

S.S. 260 "Picente"
Lavori di adeguamento e potenziamento della tratta stradale laziale.
2 Lotto - dal km 43+800 al km 41+150

PROGETTO DEFINITIVO

<p>PROGETTAZIONE STRADALE <i>Dott. Ingegneri Camillo Andreocci Ord. Prov. di Latina n.A1473</i></p> <p>PROGETTAZIONE STRUTTURE <i>Dott. Ingegneri Ilaria Lordani Ord. Prov. di Roma n.A37398</i></p> <p>PROGETTAZIONE GEOTECNICA <i>Dott. Geol. Massimo Pietrantoni Ord. Lazio n.A738</i></p> <p>PROGETTAZIONE IMPIANTI <i>Dott. Ingegneri Salvatore Giua Ord. della Prov. di Roma n.15959</i></p> <p>RESPONSABILE STUDIO AMBIENTALE <i>Dott. Geol. P. Mauri Ord. Geologi Lombardia n.666</i> <i>Dott. Ing. R. Abate D. Regione Lombardia 2641/14 T</i> <i>Dott. Arch. Laura Tasca Ord. Arch. Paesaggisti Prov. di Bg n. 2410</i> <i>Dott. Biol. A. Di Peso Ord. Prov. di Milano n.089989</i> <i>Dott. Arch. J. Zaccagna Ord. Prov. di Livorno n.776</i></p> <p>IL GEOLOGO <i>Dott. Geol. Massimo Pietrantoni Ord. Lazio n.A738</i></p> <p>ARCHEOLOGIA <i>Dott. Grazia Savino 1° Fascia D.M. 244 2019 n.3856</i></p> <p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Dott. Ingegneri Camillo Andreocci Ord. Prov. di Latina n.A1473</i></p>	<p>IMPRESA ESECUTRICE: TOTO S.P.A. COSTRUZIONI GENERALI</p>  <p>DIRETTORE TECNICO <i>Dott. Ing. Camillo Colalongo</i></p> <p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE CAPOGRUPPO MANDATARIA</p>  <p>RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE <i>Dott. Ing. Camillo Andreocci</i> <i>Ord. della Prov. di Latina n.A1473</i></p> <p>MANDANTI</p>  <p>ARCHEOLOGIA <i>Dott. Grazia Savino</i> <i>1° Fascia D.M. 244 2019 n.3856</i></p>	
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Dott. Ing. Antonio Aurelj</i></p>	<p align="center">PROGETTISTA</p>	<p align="center">VISTO PER APPROVAZIONE DEL RUP</p>

Opere d'arte maggiori - LOTTO 2: Tratto in variante categoria C2
Ponti e Viadotti

Relazione di calcolo sottostrutture

CODICE PROGETTO			CODICE ELAB.			REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO					
-			T00	V100	STRRE02	A	-
A	LUGLIO 2023	PRIMA EMISSIONE			I. LARDANI	M. ZAMPETTI	C. ANDREOCCI
REV.	DATA	DESCRIZIONE			REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	6
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE D'ARTE.....	8
2.1	Il viadotto.....	8
2.2	Le pile	14
2.3	Le spalle	19
	2.3.1 SPALLA A	19
	2.3.2 SPALLA B	22
2.4	Condizioni vincolari	24
2.5	Fondazioni ed opere provvisoriale.....	24
3	normativa di riferimento.....	25
4	MATERIALI.....	26
4.1	Materiali impiegati	26
4.2	Resistenza dei materiali impiegati.....	27
5	PARAMETRI GEOTECNICI.....	31
6	ANALISI DEI CARICHI	32
6.1	Pesi propri strutturali G1	32
6.2	Pesi permanenti portati G2	32
6.3	Carichi variabili da traffico Q1	33
	6.3.1 Definizione delle corsie convenzionali	33
	6.3.2 Schemi di carico per verifiche a fatica	36
6.4	Carichi variabili da traffico orizzontali	36
	6.4.1 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)	36
	6.4.2 azione centrifuga Q4	37
6.5	Azione del vento	38
6.6	Azione della temperatura	40
	6.6.1 Temperatura uniforme (TU).....	40
	6.6.2 Gradiente termico verticale lineare (GT)	40
6.7	Coefficiente di omogeneizzazione.....	40
	6.7.1 Coefficiente di omogeneizzazione n0.....	40
	6.7.2 Coefficiente di omogeneizzazione nL.....	40
6.8	Ritiro e viscosità.....	40
	6.8.1 Ritiro autogeno (ϵ_{ca}).....	40
	6.8.2 Ritiro da essiccamento (ϵ_{cd})	41
	6.8.3 Ritiro a lungo termine.....	41

6.9	Urto di veicolo in svio	41
6.10	Azione sismica	42
6.10.1	<i>Sito di costruzione.....</i>	42
6.10.2	<i>Vita nominale della struttura, stati limite e periodo di ritorno.....</i>	42
6.10.3	<i>Parametri di base dell'azione sismica.....</i>	42
6.10.4	<i>Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche</i>	42
6.10.5	<i>Spettro elastico dell'azione sismica.....</i>	43
6.10.6	<i>Spettro elastico in accelerazione</i>	44
6.10.7	<i>Combinazione della azione sismica</i>	46
6.10.8	<i>Combinazione delle masse</i>	46
6.10.9	<i>Sistema di isolamento.....</i>	47
7	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	49
8	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	50
9	ANALISI DEI RISULTATI	52
9.1	sollecitazioni per carichi elementari.....	52
9.2	sollecitazioni in combinazione di carico	60
9.3	sollecitazioni massime sezioni di incastro	65
9.4	Sollecitazioni ad intradosso plinto.....	65
9.5	Sollecitazioni massime sul singolo palo	69
10	CRITERI DI VERIFICA delle sezioni in acciaio	71
10.1	Verifiche tensionali.....	71
10.2	Verifiche di resistenza.....	72
11	CRITERI DI VERIFICA delle sezioni in c.a.....	73
11.1	Verifiche agli stati limite di esercizio	73
11.1.1	<i>Verifica a fessurazione.....</i>	73
11.1.2	<i>Verifica delle tensioni in esercizio.....</i>	74
11.2	Verifiche agli stati limite ultimi.....	74
11.2.1	<i>Sollecitazioni flettenti</i>	74
11.2.2	<i>Sollecitazioni taglianti</i>	74
12	VERIFICHE STRUTTURALI	77
12.1	Verifiche strutturali pile.....	77
12.1.1	<i>Verifica a pressoflessione</i>	77
12.1.2	<i>Verifica a taglio</i>	80
12.2	Verifiche strutturali pali.....	82

13	Verifiche geotecniche pali – capacità portante verticale	85
14	ALLEGATO 1 – COMBINAZIONI DI CARICO	89

INDICE DELLE TABELLE E DELLE FIGURE

Figura 1 – Tracciato di progetto su ortofoto.....	7
Figura 2 Modello 3D del Viadotto.....	8
Figura 3 Sezione trasversale tipo in viadotto, in rettilineo e in curva di raggio minimo	9
Figura 4 – Pianta e prospetto del viadotto – stralci.....	10
Figura 5 – Pianta e prospetto del viadotto – stralci.....	11
Figura 6 – Pianta e prospetto del viadotto – stralci.....	12
Figura 7 – Pianta e prospetto del viadotto – stralci.....	13
Figura 8 Sezione trasversale tipo in viadotto, in rettilineo e in curva di raggio minimo	14
Figura 9 Geometria della pila, prospetti	15
Figura 10 Geometria della pila, sezioni.....	16
Figura 11 Geometria della pila, studi prospettici 1.....	17
Figura 12 Geometria della pila, studi prospettici 2.....	18
Figura 13 Planimetria della paratia su rotatoria A.....	19
Figura 14 Sezione S2 della paratia su rotatoria A	20
Figura 15 Pianta spalla A.....	21
Figura 16 Sezione longitudinale spalla A	22
Figura 17 Prospetto frontale spalla B	23
Figura 18 – Vista in pianta	50
Figura 19 – Schema collegamento pila – impalcato e applicazione massa campata di riva	51
Figura 20 – Momento flettente longitudinale g_1+g_2	52
Figura 21 – Momento flettente trasversale g_1+g_2	53
Figura 22 – Forza assiale g_1+g_2	53
Figura 23 – Momento flettente longitudinale per carichi mobili verticali.....	54
Figura 24 – Momento flettente trasversale per carichi mobili verticali	54
Figura 25 – Forza assiale per carichi mobili verticali.....	55
Figura 26 – Momento flettente longitudinale per sisma SLV x.....	55
Figura 27 – Momento flettente trasversale per sisma SLV x	56
Figura 28 – Taglio longitudinale per sisma SLV x	56
Figura 29 – Taglio trasversale per sisma SLV x.....	57
Figura 30 – Momento flettente longitudinale per sisma SLV y	57
Figura 31 – Momento flettente trasversale per sisma SLV y	58
Figura 32 – Taglio longitudinale per sisma SLV y	58
Figura 33 – Taglio trasversale per sisma SLV y.....	59

Figura 34 – Taglio longitudinale SLU (inviluppo).....	60
Figura 35 – Momento longitudinale SLU (inviluppo)	60
Figura 36 – Taglio trasversale SLU (inviluppo)	61
Figura 37 – Momento trasversale SLU (inviluppo)	61
Figura 38 – Forza assiale SLU (inviluppo).....	62
Figura 39 – Taglio longitudinale SLV (inviluppo).....	62
Figura 40 – Momento longitudinale SLV (inviluppo)	63
Figura 41 – Taglio trasversale SLV (inviluppo)	63
Figura 42 – Momento trasversale SLV (inviluppo).....	64
Figura 43 – Forza assiale SLV (inviluppo)	64
Figura 44: Pianta rappresentativa della pila	81

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta le analisi e le verifiche dell'impalcato del viadotto oggetto del progetto definitivo della variante della SS 260 "Picente" ad Amatrice in Provincia di Rieti, sviluppato a partire dalla soluzione del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economico posto a base gara da ANAS e già oggetto di un passaggio attraverso una CdS nell'anno 2022.

Il progetto è legato alla strategia di adeguamento e potenziamento della rete stradale delle aree interne del territorio nazionale, in particolare di quelli colpiti dal sisma del 2016.

Il progetto riveste un ruolo di riconnessione della rete a livello interregionale e ricade in tal senso nel quadro più largo di ammodernamento infrastrutturale di tutta la SS260 sia nella regione Lazio (con il lotto 1 di 4,7 km) sia nella regione Abruzzo (con il 5° lotto e precedenti). I ragionamenti alla base del progetto si basano su criteri di buongoverno ("*good governance*") che mirano a favorire uno sviluppo economico sostenibile e inclusivo di tutto il territorio italiano. Questo in particolare modo per le zone terremotate come Amatrice che beneficerà inoltre di un miglioramento dei tempi di percorrenza tra il suo centro e alcune delle sue frazioni. La nuova strada permetterà di dinamizzare l'area da un punto di vista economico e demografico e libererà la viabilità comunale dal traffico interregionale.

Il tracciato della nuova strada attraversa la valle del torrente Castellano staccandosi dall'attuale sede in prossimità della progressiva km 43+800 (arrivando dalla Salaria, subito prima dell'incrocio per andare verso Sommati) e ricollegandosi con la SS 260 "Picente" attuale in prossimità della progressiva km 41+150 (arrivando dalla Salaria, poco prima del "Villaggio Sciattolo").

Il lotto in oggetto include le due rotatorie di innesto sull'attuale SS 260 "Picente" della nuova opera stradale.

L'intervento in esame si innesta al km 41+150 della SS 260 "Picente" e arriva al km 43+800, in variante sul vecchio tracciato. Il progetto consiste nella realizzazione di un lungo viadotto innestato sulla viabilità esistente per mezzo di due rotatorie.

Il nuovo tracciato stradale è stato previsto con una categoria tipo C2 (strada extraurbana secondaria) ai sensi del D.M. del 5/11/2001 (Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade).



Figura 1 – Tracciato di progetto su ortofoto

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE D'ARTE

L'aggiornamento del PAI per quanto riguarda la perimetrazione delle aree a rischio frana, intervenuto ad ottobre 2022 quando ormai il progetto di fattibilità era nella fase conclusiva della CdS, ha consigliato delle leggere rettifiche del tracciato, in particolar modo la zona di transizione tra il viadotto 1 e 2 è stata soppressa, evitando così un pesante intervento a terra su di un versante non presente nella precedente classificazione, ma posizionato ora tra le aree con classe di pericolosità elevata. Per ragioni similari è stato soppresso anche l'appoggio tra i viadotti 2 e 3, semplicemente agendo un minimo sulla livelletta dell'ultimo tratto, la cui pendenza è stata ridotta.

2.1 IL VIADOTTO

L'aggiornamento del tracciato sviluppato in questo progetto definitivo ha comportato che i 3 viadotti del PFTE si sono uniti in un'unica opera di 1214 m di sviluppo complessivo, che con le sue 22 campate scavalca per 4 volte il Torrente Castellano (affluente del Tronto).

Il viadotto è di tipo a travata continua, con sezione trasversale che prevede 2 travi longitudinali principali ed una trave di spina in acciaio Corten, su cui giace una soletta d'impalcato di 23 cm di spessore, gettata su predelle metalliche tralicciate. Le travi longitudinali sono collegate da dei trasversi disposti con passo costante lungo il tracciato. Le travi hanno un'altezza variabile da 1.8 m fino a 3.9 m. Questa tipologia d'impalcato permette di avere luci generose che vanno dai 40 m circa delle campate laterali e di transizione ai 90m della luce maggiore. Il tutto porta alla definizione di un'opera snella, robusta e durevole con basso costo di manutenzione e un impatto sull'ambiente il più contenuto possibile.

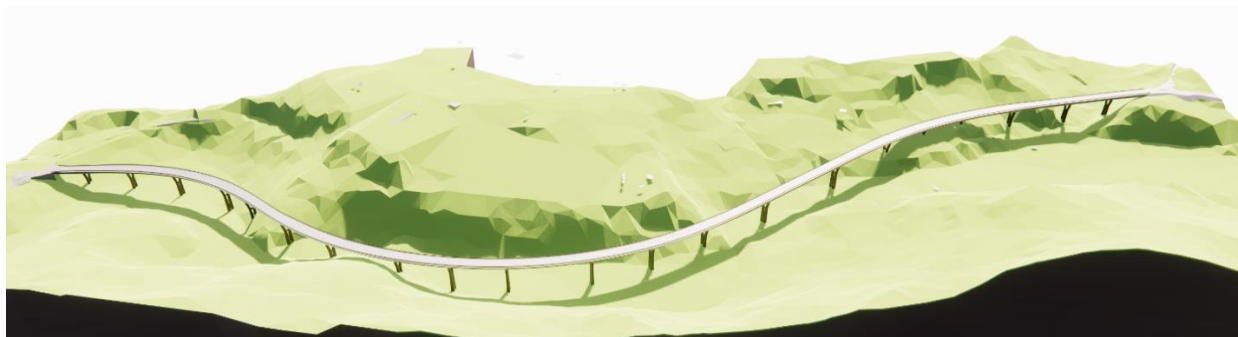


Figura 2 Modello 3D del Viadotto

L'impalcato misto permette di avere una soluzione leggera ottimizzando carpenterie e spessore della soletta.

Dal punto di vista sismico oltre alla leggerezza dell'impalcato, lo schema continuo permette di evitare fenomeni di perdita d'appoggio ("unseating") che invece affliggono impalcati a travi poggiate.

