



Società per Azioni Autostrada Brescia Verona Vicenza Padova
 Via Flavio Gioia 71 37135 Verona
 tel. 0458272222 Fax 0458200051 Casella Postale 460M www.autobspd.it
 AREA COSTRUZIONI AUTOSTRADALI



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

PROGETTO PRELIMINARE

CUP G19J1 00001 40005

COMMESSA 25 2005

COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
 Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
 PER LA PROGETTAZIONE
 Dott. Ing. Sergio Mutti

PROGETTISTA



CONSORZIO RAETIA

CAPO PROGETTO:
 Dott. Ing. Massimo Raccosta

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
 Dott. Ing. Massimo Raccosta

RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO:
 Dott. Ing. Andrea Renso

ELABORATO **PROGETTO DEL TRACCIATO SCELTO**
 Opere d'arte: ponti e viadotti
 Viadotto Piovene
 Relazione tecnica e calcoli sommari

Progressivo Rev.
 06 02 01 001 A0

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA -
00	Agosto 2011	Prima Emissione	TECHNITAL	A. Capsoni	A. Renso	NOME FILE 2505_060201001_0101_OPP_A0.doc
A0	Settembre 2011	Verifica art. 112 D. Lgs 163/06	TECHNITAL	V. Reale	P. Versace	CM 2505 ELAB. 060201001001 Fg. 0101 LV. 0PP REV. A0

1. Scelta tipologica dell'opera	3
2. Descrizione dell'opera.....	5
3. Criteri di calcolo e normativa di riferimento	8
4. Materiali	8
5. Caratterizzazione geotecnica del suolo.....	8
6. Carichi e sovraccarichi.....	8
6.1. Azioni permanenti:.....	9
6.1.1. Pesi propri strutturali	9
6.1.2. Azioni permanenti	9
6.1.3. Deformazioni impresse	9
6.2. Azioni variabili	10
6.2.1. Azioni variabili da traffico	10
6.2.2. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione.....	12
6.2.3. Azione del vento	12
6.2.4. Azioni sismiche	12
6.3. Combinazioni delle azioni	14
7. Analisi statica e principali verifiche.....	14
7.1. Pile	22
7.2. Spalle	25
7.3. Fondazioni.....	27
7.3.1. Verifica fondazioni a pozzo	31

1. SCELTA TIPOLOGICA DELL'OPERA

Il manufatto previsto per l'attraversamento della forra dell'Astico a Piovene Rocchette ha uno sviluppo di circa 300m e una considerevole altezza dal fondo valle. La sua visibilità da molti punti di vista privilegiati richiede che, unitamente ad elevati standard di compatibilità paesaggistico-ambientale, vi sia un particolare sforzo volto a conferirle un'estetica particolarmente significativa e comunque poco impattante.

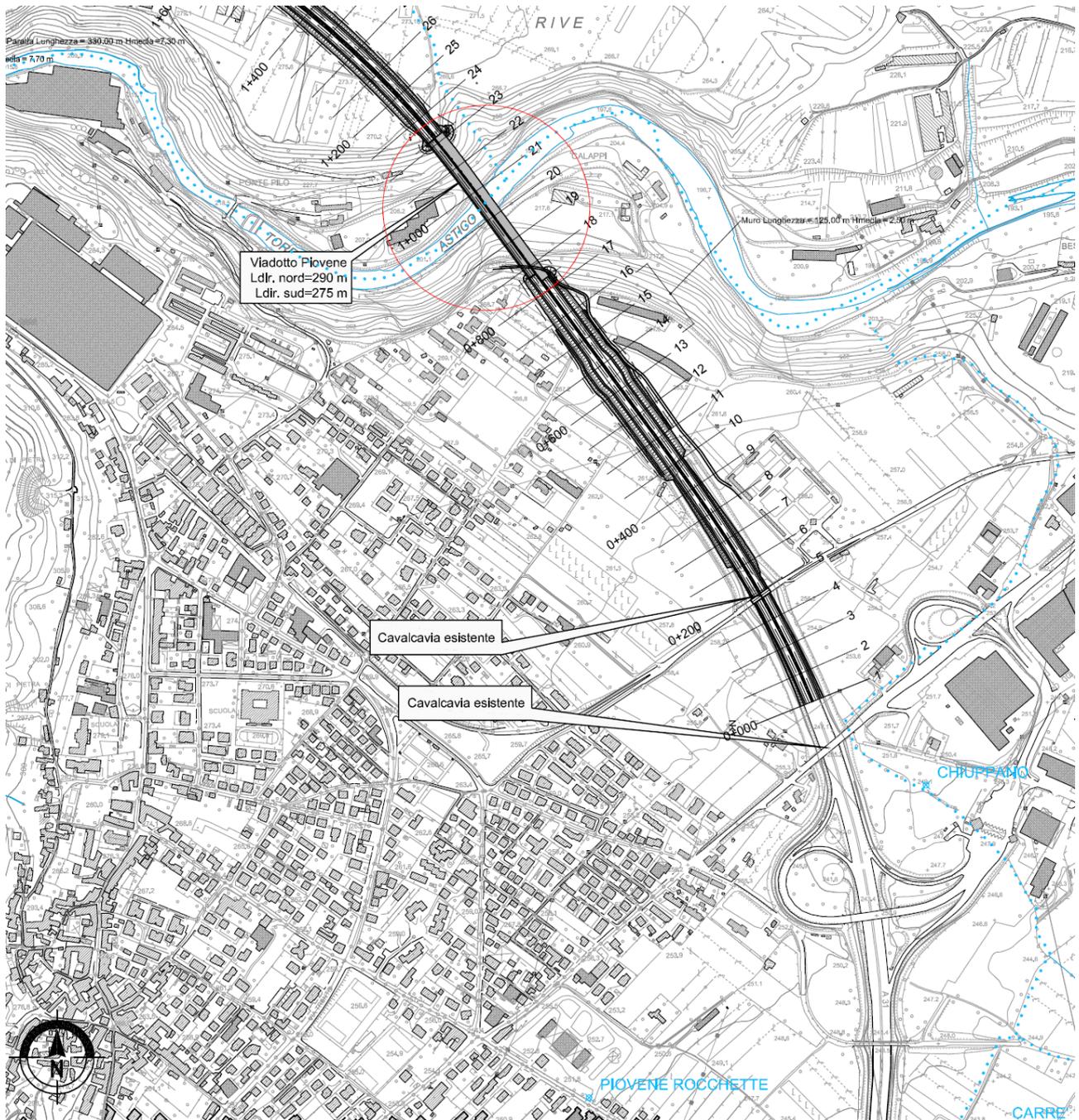


Figura 1.1 – Stralcio planimetrico

Le alternative tipologiche di riferimento già esaminate in fase di gara e nella successiva fase istruttoria alla redazione del preliminare, sono tratteggiate nel seguito ed escludono il ricorso a schemi a via di corsa inferiore, ritenuti troppo impattanti. In particolare, trattasi di:

- viadotto filante in acciaio su un arco-portale in calcestruzzo;
- ponte tipo Maillart in grande scala;
- viadotto standard a pile alte;
- viadotto "stampella".

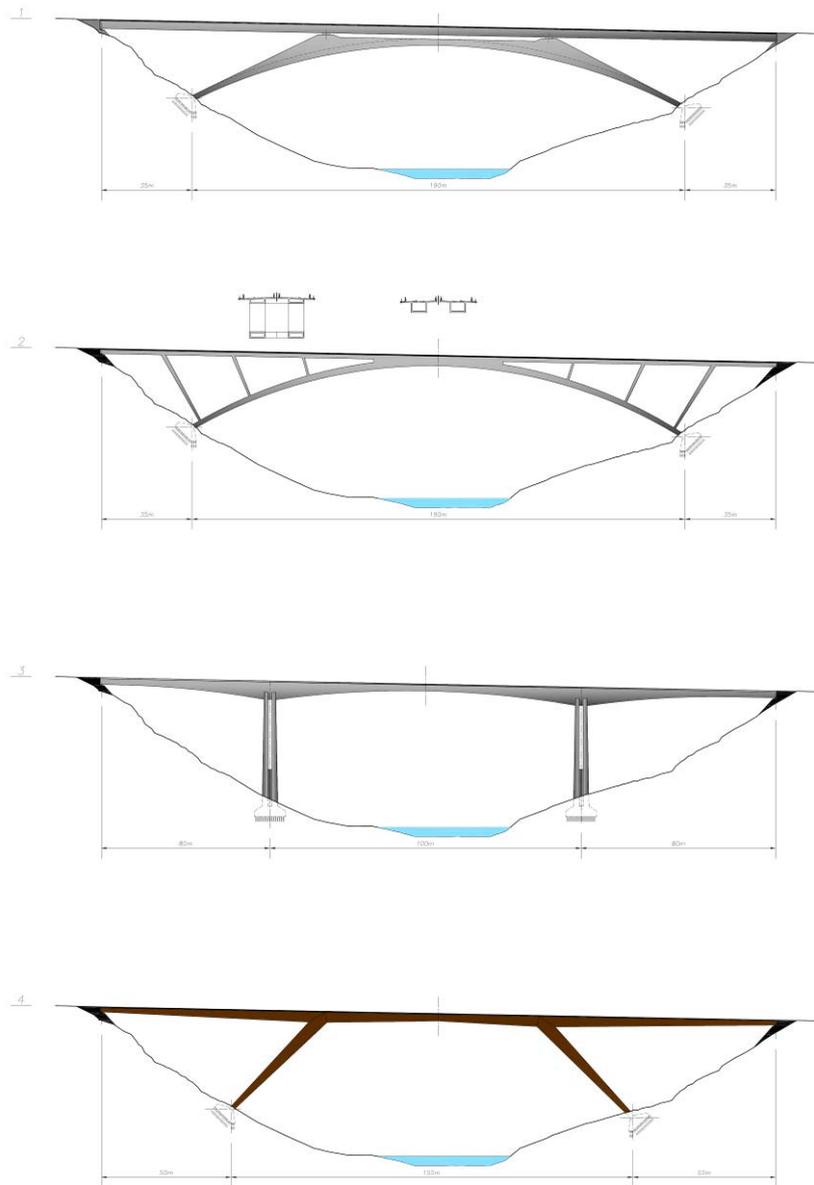


Figura 1.2 – Ipotesi tipologiche (con riferimento alla luce di 260m ipotizzata in fase di gara)

La geometria del tracciato stradale, che attualmente prevede una modesta curvatura planimetrica su opera, unitamente alle esigenze di contenere tempi ed i costi di realizzazione delle strutture, ha infine fatto propendere per la soluzione a viadotto su pile alte, certamente connotata da austerità e pulizia formale, nella quale il lessico formale è eminentemente demandato al disegno delle pile a lama svuotate del volume centrale.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Lo schema progettuale sviluppato propone quindi l'esecuzione di due impalcati affiancati e indipendenti, sostenuti da pile-lama anch'esse accoppiate solo in fondazione.

L'impalcato a cassone in c.a.p. presenta altezza variabile in modo tale da consentire il superamento della parte centrale e più incisa della forra del torrente Astico mediante un'unica campata di luce 110m.

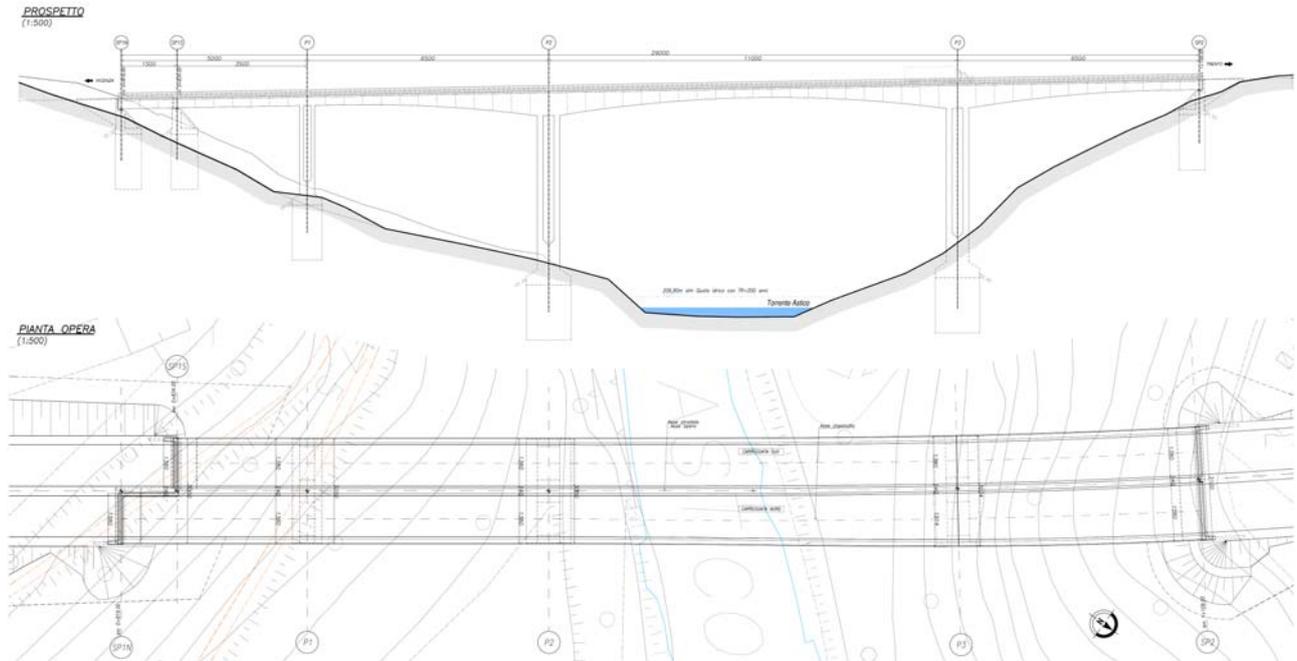


Figura 2.1 – Prospetto e pianta viadotto Piovene

Nel suo complesso la distanza fra gli assi delle spalle lungo la carreggiata Nord risulta nominalmente pari a 290m, ripartita in 4 campate di luci rispettivamente 50+65+110+65m, mentre, a causa dell'inclinazione planimetria del versante sud rispetto l'asse stradale, la distanza fra gli assi lungo la carreggiata Sud è più ridotta risulta di 270m, con una suddivisione in luci di 35+65+110+65m.

All'interno del tracciato stradale, l'opera si colloca alla fine di un tratto rettilineo e nella prima parte di una ramo di clotoide, pertanto gli assi degli impalcati assecondano questa variabilità planimetrica.

La sezione trasversale ha altezza variabile da un minimo di 2,70m ad un massimo di 6,6m all'imposta delle pile P2 e P3. Come evidenziato negli elaborati grafici, la soletta ed il cassone sottosporgente hanno larghezza pari a 13,80 e 9,10m, rispettivamente.

