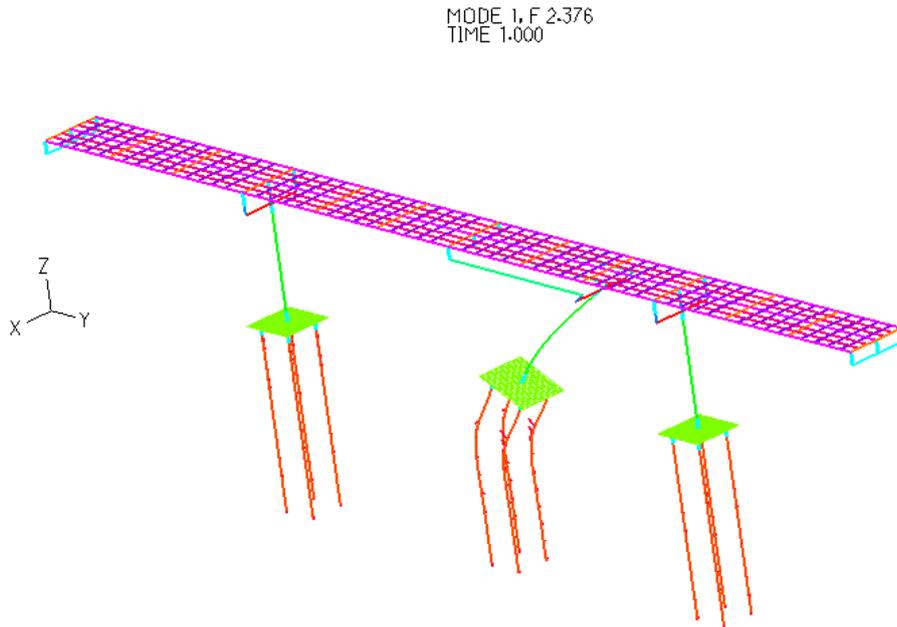


**Modo 8** ( $f=6.02691\text{Hz}$ , Massa modale (x)=44.79931%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

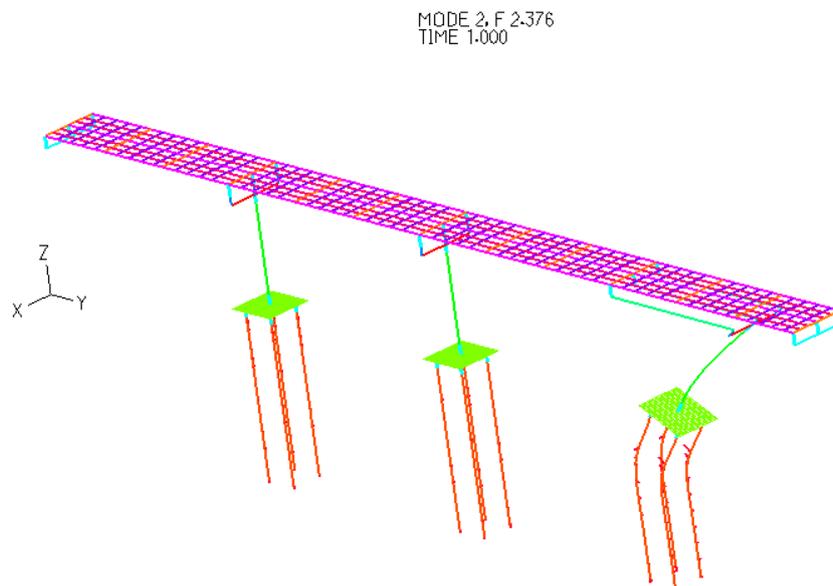


**9.9 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 3b**

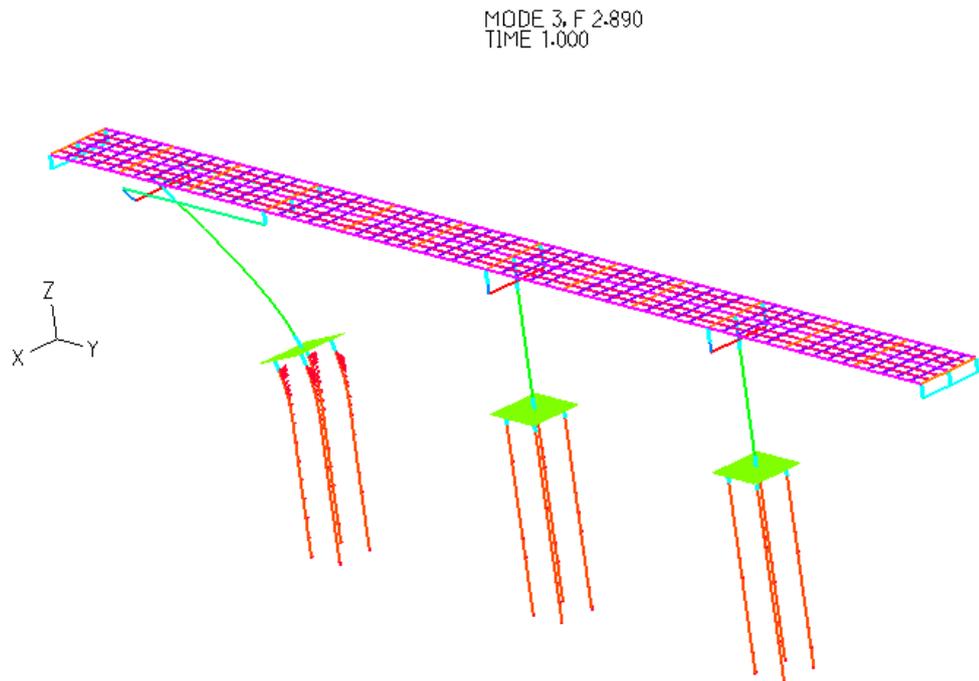
**Modo 1** ( $f=2.37592\text{Hz}$ , Massa modale (y)=8.98088 %)



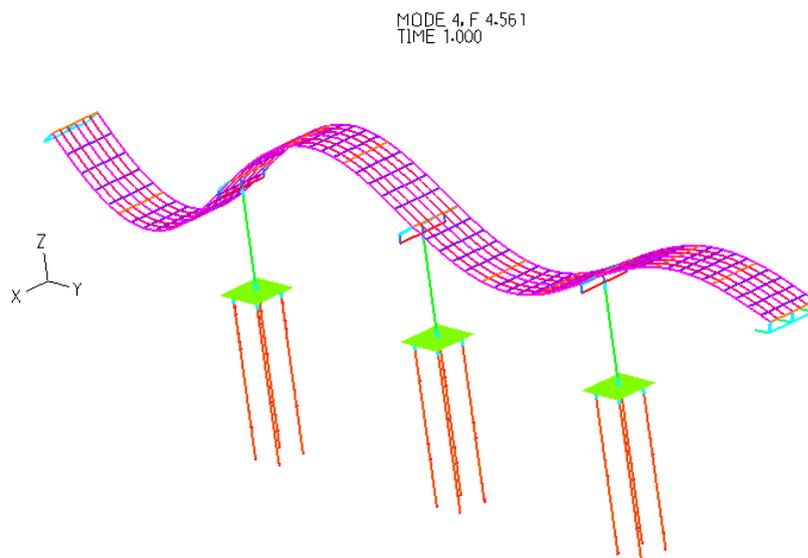
**Modo 2** ( $f=2.37592\text{Hz}$ , Massa modale (y)=8.98088%)



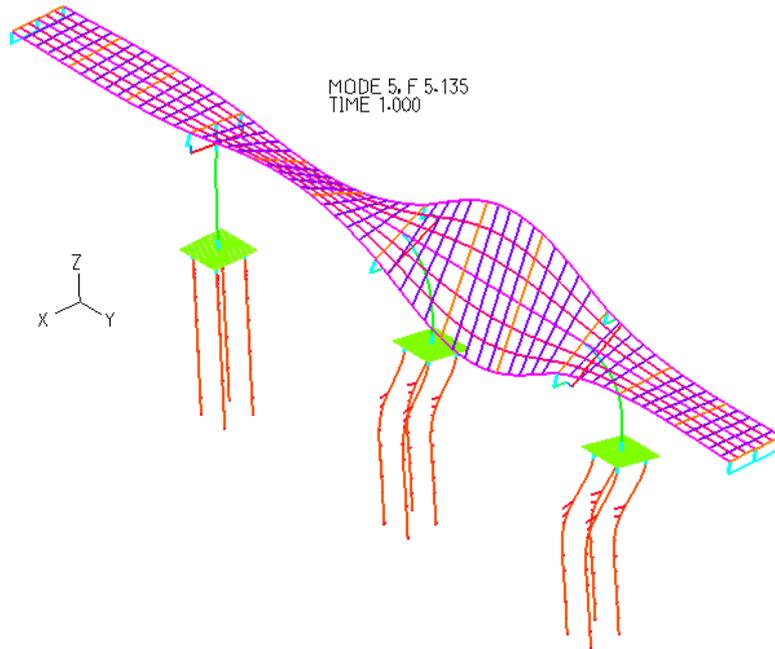
**Modo 3** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.33200 %)



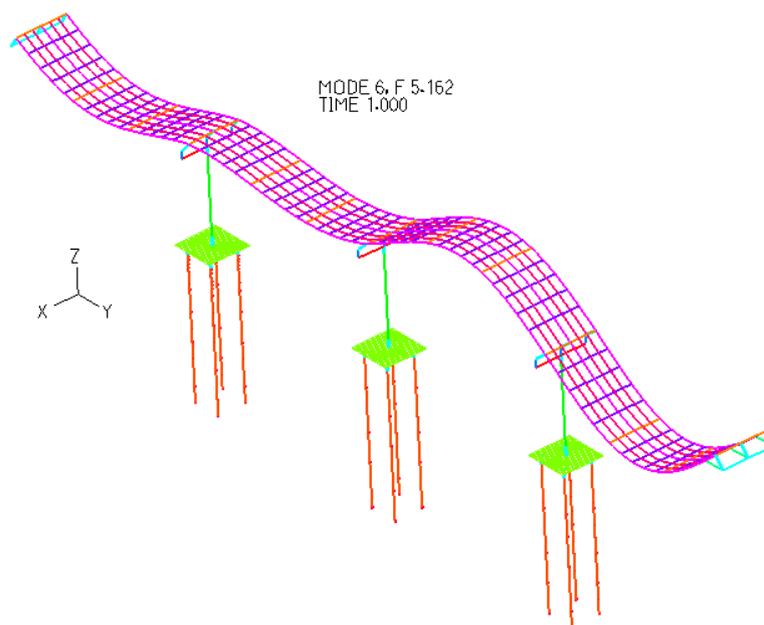
**Modo 4** ( $f=4.56099\text{Hz}$ , Massa modale (y)=9.69952 %; Massa modale (z)=0.61173%)



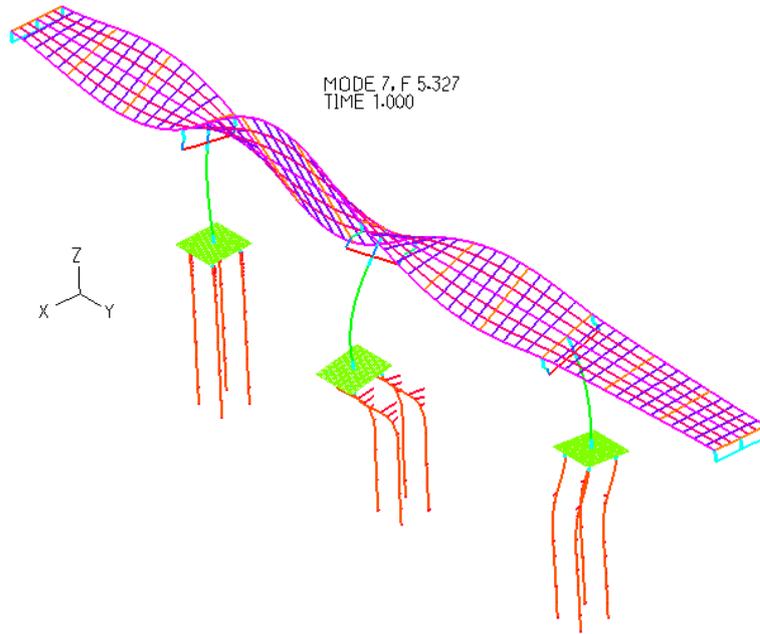
**Modo 5** ( $f = 5.13464\text{Hz}$ , Massa modale (y)=22.46869 %; Massa modale (z)=0%)