La piattaforma stradale con 1+1 corsie di marcia, ricade nella categoria C2 (extra urbana) secondo il D.M. del 05 Novembre 2001. La larghezza complessiva dell'impalcato è di 10.80 m. La larghezza del bitumato è di 9.5m (1.25+3.50+3.50+1.25). In corrispondenza delle curve per contenere gli allargamenti per la visibilità si arriva fino a 13.3 m.

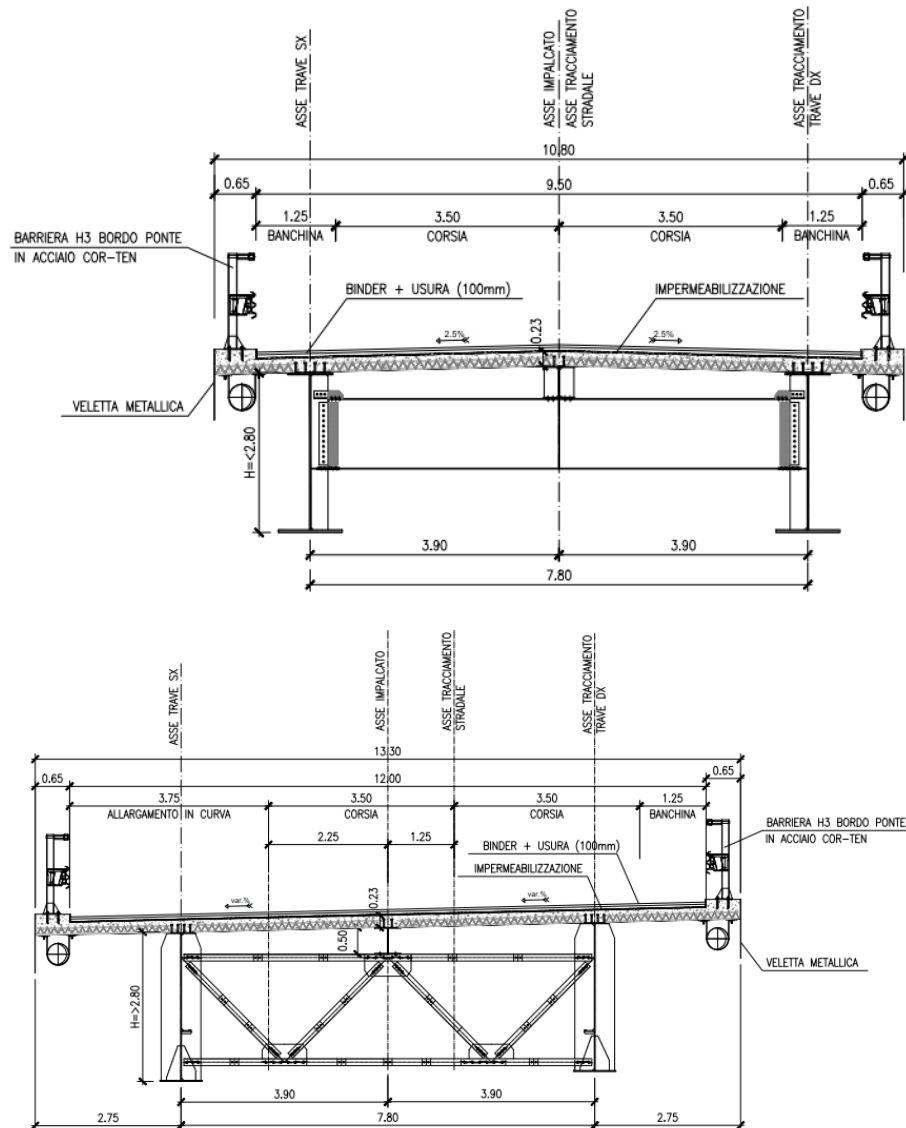


Figura 3 Sezione trasversale tipo in viadotto, in rettilfeo e in curva di raggio minimo