SEZIONE TRASVERSALE IN MEZZERIA
(1:200)

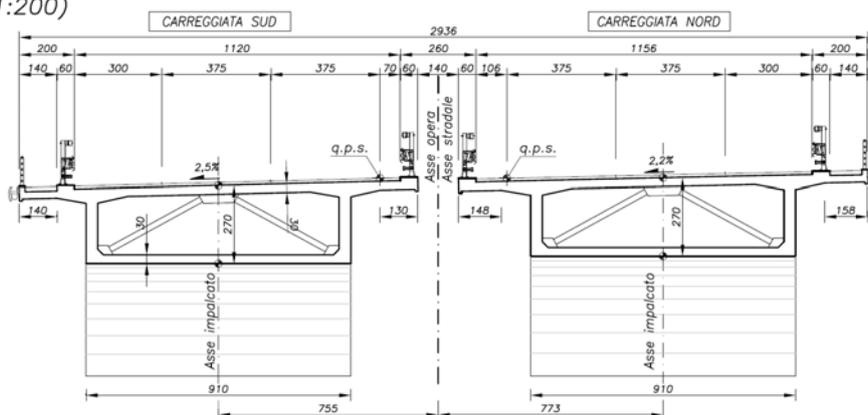


Figura 2.2 – Sezione tipologica in mezzeria campata

SEZIONE TRASVERSALE SU PILA P2
(1:200)

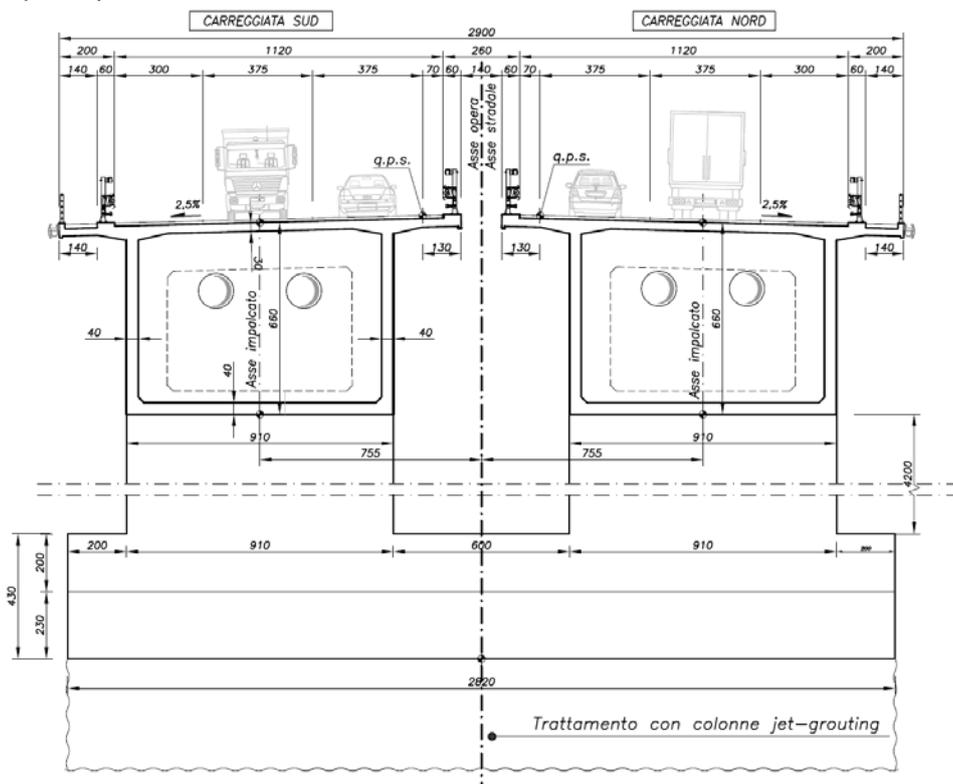


Figura 2.3 – Sezione tipologica su pila

In corrispondenza del tratto compreso tra la pila P2 e la spalla SP2 lungo la carreggiata nord, la soletta superiore si allarga simmetricamente rispetto all'asse del cassone di un paio di metri per accogliere l'allargamento della banchina interna, passando gradualmente dalla larghezza corrente fino alla dimensione di 15,80m.

Le pile, di notevole altezza, sono, come detto della tipologia a lama, costituite da due elementi paralleli piuttosto snelli. Tale scelta è motivata da ragioni estetiche e dalla volontà di limitare, perlomeno in direzione longitudinale, gli aspetti connessi con la vulnerabilità sismica dell'opera.

Il manufatto, integralmente in calcestruzzo, si presta ad un corretto ed ottimale inquadramento degli aspetti di massima durabilità e robustezza che devono caratterizzare opere strategiche di

questo genere, per le quali è prevista una vita utile elevata ed una ridotta necessità di manutenzione. Il monolitismo complessivo consente inoltre di evitare la presenza di punti singolari, quali gli appoggi, e di ottimizzare la risposta ad eventi sismici.

Sotto un profilo costruttivo si ipotizza di poter procedere secondo schemi realizzativi consueti. Ad esempio, dopo la realizzazione delle sottostrutture (fase1), si prevede la realizzazione dei conci a piè d'opera e posa in opera con avanzamento a sbalzo simmetrico rispetto le due pile di maggiore altezza predisponendo cavi di post-tensione in soletta atti a garantire lo schema isostatico a sbalzo delle pile (fase 2a).

Una volta completata la posa dei conci in avanzamento per tutte e tre le pile, e "cucito" in chiave gli impalcati sia fra le pile P2-P3 sia fra le pile P1-P2 (fase 2a-bis), vengono posati ulteriori tre conci sempre in avanzamento a sbalzo per ridurre la distanza nei confronti della spalla sud.

Infine per completare l'opera si prevede il varo con autogru posizionate in spalla o a spinta, dei tratti d'impalcato mancanti (luce maggiore 25m), in tale fase si prevede l'adozione di pile provvisorie in corrispondenza delle sezioni da solidarizzare (fase 2b).

Una volta completato e solidarizzato l'impalcato (fase 3), all'interno dei cassoni verranno predisposti cavi esterni di post-tensione tali da coprire l'intero sviluppo dell'opera ed agenti mediante deviatori già realizzati all'incirca ai quarti delle campate. Infine, nelle campate SP1-P1, P2-P3 e P3-SP2 si predisporranno ulteriori cavi di post-tensione di continuità in contro-soletta.

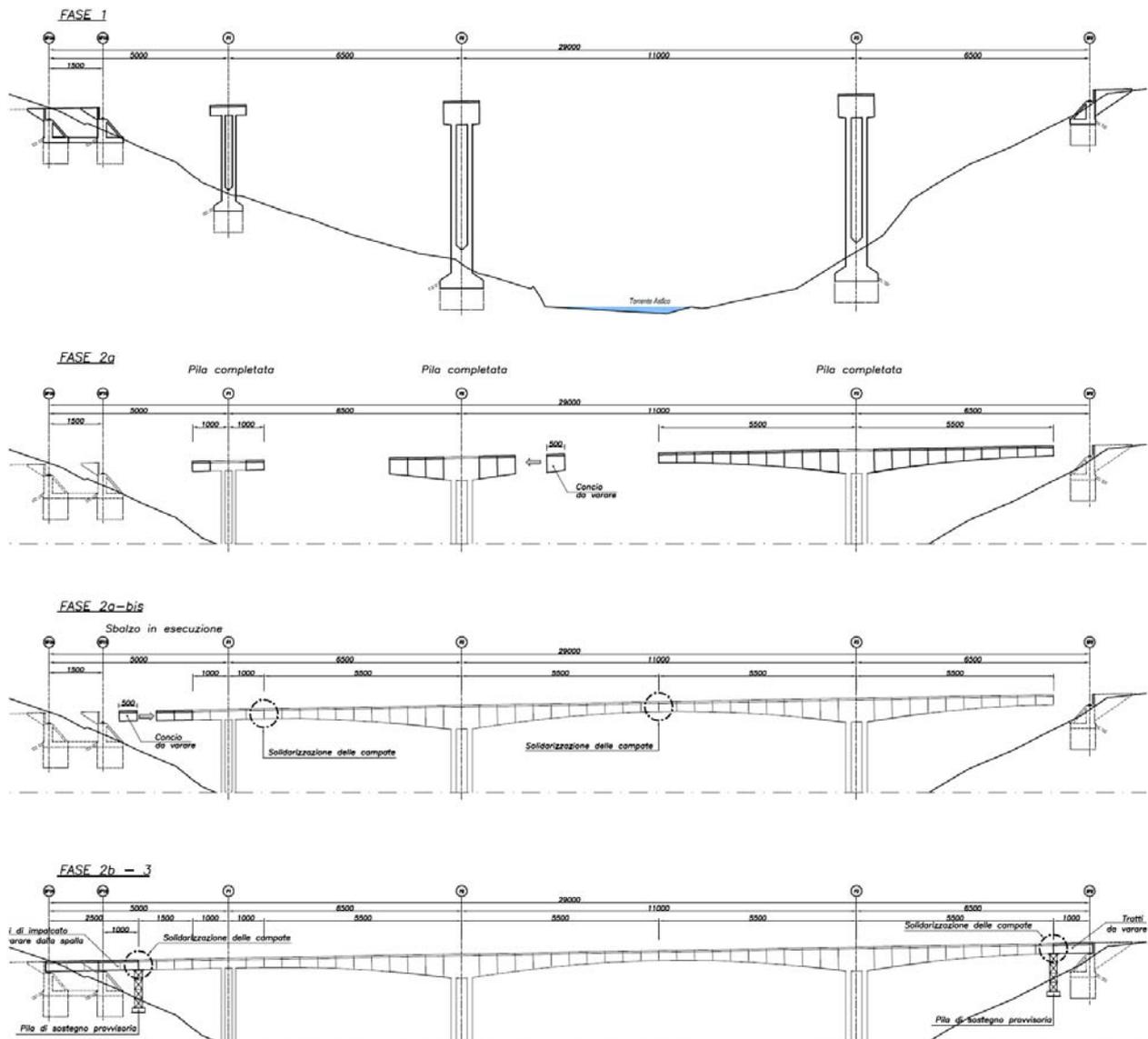


Figura 2.4 – Schema fasi costruttive

3. CRITERI DI CALCOLO E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il predimensionamento delle opere oggetto della presente relazione è stato effettuato secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità col D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.). Per quanto non espressamente specificato si fa riferimento agli Eurocodici strutturali.

4. MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'utilizzo di calcestruzzo delle seguenti classi di resistenza:

- Cassoni prefabbricati *C45/55* ;
- Pile *C35/45* ;
- Spalle *C32/40* .

Per quanto riguarda gli acciai, si utilizzerà:

- Acciaio per cemento armato della tipologia *B450C*;
- Acciaio per barre DYWIDAG con tensione caratteristica di snervamento $f_{yb} = 850$ MPa;
- Acciaio per cavi di post-tensione con tensione di rottura a trazione $f_{pk} \geq 1860$ MPa;
- Acciaio per armatura micropali tipo EN 10025-5 S355J0+N (ex Fe510C).

Per la realizzazione dei micropali si adotteranno conglomerati costituiti da cemento tipo R42.5, con dosaggio minimo di 600kg/mc ed un rapporto a/c massimo di 0,5;

Per la realizzazione delle colonne jet-grouting si utilizzerà una miscela costituita da cemento tipo R42.5 con un dosaggio minimo di 600kg/mc.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SUOLO

A livello di caratterizzazione geologica il sedime interessato, rappresentato dai versanti che delimitano la vallata fluviale, risulta costituito da “Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati” e “Depositi glaciali”. Si tratta in sintesi di ghiaie sabbiose e sabbie in abbondante matrice limoso-sabbiosa, localmente anche cementate, cui vengono attribuite significative caratteristiche geomeccaniche ($\phi = 38^\circ$, pseudo-coesione $c > 5$ kPa, densità relativa $> 90\%$ e modulo $E > 70$ MPa).

Sotto un profilo sismico le caratteristiche geomeccaniche sono tali da garantire Categoria B.

6. CARICHI E SOVRACCARICHI

Ai fini della determinazione del quadro di sollecitazione utile ai fini della verifica di predimensionamento si considerano:

6.1. Azioni permanenti:

6.1.1. Pesì propri strutturali

Computato automaticamente dal codice di calcolo utilizzato per le analisi sulla base delle geometrie assegnate e incrementato, ove necessario, per tener conto della presenza di irrigidimenti longitudinali e trasversali. Globalmente il valor medio riferito all'intera opera risulta pari ad un'incidenza di 20,8 KN/m².

6.1.2. Azioni permanenti

I sovraccarichi permanenti considerano pavimentazione bituminosa, cordoli, barriere di protezione (in ragione di 3,2 KN/m²);

6.1.3. Deformazioni impresse

Secondo quanto disposto dalle NTC 2008 nelle strutture precomprese la tensione utile di precompressione a tempo infinito deve essere valutata depurando, oltre alle perdite istantanee per attrito, le perdite differite dovute agli effetti di deformazioni lente, ovvero:

- perdite per fenomeni viscosi nel calcestruzzo;
- perdite per ritiro del calcestruzzo;
- perdite per rilassamento degli acciai da post-tensione.

Scontando le perdite globali si determina un tiro nei cavi a tempo infinito pari a circa l' 80% del tiro iniziale.

Nella configurazione finale nell'opera saranno presenti 3 gruppi di cavi di precompressione .

I primi cavi, con funzione isostatica, sono quelli già presenti nelle prime fasi di assemblaggio dei conci in avanzamento dei cassoni, posizionati nella soletta superiore in prossimità delle anime, e simmetricamente rispetto la singola pila. Hanno andamento pressoché rettilineo, se non per la zona di deviazione delle testate attive di ancoraggio, e lunghezza variabile in funzione del numero di conci attraversati. Globalmente vengono predisposti 10+10 cavi e 5+5 cavi di post-tensione costituiti ciascuno da 30 trefoli 0,6' super, rispettivamente per i conci a cavallo delle pile P2/P3 e della pila P1. L'azione conseguente applicata nel modello di calcolo, è un'azione di compressione posta nel baricentro della soletta superiore.

Il secondo gruppo di cavi è posizionato in corrispondenza della contro-soletta in mezzera della campate. Tali cavi tesati nelle rispettive fasi, contribuiscono a ridurre le trazioni nei cassoni. Globalmente vengono predisposti 3 gruppi costituiti 2+2 cavi di lunghezze differenti (35m 55m e 75m) per la campata di maggiore luce (P2-P3), 4+4 e 2+2 cavi nella campata SP1N-P1 (lunghezze 35m e 55m), ed infine 2+2 cavi per la campata P3-SP2. Per tutti i gruppi, ogni cavo è costituito da 22 trefoli. Nel modello ad elementi finiti, come meglio specificato nel seguito, realizzato attraverso elementi monodimensionali, oltre all'azione concentrata presente alle estremità del cavo, nella medesima sezione viene inserito anche un momento concentrato generato dall'effettiva eccentricità della testata di precompressione. Nella parte centrale, dove la contro soletta presenta concavità verso il basso, è stata inserita anche una azione statica equivalente (carico uniformemente distribuito) che tenga conto della freccia del cavo.

Infine il terzo gruppo è rappresentato da cavi esterni di precompressione disposti lungo tutto lo sviluppo dell'opera. Tali cavi disposti internamente al cassone presentano deviatori in corrispondenza dei diaframmi realizzati in c.a. posti indicativamente tra 0,2-0,25 L. Sono stati

predisposti 2 gruppi di cavi (ognuno costituito da 2+2 cavi da 11 trefoli) che vedono una parziale sovrapposizione in senso longitudinale, infatti il primo gruppo interessa il tratto di impalcato da SP1 a P3 mentre il secondo da P1 a SP2. Le azioni statiche equivalente per tali gruppi di cavi sono rappresentate da azioni concentrate di compressione in corrispondenza delle testate di ancoraggio e azioni concentrate verticali con direzione verso l'alto nelle sezioni in cui sono presenti i deviatori (in corrispondenza dei deviatori presenti sulle pile le forze saranno dirette verso il basso).

L'azione di tesatura σ_{p0} considerata per tutti i cavi di post-tensione risulta pari a 1400MPa.

Per quanto concerne la determinazione delle temperature uniformi sulla sezione, si fa riferimento alle specifiche di cui all'EC1, e non considerando particolari accorgimenti di calibrazione degli appoggi in fase di installazione, si prevede una variazione termica di $\pm 40^{\circ}\text{C}$.

6.2. Azioni variabili

Le azioni variabili considerate, specificate dal vigente D.M. 2008, sono:

6.2.1. Azioni variabili da traffico

I carichi variabili da traffico sono definiti da Schemi di Carico disposti su corsie convenzionali.