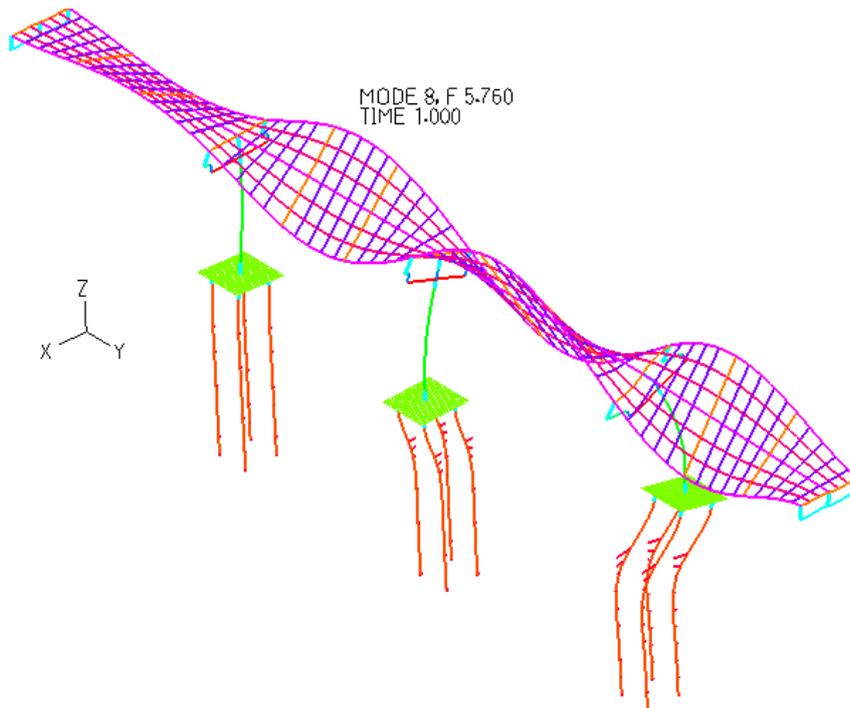
**Modo 6** ( $f = 5.16190\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=6.02835%; Massa modale (z)=2.864%)



**Modo 7** ( $f=5.32714\text{Hz}$ , Massa modale (x)=3.64051%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)



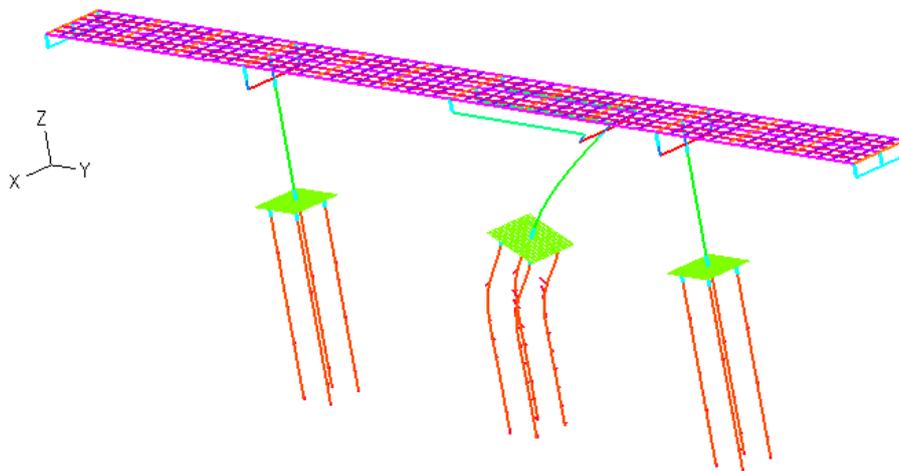
**Modo 8** ( $f=5.75974\text{Hz}$ , Massa modale (x)=11.00809%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)



**9.10 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 3c**

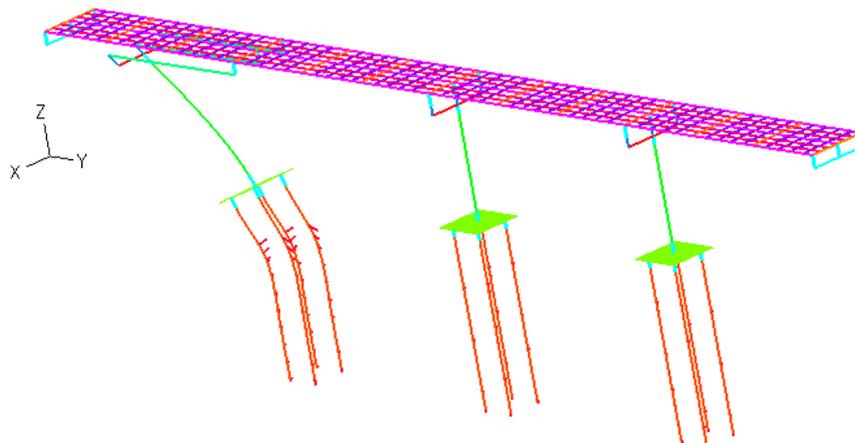
**Modo 1** ( $f=2.37592\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=8.98088 %)

MODE 1, F 2.376  
TIME 1.000



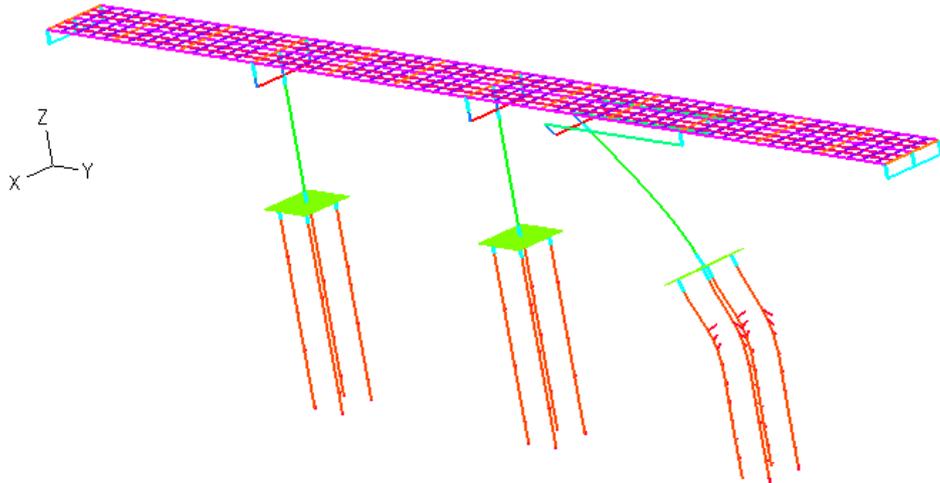
**Modo 2** ( $f=2.37592\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )=8.98088%)

MODE 2, F 2.376  
TIME 1.000



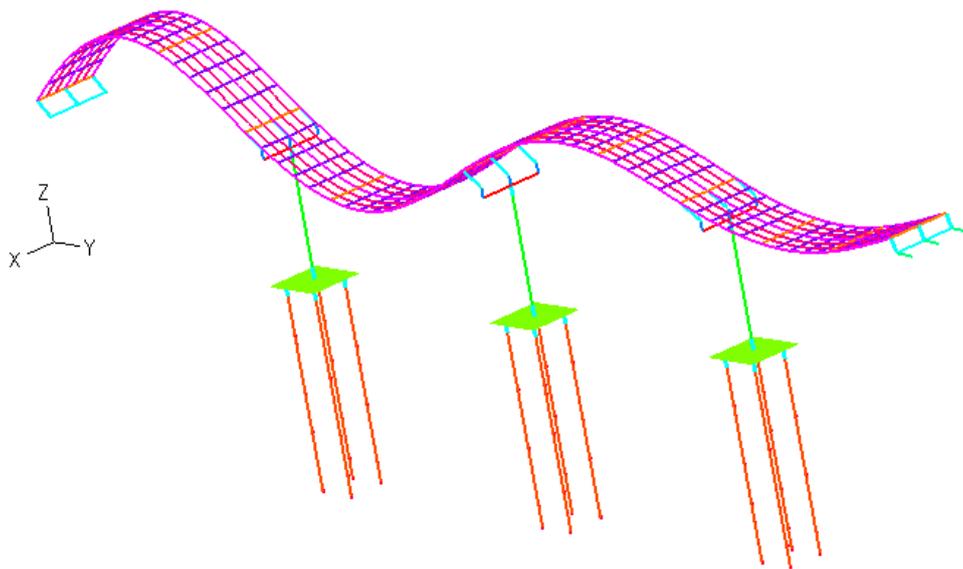
**Modo 3** ( $f=2.37592\text{Hz}$ , *Massa modale (y)*=8.98088 %)