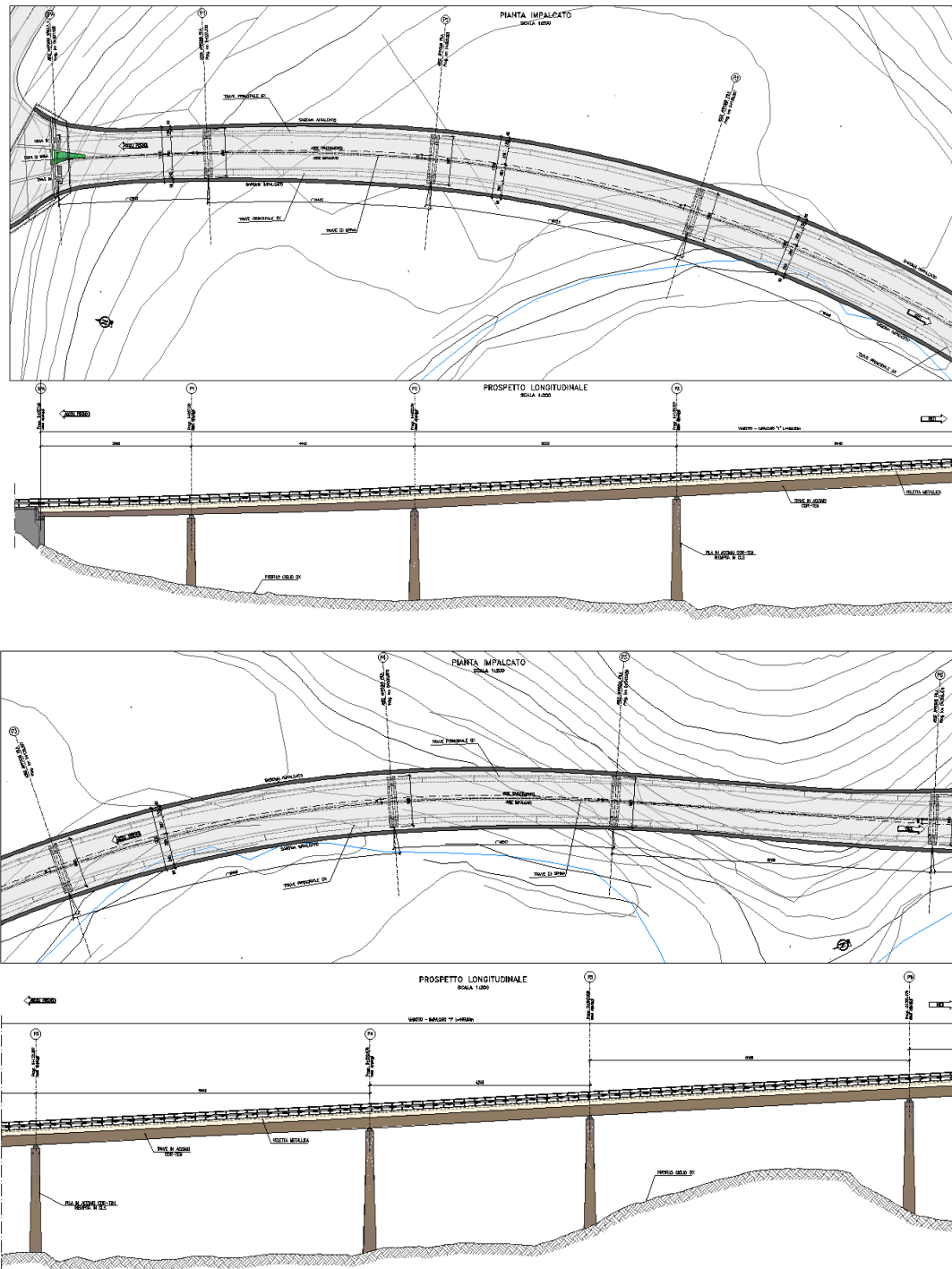


Figura 4 – Pianta e prospetto del viadotto – stralci

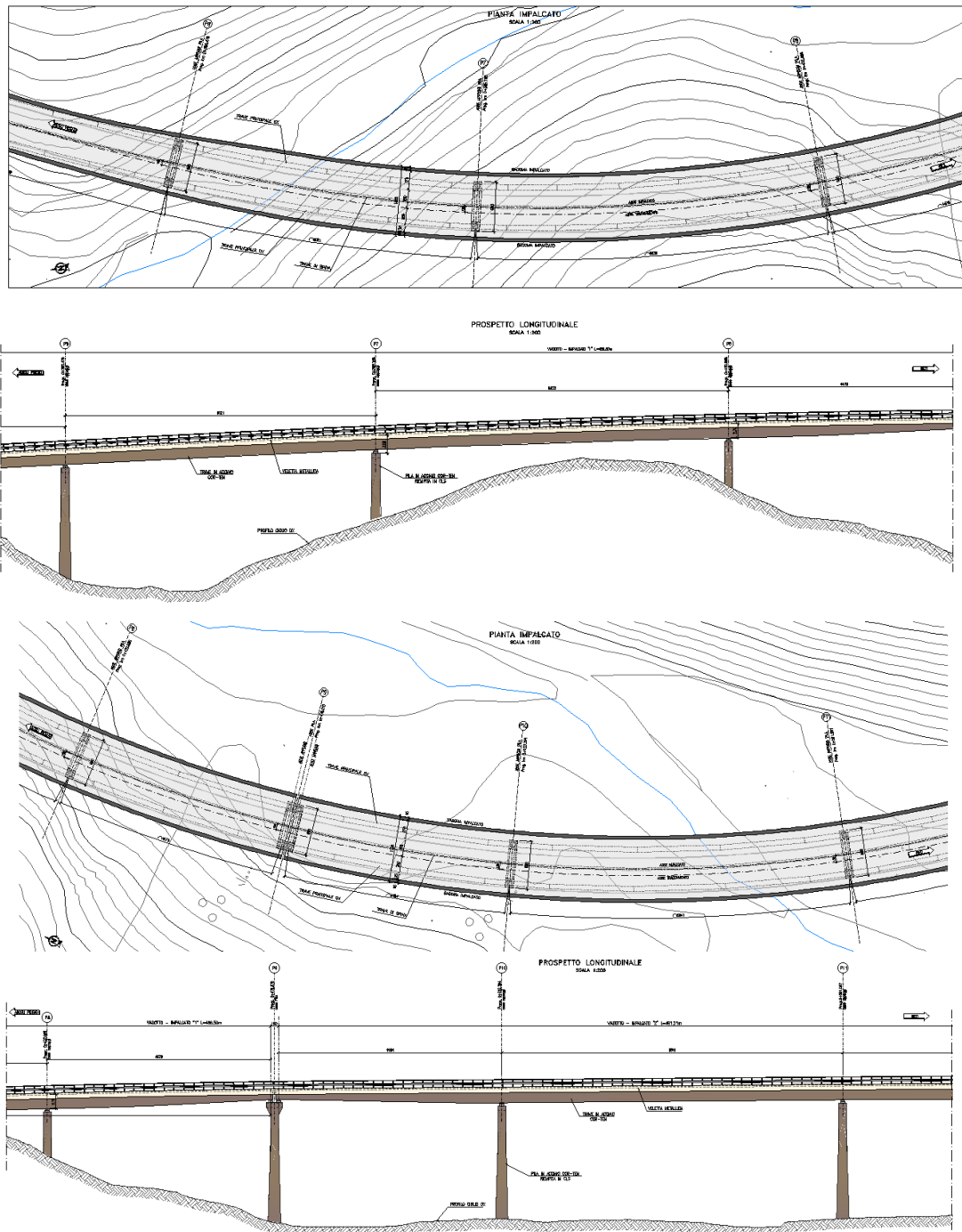


Figura 5 – Pianta e prospetto del viadotto – stralci

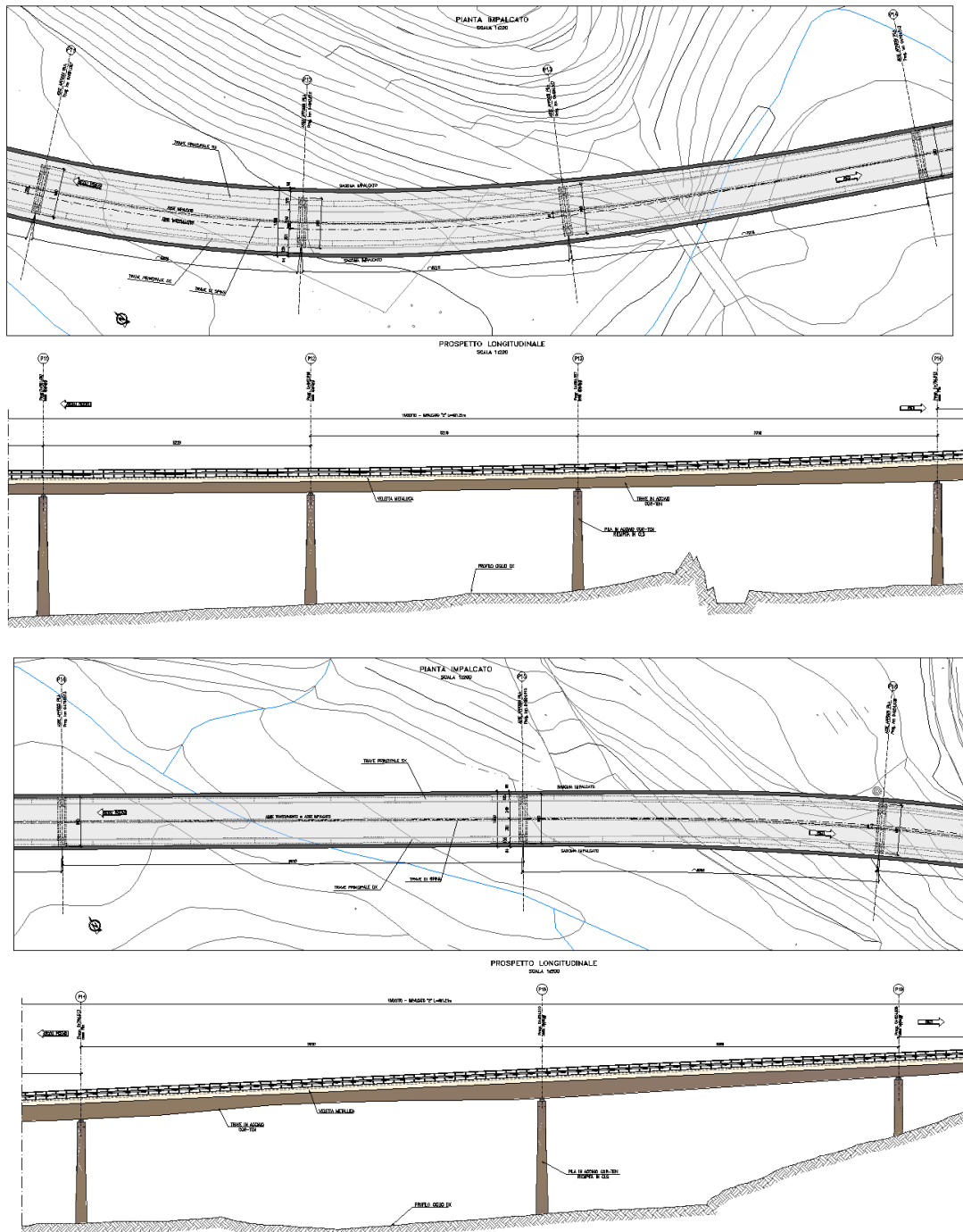


Figura 6 – Pianta e prospetto del viadotto – stralci

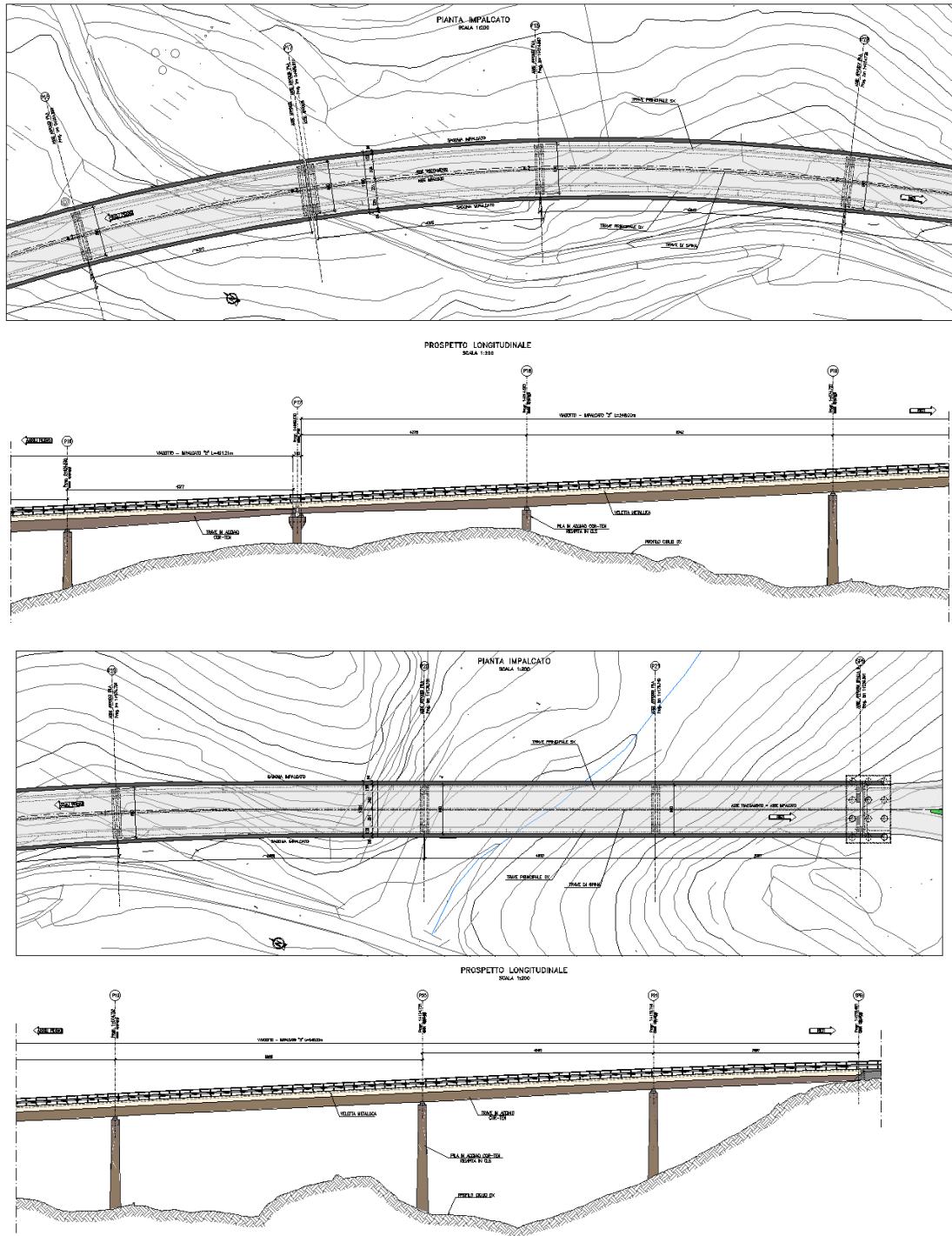


Figura 7 – Pianta e prospetto del viadotto – stralci

2.2 LE PILE

Le caratteristiche dell'opera e la particolarità del contesto in cui è inserita ci ha spinto a porre particolare cura ed attenzione relativamente al disegno della pila. La ricerca è stata orientata verso un'integrazione ed equilibrio tra efficienza strutturale, linearità costruttiva, eleganza del segno ed inserimento nel paesaggio. Alcuni accorgimenti nel disegno del profilo e nella geometria dei volumi, se ben dosati, riescono infatti ad esaltare la snellezza anche attraverso la diversa rifrazione della luce sulle superfici ed il gioco dei vuoti creato dall'apertura tra i due fusti ed antenne, mantenendo semplicità e coerenza tra forma e funzione.



Figura 8 Sezione trasversale tipo in viadotto, in rettilineo e in curva di raggio minimo

La struttura proposta per le pile, guscio esterno in acciaio corten riempito in cls, velocizzerà notevolmente il processo costruttivo, riducendo parimenti l'impatto del cantiere, infatti, si avrà una semi prefabbricazione dell'elemento, il guscio metallico sarà portato e montato in cantiere dove l'unica attività aggiuntiva consisterà nel getto del cls di riempimento.

La costruzione della geometria della pila parte da una base con doppio fusto rettangolare con le pareti frontali per la parte metallica che sbordano dal fusto e si vanno rastremando verso l'alto, ricoprendo una funzione estetica, ma fungendo al contempo da elemento di attacco per i collegamenti trasversali tra i due fusti.

In prospettiva laterale il fusto si rastrema sul lato lungo, per una pila da 25 m esso misura 260 cm alla base e 160 all'attacco con la sezione di base delle due antenne inclinate. La forma delle antenne sarà ancora rettangolare, ma molto prossima ad

un quadrato (160 cm x 180 cm) e si mantiene costante per tutti i 7.5 m della sua altezza. Le antenne sono collegate trasversalmente tra loro in testa ed all'attacco con le pile per migliorarne il comportamento strutturale.

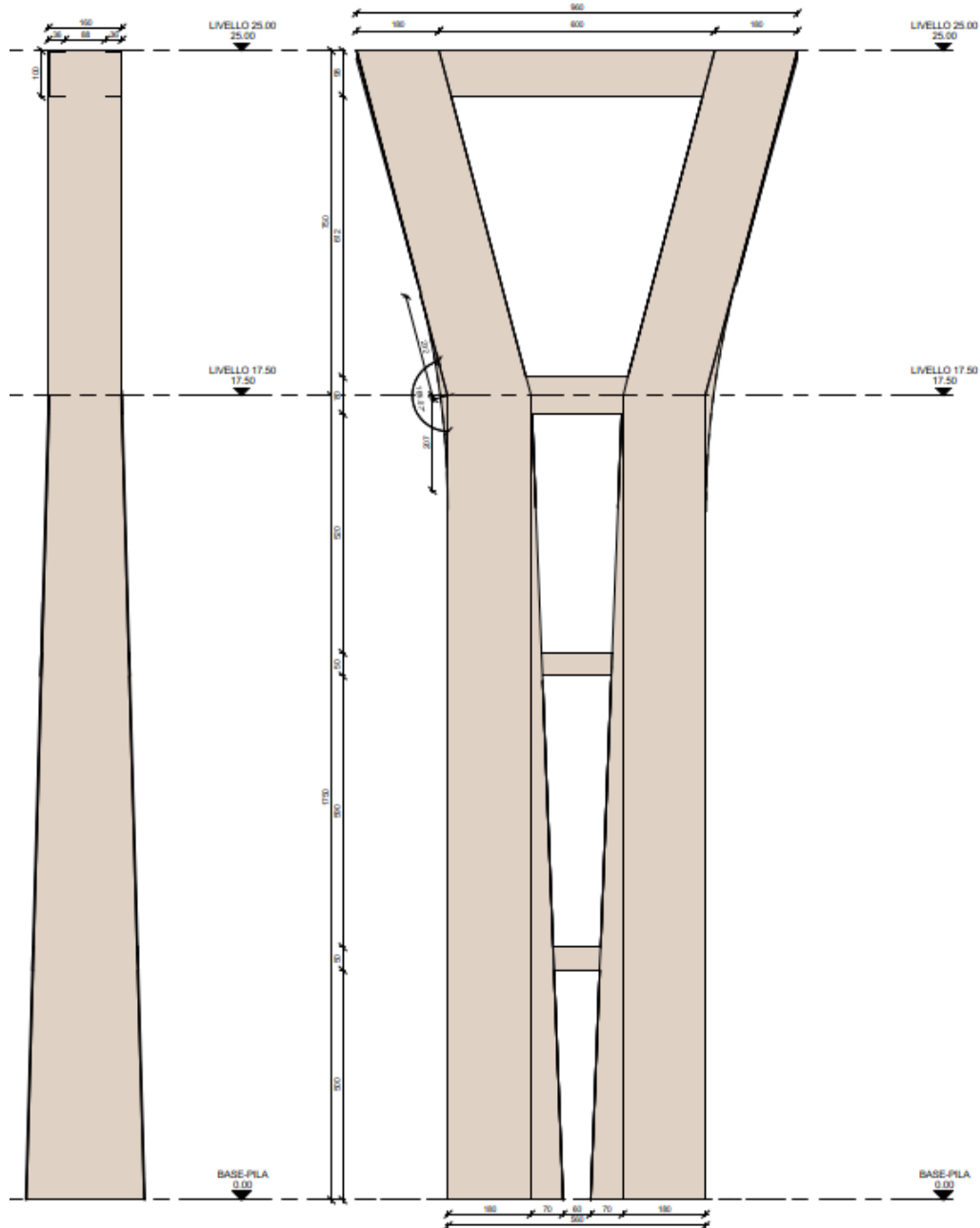


Figura 9 Geometria della pila, prospetti

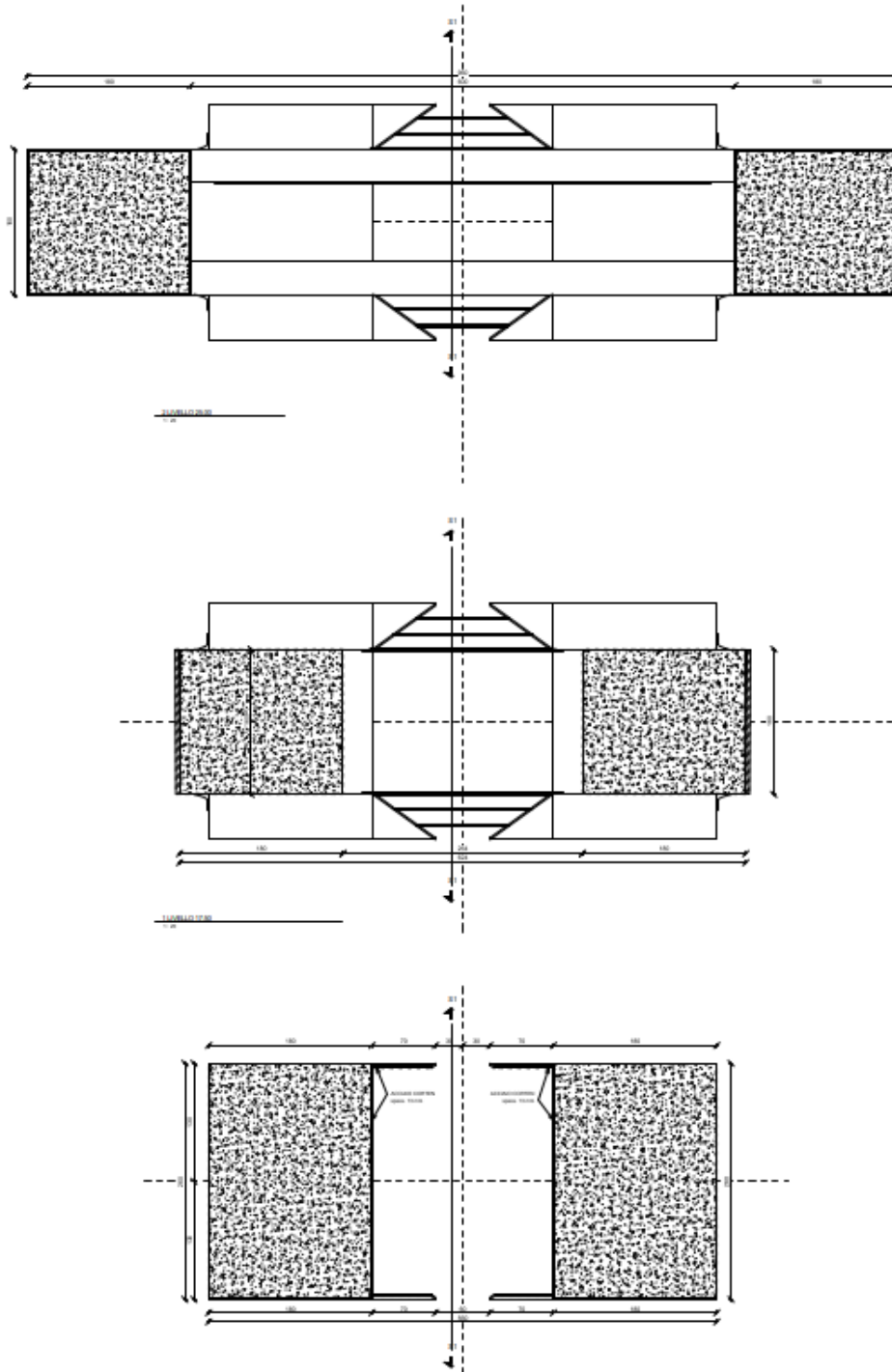


Figura 10 Geometria della pila, sezioni



Figura 11 Geometria della pila, studi prospettici 1



Figura 12 Geometria della pila, studi prospettici 2

I tre impalcati hanno le seguenti scansioni e poggiano su pile di transizione, ad eccezione dell'inizio e della fine dell'opera, per le quali sono previste due spalle.

	Pk inizio (asse appoggi/asse pila)	Pk fine (asse appoggi/asse pila)
Impalcato 1	Pk 0+007.00 – SP A	Pk 0+478.070 - P9
Impalcato 2	Pk 0+478.070 - P9	Pk 0+969.610 – P17
Impalcato 3	Pk 0+969.610 – P17	Pk 1+219.691 – SP B

Tabella 1

2.3 LE SPALLE

2.3.1 SPALLA A

Durante i primi sopralluoghi propedeutici allo sviluppo del progetto definitivo si è riscontrato che in corrispondenza di parte di quella che sarà la rotonda di inizio lotto era presente un cordolo in c.a. a tergo delle barriere stradali. Successivamente, grazie all'aiuto dei Tecnici ANAS si è potuto risalire al progetto di una paratia tirantata realizzata da ASTRAL per bloccare un movimento franoso attivatosi a seguito del sisma del 2016.