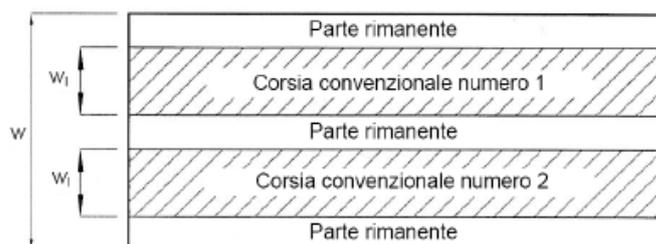


Figura 6.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_i = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$

Tabella 6.1 – Numero e larghezza delle corsie

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

SCHEMA DI CARICO 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Figura 6.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche

globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

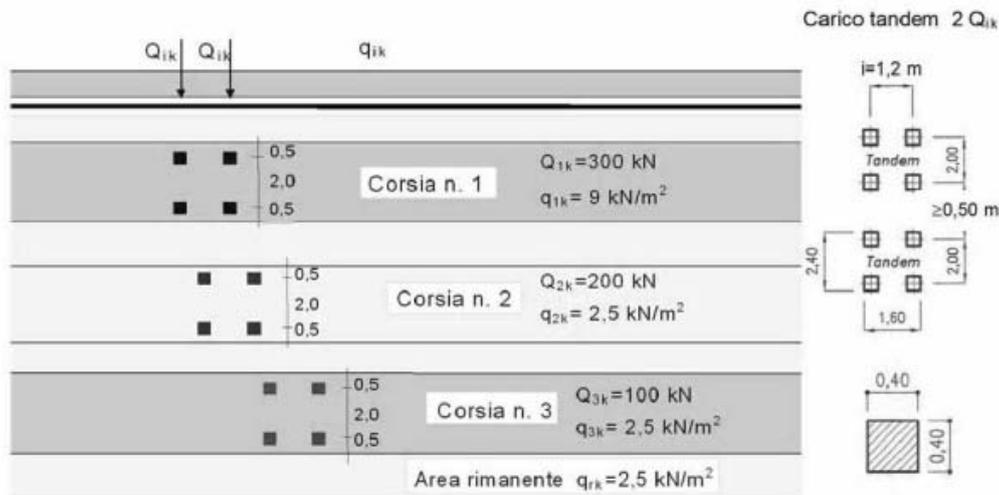


Figura 6.2 – Schema di Carico 1 (dimensioni in metri)

Si devono considerare le seguenti intensità dei carichi:

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 6.2 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

In virtù della larghezza della carreggiata (11,20m) si considerano dunque 3 corsie convenzionali di carico e 2,2m di area rimanente. I carichi tandem per le verifiche globali sono equiparati a carichi distribuiti su una lunghezza convenzionale di 10m.

In corrispondenza del marciapiede di larghezza pari a 1,2m si considera il carico da folla ridotto pari a 2,50 kN/m².

Ai fini delle valutazioni statiche preliminari oggetto della presente relazione i carichi accidentali sono considerati in accordo con le seguenti distribuzioni trasversali:

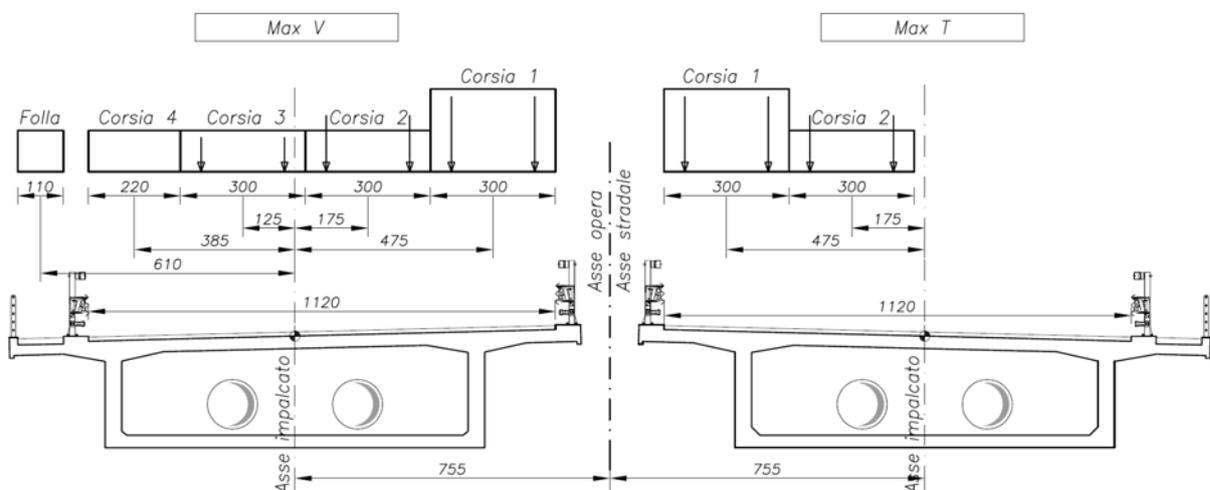


Figura 6.3 – Distribuzione trasversale carichi da traffico

Longitudinalmente si sono considerate diverse distribuzioni di carico tali da massimizzare di volta in volta le singole azioni nelle diverse sezioni considerate, posizionando il carico tandem in campata o sugli appoggi e il carico uniformemente distribuito sull'intera opera o a scacchiera quando necessario.

Si riassumono i carichi totali relativi alle due distribuzioni trasversali:

	<u>Distesa di carico</u>		<u>Tandem</u>	
	carico distribuito	momento torcente distribuito	carico equiv. distribuito	momento torcente equiv. distribuito
"Max V"	50,50 kN/m	-92,38 kNm/m	120 kN/m	-330 kNm/m
"Max T"	34,50 kN/m	-141,38 kNm/m	100 kN/m	-355 kNm/m

6.2.2. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,1 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

Poiché la distanza fra i due giunti, posti all'estremità dell'opera, è maggiore di 200m si considera un'azione pari a 900kN distribuita uniformemente sull'intero viadotto.

6.2.3. Azione del vento

In via preliminare si considera un'azione del vento pari a 2,50 kN/mq uniforme sull'intera opera.

Come direzione prevalente del vento viene considerata quella trasversale al viadotto ovvero coincidente con l'asse della vallata attraversata, assimilando la superficie dei carichi transitanti sul ponte ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Nelle combinazioni di carico si considera inoltre simultaneamente una componente agente in direzione longitudinale all'opera, pari al 25% del vento trasversale. Tale pressione può rivelarsi critica soprattutto in fase costruttiva.

6.2.4. Azioni sismiche

Le Norme Tecniche 14 gennaio 2008 definiscono la pericolosità sismica del sito interessato dalla costruzione dell'opera a partire dalle coordinate geografiche del sito stesso.

Nel caso in esame l'opera viene realizzata nel Comune di Pivene Rocchette (VI), di coordinate geografiche:

- LAT: 45,7694° N

- LONG: 11,4376° E

Il periodo di riferimento V_R rispetto al quale valutare le azioni sismiche è risulta:

$$V_R = V_N \cdot c_U = 100 \cdot 2 = 200 \text{ anni}$$

Per il sito in esame, alla luce delle indagini geotecniche effettuate, il sottosuolo può essere classificato nella Categoria B.

Si assume infine la categoria topografica T2, vista l'inclinazione media del pendio superiore a 15°.

Il coefficiente di topografia S_T , che moltiplica direttamente lo spettro elastico, deve essere pertanto assunto pari a 1,2 in corrispondenza delle sommità dei pendii, e pari a 1 alla base, con interpolazione lineare per posizioni intermedie.

Considerando il rapporto fra le quote dei piani di fondazione dei diversi elementi e l'altezza del pendio, risultano coefficienti dell'ordine di 1,15 per le spalle, 1,09 per la pila P1 e 1,03 per le pile P2/P3.

Poiché in direzione longitudinale i ritegni sismici sono costituiti dalle pile principali P2/P3 e da quella secondaria P1, per la valutazione delle sollecitazioni sismiche presenti in fondazione a livello preliminare, si considera una amplificazione a posteriori delle azioni ottenute attraverso l'applicazione dello spettro di progetto con coefficiente S_T unitario dell'ordine del 9% e del 3% rispettivamente per le pile P1 e P2/P3.

Il fattore q massimo di riferimento per ciascuna tipologia strutturale è riportato in Tabella 7.9.I delle NTC 14.01.2008; per pile verticali inflesse in cemento armato, tale coefficiente può assumere il valore massimo $q = 1,5$.

Per la direzione verticale, come specificato al §7.9.5.3, si assume il valore $q=1$.

Per il predimensionamento dell'opera si adotta lo Stato Limite di salvaguardia della Vita umana (SLV).



Figura 6.4 – Spettri elastici (SLV - $q = 1,0$ - $S_T=1$)

6.3. Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si considerano le combinazioni delle azioni, con i relativi coefficienti di sicurezza, individuati al capitolo 2 e 5 delle NTC2008.

Le sollecitazioni sulla struttura dovute al sisma (E) si ottengono combinando i singoli effetti nelle 3 direzioni principali dell'opera (x, y, z) secondo la formula:

$$E = E1 + 0,3 \cdot E2 + 0,3 \cdot E3$$

dove gli indici 1, 2 e 3 sono fatti corrispondere a rotazione alle direzioni x, y e z.

Nel calcolo dell'azione sismica (E) oltre alle masse strutturali e non strutturali alla combinazione statica di base, si considera una massa non strutturale equivalente pari al 20% del carico distribuito da traffico.

7. ANALISI STATICA E PRINCIPALI VERIFICHE

La valutazione delle sollecitazioni e della deformabilità globale della struttura è stata condotta utilizzando un modello monodimensionale ad elementi finiti implementato nel codice Straus ver.7.0. La risposta è stata analizzata con riferimento sia al regime flessionale-membranale che interessa impalcato se i carichi hanno risultante sul piano medio (schema "maxV") sia al regime puramente torsionale, prodotto dalle effettive eccentricità di carico ed integralmente assorbito dalla rigidità torsionale del cassone (schema "max T").

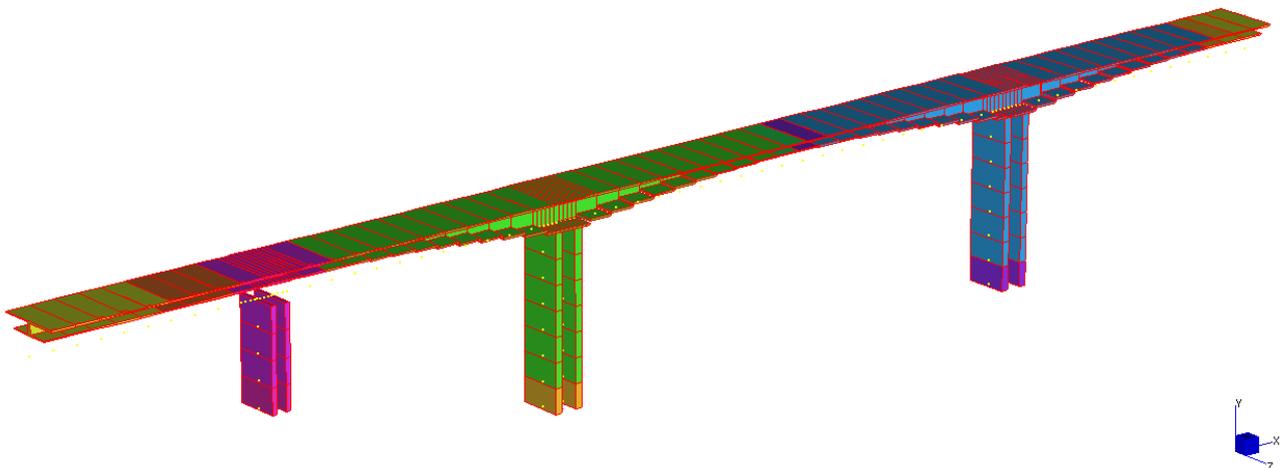


Figura 7.1 – Modello di calcolo con elementi "beam"

I due cavalcavia sono stati analizzati indipendentemente poiché risultano "collegati" solamente alla base di ciascuna pila, gravando sulla medesima fondazione.

Alla base delle pile il modello ad elementi finiti si interrompe in corrispondenza della sezione di passaggio tra il tratto costituito dalla sezione a "doppia lama" e il tratto pieno. Vista l'ampiezza e la monoliticità delle fondazioni, alla base delle pile si sono considerati vincoli di incastro posizionati nel baricentro della sezione ed uniti attraverso *rigid link* agli elementi costituenti le lame delle pile. In corrispondenza delle spalle, ove sono presenti appoggi unidirezionali, i vincoli inseriti nel modello permettono pertanto scorrimenti longitudinali, bloccando quelli trasversali e le rotazioni lungo l'asse dell'opera.

Per la struttura, nella configurazione definitiva, si sono condotte sia analisi statiche combinando i carichi sopra esposti assumendo di volta in volta come carico prevalente l'azione da traffico veicolare, l'azione di frenamento, e l'azione del vento, sia analisi sismiche per le direzioni longitudinale e trasversale.

Poiché l'opera è realizzata per conci in avanzamento, come si evince dagli elaborati grafici di progetto, sono state analizzate anche alcune fasi intermedie che possono risultare critiche per l'opera.

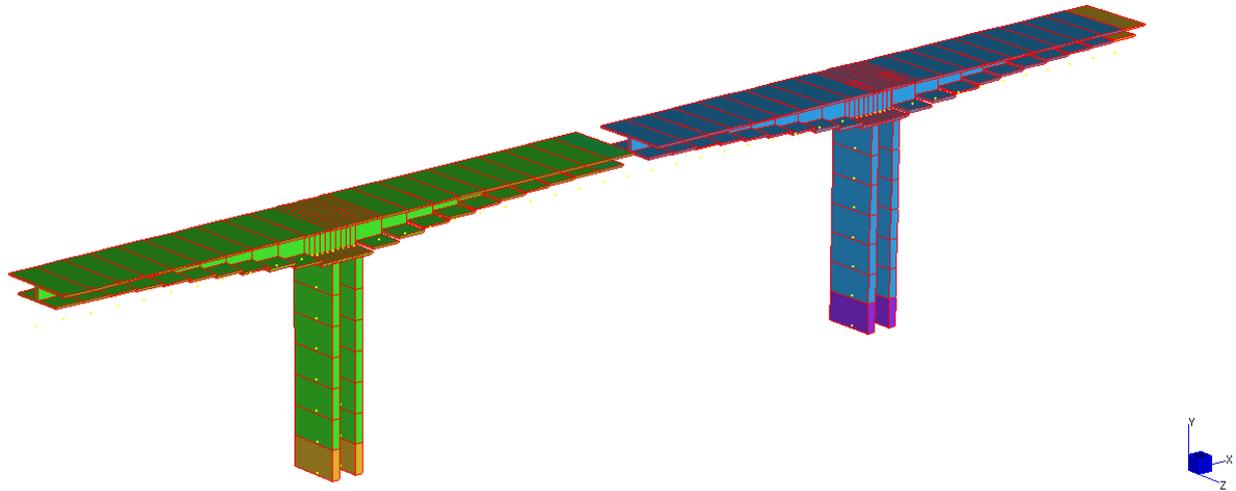


Figura 7.2 – Modello di calcolo con elementi “beam” - fase intermedia

In particolare, si riporta una situazione intermedia potenzialmente critica, rappresentata dal varo del penultimo concio a sbalzo delle pile P2 o P3. In tale situazione infatti, con nove conci varati da un lato e dieci dall'altro, si ha la massima eccentricità dei carichi in fase di costruzione.

In tale configurazione si è effettuata un'analisi statica associata ai carichi temporanei in concomitanza alla pressione del vento sull'opera, e un'analisi sismica.