MODE 3, F 2.376  
TIME 1.000

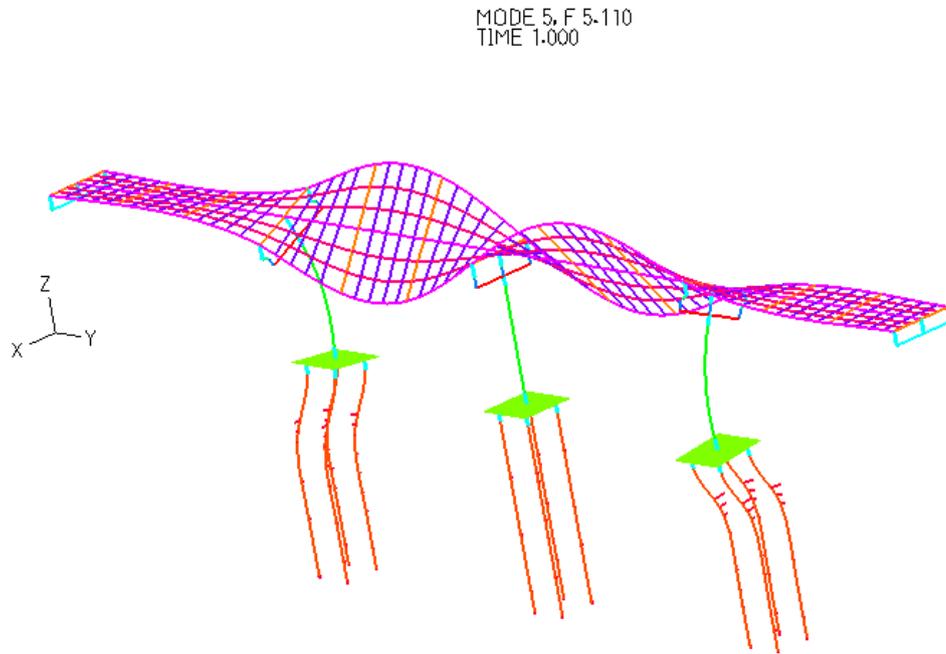


**Modo 4** ( $f=4.56021\text{Hz}$ , *Massa modale (y)*=9.75978%; *Massa modale (z)*=0.65478%)

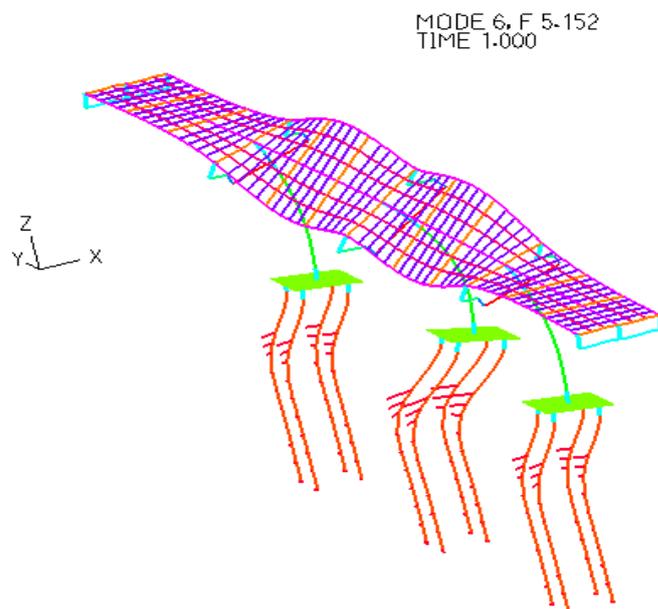
MODE 4, F 4.560  
TIME 1.000



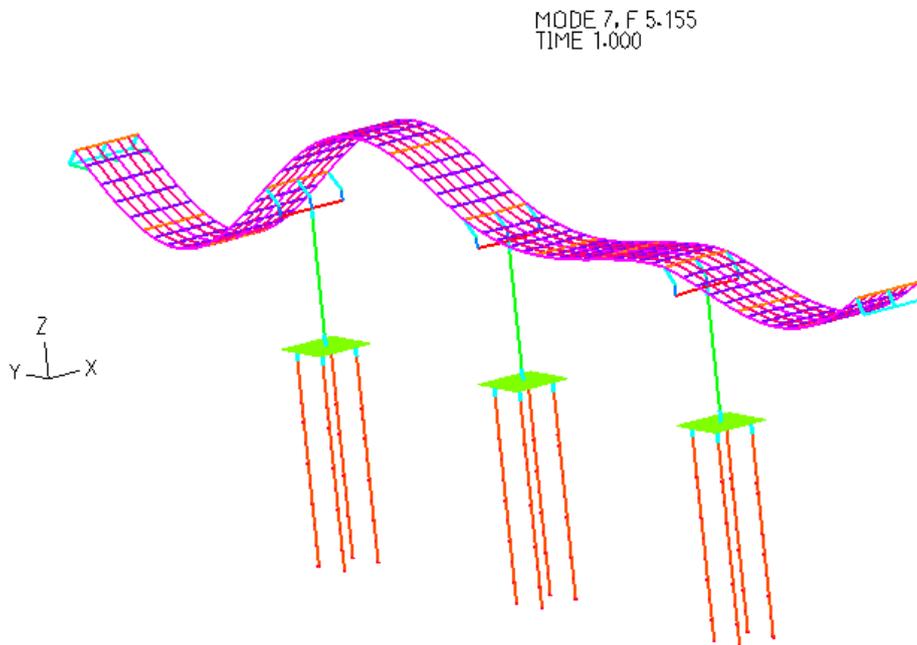
**Modo 5** ( $f=5.11021\text{Hz}$ , Massa modale ( $y$ )=0 %; Massa modale ( $z$ )=0%)



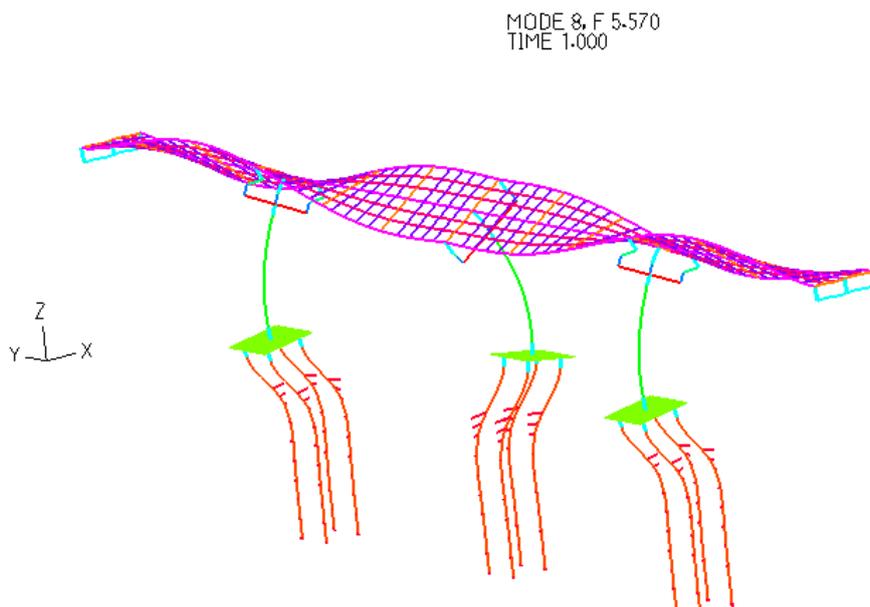
**Modo 6** ( $f=5.15171\text{Hz}$ , Massa modale ( $x$ )=38.92455%; Massa modale ( $y$ )=0%; Massa modale ( $z$ )=0%)



**Modo 7** ( $f=5.15506\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=6.0023%; Massa modale (z)=3.099%)

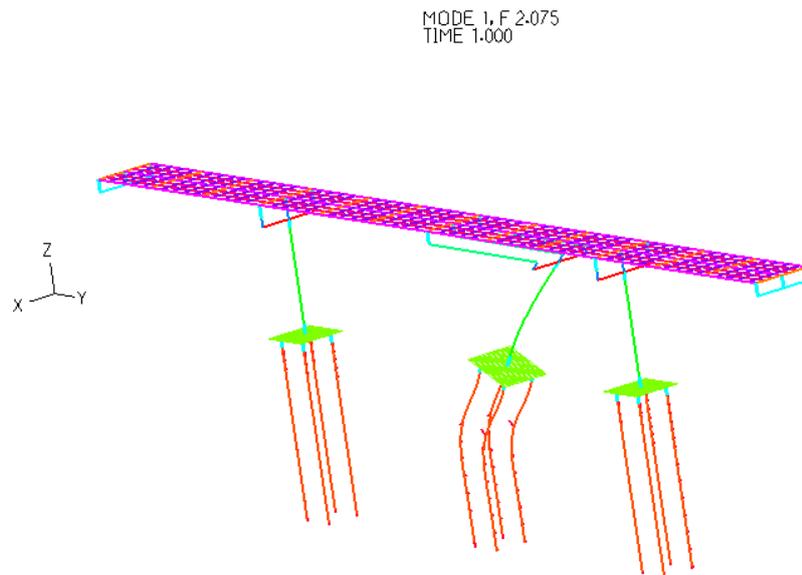


**Modo 8** ( $f=5.57039\text{Hz}$ , Massa modale (x)=10.48389%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

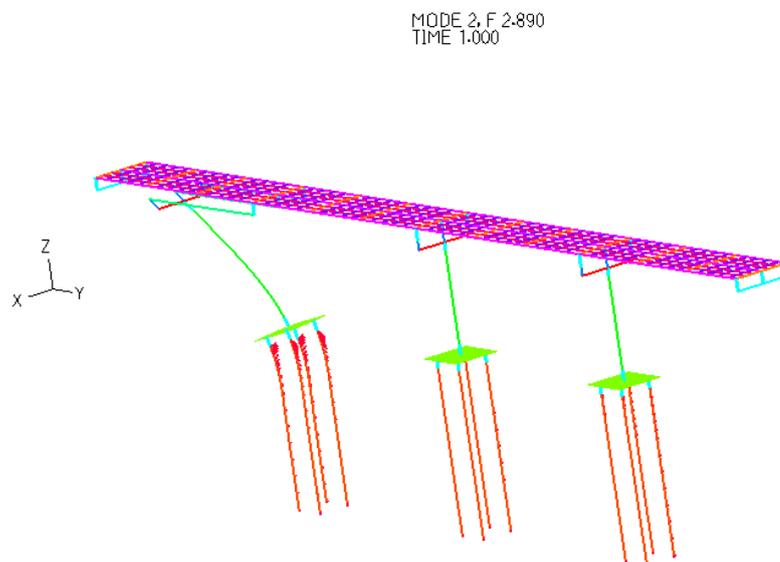


**9.11 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 4a**

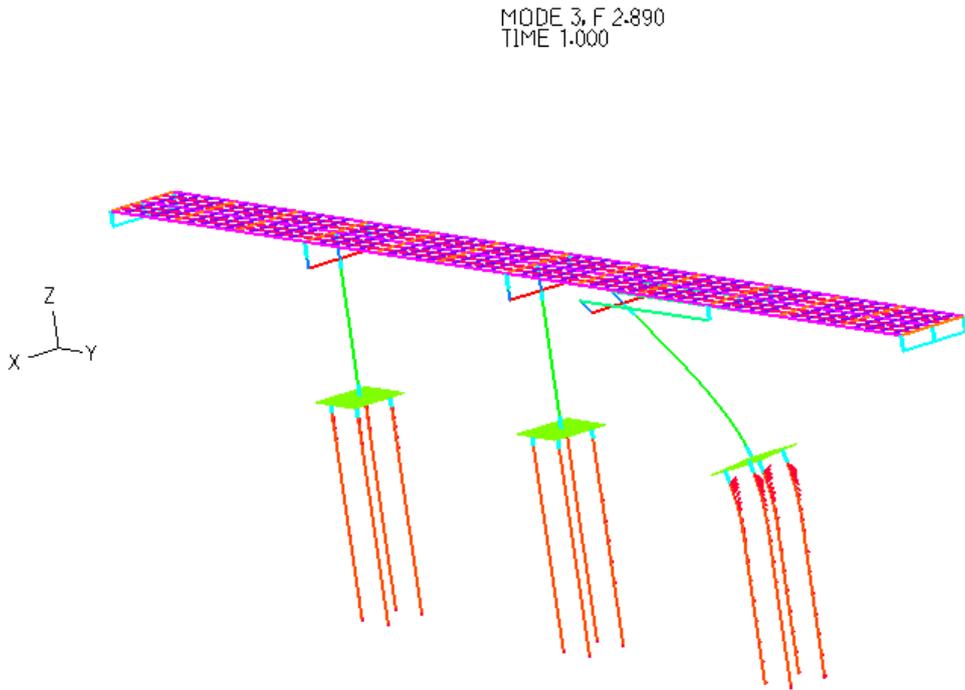
**Modo 1** ( $f=2.07543\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )= $10.60132\%$ )



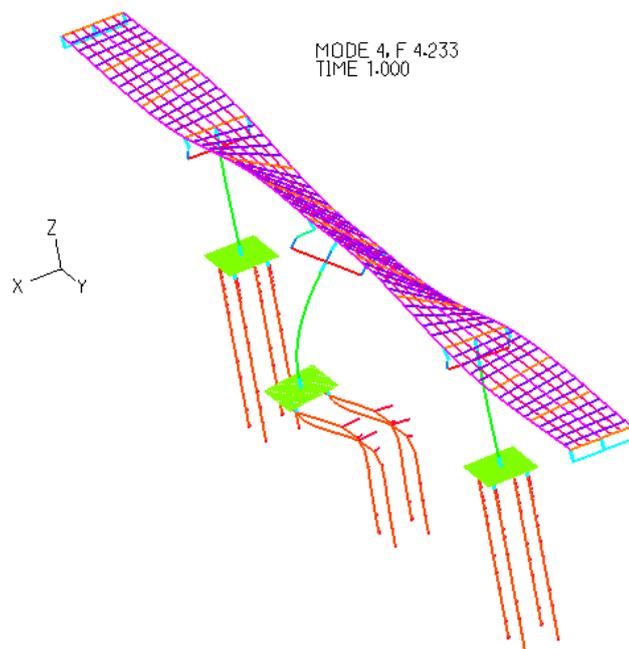
**Modo 2** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ )= $6.33200\%$ )