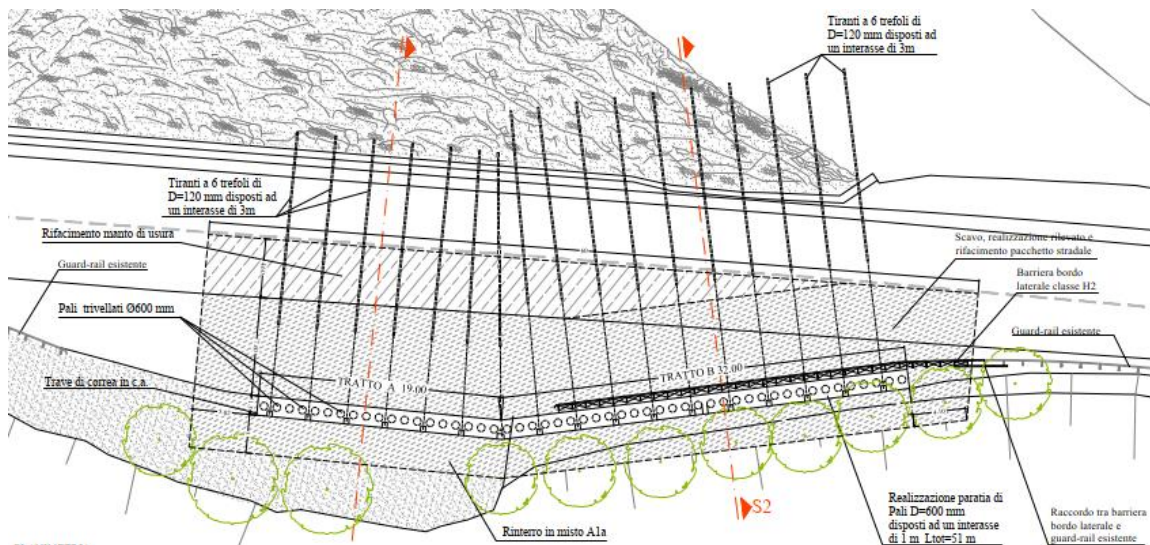


Figura 13 Planimetria della paratia su rotonda A

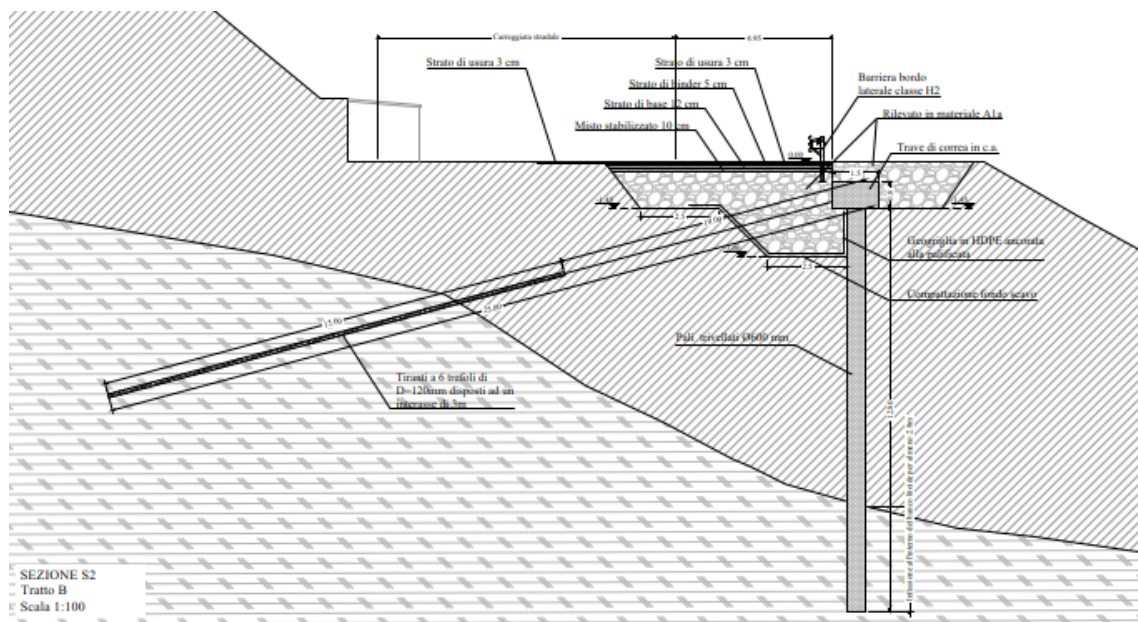


Figura 14 Sezione S2 della paratia su rotatoria A

Tale paratia è interferente con la rotatoria ed un suo ramo di immissione, comunque la rotatoria è ad una quota superiore di circa mezzo metro, quindi realizzabile, ma una volta in esercizio non saranno più controllabili le testate dei tiranti ed eventuali ritesature, quindi l'opera non potrà più essere considerata una soluzione alla messa in sicurezza della frana.

Per ovviare a tale imprevisto e superarlo è stata pensata una variante sostanziale della struttura della spalla del PFTE, concependo una struttura più importante ed imponente che si estenda posteriormente fino alla paratia su menzionata, per andare a fargli da contrasto ed assicurare la messa in sicurezza del movimento franoso.

Tale struttura, come illustrato dalle immagini seguenti, sarà una struttura scatolare vuota con setti di irrigidimento longitudinali che sarà realizzata posteriormente in aderenza alla paratia, impedendone possibili movimenti ed assorbendone le spinte che saranno contrastate in fondazione da una platea fondata su 22 pali del Ø1200.

La platea sarà realizzata su livelli differenti, sebbene continui, tra la parte anteriore e quella posteriore, per evitare di scalzare eccessivamente la paratia esistente durante le fasi costruttive, comunque durante le operazioni di scavo sarà sicuramente necessario predisporre a 3 m circa dal cordolo una trave di contrasto con ulteriori tiranti per limitare lo sbalzo eccessivo provvisorio causato dallo scavo. Allo stesso modo sarà necessario proseguire la paratia per circa altri 10 m fino all'estremo della spalla per poter realizzare lo scavo per l'imposta della fondazione della struttura scatolare.

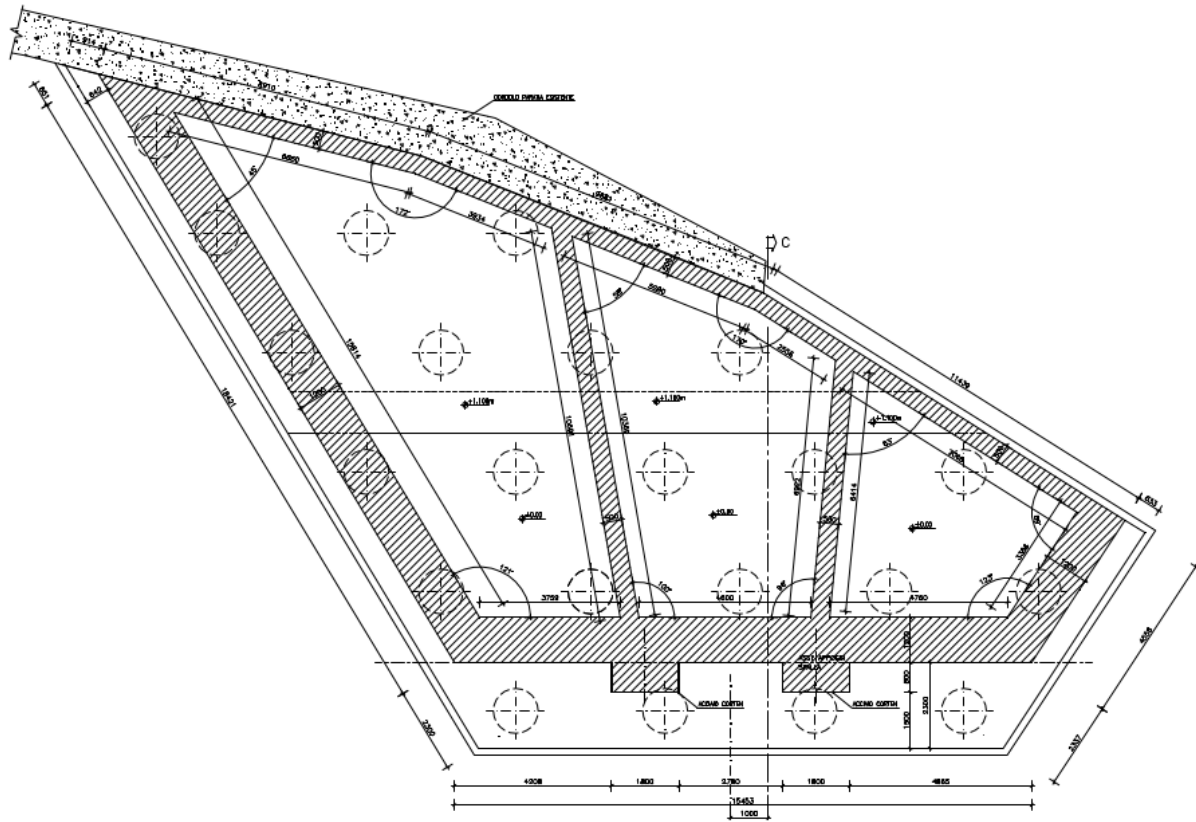


Figura 15 Pianta spalla A

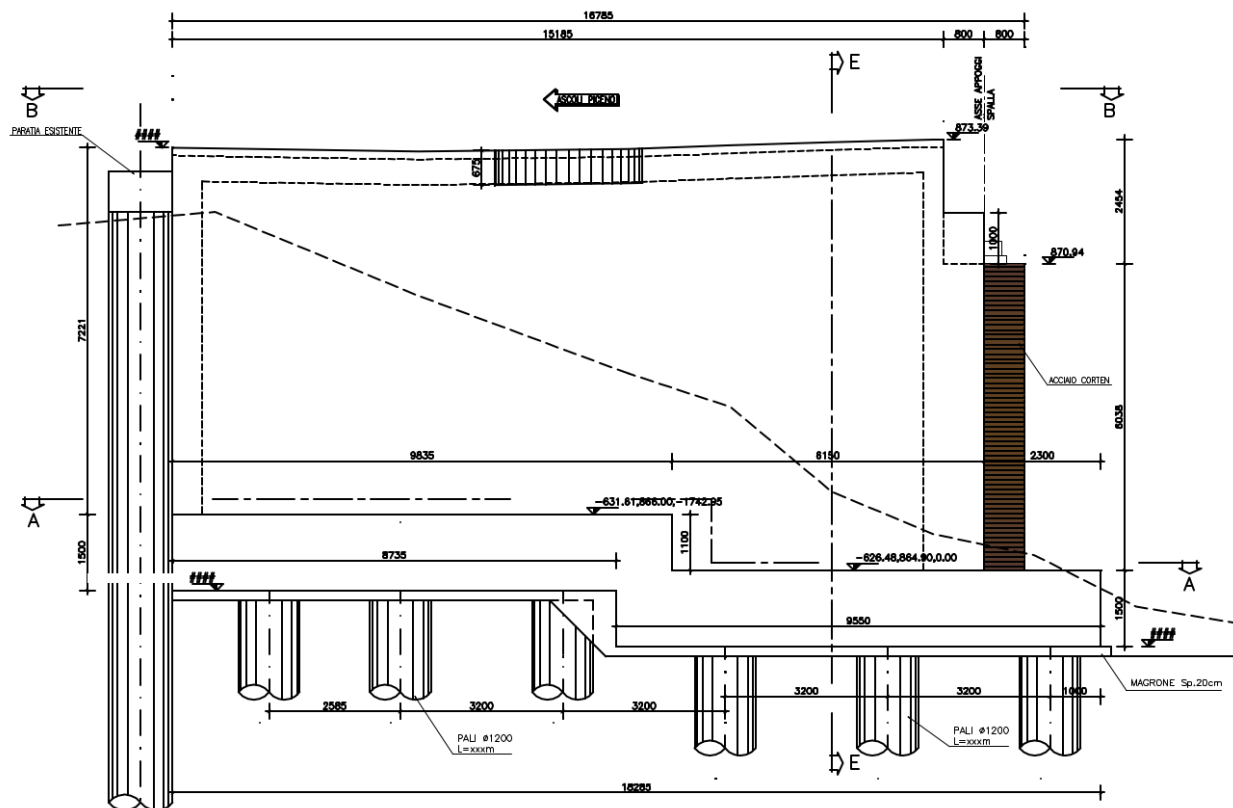


Figura 16 Sezione longitudinale spalla A

Sul muro frontale della spalla si avrà in risalto una struttura sporgente in corrispondenza degli appoggi che andrà a riprendere stilisticamente le antenne delle pile.

2.3.2 SPALLA B

In corrispondenza della spalla B si avrà una normale spalla scatolare, sebbene imponente (muri andatori di quasi 9 m di altezza) visto il versante estremamente acclive.

La fondazione sarà su 12 pali Ø1200.

Anche su questa spalla si riproporrà lo tema della pila già descritto per la spalla A e che meglio possiamo intendere dal disegno della seguente figura.

Posteriormente alla spalla sul lato esterno del pendio è presente un allineamento di muri che si sviluppano fino alla rotatoria e che si riducono progressivamente di altezza verso la rotatoria, con la riduzione delle altezze le fondazioni passano da pali di grande diametro a micropali ed infine a fondazione diretta.

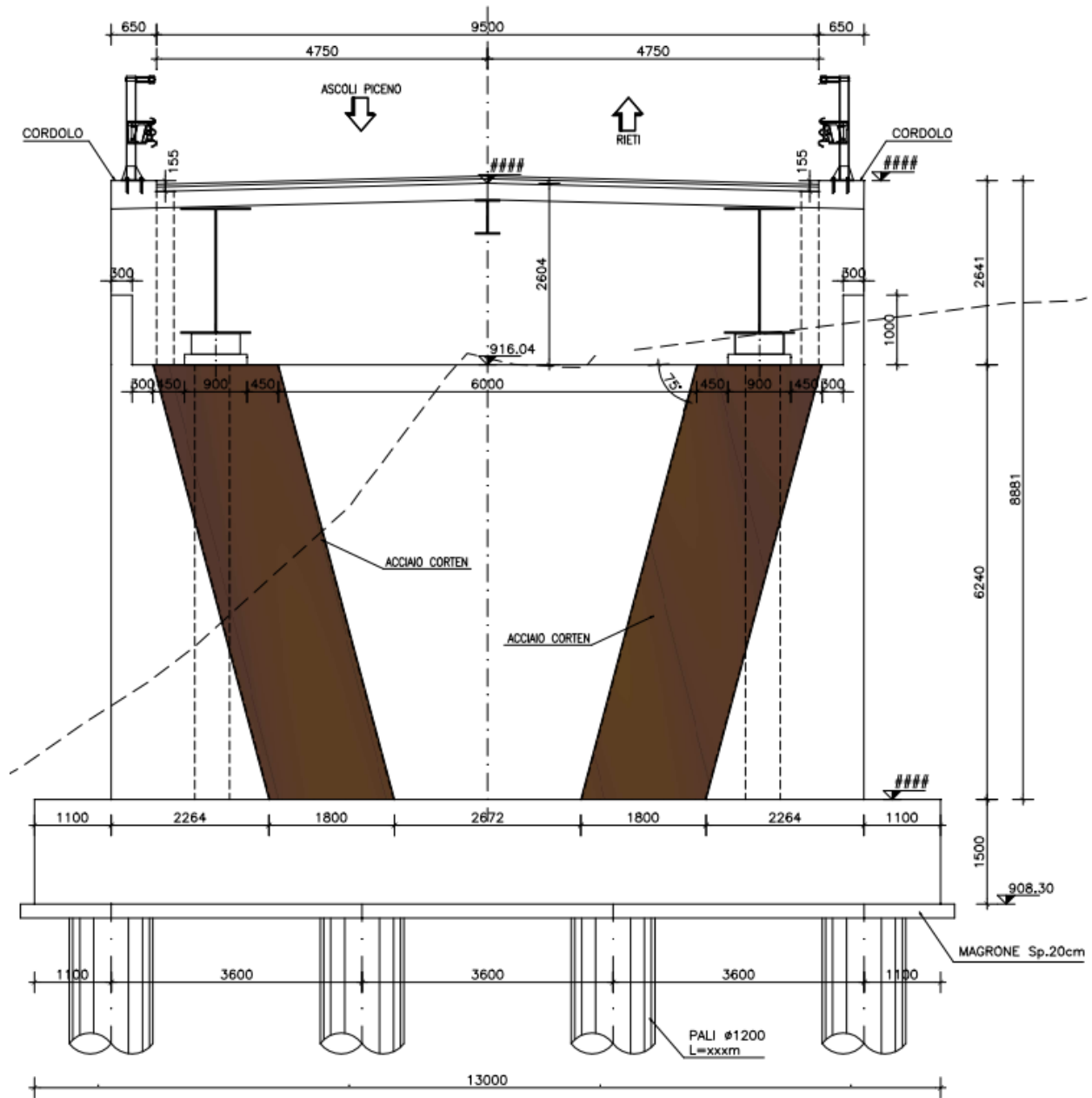


Figura 17 Prospetto frontale spalla B

2.4 CONDIZIONI VINCOLARI

Il viadotto è isolato tramite appoggi in elastomero armato ad alto smorzamento. I vincoli sono pertanto tutti di tipo multidirezionale, con spostamenti massimi in caso di sisma SLV di poco inferiore ai 30 cm.