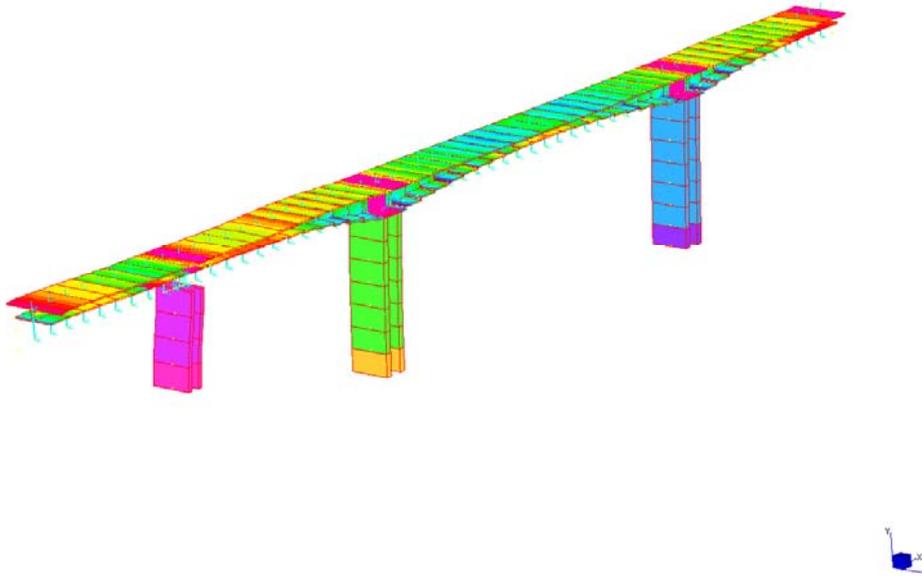


Figura 7.3 – Stress totali SLE rara (traffico max V)

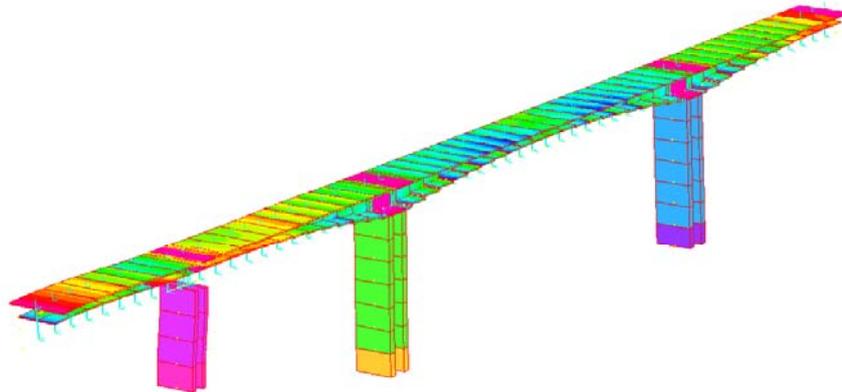


Figura 7.4 – Stress totali SLE rara (vento max T)

A livello tensionale si è verificato che per la condizione SLE rara (e quindi a maggior ragione per la SLE quasi permanente) non si superano i limiti di decompressione ai lembi tesi, e che le compressioni massime non superano i -14MPa (inferiori del limite di -20,25MPa previsto per la classe C45/55).

Per il medesimo stato limite, il modello numerico evidenzia uno spostamento verticale nella campata di luce maggiore ($L=110\text{m}$) pari a 3,0cm, ovvero l'abbassamento per la sola quota parte di carichi variabili risulta pari a circa 2,0cm. Quest'ultimo dato é decisamente inferiore al valore di riferimento $L/700=15\text{cm}$. La gestione delle contromonte andrà verificata soprattutto nelle diverse fasi costruttive per garantire la "chiusura" dei conci in chiave.

In direzione longitudinale il massimo spostamento dovuto alle azioni variabili risulta pari a 2,1 cm, che come si vedrà nel seguito, risulta ovviamente decisamente inferiore a quello che si ottiene per effetto delle sollecitazioni sismiche.

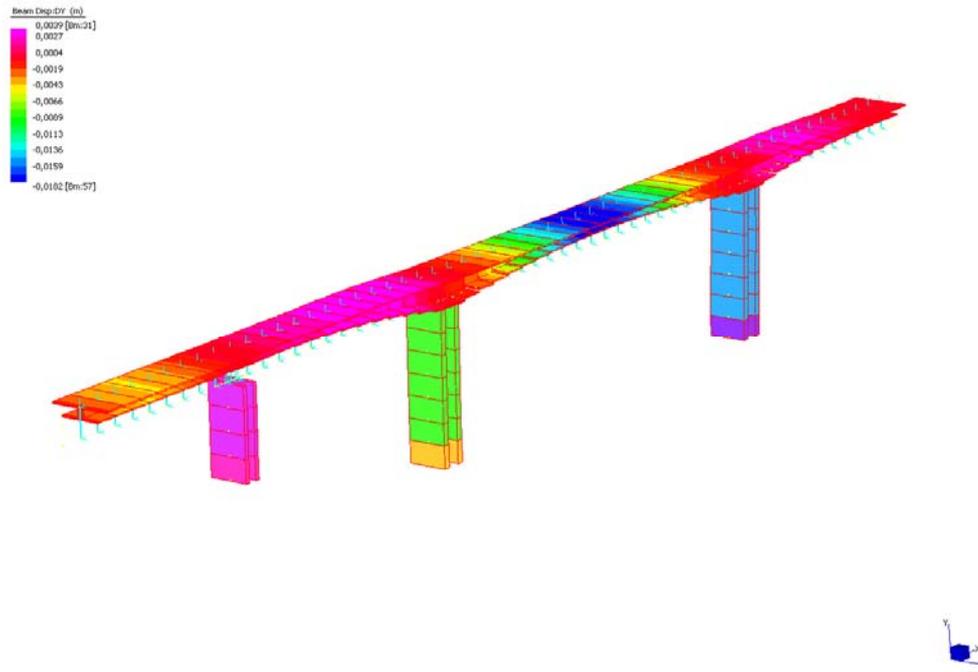


Figura 7.5 – Spostamenti verticali condizione SLE rara solo azioni variabili (traffico max V)

Anche in prima fase gli sforzi di compressione rimangono dello stesso ordine di quelli che si ottengono a struttura ultimata, a parte una leggera trazione al lembo inferiore in corrispondenza del concio d'estremità, incassata oltre che dalle armature lente presenti all'interno del singolo concio, dalle barre Dywidag predisposte in fase di varo.

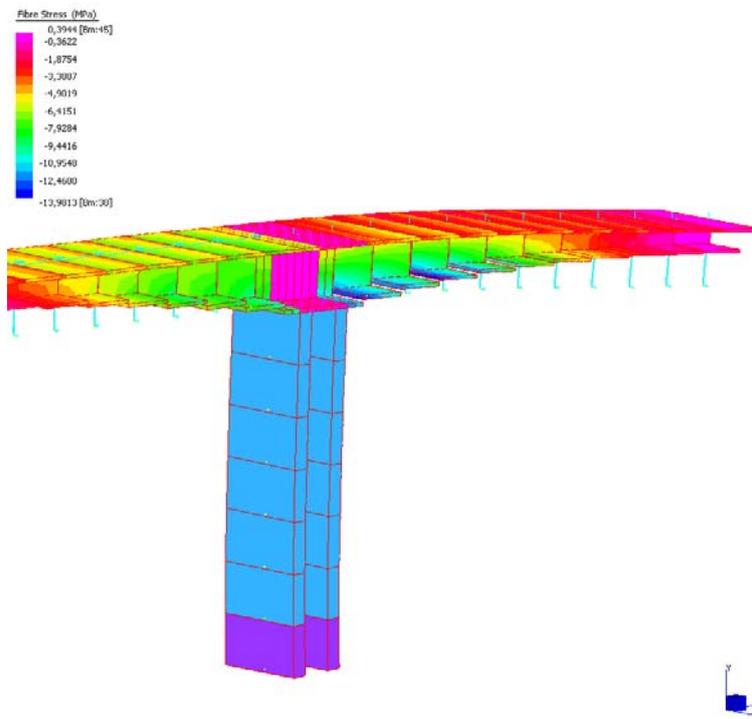


Figura 7.6 – Stress totali SLE rara (prima fase)

Il momento torcente massimo prodotto dagli schemi "max T" ha un valore pari a $M = 9100 \text{ kNm}$, lo sforzo tangenziale massimo che interessa la sezione del cassone con maggiore altezza ($h = 6,6 \text{ m}$) nel tratto di minor spessore (30 cm) risulta pari a $M / 2\Omega t = 0,26 \text{ MPa}$, analogamente per la

sezione di minore altezza la sollecitazione massima risulta pari a 5300 kNm corrispondente ad uno sforzo tagliante di 0,41MPa. Valori decisamente contenuti, anche quando combinati con gli sforzi taglianti.

Per quanto concerne la rotazione trasversale in mezzeria il valore massimo ottenuto risulta pari a 0,00025rad, valore certamente compatibile con la funzionalità dell'opera. Il corrispondente spostamento verticale relativo tra asse ponte e limite esterno marciapiede per questa condizione estrema di carico risulta infatti minore di 2 mm.

Il predimensionamento a taglio delle anime dei cassoni non presenta particolari problematiche, predisponendo ovviamente adeguata armatura specifica.

Considerando la geometria della sezione ed ipotizzando una percentuale di armatura di almeno l'1,7% sia per la soletta che per la contro-soletta, si ottengono i seguenti momenti resistenti.

	Sez incastro h=6,6m	Sez incastro h=2,7m	Sez mezzeria h=2,7m
Msd	-262.600 kNm	-71.000 kNm	60.300kNm
N	-115.300 kN	-62.400 kN	-69.200 kN
MRd	-490.000 kNm	-144.000 kNm	132.000 kNm

Tabella 7.1 – Verifiche SLU cassone

Per le analisi di frequenza il modello di calcolo è stato realizzato assumendo a favore di sicurezza vincoli fissi a terra.

MODE PARTICIPATION EXCITATION				
Mode	Frequency (Hz)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	0,414	89,447	0,000	0,000
2	1,040	0,000	0,000	59,112
3	1,276	0,032	5,450	0,000
4	1,762	0,000	0,000	1,641
5	2,259	0,350	4,414	0,000
6	2,631	0,000	0,000	16,354
7	2,737	0,042	4,588	0,000
8	3,179	0,659	9,474	0,000
9	3,336	1,478	5,095	0,000
10	3,364	0,000	0,000	0,000
11	3,364	0,000	0,000	0,000
12	3,653	2,506	7,549	0,000
13	3,986	0,000	0,000	0,141
14	4,271	0,000	2,792	0,000
15	5,285	0,400	0,687	0,000
16	5,663	0,000	0,000	1,856
17	6,227	0,007	1,098	0,000
18	6,517	0,000	0,000	0,000
19	6,613	1,097	5,367	0,000
20	7,444	0,000	0,000	2,461
21	7,501	0,000	0,000	0,001
22	7,532	0,000	0,000	0,000
23	7,532	0,000	0,000	0,000
24	7,543	0,000	0,000	0,031
25	7,997	0,000	0,000	0,842
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS		96,021	46,511	82,439

Tabella 7.2 – Frequenze proprie e fattori di partecipazione modale

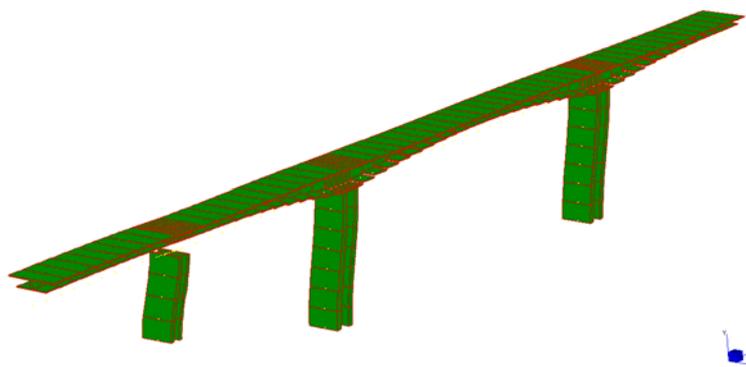


Figura 7.7 – 1° Modo (0,41Hz - 2,43sec)

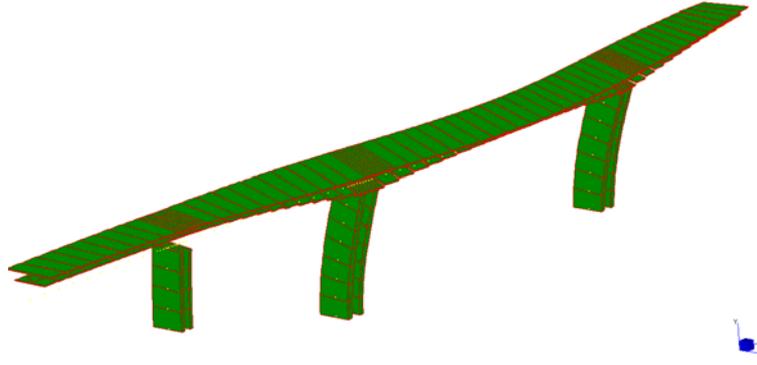


Figura 7.8 – 2° Modo (1,04Hz - 0,96sec)

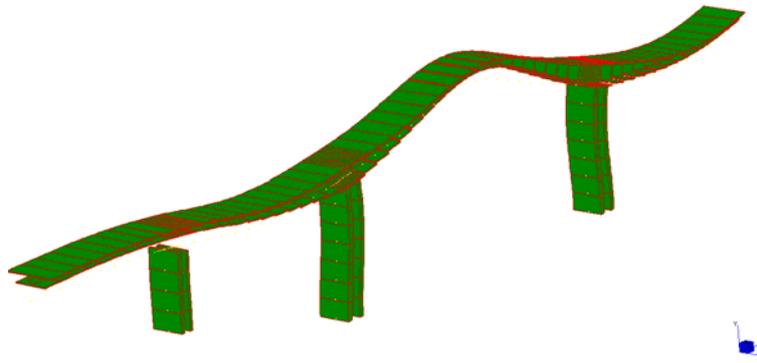


Figura 7.9 – 3° Modo (1,27Hz - 0,78sec)

Il primo modo di vibrare della struttura é associato ad una cinematica traslatoria longitudinale con periodo di poco inferiore ai 2,5 secondi, ovvero di entità tale da garantire idonea protezione sismica, senza tuttavia introdurre problematiche di eccessiva deformabilità longitudinale..

Per la struttura in fase costruttiva risultano i seguenti modi:

MODE PARTICIPATION EXCITATION					
Mode	Frequency (Hz)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)	
1	0,243	0,000	0,000	0,000	
2	0,259	0,000	0,000	0,201	
3	0,331	42,407	0,000	0,000	
4	0,337	41,525	0,008	0,000	
5	0,688	2,635	0,000	0,000	
6	0,732	2,273	0,357	0,000	
7	0,924	0,000	0,000	40,551	
8	0,948	0,000	0,000	39,230	
9	1,441	0,000	15,860	0,000	
10	1,624	0,015	14,907	0,000	
11	3,346	2,766	0,000	0,000	
12	3,364	0,000	0,000	0,000	
13	3,364	0,000	0,000	0,000	
14	3,397	2,913	0,060	0,000	
15	3,966	0,000	0,000	0,839	
16	4,332	0,000	0,000	0,773	
17	4,458	0,414	0,000	0,000	
18	4,828	0,245	0,931	0,000	
19	6,363	0,000	11,318	0,000	
20	7,139	0,000	0,000	1,798	

21	7,154	0,020	11,180	0,000
22	7,328	0,000	0,000	1,644
23	7,491	0,000	0,000	0,000
24	7,501	0,000	0,000	0,000
25	7,532	0,000	0,000	0,000
26	7,532	0,000	0,000	0,000
27	7,919	0,000	0,000	0,000
28	8,568	0,000	0,000	0,410
29	9,242	1,141	0,000	0,000
30	9,254	0,000	0,000	0,000
31	9,254	0,000	0,000	0,000
32	9,321	1,140	0,185	0,000
33	9,820	0,000	0,000	0,000
34	10,711	0,000	0,000	0,117
35	11,767	0,000	0,000	3,502
36	12,179	0,001	0,002	0,174
37	12,449	0,021	12,959	0,000
38	12,757	0,081	0,000	0,000
39	14,686	0,000	0,000	0,000
40	14,686	0,000	0,000	0,000
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS		97,596	67,768	89,237

Tabella 7.3 – Frequenze proprie e fattori di partecipazione modale in fase costruttiva

Il modello numerico considera la pila rappresentata sulla destra ancora in fase di ultimazione, ovvero con 9 conci a sbalzo da un lato e 10 dall'altro. I risultati evidenziano pertanto periodi propri di poco inferiori a quelli della pila rappresenta sulla sinistra avendo massa leggermente inferiore.