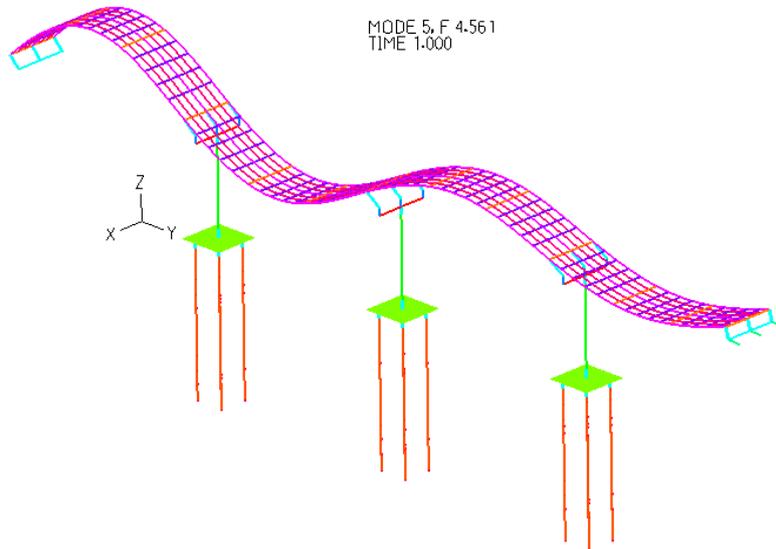
**Modo 3** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.33200%)



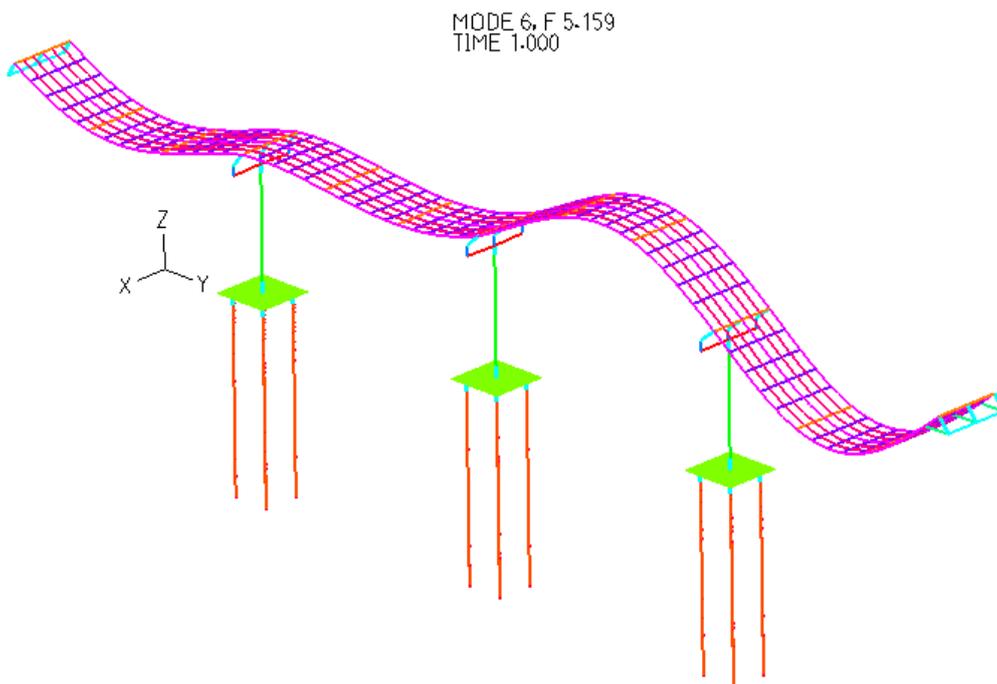
**Modo 4** ( $f=4.23348\text{Hz}$ , Massa modale (x)=15.28948%; Massa modale (z)=0%)



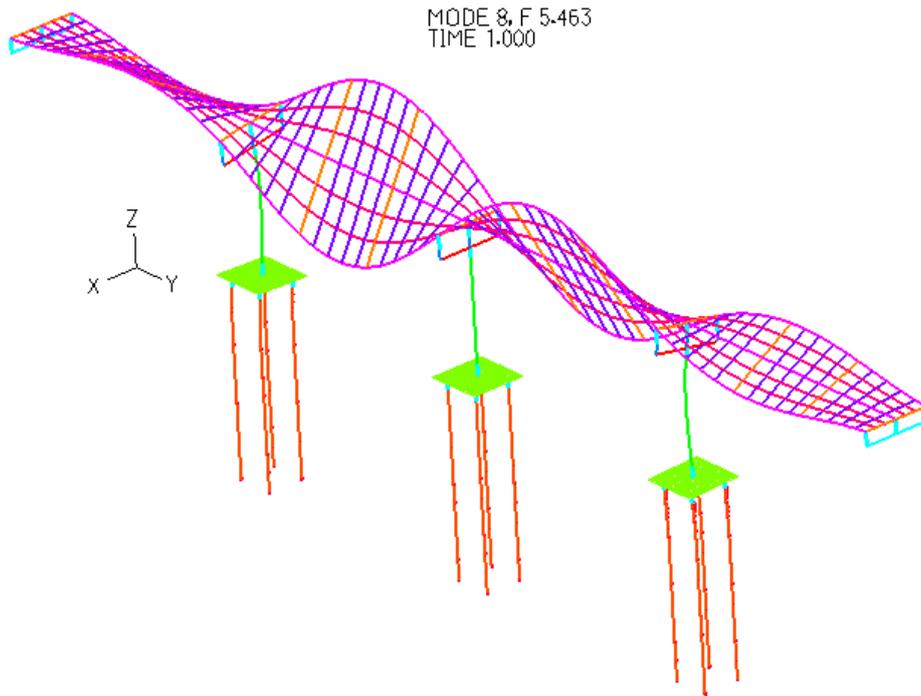
**Modo 5** ( $f=5.15171\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=9.71127%; Massa modale (z)=0.58%)



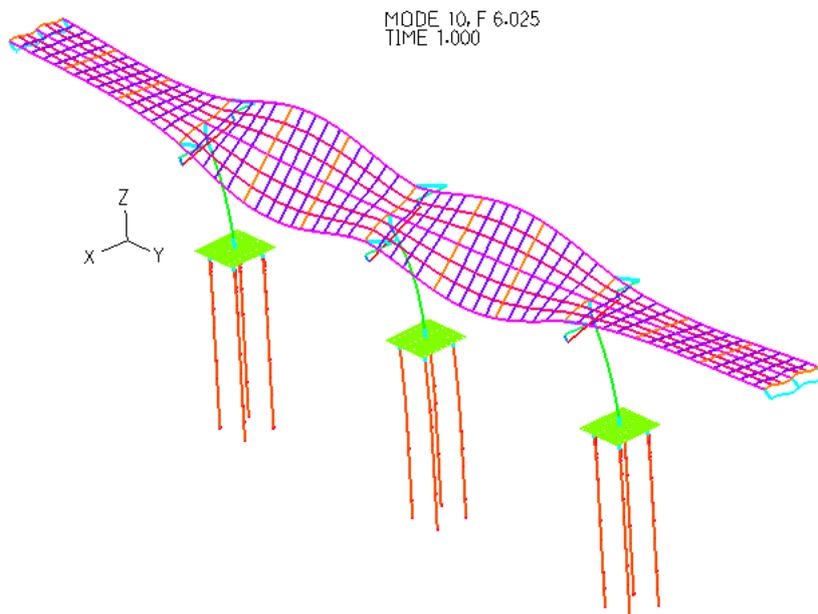
**Modo 6** ( $f=5.15922\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=5.97740%; Massa modale (z)=2.633%)



**Modo 8** ( $f=5.46269\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)



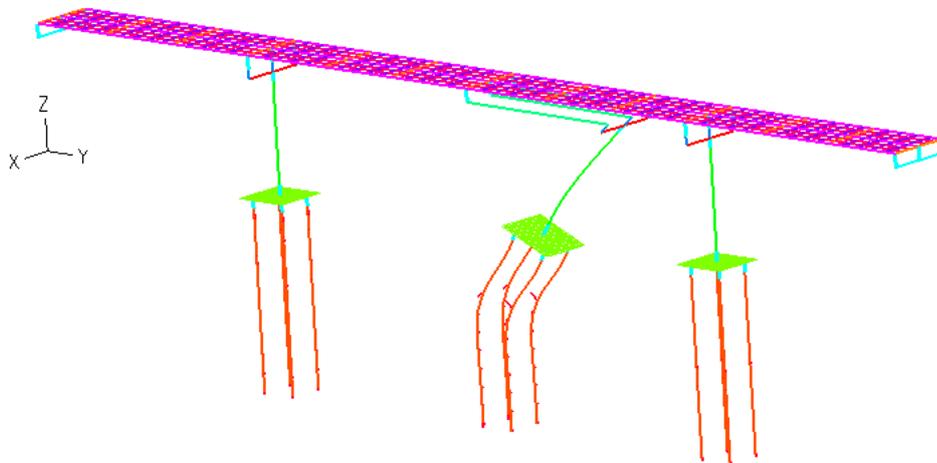
**Modo 10** ( $f=6.02459\text{Hz}$ , Massa modale (x)=42.59019%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)



**9.12 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 4b**

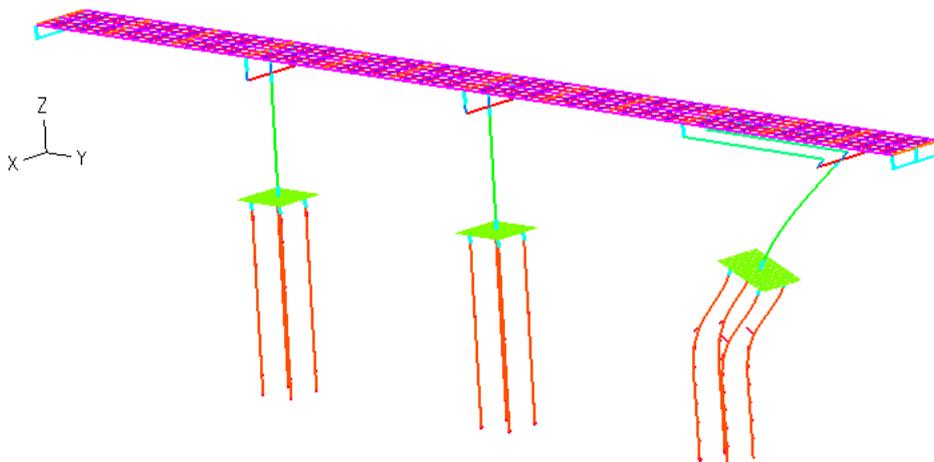
**Modo 1** ( $f = 2.07543\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ ) = 10.60132 %)