Giunti

Sulle spalle saranno quindi posizionati dei giunti di dilatazione stradali, che rivestono un ruolo fondamentale nella salvaguardia e nella durabilità dell'opera in quanto, oltre a consentire la continuità tra le strutture in corrispondenza dei varchi, evitano l'infiltrazione di acqua nelle sottostrutture e permettono i movimenti relativi tra gli elementi strutturali dovuti a dilatazione termica o ad eventi esterni come scosse sismiche.

Medesimi elementi saranno disposti sui due giunti strutturali in corrispondenza delle due pile di transizione in corrispondenza dell'interruzione degli impalcati, questi ultimi giunti avranno escursione doppia rispetto a quelli sulle spalle, per considerare la possibile controfase tra gli impalcati che insistono entrambi sulla pila di transizione.

2.5 FONDAZIONI ED OPERE PROVVISORIALI

Le tipologie di fondazioni utilizzate lungo il tracciato sono:

- Fondazioni ed opere di protezione su pali di grande diametro $\varnothing 1200$ mm

Le fondazioni previste per le 21 pile e 2 spalle del viadotto sono del tipo indiretto e realizzate con plinti su pali trivellati di grande diametro ($\varnothing 1200$ mm) in cemento armato.

Altro punto di utilizzo sono le zone potenzialmente instabili e dove si renda necessario definire un presidio di stabilizzazione in fase provvisoria e definitiva del versante interessato al fine di proteggere le pile al loro piede (cuffie di pali).

- Opere provvisorie con paratie di micropali tirantati

Tali opere sono previste su circa la metà delle fondazioni delle pile e spalle per limitare l'ampiezza degli scavi e relativo impatto.

3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Per la redazione del progetto stradale si è fatto riferimento alla seguente normativa:

Le analisi e le verifiche strutturali contenute in questa relazione sono state effettuate in conformità alle normative nazionali vigenti, in particolare alle Nuove Norme Tecniche delle costruzioni di cui al DM 17.01.2018 ed alla circolare n.7 del 21.01.2019 contenente le istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni.

Inoltre in mancanza di specifiche indicazioni delle predette norme e per quanto con esse non in contrasto, sono stati utilizzati documenti di riferimento di comprovata validità, quali gli Eurocodici (comprese le eventuali appendici nazionali) le istruzioni ed i documenti tecnici del consiglio nazionale delle ricerche (CNR).

[1]. Legge 5 Novembre 1971, n. 1086. "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale precompresso ed a struttura metallica".

[2]. Decreto ministeriale 17 Gennaio 2018. "Norme tecniche per le costruzioni".

[3]. Circolare Ministeriale LL.PP. n. 7, 21 gennaio 2019. "Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018."

4 MATERIALI

4.1 MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo - Soletta gettata in opera

Classe di resistenza C35/45 ($R_{ck} \geq 45$ MPa)

Classe di esposizione XF4

Calcestruzzo – Strutture in elevazione pile e spalle

Classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ MPa)

Classe di esposizione XC2

Calcestruzzo – Opere di Fondazione

Classe di resistenza C30/37 ($R_{ck} \geq 37$ MPa)

Classe di esposizione XC2

Calcestruzzo – Pali di fondazione

Classe di resistenza C28/35 ($R_{ck} \geq 35$ MPa)

Classe di esposizione XC2

Acciaio armatura ordinaria

Barre ad aderenza migliorata tipo B450 C (controllato in stabilimento)

Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio S355 (ex Fe510) autopatinate tipo CORTEN con caratteristiche meccaniche rispondenti alla EN 10025 come indicato dal D.M. Infrastrutture e Trasporti 17-01-2018.

4.2 RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo C 35/45

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 37.35$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 21.17$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$$

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$$

Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.6 \times f_{ck} = 22.41$$

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 16.81$$

Calcestruzzo C 32/40

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 18.81$$

Resistenza a trazione media

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} =$	3.10
Resistenza a trazione	
$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} =$	2.17
Resistenza a trazione di calcolo	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.45
Resistenza a compressione (comb. Rara)	
$\sigma_c = 0.6 \times f_{ck} =$	19.92
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	
$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} =$	14.94

Calcestruzzo C 30/37

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	
$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} =$	30.71
Resistenza media a compressione	
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	38.71
Modulo elastico	
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} =$	33019
Resistenza di calcolo a compressione	
$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 =$	17.40
Resistenza a trazione media	
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} =$	2.94
Resistenza a trazione	
$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} =$	2.06
Resistenza a trazione di calcolo	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.37
Resistenza a compressione (comb. Rara)	
$\sigma_c = 0.6 \times f_{ck} =$	18.43
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	
$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} =$	13.82

Calcestruzzo C 28/35

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 32588$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 16.46$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.83$$

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.98$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32$$

Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.6 \times f_{ck} = 17.43$$

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 13.07$$

Acciaio armatura ordinaria B450C

Tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} \geq 540 \text{ Mpa}$$

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$$

Tensione di calcolo di snervamento

$$f_{yd} \geq f_{yk} / \gamma_s = 450 \text{ Mpa} / 1.15 = 391 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Acciaio carpenteria metallica impalcato S355

Spessore [mm]	≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	
	ftk ≥	470	470	470	470	
fyk ≥	355	345	335	325	315	[Mpa]
γM0	1.05					[-]
γM1	1.10					[-]
γM2	1.25					[-]
f _{yd} = f _{yk} / γM0 ≥	338	329	319	310	300	[Mpa]

Tabella 2 – caratteristiche materiale acciaio da carpenteria metallica

5 PARAMETRI GEOTECNICI

La tabella seguente riporta i valori dei parametri geotecnici.

Unità Geotecnica	γ (kN/m ³)	c'_p (kPa)	Φ'_p (°)	c'_r (kPa)	Φ'_r (°)	C_u (kPa)	E_0 (MPa)	Spessore (m)	Unità geologica corrispondente
R – Riporto alluvionale	17-19	0	26-30	-	-	-	200	0.5-1.5	-
UG1 – Sabbia con limo	19-21	0-10	32-34	0	30-32	-	200-500	4-9 (non considerando S3 e S4)	GP - DF
UG2a – Limo con sabbia argilloso ghiaioso	20-21	15-30	25-28	0	22-26	40-120	400-700	2-7	SM
UG2b – limo argilloso ghiaioso	20-21	25-40	24-28	0-5	18-22	150-350	700-1400	13-34	SFALSa

N.B. E0 è il modulo elastico dinamico

6 ANALISI DEI CARICHI

Pesi specifici dei materiali:

- Peso specifico dell'acciaio $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico calcestruzzo armato $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico bitume $\gamma_b = 20.0 \text{ kN/m}^3$

6.1 PESI PROPRI STRUTTURALI G1

Il peso proprio della struttura viene calcolato in automatico dal programma di calcolo utilizzato. Il peso specifico del materiale è $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$.

	sp	γ	q
	m	kN/m ³	kN/m ²
soletta c.a	0.23	25	5.75
predalle metalliche	0.005	78.5	0.39

Tabella 3 – pesi propri strutturali

6.2 PESI PERMANENTI PORTATI G2

La tabella seguente riporta i carichi dovuti ai permanenti portati.

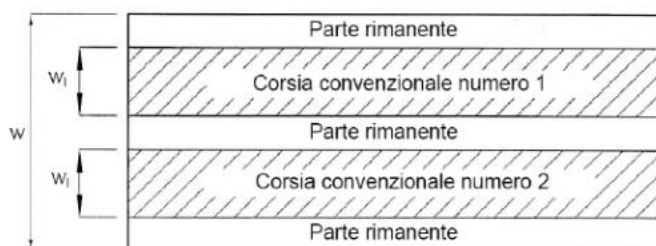
	sp	gamma	q	p
	m	kN/m ³	kN/m ²	kN/m
strato usura + binder	0.1	20	2.00	-
barriere H3 BP (x2)	-	-	-	2
veletta + impianti (x2)	-	-	-	2
cordoli (b=65cm) (x2)	0.15	25	3.75	2.4

Tabella 4 – pesi permanenti portati

6.3 CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO Q1

I carichi variabili da traffico sono stati valutati in base alle prescrizioni del capitolo 5 del DM17.01.2018 per ponti di I categoria.

6.3.1 DEFINIZIONE DELLE CORSIE CONVENZIONALI



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	$w - (3,00 \times n_i)$

Le dimensioni della piattaforma stradale sono le seguenti:

Larghezza impalcato max = 13.30m

Larghezza della carreggiata max $w = 12.00 \text{ m}$

Larghezza impalcato min = 10.80m

Larghezza della carreggiata min $w = 9.50 \text{ m}$

Da cui derivano:

n_i corsie = 3; Larghezza rimanente max = 3.00 m.

Larghezza rimanente min = 0.50 m.

Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprendendo gli effetti dinamici:

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. 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.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m.

Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

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

Fig. 6.1 – Entità dei carichi mobili per ponti

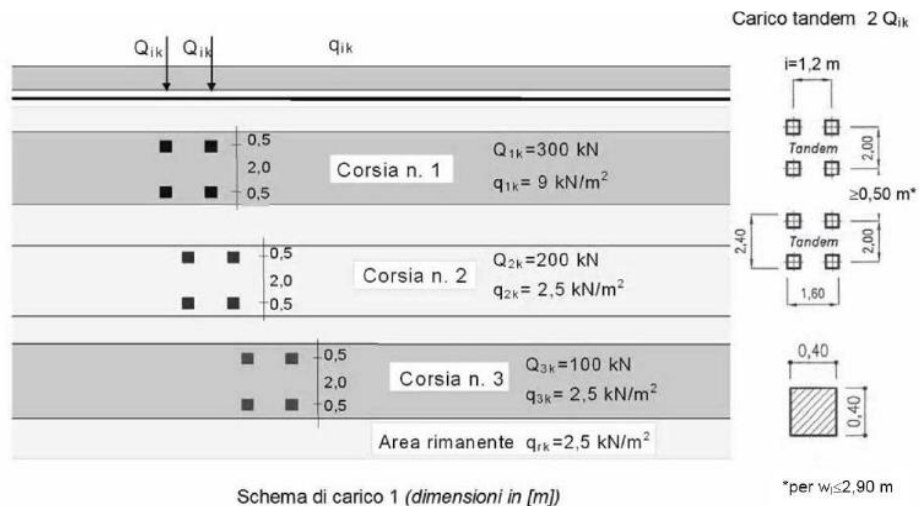


Fig. 6.2 – Schemi carichi mobile

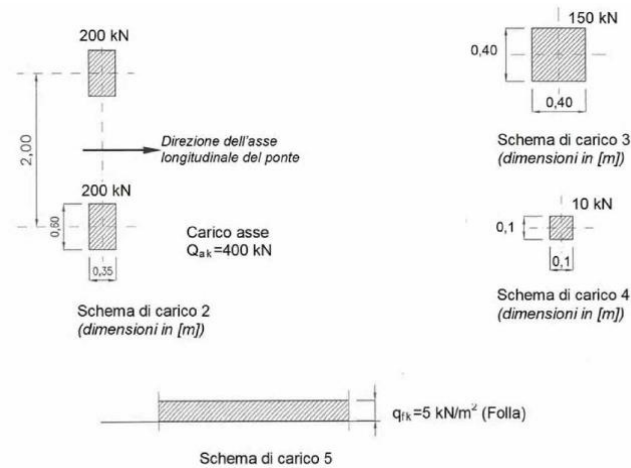


Fig. 6.3 – Schemi carichi mobili

La numerazione e la disposizione dei carichi viene modificata per ottenere le condizioni più sfavorevoli ai fini del calcolo delle sollecitazioni dell'elemento considerato.

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

6.3.1.1 Schema di carico 1 - Configurazione trasversale delle corsie di carico

Ai fini delle successive analisi e verifiche sono state individuate le seguenti configurazioni trasversali delle corsie dei carichi mobili atte a massimizzare le forze verticali e i momenti trasversali agenti sull'impalcato.

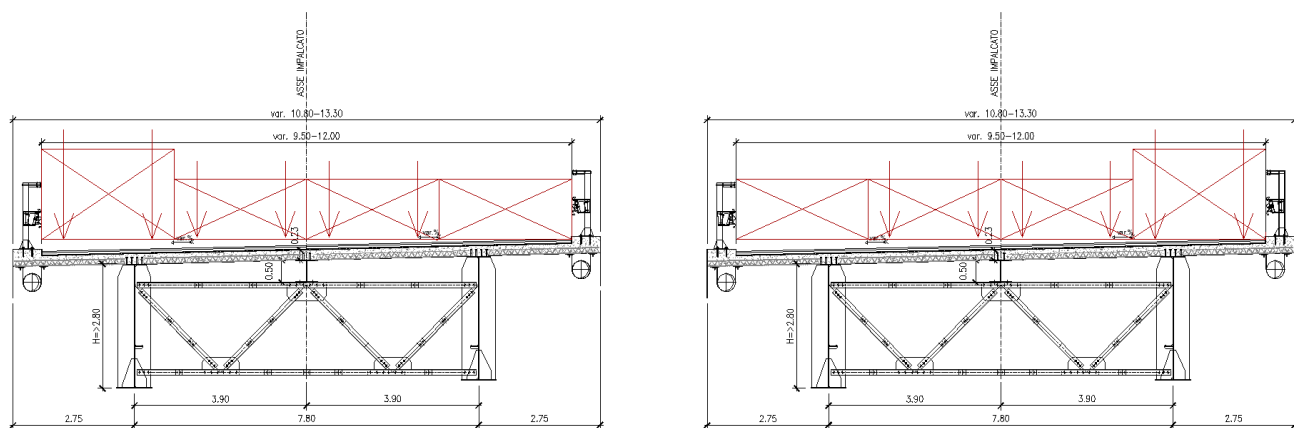


Fig. 6.4 – Configurazione trasversale corsie di veicoli per massimizzare le sollecitazioni su ogni trave

Nel programma di calcolo impiegato per l'analisi delle sollecitazioni sono stati definiti dei casi di carico tipo "moving load" al fine di ottenere l'involuppo delle sollecitazioni di flessione-taglio indotte dai carichi mobili veicolari.

- Corsia 1: $q_{1k} = 27 \text{ kN/m}$
- Corsia 2: $q_{2k} = 7.5 \text{ kN/m}$
- Corsia 3: $q_{3k} = 7.5 \text{ kN/m}$
- Parte rimanente: B max $q_{rk} = 7.5 \text{ kN/m}$; B min $q_{rk} = 1.25 \text{ kN/m}$

Inoltre, il programma di calcolo utilizzato esegue tutte le possibili permutazioni delle corsie di carico definite, per massimizzare gli effetti di momento flettente positivo e negativo sulle travi.