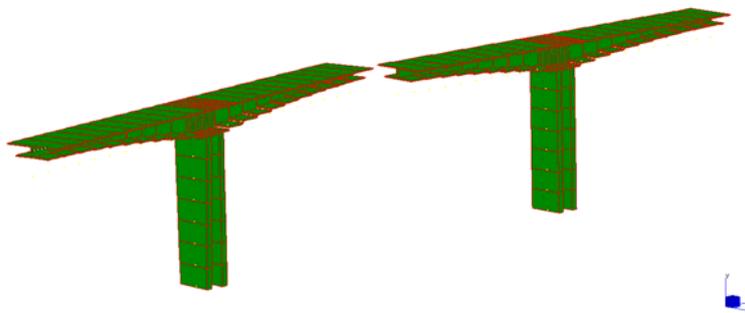


Figura 7.10 – 1° Modo (0,24Hz - 4,11sec)

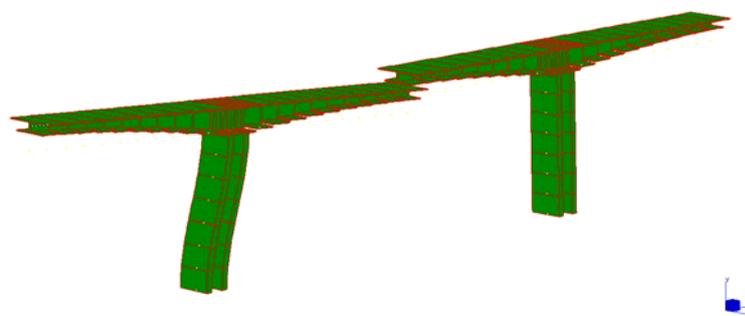


Figura 7.11 – 3° Modo (0,33Hz - 3,02sec)

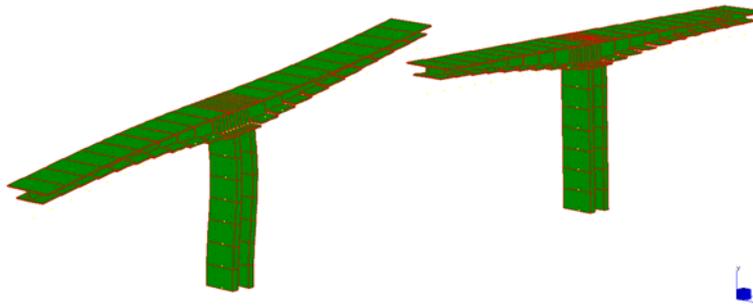


Figura 7.12 – 5° Modo (0,68Hz - 1,45sec)

L'effetto torsionale sulle pile in fase costruttiva, risulta piuttosto contenuto poiché si verifica che le percentuali di masse partecipanti relative ai moti torsionali con basse frequenze (come modi 1 e 2) risultano praticamente nulle.

Dalle analisi con spettro di risposta effettuate sul modello FEM, nel quale sono state considerate anche masse non strutturali pari al 20% del carico distribuito da traffico, si ottiene uno spostamento longitudinale dell'impalcato pari a 127mm per il sisma SLV ($q=1,5$), ovvero, considerando a favore di sicurezza un coefficiente di topografia pari a 1,09 risulta 138mm.

Poiché il grosso della massa partecipante al moto oscillatorio longitudinale è associata al primo modo, con periodo proprio intorno ai 2,5 sec. confrontando lo spettro SLV ($q=1,5$) con lo spettro SLD ($q=1$) si stima uno spostamento pari a circa il 55% del valore sopra riportato per dimensionare le escursioni dei giunti in spalla (circa 76mm).

Per scongiurare il martellamento delle strutture, occorre considerare il sisma allo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Come previsto nel paragrafo 7.3.3.3 gli spostamenti sismici si ottengono moltiplicando il valore ottenuto dalle analisi per il fattore μ_d che a favore di sicurezza si assume pari a 1,5. Pertanto lo spostamento sismico in corrispondenza dei giunti vale 209mm (191mm con $S_T=1$).

A tale entità occorre sommare gli spostamenti indotti dalle variazioni termiche che, considerando un gradiente termico di circa $+40^\circ\text{C}$, si stimano nell'ordine di 70mm.

Pertanto la distanza fra impalcato e paraghiaia dovrà risultare pari almeno a 279mm.

Infine lo spostamento trasversale massimo si ottiene in mezzeria alla campata di maggior luce e risulta pari a 82mm (SLV $q=1,5$).

7.1. Pile

Le pile, di notevole altezza, sono della tipologia a "doppia lama". I fusti, di altezza 41,70m e 24,10m dall'estradosso della fondazione, sono costituiti da due pareti parallele piuttosto snelle in direzione longitudinale poste ad una distanza di 3m e 2m rispettivamente per le pile P2/P3 e P1.

Nel primo tratto in prossimità della fondazione le "lame" rimangono unite cosicché da ridurre l'altezza della parte sdoppiata libera di inflettersi (36m e 21m).

Grazie a tale configurazione si riesce ad ottenere periodi propri associati al primo modo di vibrare nell'ordine dei 2,5 secondi, tali da contenere le azioni sismiche posizionandosi già nel ramo discendente dello spettro, e a non eccedere con gli spostamenti longitudinali dell'opera grazie alla sufficiente rigidità delle pile.

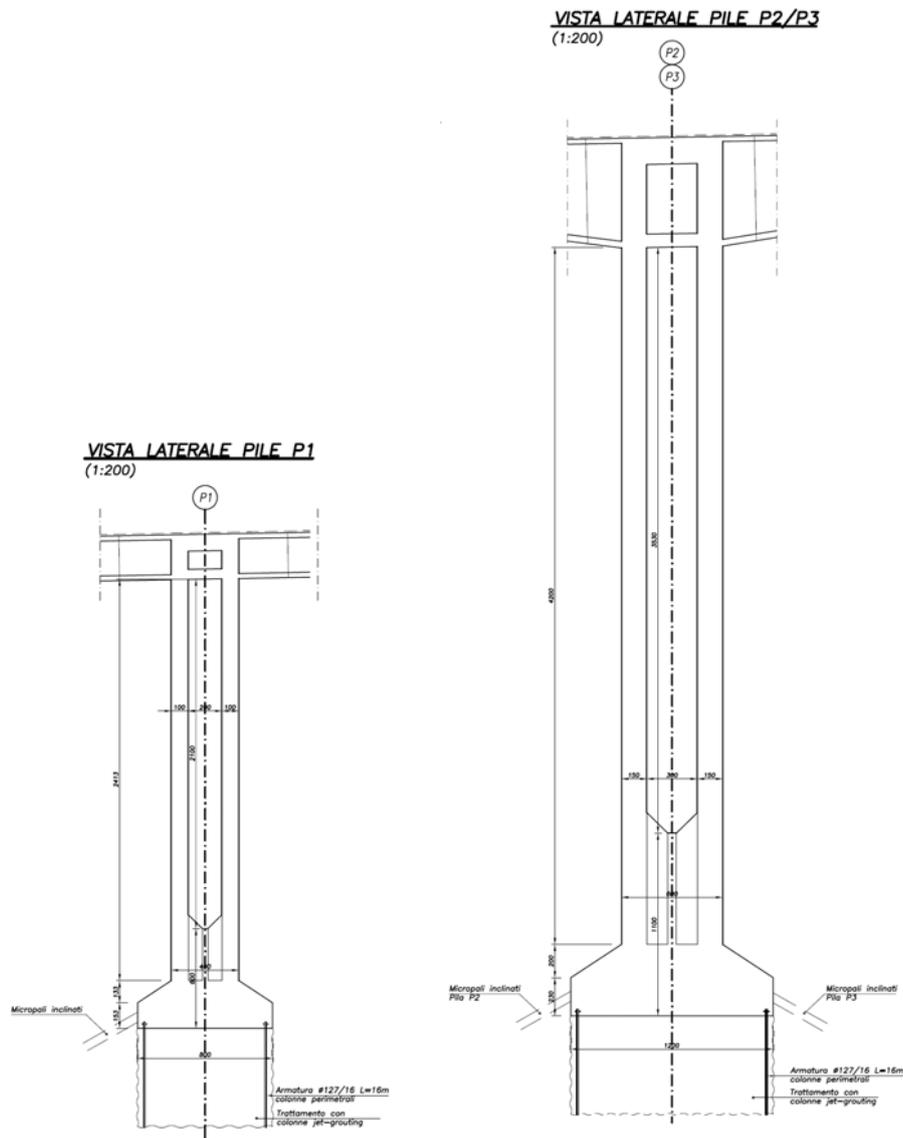


Figura 7.13 – Vista laterale pile

Nella seguente tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni per la singola “lama” nella sezione di incastro con la fondazione. Le azioni per le condizioni dimensionanti sono state ottenute attraverso il modello ad elementi finiti per i diversi stati limite ultimi considerati. Come anticipato, i valori delle sollecitazioni sismiche sono stati ottenuti amplificando le azioni prodotte dalle analisi con spettro di progetto con $S_T=1$ per i rispettivi coefficienti.

	Pile P1		Pile P2/P3	
	Statica	Sisma SLV (q=1,5)	Statica	Sisma SLV (q=1,5)
Mz	2.200 kNm	21.300 kNm	6.950 kNm	32.650 kNm
N	13.000 kN	5.500 kN	27.300 kN	21.800kN
Mx	28.300 kNm	83.050 kNm	53.950 kNm	167.550 kNm
N	12.800 kN	14.700 kN	49.300 kN	33.260 kN

Tabella 7.4 – Azioni alla base dei fusti delle pile nella singola “lama”

La condizione di massima flessione per i fusti delle pile, associato ad un carico verticale ridotto, si ha per la condizione sismica SLV. Le sollecitazioni ottenute nella configurazione finale od in quella temporanea considerata, portano ad analoghi valori.

Considerando le sezioni resistenti delle singole "lame" che si evincono dalla Figura 7.17 ed ipotizzando una percentuale di armatura dell'ordine del 2% e del 1,5% rispettivamente per i fusti delle pile P1 e P2/P3 si ottengono i seguenti domini di resistenza.

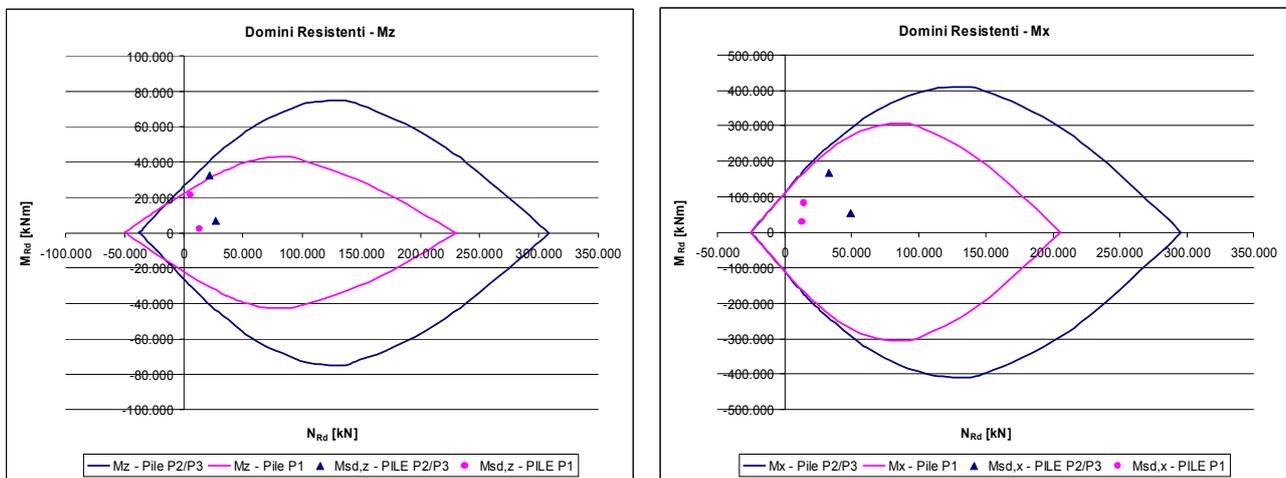


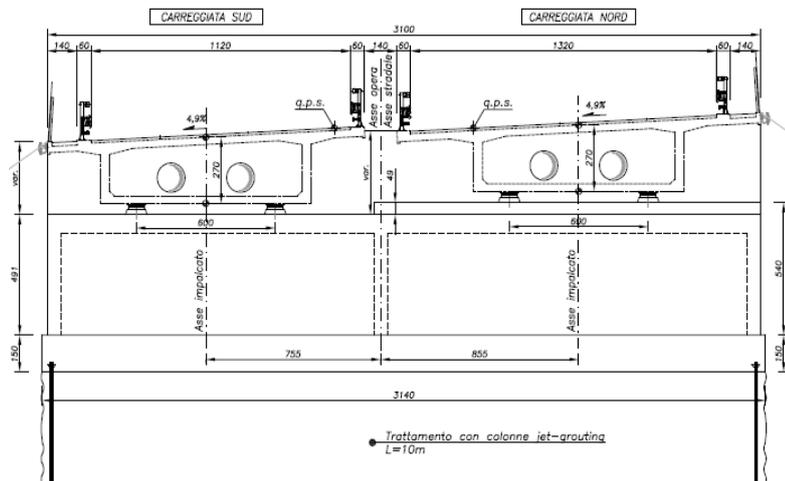
Figura 7.14 – Domini resistenti fusti pile della singola "lama"

Il predimensionamento a taglio delle lame non evidenzia particolari problematiche in quanto la resistenza a taglio in direzione trasversale del solo elemento in calcestruzzo risulta di poco inferiore (80% circa) della sollecitazione in condizione sismica.

7.2. Spalle

A livello geometrico, le spalle del viadotto sono caratterizzate da un fusto assimilabile a un prisma di sezione trapezoidale cavo poggiate sul basamento inferiore di spessore 1,50m, mentre superiormente si aggiungono il paraghiaia e le orecchie di contenimento laterali. Con riferimento al piano di posa delle fondazioni l'altezza massima non supera i 10,60m.

VISTA FRONTALE SPALLA SP2
(1:200)



VISTA LATERALE SPALLA SP2
(1:200)

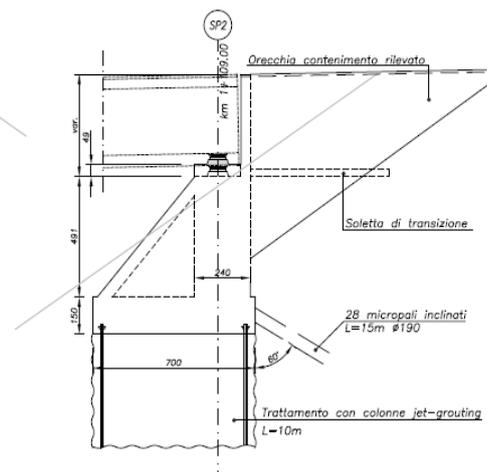


Figura 7.15 – Vista frontale e laterale spalla SP2

Le spalle sono state predimensionate attraverso delle verifiche di stabilità globale e di resistenza. Si prende a riferimento il manufatto SP2 su cui gravano i maggiori carichi dovuti ad una più estesa area di competenza. In particolare è stata effettuata la verifica a ribaltamento ed è stata verificata la sezione alla base del fusto.

Con riferimento alla Figura 7.16, nella seguente tabella vengono riportate le azioni caratteristiche adottate ai fini della verifica a ribaltamento (nella condizione sismica i carichi variabili sono moltiplicati per un coefficiente ψ pari a 0,2).