MODE 1, F 2.075  
TIME 1.000

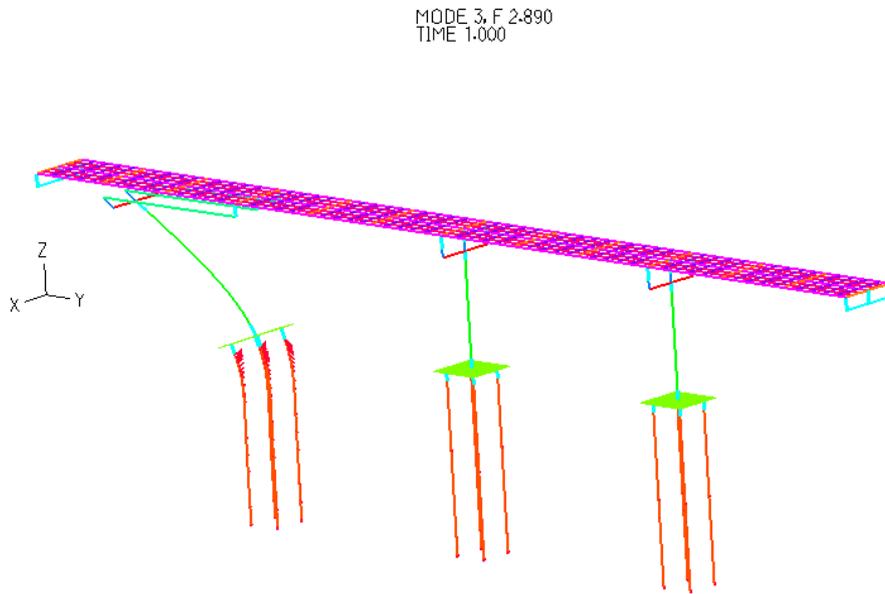


**Modo 2** ( $f = 2.07543\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ ) = 10.60132%)

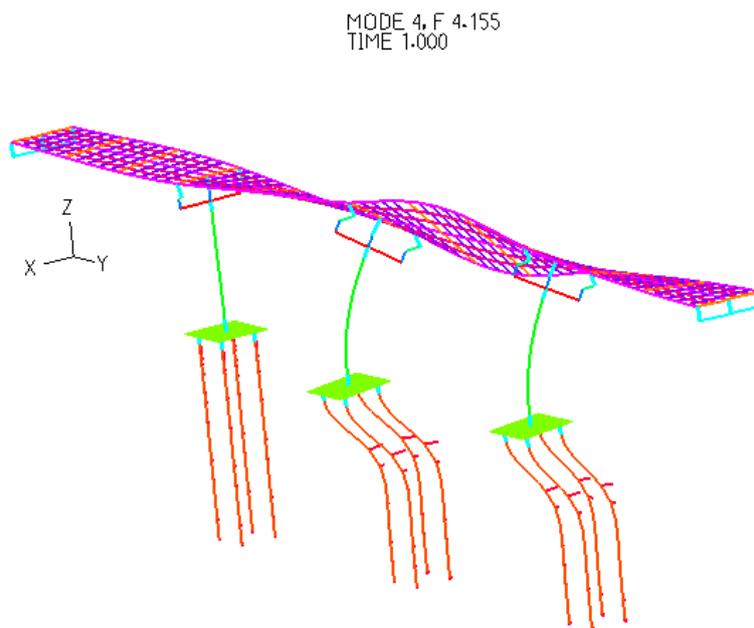
MODE 2, F 2.075  
TIME 1.000



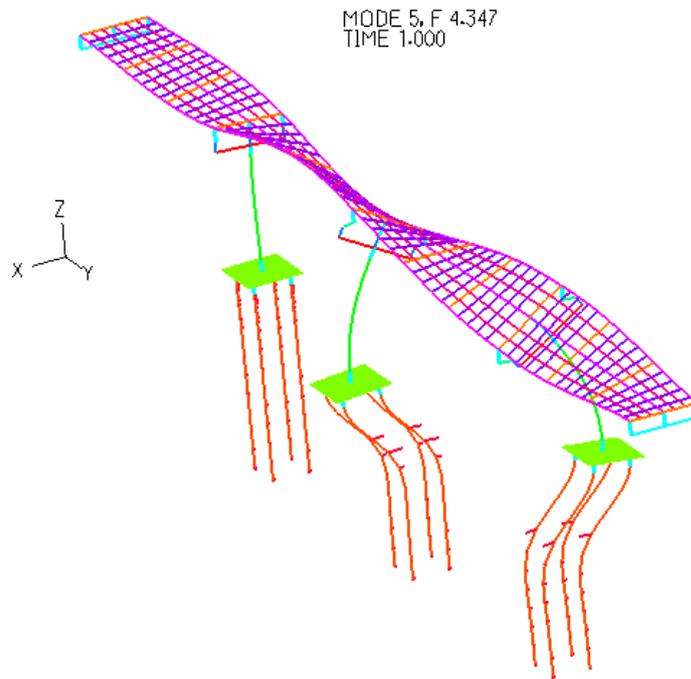
**Modo 3** ( $f=2.89028\text{Hz}$ , Massa modale (y)=6.33200%)



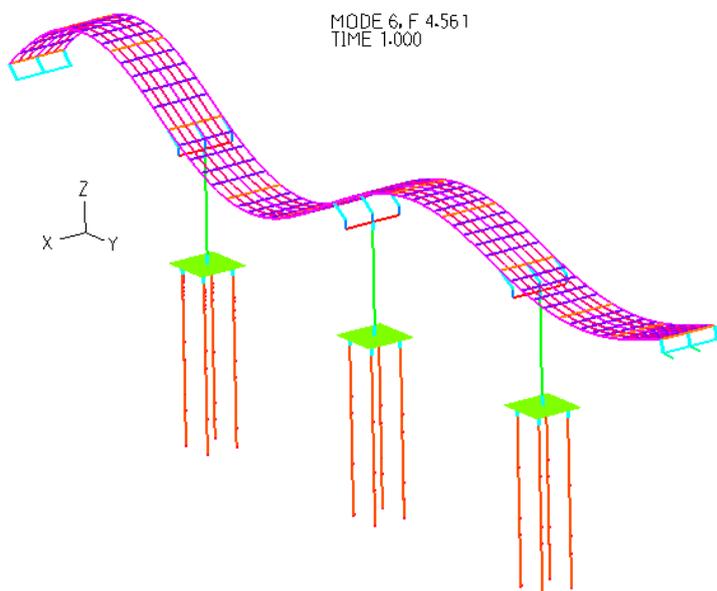
**Modo 4** ( $f=4.15469\text{Hz}$ , Massa modale (x)=27.77199%; Massa modale (z)=0%)



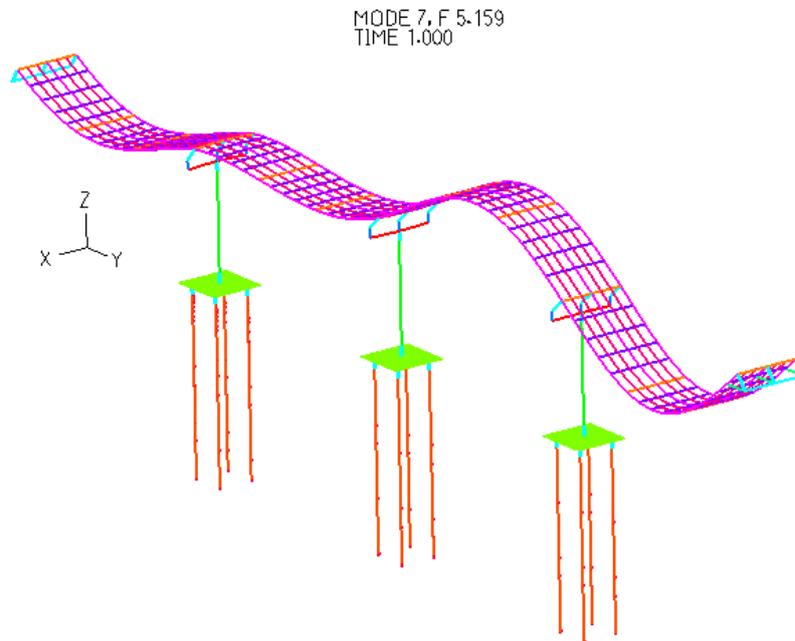
**Modo 5** ( $f=4.364656\text{Hz}$ , Massa modale ( $x$ )=0.082%; Massa modale ( $y$ )=0%; Massa modale ( $z$ )=0%)



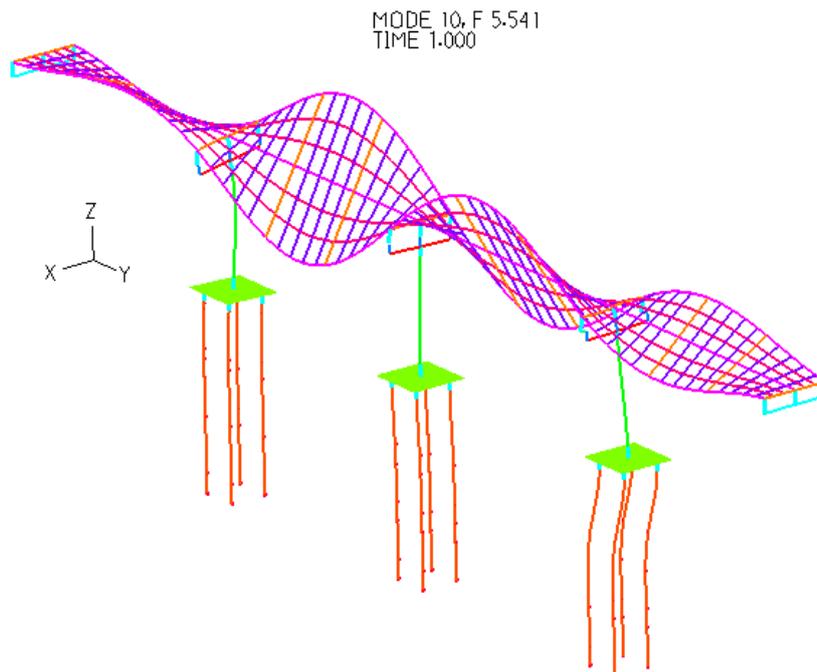
**Modo 6** ( $f=4.56057\text{Hz}$ , Massa modale ( $x$ )=0%; Massa modale ( $y$ )=9.70768%; Massa modale ( $z$ )=0.612%)