6.3.2 SCHEMI DI CARICO PER VERIFICHE A FATICA

Per le verifiche a fatica a danneggiamento si prende in considerazione un modello di carico a fatica n. 3 (vedi figura seguente), definito secondo quanto riportato in [2] al par. 5.1.4.3.

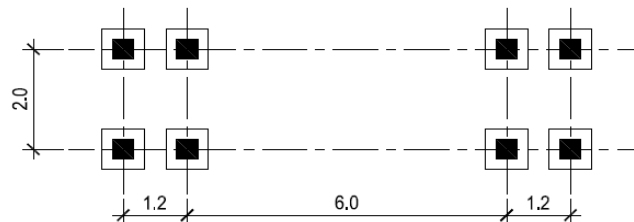


Fig. 6.5 – Schema di carico a fatica n. 3 (4 assi da 120 kN – impronte 40 x 40 cm)

6.4 CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO ORIZZONTALI

6.4.1 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (q_3)

La forza di frenatura o accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 e, per i ponti di prima categoria, è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Dove w_1 è la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

Nel caso in esame si ottiene:

impalcato 1	$q_3 = 900 \text{ kN}$
impalcato 2	$q_3 = 900 \text{ kN}$
impalcato 3	$q_3 = 900 \text{ kN}$

La forza, applicata a livello della pavimentazione e agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

6.4.2 AZIONE CENTRIFUGA Q₄

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta come indicato in tabella 5.1.III delle NTC18, dove Q_v è il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte, definito come segue:

$$Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$$

Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Q ₄ [kN]
R < 200	0,2 · Q _v
200 ≤ R ≤ 1500	40 · Q _v / R
1500 ≤ R	0

Il carico concentrato Q₄, applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Si ha:

impalcato 1 R = 250 m

impalcato 2 R = 290 m

impalcato 3 R = 400 m

Con:

Q_v = 1200 kN

Da cui:

impalcato 1 Q₄ = 192 kN

impalcato 2 Q₄ = 166 kN

impalcato 3 Q₄ = 120 kN

6.5 AZIONE DEL VENTO

AZIONI DEL VENTO (§3.3 NTC18)

Regione

Lazio Zona 3

Altitudine sul livello del mare

$a_s = 850.0$ [m]

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.1 Velocità base di riferimento

Velocità base di riferimento al livello del mare

$v_{b,0} = 27.0$ [m/s]

parametri tabella 3.I

$a_0 = 500$ [m]

parametri tabella 3.I

$k_a = 0.37$ [1/s]

Coefficiente di altitudine

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$; $c_a = 1 + k_a(a_s/a_0 - 1)$ per $a_s > a_0$

$c_a = 1.3$

Velocità base di riferimento

$v_b = v_{b,0} c_a$

$v_b = 34.0$ [m/s]

3.3.2 Velocità di riferimento

Periodo di ritorno

$T_R = 50$ [anni]

Coefficiente di ritorno

$c_r = 0.75 (1 - 0.2 \ln(-\ln(1 - 1/T_R)))^{0.5}$

$c_r = 1.00$

Velocità di riferimento di progetto

$v_r = v_b c_r$

$v_r = 34.0$ [m/s]

3.3.6 Pressione cinetica di riferimento

$\rho_{aria} = 1.25$ [kg/m³]

Pressione cinetica di riferimento

$q_r = 0.5 \rho v_r^2$

$q_r = 0.72$ [kN/m²]

3.3.7 Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità de terreno

C

Distanza dalla costa e altitudine

> 30 km $a_s > 750$ m

Categoria di esposizione del sito

IV

Coefficiente di topografia

$c_t = 1.0$

Fattore di terreno

$k_{r,z} = 0.22$

Lunghezza di rugosità

$z_0 = 0.30$ [m]

Altezza minima

$z_{min} = 8.00$ [m]

Coefficiente di esposizione

per $z > z_{min}$ $c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) (7 + c_t \ln(z/z_0))$

$z_{bar} = 27.0$ [m]

per $z \leq z_{min}$ $c_e(z) = c_e(z_{min})$

$c_e(z) = 2.50$

Pressione cinetica di picco

$q_p = 1.81$ [kN/m²]

Coefficiente dinamico

$c_d = 1.00$

Coefficiente di forma

$c_p = 1.00$

3.3.4 Pressione del vento

$p(z) = q_r c_a c_p c_d$

$p(z) = 1.81$ (kN/m²)

PRESSIONE DEL VENTO CNR-DT 207

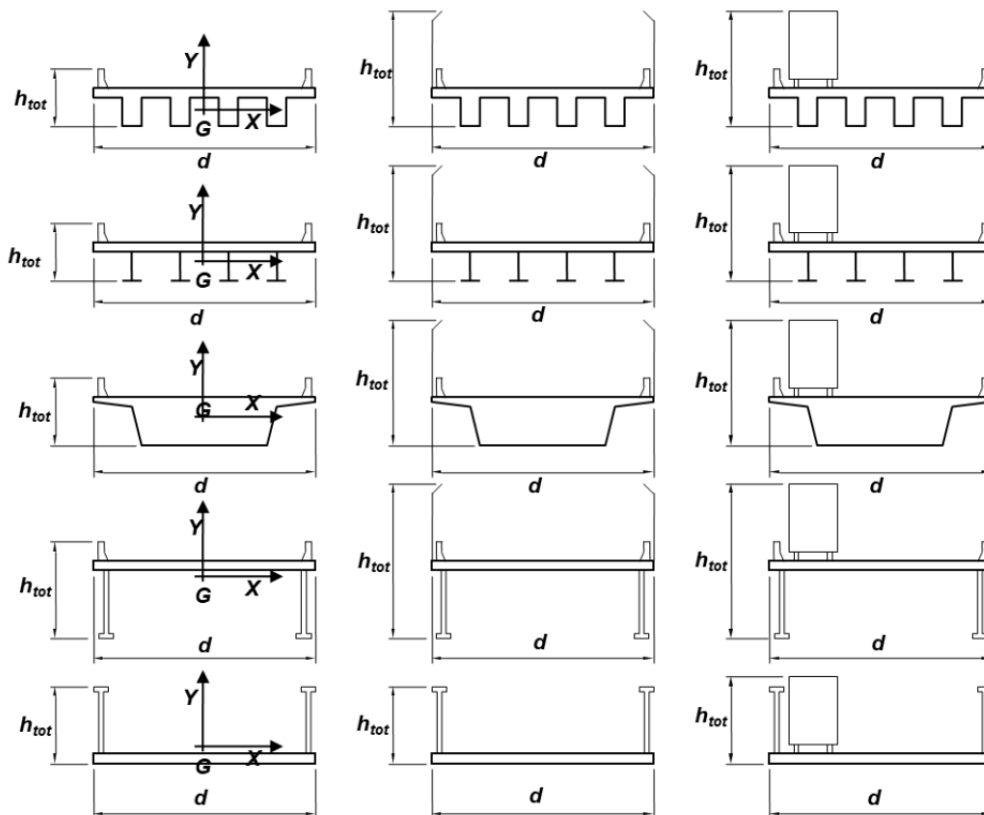
Pressione cinetica di picco	q_p	1.81	[kN/m ²]
Altezza totale (impalcato+barriera)	h_{tot}	5.65	[m]
Larghezza impalcato direzione vento	d	12.10	[m]

G.11.1 Impalcato isolato

Rapporto d/h_{tot}	d/h_{tot}	2.14	
Lunghezza di riferimento per c_{fx}	l	12.1	[m]
Coefficiente di forza in direzione X	c_{fx}	0.76	
Coefficiente di forza in direzione Y	c_{fy}	0.91	
Coefficiente di momento intorno all'asse Z	c_{mz}	0.20	

3.3.4 Forze e momenti per unità di lunghezza

Forza in direzione X per unità di lunghezza	f_x	16.7	[kN/m]
Forza in direzione Y per unità di lunghezza	f_y	20.0	[kN/m]
Momento torcente per unità di lunghezza	m_z	53.0	[kNm/m]



6.6 AZIONE DELLA TEMPERATURA

Nell'analisi delle sollecitazioni nella struttura sono state considerate le variazioni termiche che questa può subire rispetto allo zero termico di costruzione.

6.6.1 TEMPERATURA UNIFORME (TU)

Variazione termica uniforme pari a $\pm 30^\circ\text{C}$.

6.6.2 GRADIENTE TERMICO VERTICALE LINEARE (GT)

Variazione termica lineare di $\pm 15^\circ\text{C}$ tra estradosso soletta e intradosso trave.

Il gradiente termico si applica alle travi dell'impalcato; in particolare il valore del gradiente si calcola con la relazione $\text{grad} = \Delta T/h$.

6.7 COEFFICIENTE DI OMOGENEIZZAZIONE

6.7.1 COEFFICIENTE DI OMOGENEIZZAZIONE n_0

$$n_0 = E_a / E_{cm} = 210000 \text{ N/mm}^2 / 34000 \text{ N/mm}^2 \approx 6$$

6.7.2 COEFFICIENTE DI OMOGENEIZZAZIONE n_L

A_c	$= 3.06 \text{ m}^2$	area calcestruzzo gettato in opera
u	$= 13.8 \text{ m}$	perimetro esposto all'aria
h_0	$= 2 A_c / u = 0.44 \text{ m}$	spessore fittizio
$\phi_t(\infty, t_0)$	$= 1.9$	per RH = 75% e $t_0 = 30\text{gg}$
n_L	$= n_0 (1 + \phi_t) = 6 * (1 + 1.9) \approx 18$	

6.8 RITIRO E VISCOSITÀ

Il valore della deformazione totale per ritiro ϵ_{cs} si esprime come somma delle due componenti dovute al ritiro autogeno (ϵ_{ca}) e al ritiro da essiccamento (ϵ_{cd}).

6.8.1 RITIRO AUTOGENO (ECA)

Il valore medio della deformazione a tempo infinito è pari a:

$$\epsilon_{ca}(\infty) = -2.5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = -2.5 * (37.35 - 10) * 10^{-6} = -0.0684 \text{ ‰}$$

6.8.2 RITIRO DA ESSICCAMENTO (ϵ_{cd})

$$\epsilon_{c0} = -0.0283 \text{ ‰} \quad \text{per calcestruzzo classe 35/45 e umidità relativa RH = 80\%.$$

$$k_h = 0.72$$

Il valore medio della deformazione a tempo infinito è pari a:

$$\epsilon_{cd}(\infty) = k_h \epsilon_{c0} = 0.72 * (-0.0283 \text{ ‰}) = -0.0202 \text{ ‰}$$

6.8.3 RITIRO A LUNGO TERMINE

$$\epsilon_{cs}(\infty) = \epsilon_{ca}(\infty) + \epsilon_{cd}(\infty) = -0.0684 \text{ ‰} - 0.0202 \text{ ‰} = -0.0886 \text{ ‰}$$

6.9 URTO DI VEICOLO IN SVIO

In accordo al §3.6.3.3.2 di [2] in assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m.

Tale azione non risulta dimensionante per le sottostrutture.

6.10 AZIONE SISMICA

6.10.1 SITO DI COSTRUZIONE

Il sito di costruzione dell'opera in esame è ubicato nel Comune di Amatrice (Lazio), presso le seguenti coordinate geografiche:

longitudine 13.289436;
latitudine 42.611680.

6.10.2 VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA, STATI LIMITE E PERIODO DI RITORNO

La vita nominale della struttura è pari a $V_N = 100$ anni.

Il coefficiente d'uso della costruzione è pari a $c_u = 2.0$.

Il periodo di riferimento è quindi pari a:

$$V_R = V_N * c_u = 100 \text{ anni} * 2.0 = 200 \text{ anni.}$$

Sono presi in considerazione gli stati limite SLV e SLC, cui corrispondono le probabilità di superamento P_{VR} indicate ed i periodi di ritorno T_R calcolati secondo la formula seguente.

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) \quad \text{periodo di ritorno}$$

Stato limite SLV: $P_{VR} = 10 \%$, $T_R = 1898$ anni

Stato limite SLC: $P_{VR} = 5 \%$, $T_R = 2475$ anni

6.10.3 PARAMETRI DI BASE DELL'AZIONE SISMICA

I parametri di base della azione sismica per gli stati limite indicati sono riportati a seguire.

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLV	1898	0.412	2.442	0.375
SLC	2475	0.450	2.459	0.381
	[anni]	[g]	[]	[sec]

Tabella 5

6.10.4 CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Secondo quanto riportato nella relazione sismica "T00GE00GETRE01A", alla quale si rimanda per ulteriori dettagli:

Le prove MASW eseguite nell'area di intervento, ha permesso di classificare secondo il DM. 2018 e successive modifiche i terreni interessati dalle indagini. Per quanto riguarda la zona indagata i terreni appartengono, come già evidenziato nei paragrafi precedenti alle **categorie di suolo B**.

In base alle specifiche contenute nel I DM 18, un terreno di tipo B è definito come segue:

TIPO B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità. Valori di $V_{s,30}$ inferiori 180 m/s.

Le condizioni topografiche presenti in sito secondo le già citate norme sono classificabili come:

T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.

Il coefficiente di suolo $S = S_S \times S_T$ è quindi pari a:

Stato limite	S_S	S_T	S
SLV	1.0	1.2	1.2
SLC	1.0	1.2	1.2

Tabella 6

6.10.5 SPETTRO ELASTICO DELL'AZIONE SISMICA

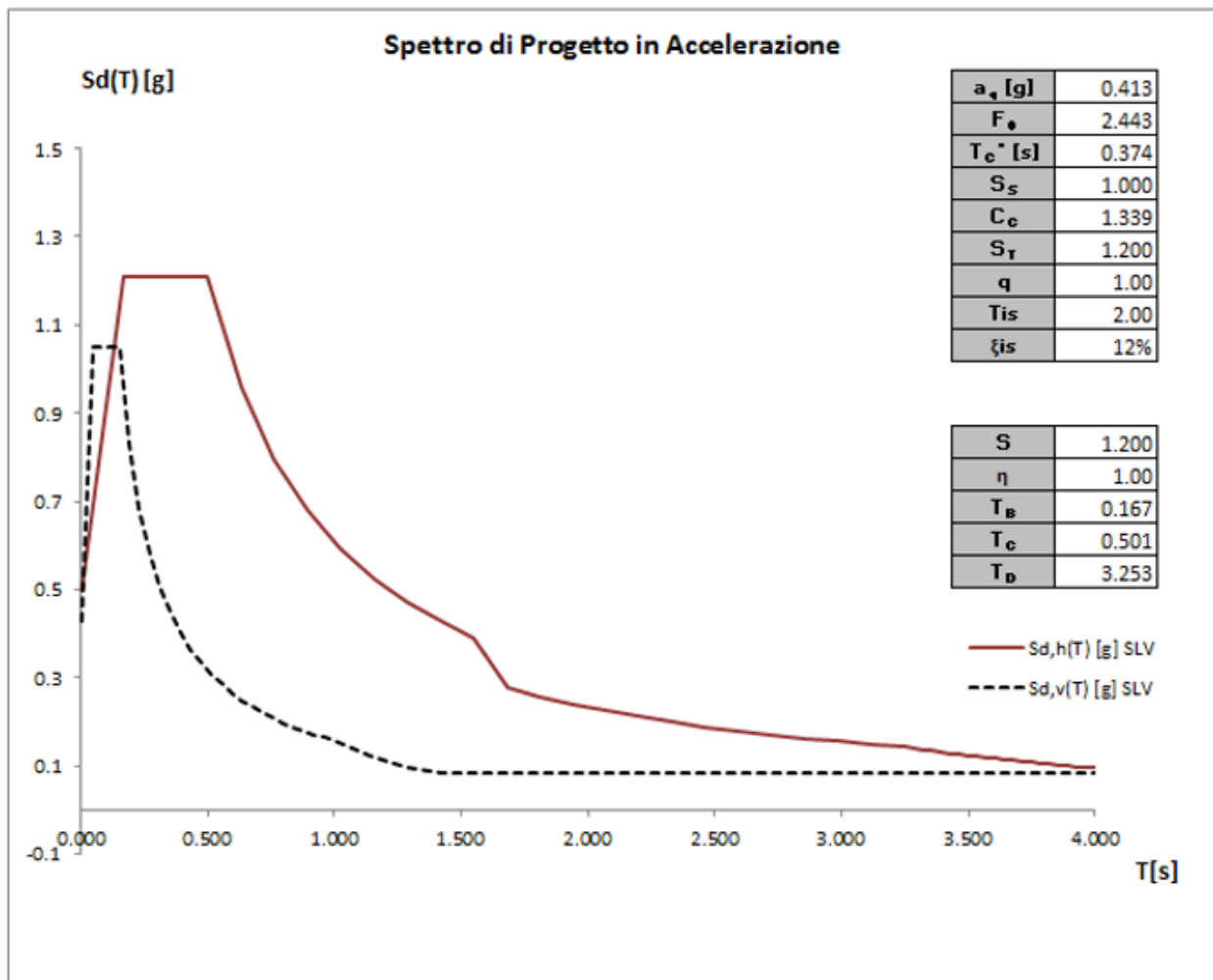
Le espressioni dello spettro elastico di risposta in accelerazione sono riportate a seguire.