	Statica	Sismica SLV (q=1)
Peso proprio spalla G [KN]	21500	21500
Azione verticale appoggi N [KN]	14100	12890
Azione orizzontale appoggi H [KN]	420	390
Spinta terreno St [KN]	14160	14160
Incremento sismico spinta terreno ΔSt [KN]	0	7380
Spinta dovuta ai carichi sul rilevato Sp [KN]	1180	580
Forza sismica orizzontale inerzia spalla Hi [KN]	0	5360
Forza sismica verticale inerzia spalla Gi [KN]	0	2680

Tabella 7.5 – Azioni agenti sulla spalla SP2

Per il calcolo delle azioni nella condizione statica sono stati adottati i coefficienti parziali per lo stato limite di equilibrio del corpo rigido (EQU) ed i coefficienti del gruppo M2 per ottenere i valori

delle spinte. Per quanto riguarda invece la combinazione sismica tutti i coefficienti sono stati adottati unitari, considerando il valore di accelerazione ottenuto dallo spettro con coefficiente di struttura q pari a 1.

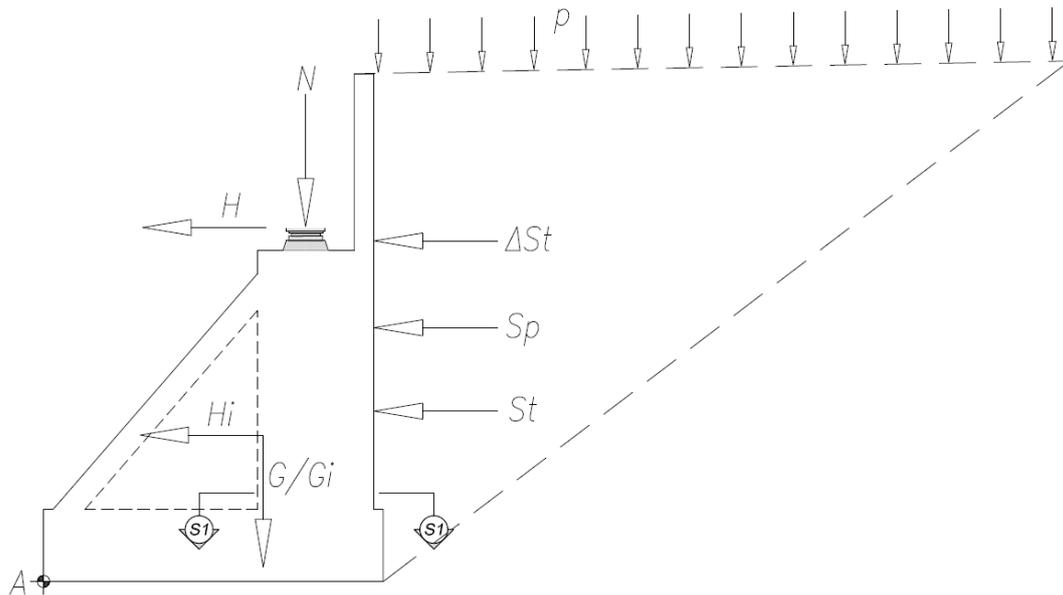


Figura 7.16 – Schema carichi per verifica a ribaltamento

La verifica viene effettuata in riferimento al punto A, per cui tra le azioni che provocano un momento stabilizzante rientrano il peso proprio della spalla e l'azione verticale N, mentre contribuiscono al momento ribaltante tutte le azioni orizzontali. A favore di sicurezza non viene considerato l'apporto dei micropali inclinati.

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\text{combinazione statica: } \gamma = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = \frac{140 \text{ MNm}}{88 \text{ MNm}} = 1,60$$

$$\text{combinazione sismica: } \gamma = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = \frac{179 \text{ MNm}}{125 \text{ MNm}} = 1,43$$

Trascurando a favore insicurezza l'elemento obliquo del fusto, si effettua una verifica di resistenza allo SLU in corrispondenza della sezione S1-S1 (vedi Figura 7.17) di larghezza unitaria. Ipotizzando una percentuale minima di armatura pari allo 0,3% della sezione in oggetto si ottengono i seguenti coefficienti di sicurezza a valle di una verifica a presso-flessione:

$$\text{combinazione statica: } \gamma = \frac{M_{res}}{M_{soll}} = \frac{4200 \text{ KNm/m}}{1825 \text{ KNm/m}} = 2,30$$

$$\text{combinazione sismica: } \gamma = \frac{M_{res}}{M_{soll}} = \frac{4040 \text{ KNm/m}}{2760 \text{ KNm/m}} = 1,46$$

Il predimensionamento a taglio della sezione S1-S1 non comporta particolari problemi in quanto la resistenza del solo elemento in calcestruzzo risulta di poco inferiore (80% circa) della sollecitazione in condizione sismica.

7.3. Fondazioni

Le fondazioni sono costituite da massicci plinti c.a., trasversalmente binati, impostati su pozzi realizzati con trattamenti colonnari (“jet grouting”) armati perimetralmente. Il sistema di fondazione profonda è completato da tiranti definitivi atti a garantire idonea sicurezza nei confronti delle azioni agenti nella direzione di declivio dei versanti (longitudinale nel riferimento dei viadotti), utili quindi ad annullare in modo pressoché integrale l’effetto tagliante e flettente prodotto nei pozzi.

Nel seguito si riportano le azioni totali alla base delle pile. Per i singoli stati limite, sono già state messe in evidenza le condizioni di carico massimizzanti rispettivamente per il carico assiale, momento longitudinale, momento trasversale, ecc...

Nella valutazione delle azioni sismiche trasmesse in fondazione, come previsto da normativa al §7.2.5 occorrerebbe considerare l’azione verticale indotta dalla condizione sismica associata ai valori resistenti di momento e taglio della sezione dell’elemento strutturale soprastante. In particolare, tali valori devono risultare al massimo pari quelli derivanti da una analisi elastica eseguita con fattore di struttura $q=1$. Per effettuare il predimensionamento in tale fase di progettazione preliminare vengono adottati pertanto quest’ultimi valori (per le analisi della struttura in elevazione si è adottato $q=1,5$). Inoltre come già specificato in precedenza, i valori delle sollecitazioni sismiche vengono ottenuti amplificando le azioni prodotte dalle analisi con spettro di progetto con $S_T=1$ per i rispettivi coefficienti ($S_T=1,09$ per la pila P1 e $S_T=1,09$ per le pile P2/P3).

Per massimizzare le azioni in fondazione si è considerata la condizione di carico che prevede la presenza delle azioni variabili su entrambe le carreggiate, ma anche solo su una carreggiata.

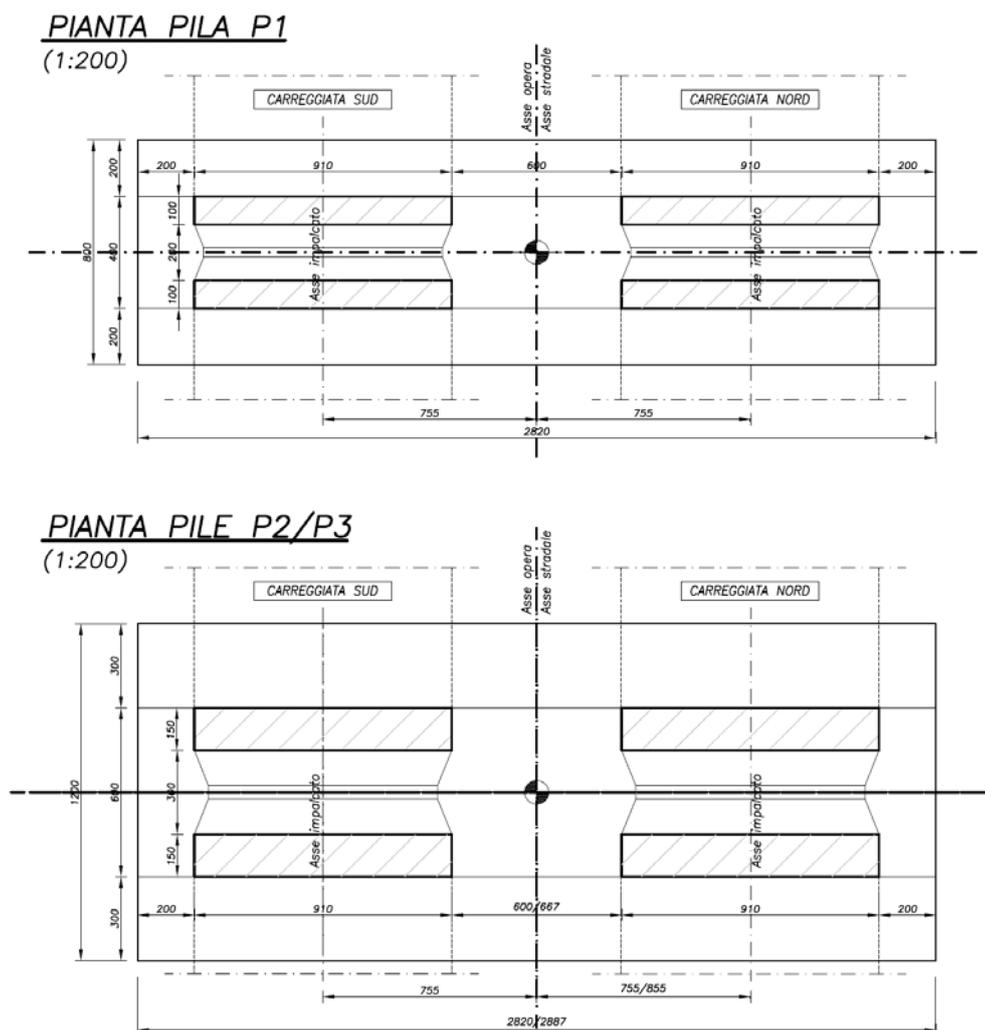


Figura 7.17 – Pianta pile

X = direzione longitudinale momento Mz, momento con versore in direzione z taglio Vx, taglio con versore positivo in direzione x
 Z = direzione trasversale momento Mx, momento con versore in direzione x taglio Vz, taglio con versore positivo in direzione z

SLV

SISMA		SISMA long + 30% SISMA trasv						SISMA trasv + 30% SISMA long					
q=		SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
		Vz	Mx	Vx	Mz	0	My	Vz	Mx	Vx	Mz	0	My
PILA 1	1	5.600	175.200	-14.600	336.400	67.000	-3.200	-18.200	-572.600	-5.200	121.200	70.600	10.200
PILA2		-7.400	184.400	-11.000	371.200	176.400	7.000	-24.400	-1.136.200	-3.200	142.400	171.400	23.000
PILA3		-8.200	-372.800	-10.000	287.600	180.000	6.600	-27.400	-1.248.600	4.200	-33.800	174.000	-21.200

FASE COSTRUTTIVA 1: pile con sbalzi isostatici asimmetrici da 55 e 50m

PILA 2 e 3		8.200	-291.000	10.800	523.400	114.200	3.200	26.800	-979.400	3.400	254.800	115.000	10.200
------------	--	-------	----------	--------	---------	---------	-------	--------	----------	-------	---------	---------	--------

SLE-CAR

Carico prevalente TRAFFICO

		Max V						Max T					
		SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
		Vz	Mx	Vx	Mz	0	My	Vz	Mx	Vx	Mz	0	My
PILA 1		1.800	70.800	-1.000	30.800	83.000	800	2.000	78.400	-1.000	32.200	80.800	-1.600
PILA2		2.600	130.400	800	79.000	191.200	1.200	2.400	139.200	800	69.400	187.400	-1.800
PILA3		2.400	129.400	1.200	-69.400	195.600	2.000	2.400	137.200	1.200	-66.600	191.600	2.200

Carico prevalente FRENAMENTO

		Max V						Max T					
		SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
		Vz	Mx	Vx	Mz	0	My	Vz	Mx	Vx	Mz	0	My
PILA 1		1.800	62.000	-200	40.600	79.000	1.000	1.800	65.200	-200	40.800	77.800	-1.200
PILA2		2.600	120.200	1.200	68.000	184.400	1.400	2.600	123.800	1.200	63.200	182.800	-1.600
PILA3		2.600	120.600	2.000	-54.800	188.000	1.800	2.600	124.000	2.000	-54.800	186.200	1.800

Carico prevalente VENTO

		Max V						Max T					
		SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
		Vz	Mx	Vx	Mz	0	My	Vz	Mx	Vx	Mz	0	My
PILA 1		2.800	93.800	-200	40.000	77.000	1.600	2.800	95.200	-200	39.800	76.400	-1.800
PILA2		4.200	190.000	1.200	58.400	181.400	2.200	4.200	191.600	1.200	55.800	180.600	-2.400
PILA3		4.200	192.000	2.000	-55.800	184.800	2.600	4.200	193.400	2.000	-56.400	184.000	2.600

SLU-STR

Carico prevalente TRAFFICO

		Max V						Max T					
		SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
		Vz	Mx	Vx	Mz	0	My	Vz	Mx	Vx	Mz	0	My
PILA 1		2.600	103.600	-1.000	15.000	114.800	1.000	2.800	114.000	-1.000	17.000	111.600	-2.200
PILA2		3.800	192.600	1.800	141.600	256.200	1.800	3.600	204.600	1.600	128.600	251.200	-2.600
PILA3		3.600	191.600	800	-107.200	263.000	2.800	3.600	202.200	1.000	-103.600	257.400	3.200

Carico prevalente FRENAMENTO

		Max V						Max T					
		SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
		Vz	Mx	Vx	Mz	0	My	Vz	Mx	Vx	Mz	0	My
PILA 1		2.600	91.600	400	28.200	109.200	1.400	2.600	96.000	400	28.600	107.800	-1.800
PILA2		3.800	178.800	2.200	126.600	247.000	2.000	3.800	183.800	2.200	120.200	245.000	-2.200
PILA3		3.800	179.800	1.800	-87.800	252.800	2.600	3.800	184.200	1.800	-87.600	250.400	2.600

Carico prevalente VENTO

		Max V						Max T					
		SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
		Vz	Mx	Vx	Mz	0	My	Vz	Mx	Vx	Mz	0	My
PILA 1		4.200	140.000	200	27.600	106.600	2.400	4.200	142.000	200	27.400	106.000	-2.600
PILA2		6.200	284.400	2.200	113.600	243.200	3.400	6.200	286.600	2.200	110.200	242.200	-3.400
PILA3		6.200	287.400	1.800	-89.000	248.400	3.800	6.200	289.400	1.800	-89.800	247.200	3.800

SLU-GEO

Carico prevalente TRAFFICO

		Max V						Max T					
		SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
		Vz	Mx	Vx	Mz	0	My	Vz	Mx	Vx	Mz	0	My
PILA 1		2.400	89.400	-800	28.800	85.800	1.000	2.400	98.200	-800	30.400	83.200	-2.000
PILA2		3.200	166.600	1.000	90.200	195.800	1.600	3.200	176.800	1.000	79.200	191.400	-2.200
PILA3		3.200	165.800	1.200	-73.600	200.600	2.400	3.200	174.600	1.200	-70.600	196.000	2.800

Carico prevalente FRENAMENTO

		Max V						Max T					
		SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
		Vz	Mx	Vx	Mz	0	My	Vz	Mx	Vx	Mz	0	My
PILA 1		2.200	79.200	200	40.000	81.200	1.200	2.400	83.000	200	40.400	79.800	-1.600
PILA2		3.200	154.800	1.600	77.400	188.000	1.800	3.200	159.000	1.400	72.200	186.000	-2.000
PILA3		3.200	155.600	2.000	-57.000	192.000	2.200	3.200	159.400	2.000	-56.800	190.000	2.400

Carico prevalente VENTO

		Max V						Max T					
		SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque	SF1	BM1	SF2	BM2	Axial	Torque
		Vz	Mx	Vx	Mz	0	My	Vz	Mx	Vx	Mz	0	My
PILA 1		3.600	121.200	200	39.600	79.000	2.200	3.800	123.000	200	39.400	78.200	-2.400
PILA2		5.400	246.400	1.400	66.400	184.600	3.000	5.400	248.200	1.400	63.600	183.800	-3.000
PILA3		5.400	249.000	2.000	-58.000	188.200	3.400	5.400	250.600	2.000	-58.800	187.200	3.400