**Modo 7** ( $f=5.1585\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=5.93098%; Massa modale (z)=2.744%)

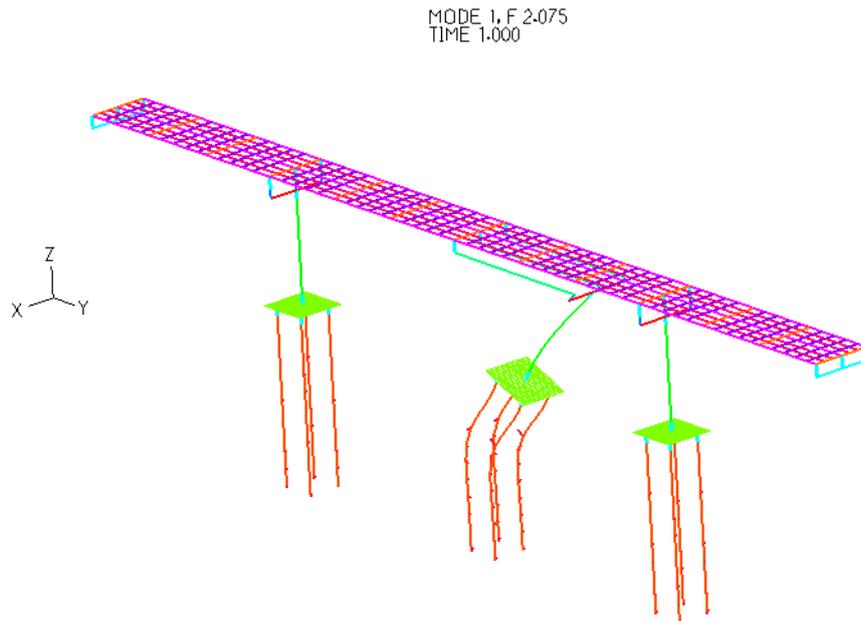


**Modo 10** ( $f=5.54093\text{Hz}$ , Massa modale (x)=1.51345%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

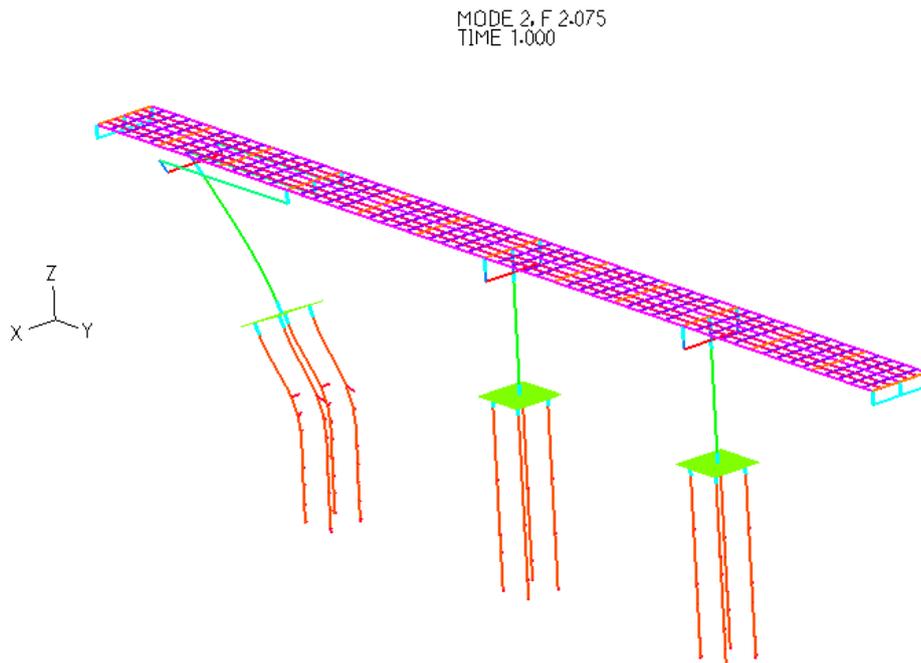


**9.13 DEFORMATE MODALI NEL CASO DI SCOUR 4c**

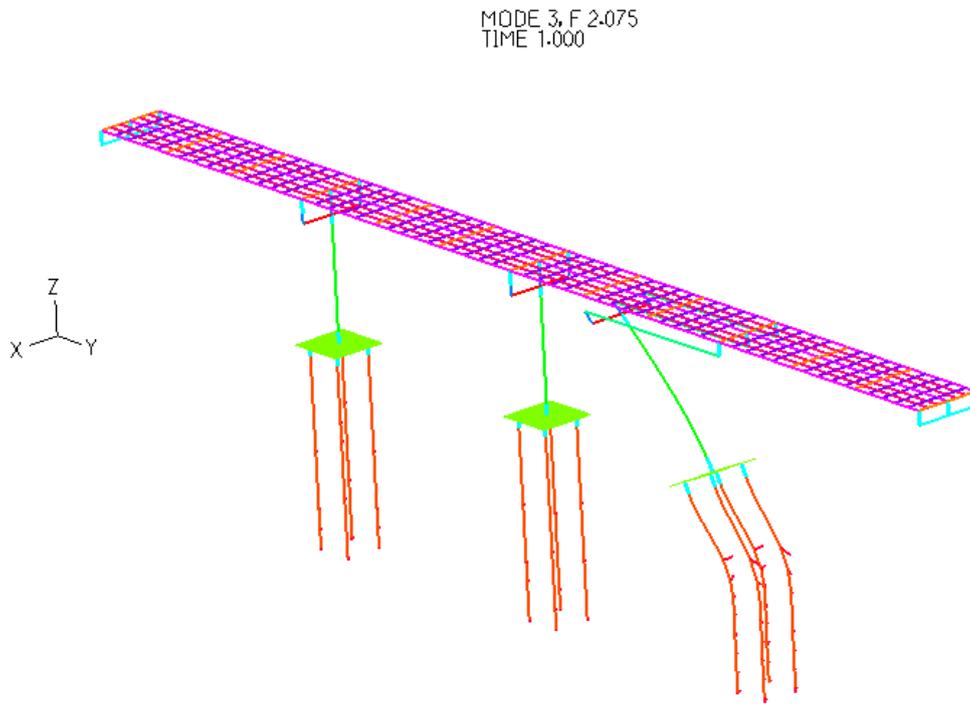
**Modo 1** ( $f = 2.07543\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ ) = 10.60132 %)



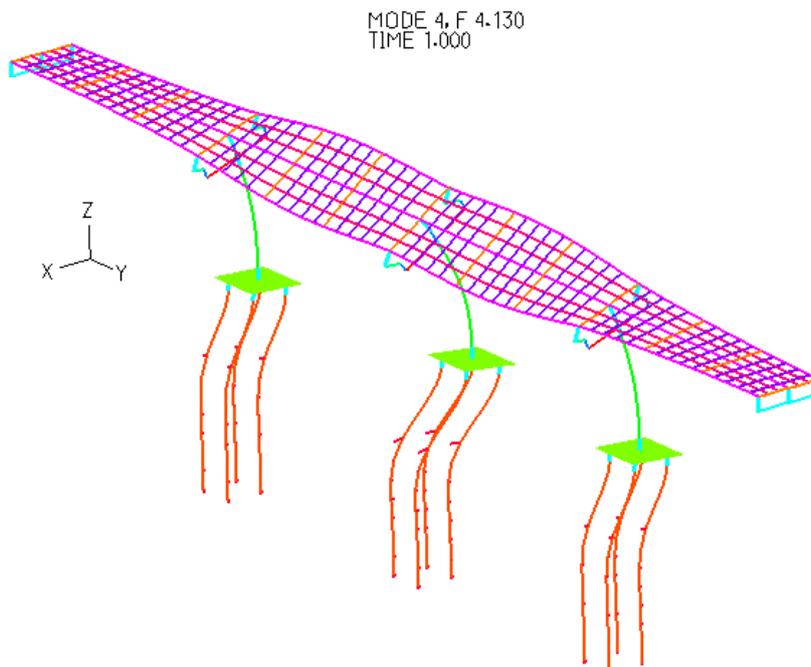
**Modo 2** ( $f = 2.07543\text{Hz}$ , Massa modale ( $\gamma$ ) = 10.60132%)



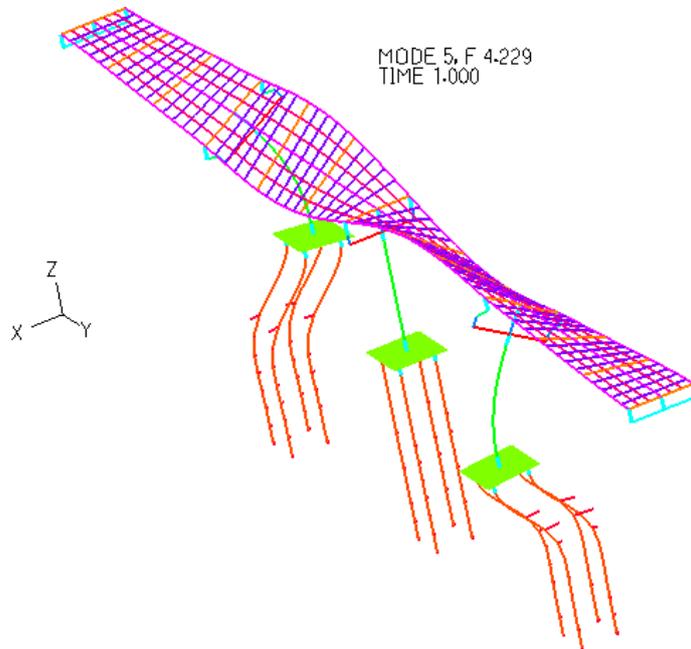
**Modo 3** ( $f = 2.07543\text{Hz}$ , Massa modale (y)=10.60132%)



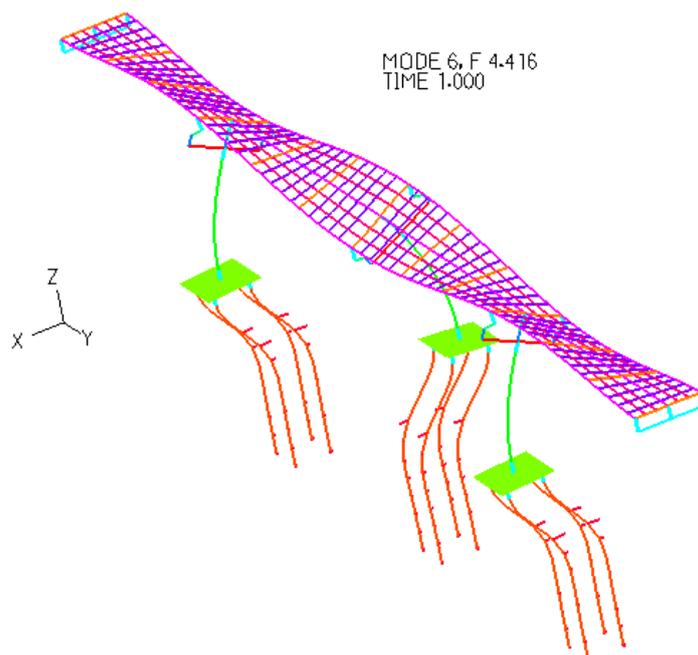
**Modo 4** ( $f = 4.13018\text{Hz}$ , Massa modale (x)=38.25355%; Massa modale (z)=0%)



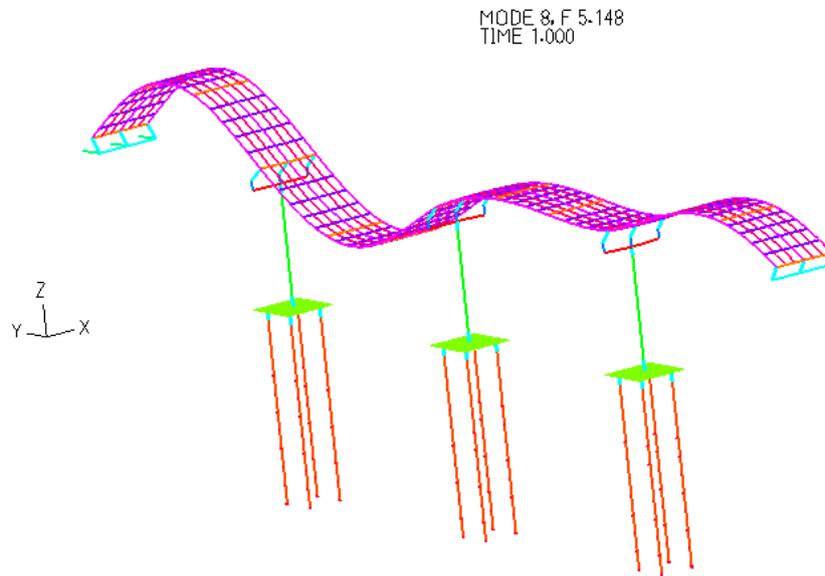
**Modo 5** ( $f=4.22929\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)



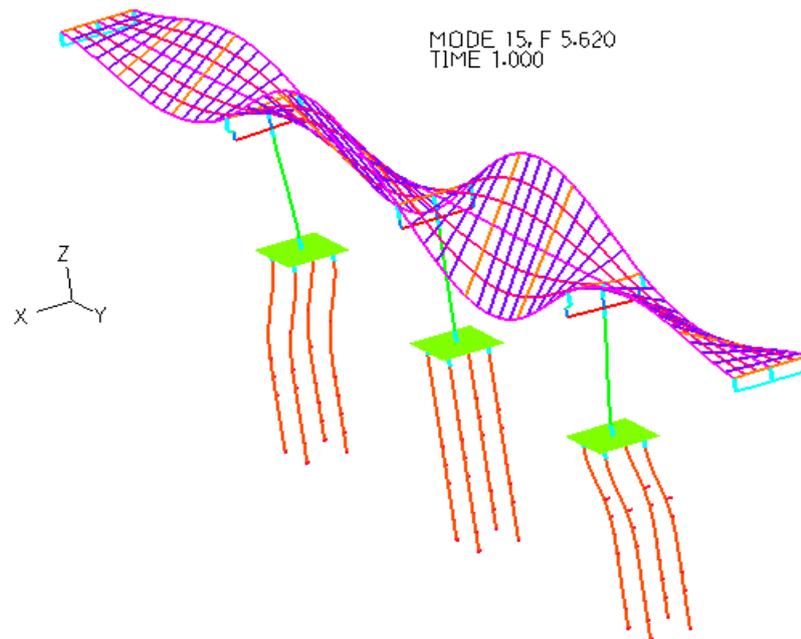
**Modo 6** ( $f=4.41586\text{Hz}$ , Massa modale (x)=3.64927%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)



**Modo 8** ( $f=5.14769\text{Hz}$ , Massa modale (x)=5.8911%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=3.120%)