$$\begin{array}{l}
 0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

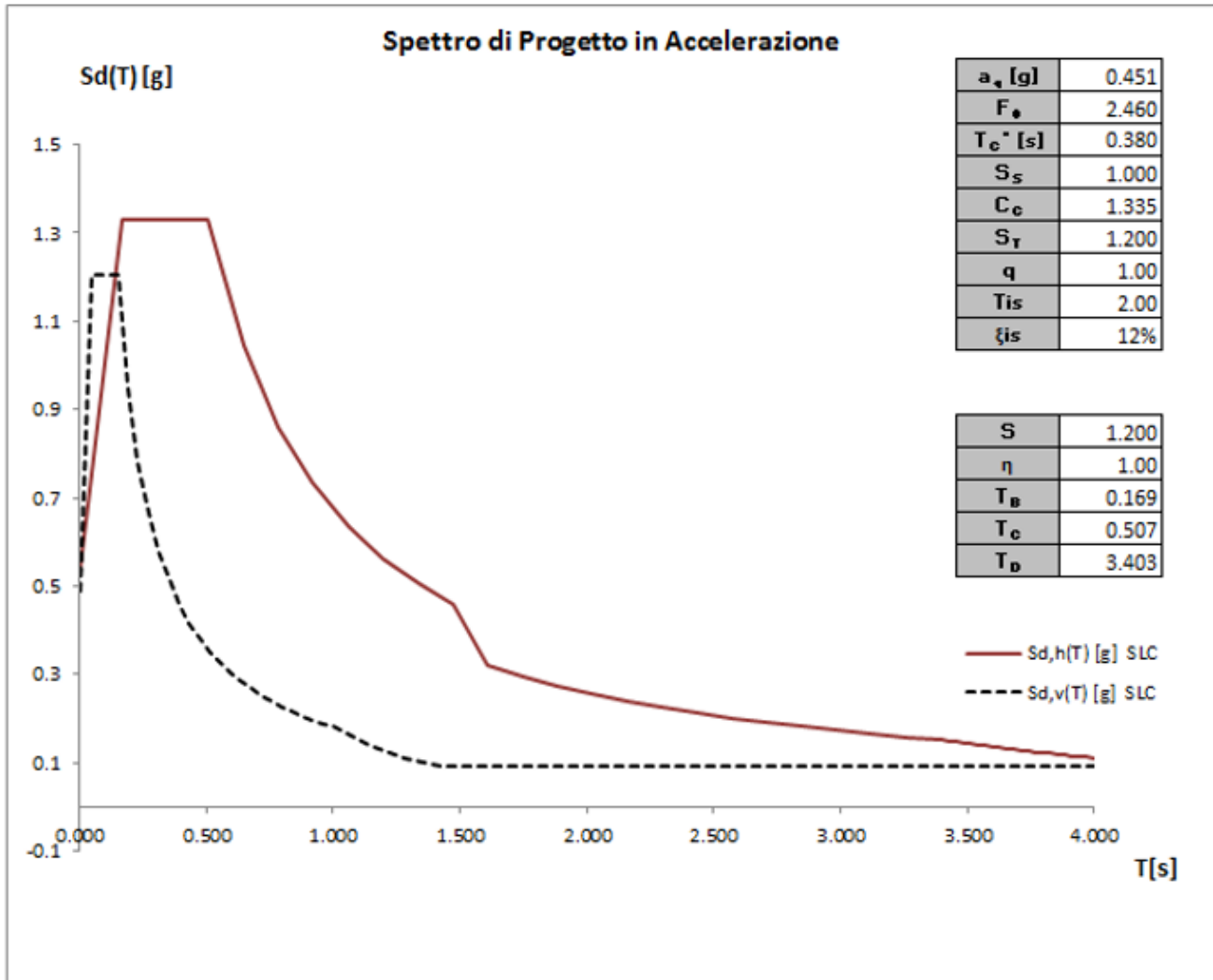
6.10.6 SPETTRO ELASTICO IN ACCELERAZIONE

Si riportano i grafici degli spettri di risposta impiegati, valutati considerando la presenza degli isolatori.

6.10.6.1 Spettro SLV



6.10.6.2 Spettro SLC



6.10.7 COMBINAZIONE DELLA AZIONE SISMICA

Si definiscono:

SLV_X	azione del sisma in direzione x (longitudinale)
SLV_Y	azione del sisma in direzione y (trasversale)
SLV_Z	azione del sisma in direzione z (verticale)

Nell'ambito delle analisi lineari la combinazione dell'azione sismica è stata effettuata secondo quanto segue:

$SLV_X + 0.3 * SLV_Y + 0.3 * SLV_Z$	sisma longitudinale
$0.3 * SLV_X + SLV_Y + 0.3 * SLV_Z$	sisma trasversale
$0.3 * SLV_X + 0.3 * SLV_Y + SLV_Z$	sisma verticale

6.10.8 COMBINAZIONE DELLE MASSE

Secondo [2] al paragrafo 3.2.4 sono prese in considerazione le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$g_1 + g_2 + \sum \psi_{2j} Q_{kj} \quad (\psi_{2j} = 0)$$

6.10.9 SISTEMA DI ISOLAMENTO

A seguire si riportano le caratteristiche degli isolatori utilizzati per la modellazione e le analisi dei tre impalcati.

Impalcato 1

PESO PERMANENTI (IMPALCATO + SOLETTA + PERMANENTI)

66330 KN 66248 100%

PERIODO RICHIESTO

1.830 sec

RIGIDEZZA TOTALE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO --> RICHIESTA

100.84 % 79707 KN / m

RIGIDEZZA TOTALE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO --> EFFETTIVA

79040 KN / m

SPOSTAMENTO SLC TOTALE (da leggere su spettro spostamenti SLC in corrispondenza del periodo richiesto) + DL termico

300 mm 235 mm

DL TERMICO X 0.5 = 0.5 X SPOSTAMENTO DI SPALLA PER DEFORMAZIONE TERMICA 30°

29.5 mm 265 mm

LUNGHEZZA COMPLESSIVA DEL PONTE

474.2 m

[SCRIVI LINK](#)

10		20		CAPACITA'							DOMANDA					
DESCRIZIONE	NUM.ISO	TIPO	MESCOLA	SIGLA	V	F _{ZD}	K _E	K _V	V _{QP}	ENV _{SLC}	V	F _{ZD}	CHECK	%	LUCE (mm)	X0C (mm)
SP1	2	6	H	SI-H 550/154	3190	9820	2160	1434000	775	1087	1087	3366	OK	292	0	0
P1	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	2517	3060	3060	6901	OK	216	30050	30.05
P2	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	3339	3881	3881	8790	OK	170	45400	75.45
P3	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	4440	5157	5157	10969	OK	136	53950	129.4
P4	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	3886	4830	4830	10084	OK	148	66500	195.9
P5	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	3134	4145	4145	8550	OK	175	43500	239.4
P6	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	4425	5495	5495	11021	OK	136	61500	300.9
P7	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	4893	5868	5868	12216	OK	122	60200	361.1
P8	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	4723	5688	5688	11931	OK	125	68350	429.45
P9	2	6	H	SI-H 550/154	3190	9820	2160	1434000	1033	1520	1520	3979	OK	210	44800	474.25

Tabella 7 – isolatori impalcato 1

Impalcato 2

PESO PERMANENTI (IMPALCATO + SOLETTA + PERMANENTI)

69370 KN 69219 100%

PERIODO RICHIESTO

2.000 sec

RIGIDEZZA TOTALE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO --> RICHIESTA

99.36 % 69791 KN / m

RIGIDEZZA TOTALE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO --> EFFETTIVA

70240 KN / m

SPOSTAMENTO SLC TOTALE (da leggere su spettro spostamenti SLC in corrispondenza del periodo richiesto) + DL termico

300 mm 257 mm

DL TERMICO X 0.5 = 0.5 X SPOSTAMENTO DI SPALLA PER DEFORMAZIONE TERMICA 30°

31 mm 288 mm

LUNGHEZZA COMPLESSIVA DEL PONTE

492.8 m

[SCRIVI LINK](#)

9		18		CAPACITA'							DOMANDA					
DESCRIZIONE	NUM.ISO	TIPO	MESCOLA	SIGLA	V	F _{ZD}	K _E	K _V	V _{QP}	ENV _{SLC}	V	F _{ZD}	CHECK	%	LUCE (mm)	X0C (mm)
P9	2	6	H	SI-H 550/154	3190	9820	2160	1434000	1049	1405	1405	3991	OK	227	0	0
P10	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	4716	5406	5406	11792	OK	127	44850	44.85
P11	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	4537	5120	5120	11463	OK	130	68400	113.25
P12	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	3426	4112	4112	9533	OK	157	52200	165.45
P13	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	3957	4845	4845	10501	OK	142	52150	217.6
P14	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	5931	7291	7291	13951	OK	107	70200	287.8
P15	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	5950	7155	7155	13869	OK	108	90000	377.8
P16	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	4062	4864	4864	10422	OK	143	70350	448.15
P17	2	6	H	SI-H 550/154	3190	9820	2160	1434000	1057	1381	1381	3788	OK	231	44650	492.8

Tabella 8 – isolatori impalcato 2

Impalcato 3

PESO PERMANENTI (IMPALCATO + SOLETTA + PERMANENTI)

PERIODO RICHIESTO

RIGIDEZZA TOTALE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO --> RICHIESTA

RIGIDEZZA TOTALE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO --> EFFETTIVA

SPOSTAMENTO SLC TOTALE (da leggere su spettro spostamenti SLC in corrispondenza del periodo richiesto) + DL termico

DL TERMICO X 0.5 = 0.5 X SPOSTAMENTO DI SPALLA PER DEFORMAZIONE TERMICA 30°

LUNGHEZZA COMPLESSIVA DEL PONTE

32590 KN 32567 100%

1.730 sec

99.96 %

43821 KN / m

43840 KN / m

300 mm 223 mm

15.5 mm

250.3 m

[SCRIVI LINK](#)

DESCRIZIONE	NUM.ISO	TIPO	MESCOLA	SIGLA	CAPACITA'		K _E	K _V	V _{QP}	ENV _{SLC}	DOMANDA		CHECK	%	LUCI (mm)	X0C (mm)
					V	F _{ZD}					V	F _{ZD}				
P17	2	6	H	SI-H 550/154	3190	9820	2160	1434000	1066	1731	1731	3792	OK	184	0	0
P18	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	3998	5668	5668	10112	OK	140	44650	44.65
P19	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	4100	5176	5176	10148	OK	147	60550	105.2
P20	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	3426	4197	4197	8733	OK	171	60100	165.3
P21	2	10	H	SI-H 800/160	7920	14940	4400	3048000	2679	3396	3396	7251	OK	206	45000	210.3
SP2	2	6	H	SI-H 550/154	3190	9820	2160	1434000	1026	1391	1391	3417	OK	229	40000	250.3

Tabella 9 – isolatori impalcato 3

7 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni elementari.

	g1	g2	ε_2	ε_{3_TU}	ε_{3_GT}	q1, q4	q5	sisma
SLE car	1	1	1/0	± 0.6	± 0.6	0/1	± 0.6	0
SLE frq	1	1	1/0	± 0.6	± 0.6	0/0.75	0	0
SLE qp	1	1	1/0	± 0.5	± 0.5	0	0	0
SLU1 (traffico)	1.35	1.35	1.2	± 0.72	± 0.72	1.35	± 0.9	0
SLU2 (vento)	1.35	1.35	1.2	± 0.72	± 0.72	1.0125	± 1	0
SLU3 (termica)	1.35	1.35	1.2	± 0.72	± 1.5	1.0125	± 0.9	0
SLV	1	1	1	± 0.5	± 0.5	0	0	1

Tabella 10 – combinazioni di carico

- g1 = carichi permanenti strutturali
- g2 = carichi permanenti portati
- ε_2 = cedimenti e ritiro
- ε_{3_TU} = variazione di temperatura uniforme
- ε_{3_GT} = variazione lineare di temperatura
- q1 = carichi mobili dei veicoli
- q5 = azione del vento.

Le verifiche sono state effettuate puntualmente, sezione per sezione, considerando le differenti combinazioni di carico. per ulteriori dettagli si rimanda all'allegato 1.

8 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Per lo studio dei tre impalcati sono stati realizzati tre modelli di calcolo mediante l'ausilio del software Midas Civil 2023 (v1.2). I suddetti modelli schematizzano impalcato e pile, le cui sezioni ed altezze sono congruenti con le reali geometrie delle sottostrutture.

A seguire si riportano alcune immagini del modello E.F. dell'impalcato 2 (più significativo), realizzato per lo svolgimento delle analisi delle sottostrutture.

Il modello è composto da 1545 nodi e 1945 elementi *beam*. Le pile sono incastrate alla base. Tra pile ed impalcato è presente un *elastic link* di rigidezza coerente con gli isolatori descritti al paragrafo 6.10.9.