Tabella 7.6 – Azioni in fondazione - Carreggiate caricate simmetricamente

AZIONI TOTALI QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONI [kN e kNm]

X = direzione longitudinale

momento Mz, momento con versore in direzione z

taglio Vx, taglio con versore positivo in direzione x

Z = direzione trasversale

momento Mx, momento con versore in direzione x

taglio Vz, taglio con versore positivo in direzione z

SLE-CAR

Carico prevalente TRAFFICO

	Max V						Max T					
	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My
PILA 1	900	93.416	-999	29.828	75.316	395	1.000	88.911	-999	30.528	74.216	-795
PILA2	1.300	174.552	447	58.519	176.716	3.264	1.200	164.607	447	53.719	174.816	-3.564
PILA3	1.200	180.648	1.052	-66.122	180.243	2.116	1.200	169.448	1.052	-64.722	178.243	2.216

Carico prevalente FRENAMENTO

	Max V						Max T					
	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My
PILA 1	900	73.916	-599	34.728	73.316	3.515	900	70.986	-599	34.828	72.716	-3.615
PILA2	1.300	143.782	647	53.019	173.316	4.874	1.300	139.542	647	50.619	172.516	-4.974
PILA3	1.300	147.558	1.452	-58.822	176.443	5.036	1.300	142.463	1.452	-58.822	175.543	5.036

Carico prevalente VENTO

	Max V						Max T					
	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My
PILA 1	1.400	82.266	-599	34.428	72.316	3.815	1.400	80.701	-599	34.328	72.016	-3.915
PILA2	2.100	167.357	647	48.219	171.816	5.274	2.100	165.137	647	46.919	171.416	-5.374
PILA3	2.100	171.178	1.452	-59.322	174.843	5.436	2.100	168.858	1.452	-59.622	174.443	5.436

SLU-STR

Carico prevalente TRAFFICO

	Max V						Max T					
	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My
PILA 1	1.300	131.227	-1.065	14.881	104.280	994	1.400	124.347	-1.065	15.881	102.680	-1.594
PILA2	1.900	242.680	1.217	112.315	236.812	5.304	1.800	229.805	1.117	105.815	234.312	-5.704
PILA3	1.800	252.175	649	-102.270	242.288	2.542	1.800	236.335	749	-100.470	239.488	2.742

Carico prevalente FRENAMENTO

	Max V						Max T					
	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My
PILA 1	1.300	104.087	-365	21.481	101.480	6.479	1.300	101.002	-365	21.681	100.780	-6.679
PILA2	1.900	201.050	1.417	104.815	232.212	6.914	1.900	196.000	1.417	101.615	231.212	-7.014
PILA3	1.900	207.770	1.149	-92.570	237.188	6.217	1.900	200.910	1.149	-92.470	235.988	6.217

Carico prevalente VENTO

	Max V						Max T					
	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My
PILA 1	2.100	118.472	-465	21.181	100.180	6.224	2.100	117.207	-465	21.081	99.880	-6.324
PILA2	3.100	239.505	1.417	98.315	230.312	7.614	3.100	236.830	1.417	96.615	229.812	-7.614
PILA3	3.100	244.960	1.149	-93.170	234.988	6.817	3.100	241.430	1.149	-93.570	234.388	6.817

SLU-GEO

Carico prevalente TRAFFICO

	Max V						Max T					
	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My
PILA 1	1.200	108.193	-908	27.954	77.390	1.314	1.200	102.778	-908	28.754	76.090	-1.814
PILA2	1.600	200.718	578	66.677	180.248	3.984	1.600	189.208	578	61.177	178.048	-4.284
PILA3	1.600	207.765	1.029	-70.193	184.062	2.488	1.600	194.800	1.029	-68.693	181.762	2.688

Carico prevalente FRENAMENTO

	Max V						Max T					
	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My
PILA 1	1.100	85.728	-408	33.554	75.090	5.189	1.200	82.343	-408	33.754	74.390	-5.389
PILA2	1.600	165.373	878	60.277	176.348	6.349	1.600	159.923	778	57.677	175.348	-6.449
PILA3	1.600	170.200	1.429	-61.893	179.762	5.408	1.600	164.550	1.429	-61.793	178.762	5.508

Carico prevalente VENTO

	Max V						Max T					
	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My	SF1 Vz	BM1 Mx	SF2 Vx	BM2 Mz	Axial	Torque My
PILA 1	1.800	98.423	-408	33.354	73.990	5.689	1.900	96.303	-408	33.254	73.590	-5.789
PILA2	2.700	198.338	778	54.777	174.648	6.194	2.700	196.218	778	53.377	174.248	-6.194
PILA3	2.700	202.555	1.429	-62.393	177.862	6.008	2.700	199.580	1.429	-62.793	177.362	6.008

Tabella 7.7 – Azioni in fondazione - Carreggiate caricate asimmetricamente

Considerando la geometria delle fondazioni , gli sforzi di compressione valutati alla quota del piano di fondazione valgono:

		SLV			
SISMA		q= 1			
		SISMA long + 30% SISMA trasv		SISMA trasv + 30% SISMA long	
		σ max	σ min	σ max	σ min
PILA 1		1,58	-0,99	1,26	-0,63
PILA2		1,19	-0,14	1,43	-0,42
PILA3		1,19	-0,13	1,35	-0,32
FASE COSTRUTTIVA 1: pile con sbalzi isostatici asimmetrici da 55 e 50m					
PILA 2 e 3		1,29	-0,62	1,33	-0,65
		SLE-CAR			
Carico prevalente TRAFFICO		Max V		Max T	
		σ max	σ min	σ max	σ min
PILA 1		0,54	0,15	0,54	0,14
PILA2		0,76	0,33	0,74	0,33
PILA3		0,76	0,32	0,75	0,32
Carico prevalente FRENAMENTO		Max V		Max T	
		σ max	σ min	σ max	σ min
PILA 1		0,54	0,14	0,54	0,14
PILA2		0,72	0,34	0,71	0,35
PILA3		0,71	0,34	0,71	0,34
Carico prevalente VENTO		Max V		Max T	
		σ max	σ min	σ max	σ min
PILA 1		0,56	0,12	0,56	0,12
PILA2		0,74	0,33	0,74	0,33
PILA3		0,75	0,32	0,75	0,32
		SLU-STR			
Carico prevalente TRAFFICO		Max V		Max T	
		σ max	σ min	σ max	σ min
PILA 1		0,66	0,29	0,66	0,29
PILA2		1,09	0,38	1,06	0,39
PILA3		1,06	0,41	1,04	0,41
Carico prevalente FRENAMENTO		Max V		Max T	
		σ max	σ min	σ max	σ min
PILA 1		0,66	0,28	0,66	0,28
PILA2		1,03	0,40	1,02	0,41
PILA3		0,99	0,43	0,99	0,43
Carico prevalente VENTO		Max V		Max T	
		σ max	σ min	σ max	σ min
PILA 1		0,70	0,25	0,69	0,24
PILA2		1,07	0,37	1,06	0,37
PILA3		1,05	0,40	1,05	0,40
		SLU-GEO			
Carico prevalente TRAFFICO		Max V		Max T	
		σ max	σ min	σ max	σ min
PILA 1		0,56	0,15	0,56	0,14
PILA2		0,82	0,31	0,79	0,32
PILA3		0,81	0,31	0,79	0,31
Carico prevalente FRENAMENTO		Max V		Max T	
		σ max	σ min	σ max	σ min
PILA 1		0,57	0,14	0,57	0,14
PILA2		0,77	0,33	0,76	0,33
PILA3		0,75	0,33	0,75	0,33
Carico prevalente VENTO		Max V		Max T	
		σ max	σ min	σ max	σ min
PILA 1		0,60	0,10	0,59	0,10
PILA2		0,80	0,29	0,79	0,29
PILA3		0,80	0,31	0,80	0,31

Tabella 7.8 – Sollecitazioni massime agenti in fondazione [MPa]

PIANTA COLONNE JET-GROUTING

(1:200)

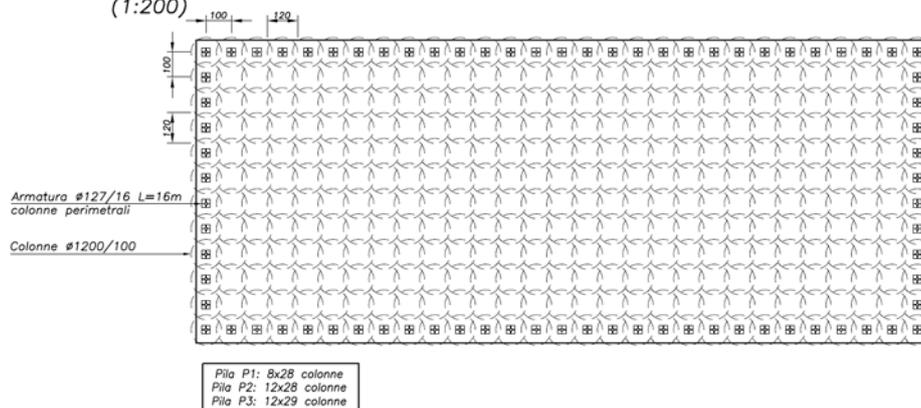


Figura 7.18 – Pianta trattamento colonne jet-grouting

Tenuto conto della particolare costituzione geologica dei terreni trattati, considerato un idoneo apporto di materiale legante (600 kg/mc di cemento) è legittimo assumere la seguente caratteristica meccanica omogeneizzate:

$f_{ck,jet} > 10 \text{ MPa} \rightarrow f_{cd,jet} = 1,6 \text{ MPa}$ (valore valido per verifiche STR)

$f_{ctk,jet} > 1 \text{ MPa} \rightarrow f_{cd,jet} = 0,2 \text{ MPa}$ (valore valido per verifiche STR)

I dati di cui alla tabella precedente evidenziano quindi la compatibilità della soluzione fondale prescelta che a fronte di massimi sforzi di compressione nell'ordine di 1,1 Mpa e massimi sforzi di trazione in condizioni sismiche non superiori a 0,38 MPa (la fondazione non si decompone mai in condizioni statiche), equilibrati mediante armatura del trattamento colonnare (e.g. 1 tubo d127/16 di lunghezza 16m ogni 2m² circa). Per la verifica a presso flessione in condizione sismica si

rimanda alla Tabella 7.9, nella quale è riportata la verifica per la sezione di interfaccia fra intradosso fondazione e pozzo di fondazione ottenuto mediante trattamento con colonne jet-grouting.

7.3.1. Verifica fondazioni a pozzo

Nel seguito si fa riferimento a quanto riportato nel testo di Petrangeli a pag. 308 e segg. (vedi figura),

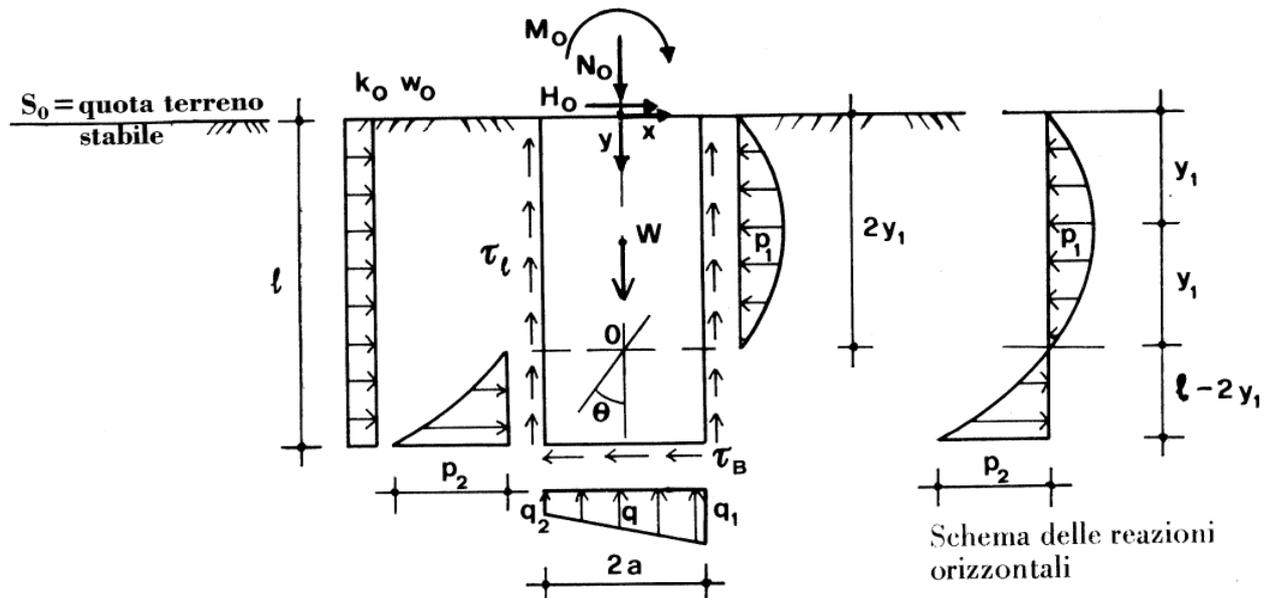


Figura 7.19 – Schema di funzionamento fondazione a pozzo ottenuta mediante trattamento jet-grouting

ove si riassumono le ipotesi semplificative alla base del metodo di calcolo a corpo rigido proposto da Ikehara per pozzi tozzi in sedimi granulari. In particolare si assume che i moduli di reazione, orizzontale e verticale, varino linearmente con la profondità y secondo le relazioni ($K_v \cong 1,5K_h = \alpha K_h$)

$$\begin{cases} k_h = K_h y \\ k_v = K_v y \end{cases}$$

Il problema viene analizzato in un piano principale ed il pozzo di sezione rettangolare, profondità ℓ , larghezza $2a$ e profondità $2b$ (i.e. area di base pozzo $A=4ab$), risulta soggetto alle azioni di testa (N_0, V_0, M_0), al peso proprio W e ad una azione sismica d'intensità costante sull'altezza pari a $k_0 w = k_0 W / \ell$. Indicata con ϑ la rotazione rigida ed assunto un centro di rotazione "O", posto a distanza incognita $2y_1$ dalla sommità, le pressioni orizzontali (p) sul fusto e verticali alla base (q) sono fornite dalle relazioni

$$\begin{cases} p = k_h \vartheta (2y_1 - y) \\ q = k_v (v + \vartheta x) \end{cases}$$

L'equilibrio alla traslazione e alla rotazione impone, rispettivamente,

$$\begin{cases} N_0 = 2b \int_{-a}^a k_v (v + \vartheta x) dx; V_0 + k_0 W = 2b \int_0^\ell k_h \vartheta (2y_1 - y) dy \\ M_0 + 2y_1 V_0 + k_0 W \ell (2y_1 - \frac{1}{2} \ell) = 2b \left\{ \int_{-a}^a k_v (v + \vartheta x) x dx + \int_0^\ell k_h \vartheta (2y_1 - y)^2 dy \right\} \end{cases}$$

Da tali relazioni è quindi immediato ricavare la posizione di "O"

$$y_1 = F_1 / (2\ell F_3)$$

nonché i valori massimi delle pressioni orizzontali

$$\begin{cases} p_1 = p(2y_1) = 3F_1^2 / (4b\ell^3 F_2 F_3) \\ p_2 = p(\ell) = p_1 \ell (2y_1 - \ell) / y_1^2 \end{cases}$$

e di quelle verticali

$$q_{1,2} = \frac{N_0 + W}{A} \pm \frac{3\eta F_3}{bF_2}$$

in funzione dei parametri

$$F_1 = k_0 w \ell^4 + 3H_0 \ell^3 + 4M_0 \ell^2 + 8\alpha a^3 (k_0 w \ell + H_0)$$

$$F_2 = \ell^3 + 24\alpha a^3; F_3 = k_0 w \ell^2 + 4H_0 \ell + 6M_0$$

Per le pressioni orizzontali si effettua la verifica lato terreno

$$\begin{cases} p_1 \leq K_p \sigma'_v(2y_1) / \gamma = K_p \sigma'_v(2y_1) / 2.0 \\ p_2 \leq K_p \sigma'_v(\ell) / \gamma = K_p \sigma'_v(\ell) / 2.0 \end{cases}$$

mentre per quelle verticali si assume il criterio di Brinch-Hansen.