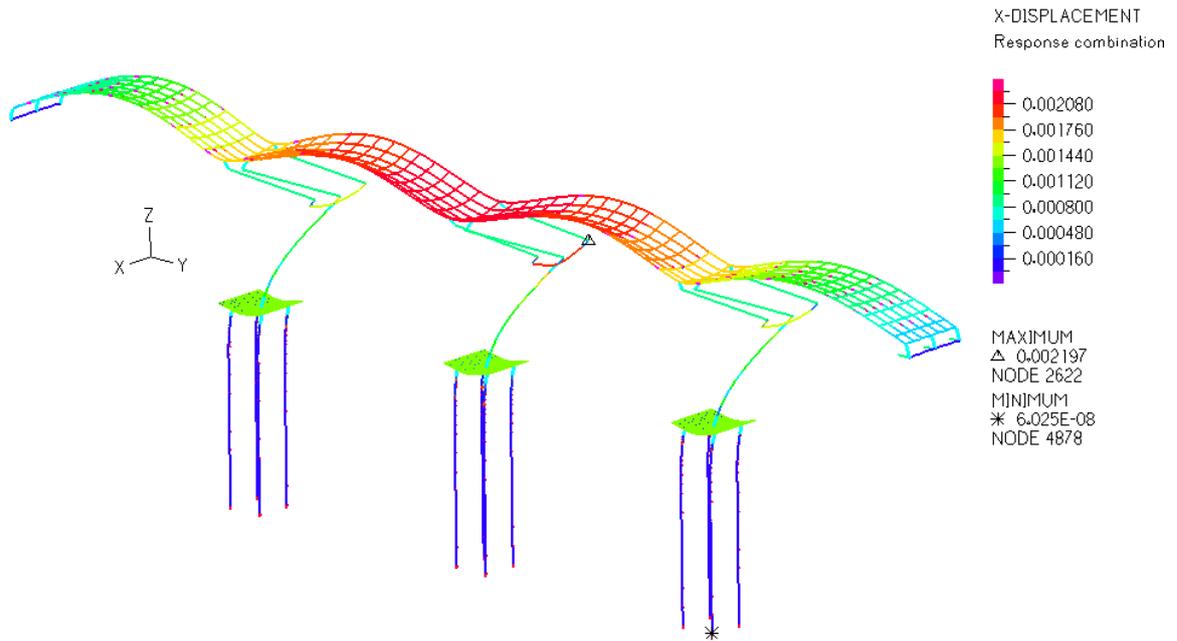


**Modo 15** ( $f = 5.62007\text{Hz}$ , Massa modale (x)=0%; Massa modale (y)=0%; Massa modale (z)=0%)

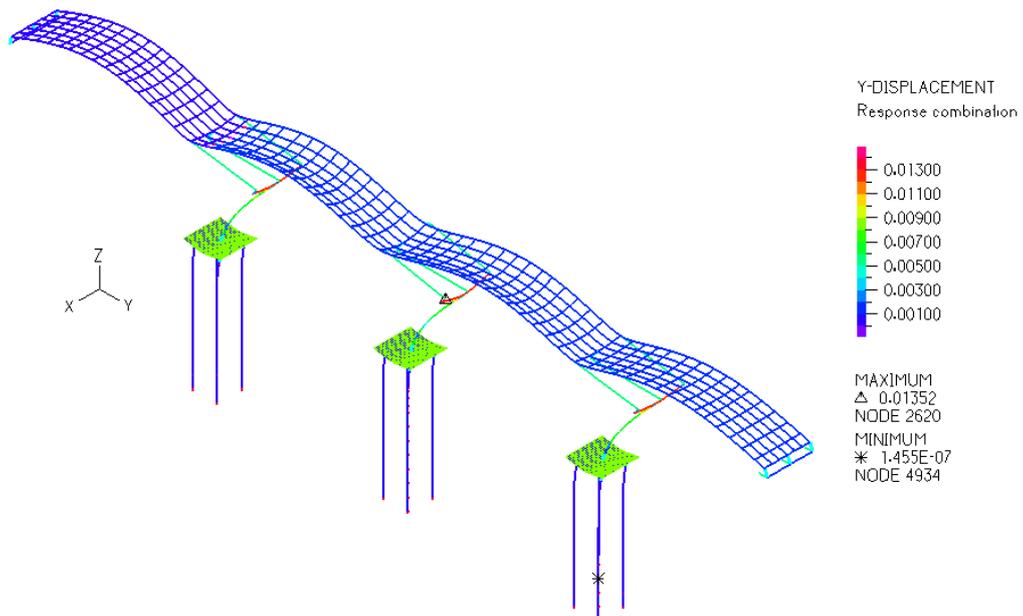


**9.14 SPOSTAMENTI INDOTTI DAL SISMA DI PROGETTO IN ASSENZA DI SCOUR**

***Spostamenti trasversali (x)***

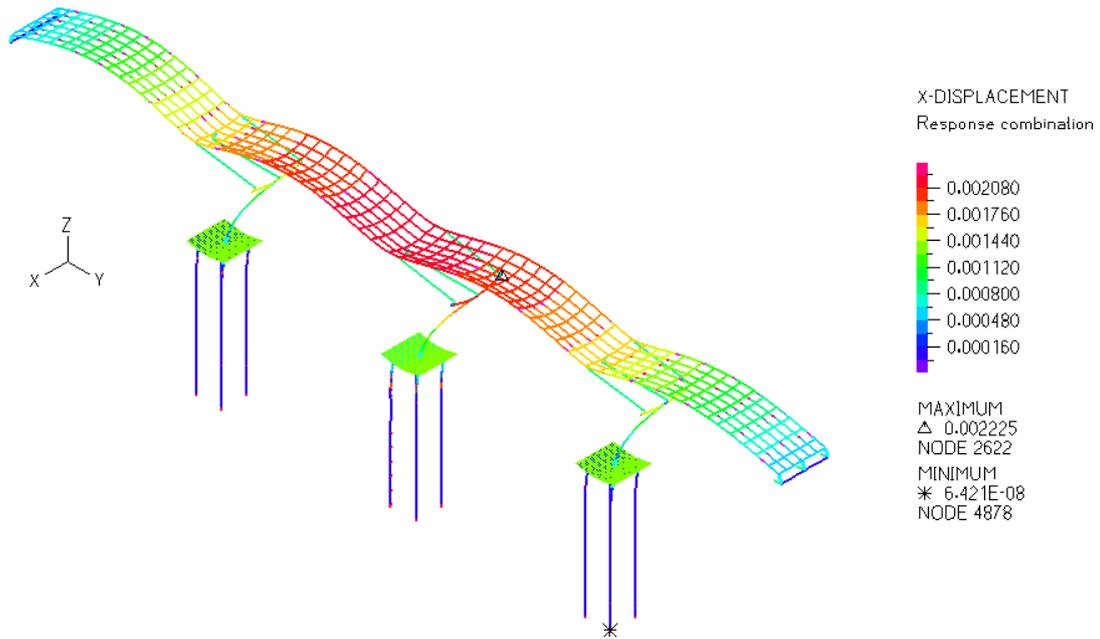


***Spostamenti longitudinali (y)***

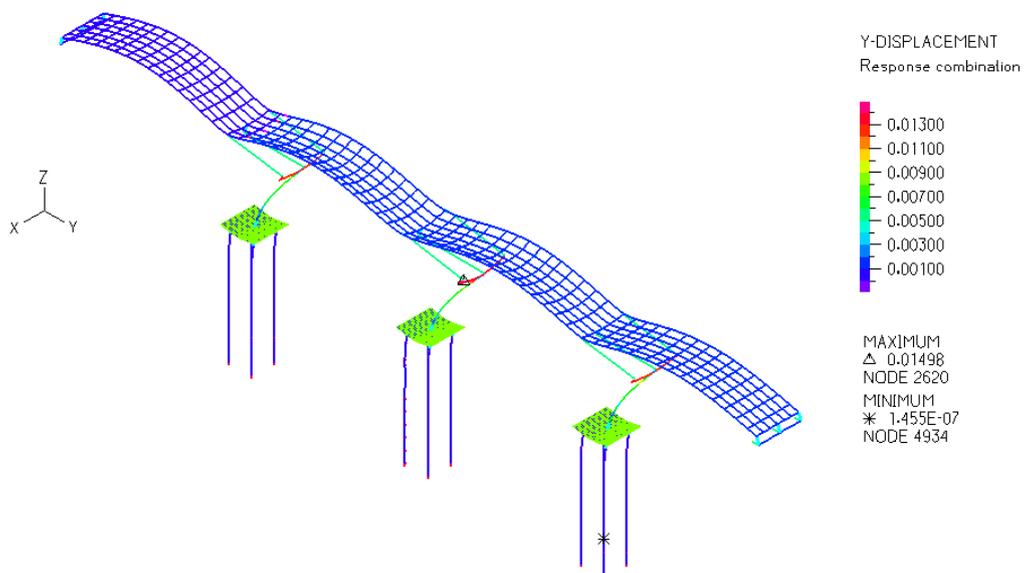


9.15 SPOSTAMENTI INDOTTI DAL SISMA DI PROGETTO NEL CASO DI SCOUR 1a

*Spostamenti trasversali (x)*

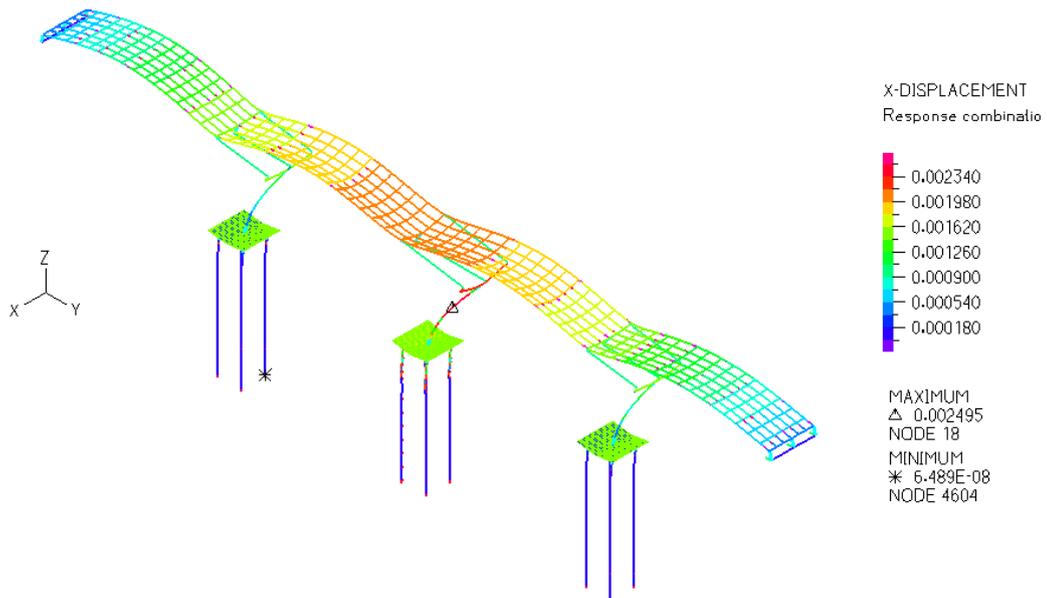


*Spostamenti longitudinali (y)*

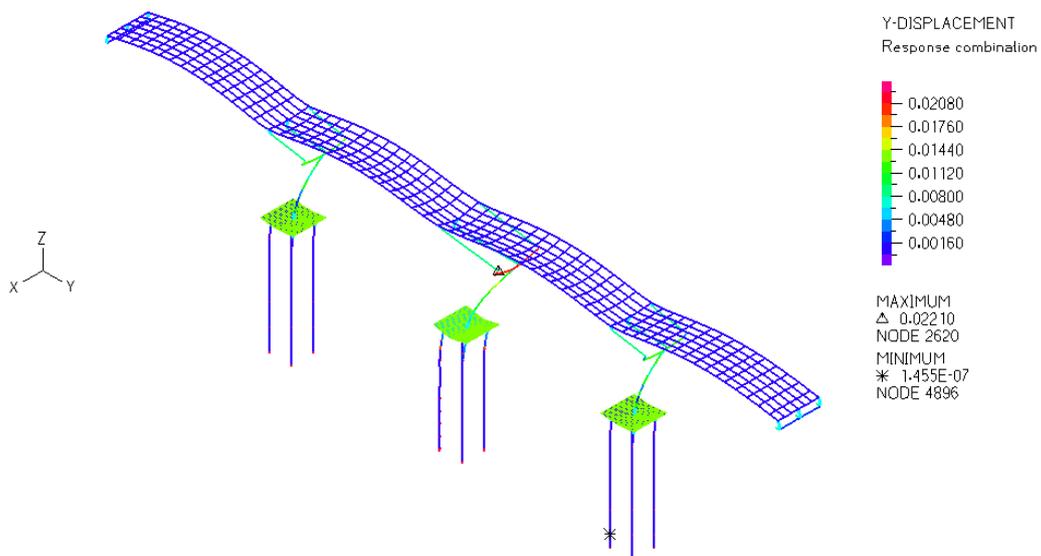


**9.16 SPOSTAMENTI INDOTTI DAL SISMA DI PROGETTO NEL CASO DI SCOUR 2a**

***Spostamenti trasversali (x)***

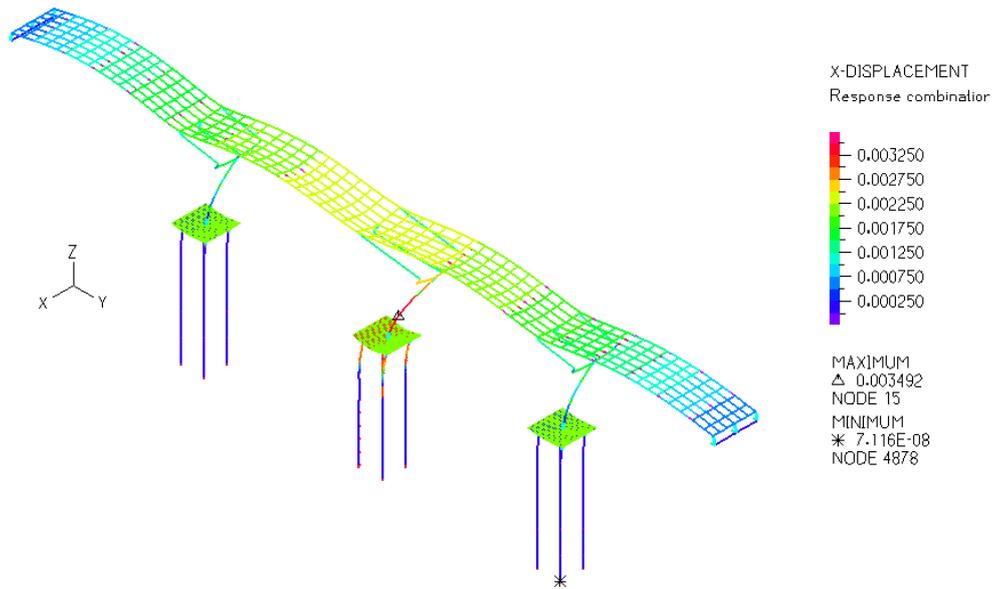


***Spostamenti longitudinali (y)***

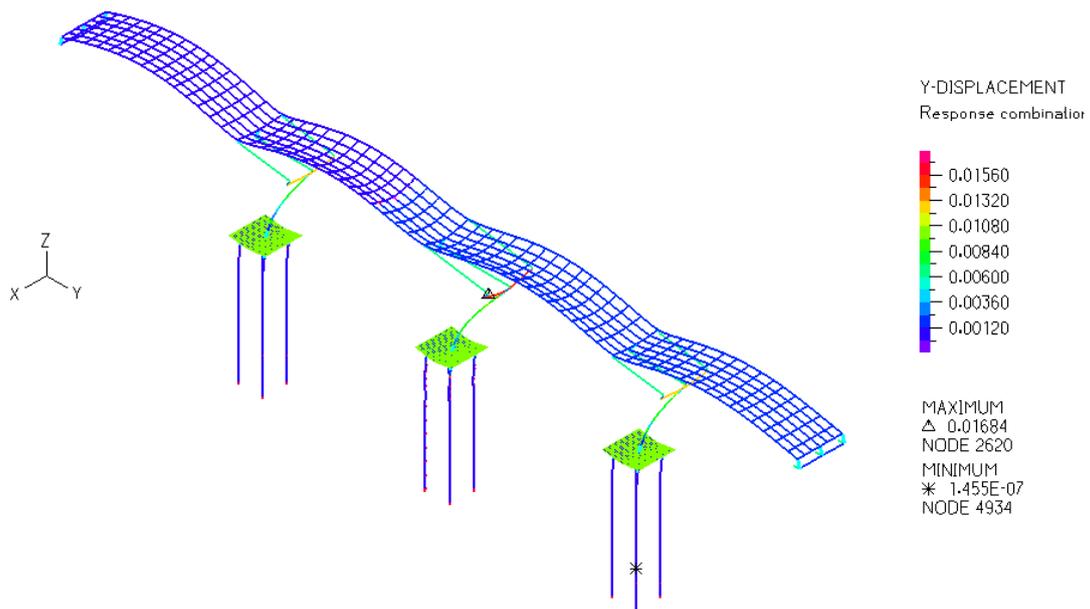


**9.17 SPOSTAMENTI INDOTTI DAL SISMA DI PROGETTO NEL CASO DI SCOUR 3a**

***Spostamenti trasversali (x)***

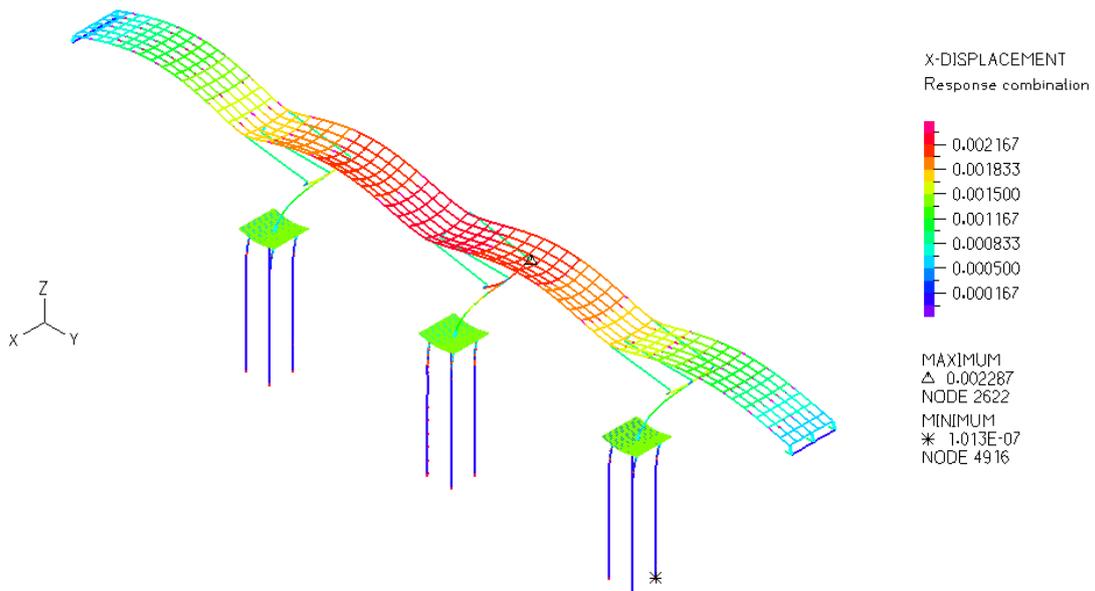


***Spostamenti longitudinali (y)***

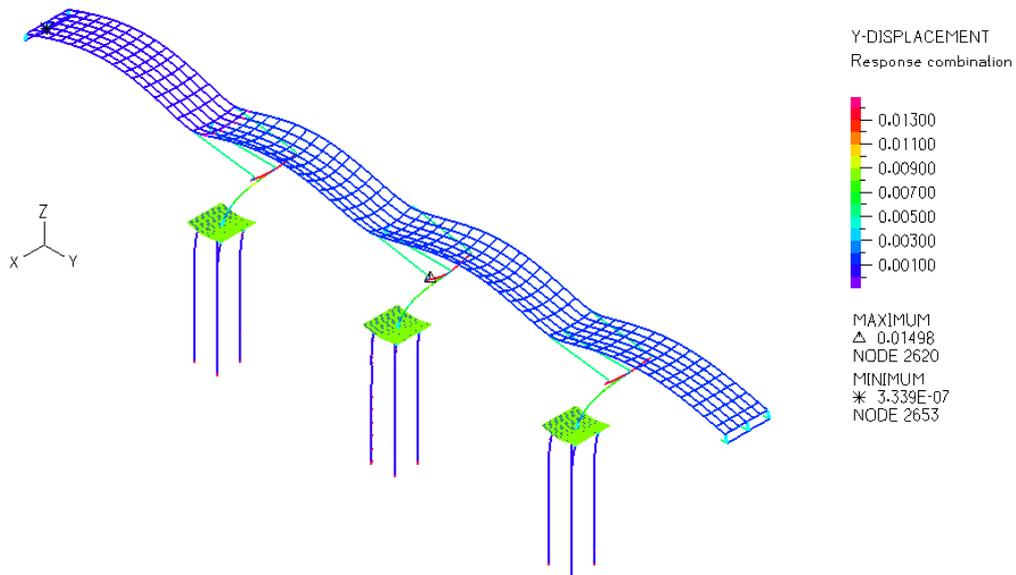


**9.18 SPOSTAMENTI INDOTTI DAL SISMA DI PROGETTO NEL CASO DI SCOUR 1c**

***Spostamenti trasversali (x)***

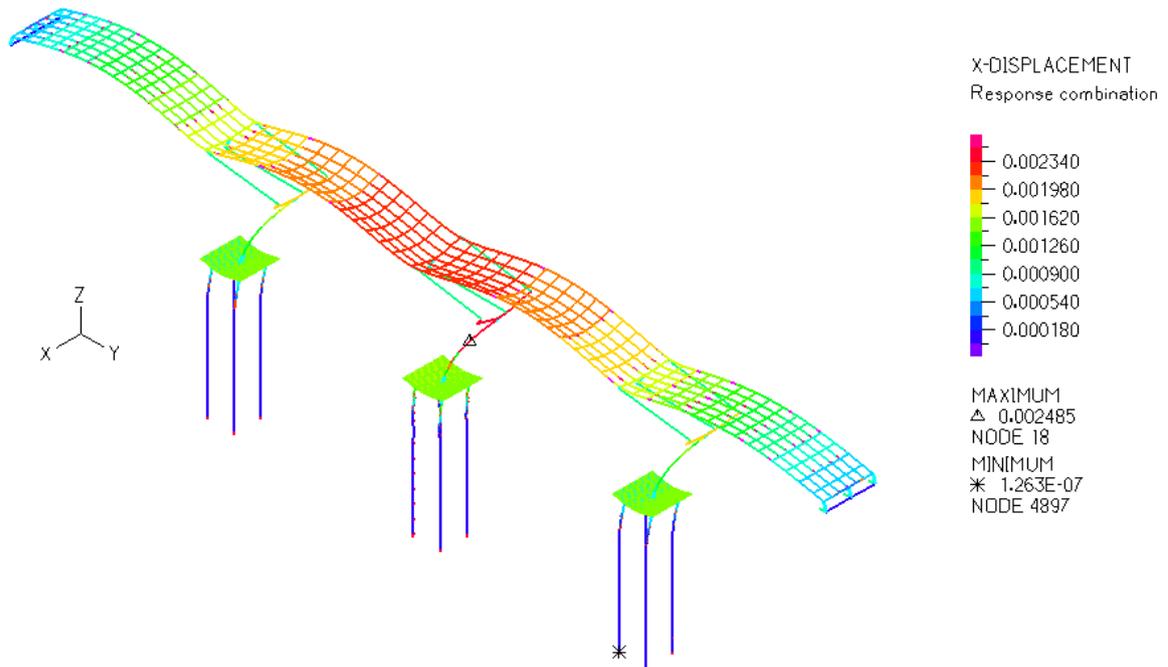


***Spostamenti longitudinali (y)***



**9.19 SPOSTAMENTI INDOTTI DAL SISMA DI PROGETTO NEL CASO DI SCOUR 2c**

***Spostamenti trasversali (x)***



***Spostamenti longitudinali (y)***