Per la verifica del pozzo (e dell'ipotesi di corpo rigido) si fa altresì riferimento alle sollecitazioni indotte nella sezione più sollecitata (in assenza di azione sismica) determinata sulla base della relazione

$$M(y) = M_0 + H_0 y + 2bp_1 \left(\frac{2y^3}{6y_1} - \frac{y^4}{12y_1^2} \right)$$

tenuto anche conto della potenziale parzializzazione e della presenza delle colonne armate.

Nel caso specifico in cui $H_0 = 0$, la sezione più sollecitata è evidentemente quella sommitale.

Nella tabella seguente vengono riportati i valori delle verifiche per le condizioni di carico dimensionanti.

Pila P1		direzione longitudinale X					Pressioni ammissibili					
	sisma long	SLU1	SLU2	GEO1	GEO2	sisma long	SLU1	SLU2	GEO1	GEO2		
y1 =	3,7	6,9	6,0	4,6	5,6							
p1(y1) =	210,4	78,0	78,7	97,0	81,0	p1a(y1) =	281	341	325	298	316	KN/mq OK
p2(L) =	-390,8	62,2	45,2	-34,7	30,0	p2a(L) =	399	399	399	399	399	KN/mq OK
q1 =	455,3	844,3	811,8	672,1	680,8	qlim =	7784	15033	14844	13669	14497	KN/mq OK
q2 =	912,1	893,5	876,3	808,5	759,0	qlim =	7784	15033	14844	13669	14497	KN/mq OK
Msd max =	336.676	15.000	28.200	-	-	MRd =	630.000					kNm OK
		direzione trasversale Z					Pressioni ammissibili					
	sisma trasv	SLU1		GEO1		sisma trasv	SLU1	SLU2	GEO1	GEO2		
y1 =	10,5	30,9		34,3								
p1(y1) =	316,6	712,4		783,0		p1a(y1) =	409	794		860		KN/mq OK
p2(L) =	316,0	386,9		389,7		p2a(L) =	399	399		399		KN/mq OK
q1 =	658,0	818,6		696,7		qlim =	18177	28214		27868		KN/mq OK
q2 =	744,3	841,1		716,6		qlim =	18177	28214		27868		KN/mq OK
Msd max =	624.134	142.000		-		MRd =	1.270.000					kNm OK
Pila P2		direzione longitudinale X					Pressioni ammissibili					
	sisma long	SLU1	SLU2	GEO1	GEO2	sisma long	SLU1	SLU2	GEO1	GEO2		
y1 =	6,6	8,3	8,5	9,2	9,5							
p1(y1) =	158,5	122,2	120,7	117,8	117,2	p1a(y1) =	281	240	245	258	264	KN/mq OK
p2(L) =	-96,6	41,2	49,7	70,6	77,9	p2a(L) =	399	368	368	368	368	KN/mq OK
q1 =	995,3	1256,9	1232,3	1087,2	1066,4	qlim =	7784	21287	21347	21424	21496	KN/mq OK
q2 =	1158,5	1337,3	1307,6	1150,0	1124,8	qlim =	7784	21287	21347	21424	21496	KN/mq OK
Msd max =	382.336	141.600	126.600	-	-	MRd =	1.300.000					kNm OK
		direzione trasversale Z					Pressioni ammissibili					
	sisma trasv	SLU1		GEO1		sisma trasv	SLU1	SLU2	GEO1	GEO2		
y1 =	10,7	23,9		26,0								
p1(y1) =	275,7	414,6		442,0		p1a(y1) =	409	536		576		KN/mq OK
p2(L) =	230,2	357,3		362,8		p2a(L) =	399	368		368		KN/mq OK
q1 =	1007,2	1239,4		1068,4		qlim =	18177	32360		32113		KN/mq OK
q2 =	1116,2	1272,1		1097,9		qlim =	18177	32360		32113		KN/mq OK
Msd max =	1.170.286	286.600		-		MRd =	2.300.000					kNm OK
Pila P3		direzione longitudinale X					Pressioni ammissibili					
	sisma long	SLU1	SLU2	GEO1	GEO2	sisma long	SLU1	SLU2	GEO1	GEO2		
y1 =	7,0	8,9	9,3	9,7	10,2							
p1(y1) =	143,0	118,7	117,5	117,0	116,9	p1a(y1) =	259	294	302	309	318	KN/mq OK
p2(L) =	-43,2	62,3	73,2	81,1	90,4	p2a(L) =	410	410	410	410	410	KN/mq OK
q1 =	1009,1	1264,5	1238,3	1090,2	1068,2	qlim =	19738	21502	21592	21563	21667	KN/mq OK
q2 =	1140,2	1332,2	1299,6	1146,7	1119,1	qlim =	19738	21502	21592	21563	21667	KN/mq OK
Msd max =	296.228	107.200	87.800	-	-	MRd =	1.360.000					kNm OK
		direzione trasversale Z					Pressioni ammissibili					
	sisma trasv	SLU1		GEO1		sisma trasv	SLU1	SLU2	GEO1	GEO2		
y1 =	10,7	25,5		27,8								
p1(y1) =	282,6	446,2		476,9		p1a(y1) =	329	608		652		KN/mq OK
p2(L) =	237,1	370,6		375,8		p2a(L) =	410	410		410		KN/mq OK
q1 =	1001,3	1237,4		1065,9		qlim =	23996	32898		32649		KN/mq OK
q2 =	1112,3	1268,2		1093,7		qlim =	23996	32898		32649		KN/mq OK
Msd max =	1.286.058	289.400		-		MRd =	2.380.000					kNm OK

Tabella 7.9 – Verifiche pozzi di fondazioni Pile

A livello esemplificativo, nel seguito di riportano i fogli di calcolo desunti dalle formule precedentemente esposte per la verifica dei pozzi di fondazione posti alla base delle pile, per la pila P2 nella condizione sismica.

POZZO DI FONDAZIONE - TEORIA DI IKEHARA

Dati (SLU)

N0 =	181.692	KN	
H0 =		KN	
M0 =	382.336	KNm	
L =	15,0	m	
a =	6,0	m	
b =	14,1	m	(profondità)
α =	1,0		(per sezioni rettangolari)
k =	1,5		
γ =	19	kN/mq	
ϕ =	38°		
Z =	4	m	affondamento falza da p.c.
k0 =	0,4		coeff. spinta a riposo
w =	6429,6	kN/m	
θ =	0,454		
kP =	4,2		coeff. spinta passiva
ψ =	2,0		coeff. sicurezza

F1 =	565282052,3
F2 =	11151,0
F3 =	2850023,2

$$F_1 = k_0 w L^3 + 3H_0 L^3 + 4M_0 L^2 + 8\alpha k a^3 (H_0 + k_0 w L)$$

$$F_2 = L^3 + 24\alpha k a^3$$

$$F_3 = 4H_0 L + 6M_0 + k_0 w L^2$$

Pressioni sul terreno

$$p_1 = \frac{3F_1^2}{4bL^3 F_2 F_3}; p_2 = \frac{p_1 L(2y_1 - L)}{y_1^2}$$

$$y_1 = (F_1 / 2F_3 L); q_{1,2} = \frac{N_0 + W}{4ab} \pm \frac{3\alpha k F_3}{bF_2}$$

y1 =	6,61	m
p1(y1) =	158,5	KN/mq
p2(L) =	-96,6	KN/mq
q1 =	995,3	KN/mq
q2 =	1158,5	KN/mq

Pressioni ammissibili

p1a(y1) =	209,14	KN/mq	OK
p2a(L) =	367,83	KN/mq	OK
qlim	18987,19	KN/mq	OK
qlim	18987,19	KN/mq	OK

Sollecitazioni massime nel pozzo

$$M(y) = M_0 + H_0 y + 2bp_1 \left(\frac{2y^3}{6y_1} - \frac{y^4}{12y_1^2} \right)$$

y [m]	Msd(y) [kNm]
0	382.336
0,75	382.244
1,5	381.619
2,25	379.988
3	376.943
3,75	372.139
4,5	365.299
5,25	356.206
6	344.712
6,75	330.730
7,5	314.242
8,25	295.291
9	273.986
9,75	250.500
10,5	225.073
11,25	198.008
12	169.671
12,75	140.496
13,5	110.979
14,25	81.683
15	53.234

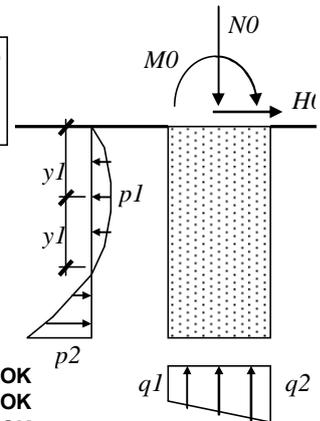
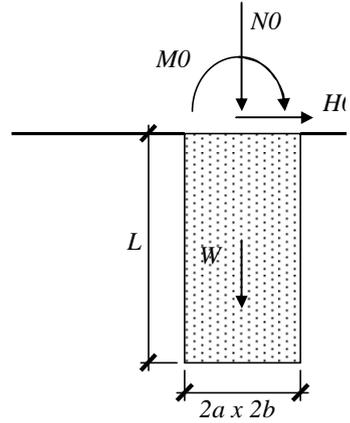
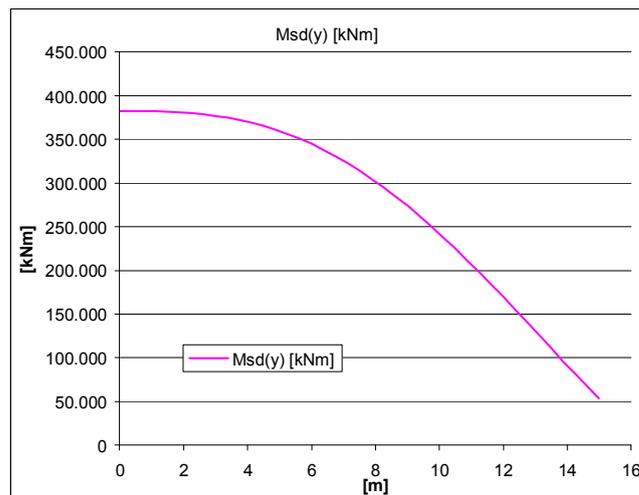


Tabella 7.10 – Verifica pozzo fondazione Pila P2 direz. longitudinale (sisma)

POZZO DI FONDAZIONE - TEORIA DI IKEHARA

Dati (SLU)

N0 =	176.542	KN
H0 =		KN
M0 =	1.170.286	KNm
L =	15,0	m
a =	14,1	m
b =	6,0	m
α =	1,0	(profondità)
k =	1,5	(per sezioni rettangolari)

γ = 19 kN/mq

ϕ = 38 °

Z = 4 m affondamento falza da p.c.

k0 = 0,4 coeff. spinta a riposo

w = 6429,6 kN/m

θ = 0,454

kP = 4,2 coeff. spinta passiva

ψ = 2,0 coeff. sicurezza

F1 = 2425247793,6

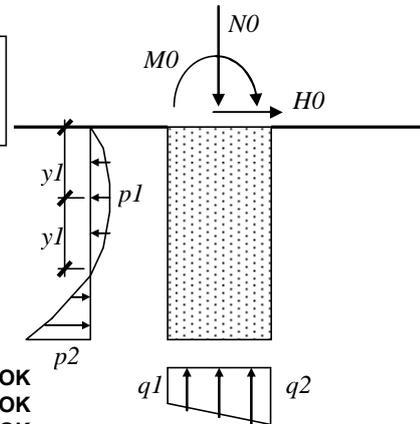
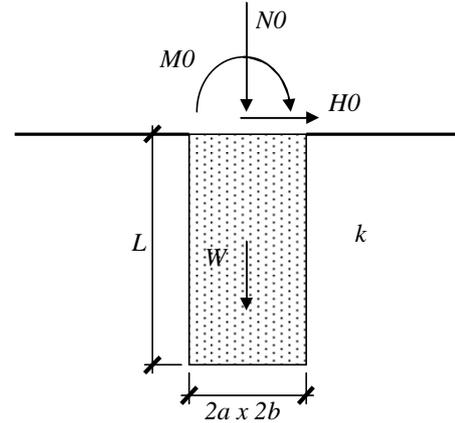
F2 = 104291,0

F3 = 7577723,2

$$F_1 = k_0 w L^4 + 3 H_0 L^3 + 4 M_0 L^2 + 8 \alpha k a^3 (H_0 + k_0 w L)$$

$$F_2 = L^3 + 24 \alpha k a^3$$

$$F_3 = 4 H_0 L + 6 M_0 + k_0 w L^2$$



Pressioni sul terreno

$$p_1 = \frac{3F_1^2}{4bL^3 F_2 F_3}; p_2 = \frac{p_1 L (2y_1 - L)}{y_1^2}$$

$$y_1 = (F_1 / 2F_3 L); q_{1,2} = \frac{N_0 + W}{4ab} \pm \frac{3\alpha k F_3}{bF_2}$$

y1 =	10,67	m
p1(y1) =	275,7	KN/mq
p2(L) =	230,2	KN/mq
q1 =	1007,2	KN/mq
q2 =	1116,2	KN/mq

Pressioni ammissibili

p1a(y1) =	285,89	KN/mq	OK
p2a(L) =	367,83	KN/mq	OK
qlim	24287,54	KN/mq	OK
qlim	24287,54	KN/mq	OK

Sollecitazioni massime nel pozzo

$$M(y) = M_0 + H_0 y + 2bp_1 \left(\frac{2y^3}{6y_1} - \frac{y^4}{12y_1^2} \right)$$

y [m]	Msd(y) [kNm]
0	1.170.286
0,75	1.170.243
1,5	1.169.949
2,25	1.169.171
3	1.167.692
3,75	1.165.315
4,5	1.161.861
5,25	1.157.170
6	1.151.100
6,75	1.143.528
7,5	1.134.347
8,25	1.123.471
9	1.110.832
9,75	1.096.379
10,5	1.080.080
11,25	1.061.923
12	1.041.913
12,75	1.020.072
13,5	996.443
14,25	971.086
15	944.079

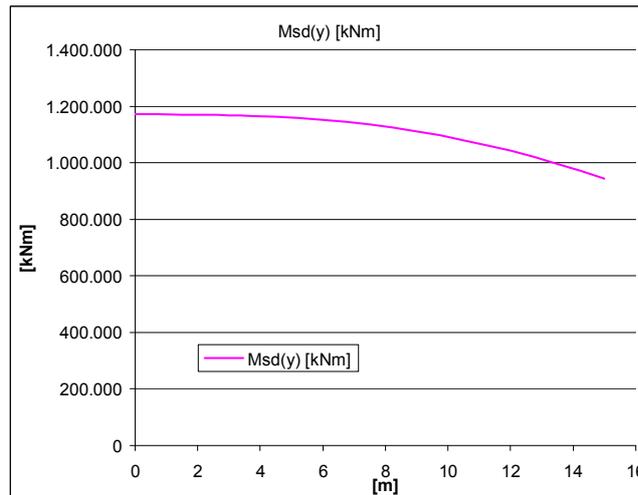


Tabella 7.11 – Verifica pozzo fondazione Pila P2 direz. trasversale (sisma)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	=	0,00	kPa
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	=	38,00	°
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	=	19,00	kN/m ³
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	=	190,00	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	=	1,34	m
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	=	25,52	m

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	=	48,93
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	=	61,35
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	=	78,02

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	=	1,00
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		=	1,00
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^{m+1}$		=	1,00

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	=	28214,08	kN/mq
-----------	--------------------------	---	----------	-------

Tabella 7.12 – Calcolo portata limite di base pozzo fondazione Pila P2 direz. Longitudinale (sisma)