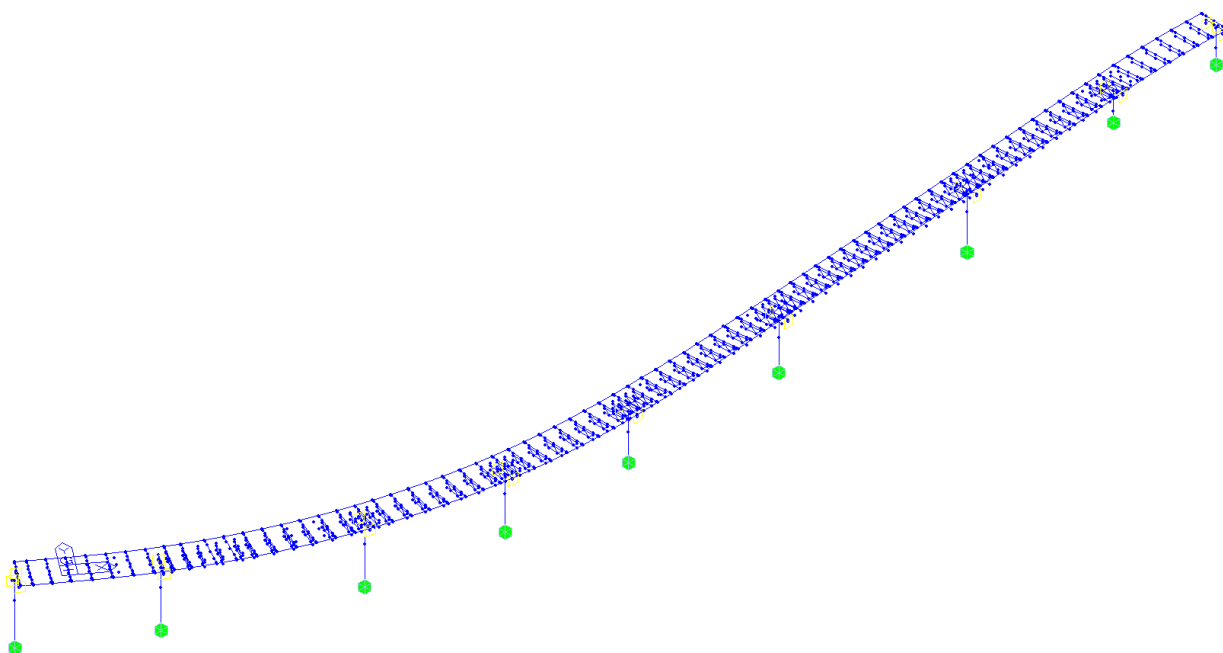


Figura 18 – Vista in pianta

Sulle pile di transizione sono state applicate una massa su ciascuna pila; tali masse rappresentano rispettivamente gli scarichi delle campate di riva dell'impalcato 1 e dell'impalcato 3, non modellati.



Figura 19 – Schema collegamento pila – impalcato e applicazione massa campata di riva

L'impalcato è stato modellato come un graticcio piano di travi che descrivono le travi principali dell'impalcato e i trasversi, come descritto nella "Relazione di calcolo della sovrastruttura" T00VI00STRRE01A.

9 ANALISI DEI RISULTATI

Nel seguente capitolo si riporta l'andamento delle sollecitazioni sulle pile dell'impalcato n.2.

9.1 SOLLECITAZIONI PER CARICHI ELEMENTARI

A seguire si riportano le sollecitazioni significative per le pile.

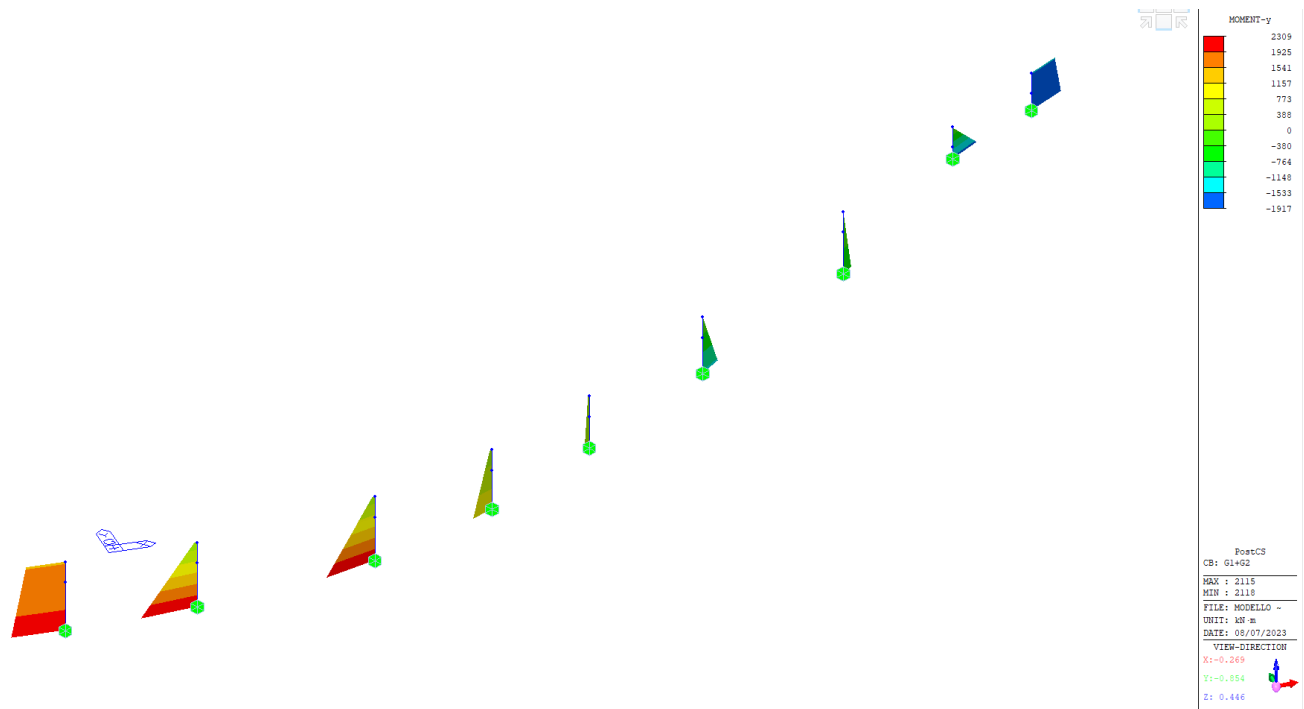


Figura 20 – Momento flettente longitudinale g1+g2

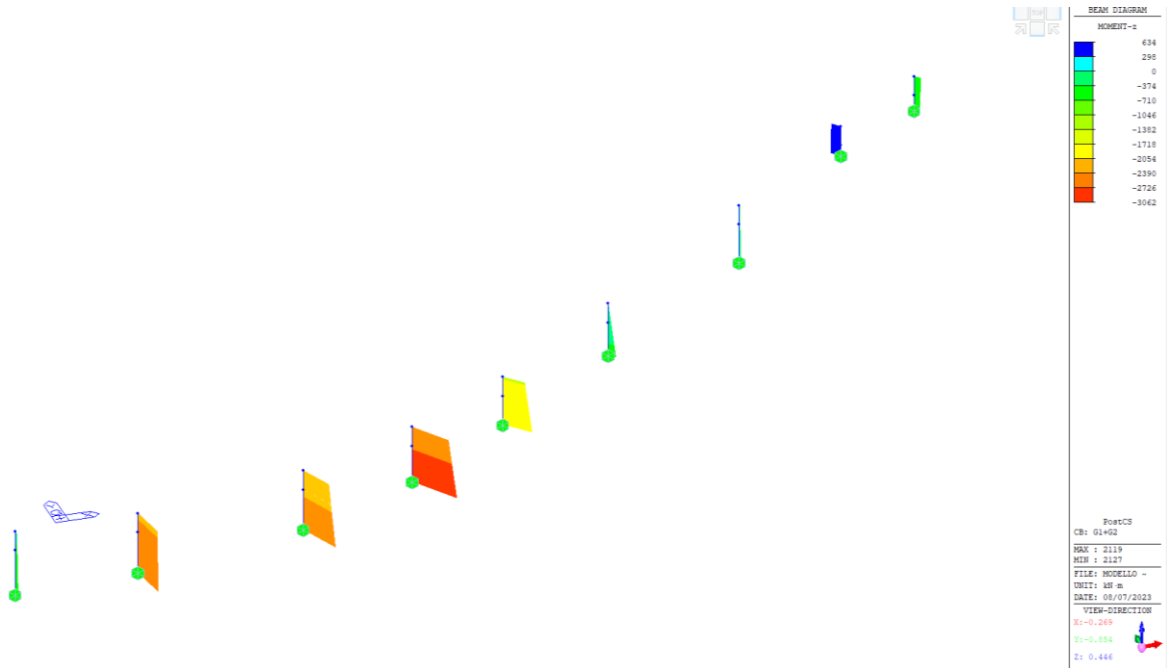


Figura 21 – Momento flettente trasversale g1+g2

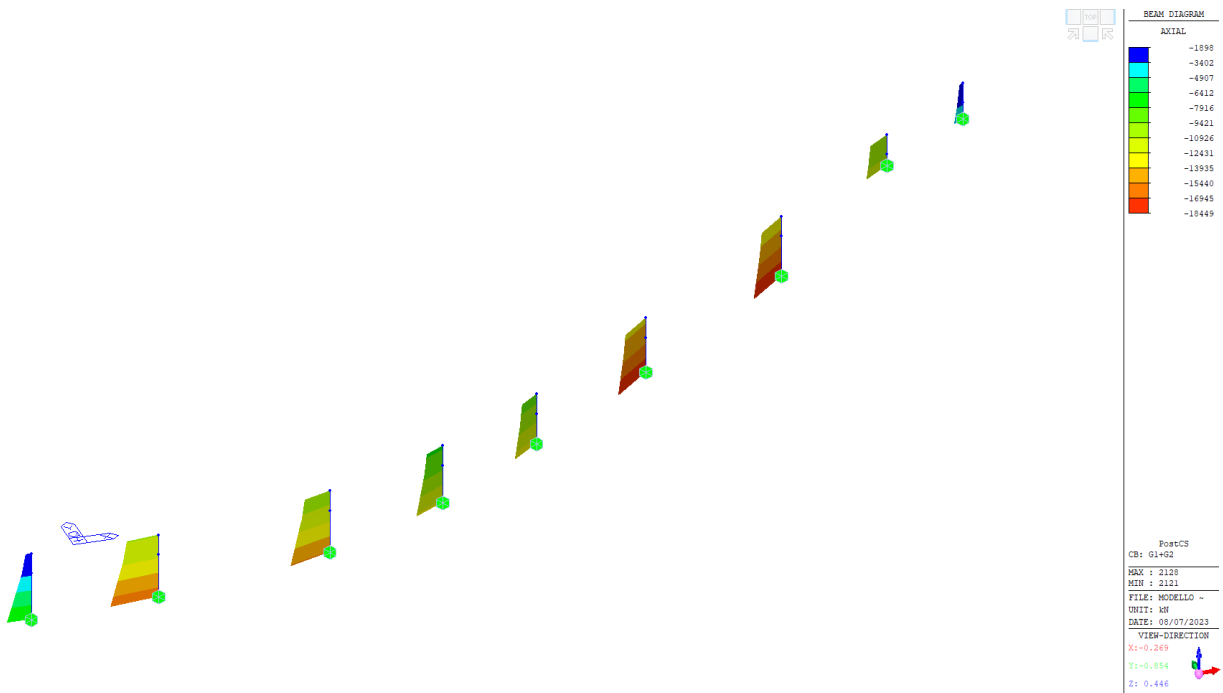


Figura 22 – Forza assiale g1+g2

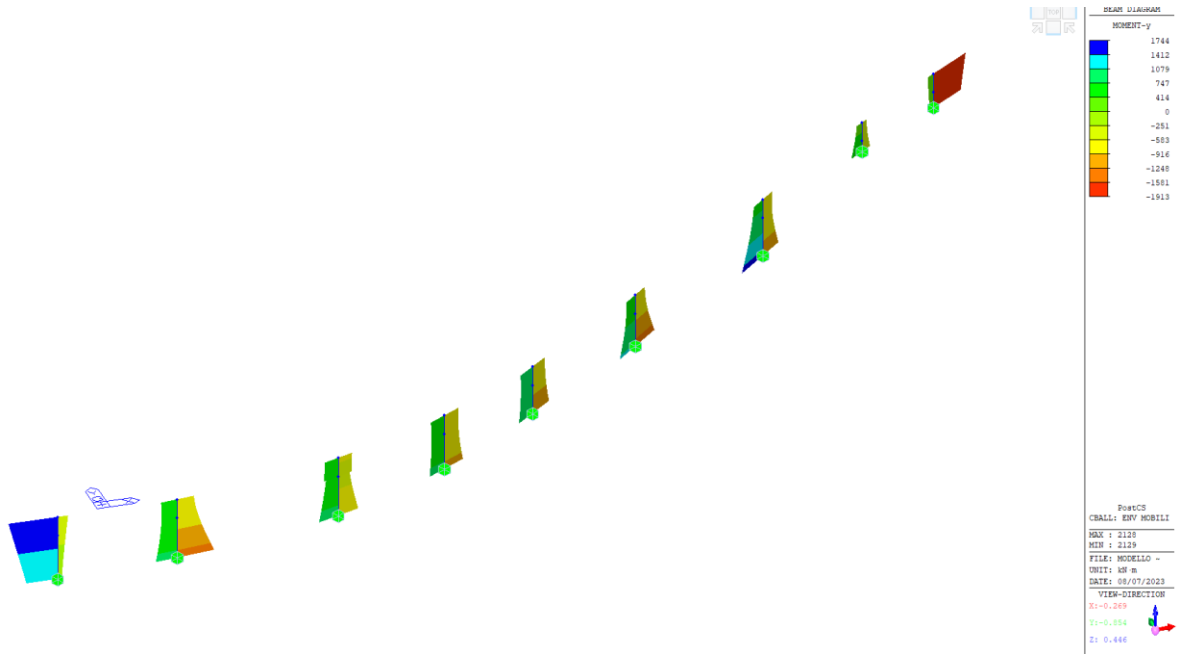


Figura 23 – Momento flettente longitudinale per carichi mobili verticali

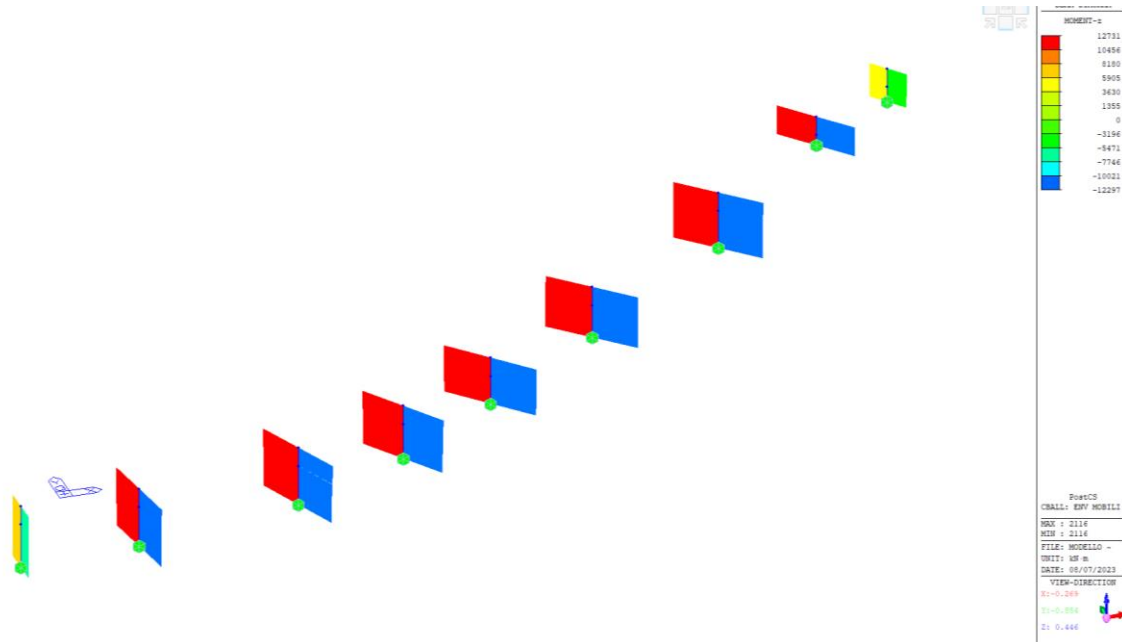


Figura 24 – Momento flettente trasversale per carichi mobili verticali

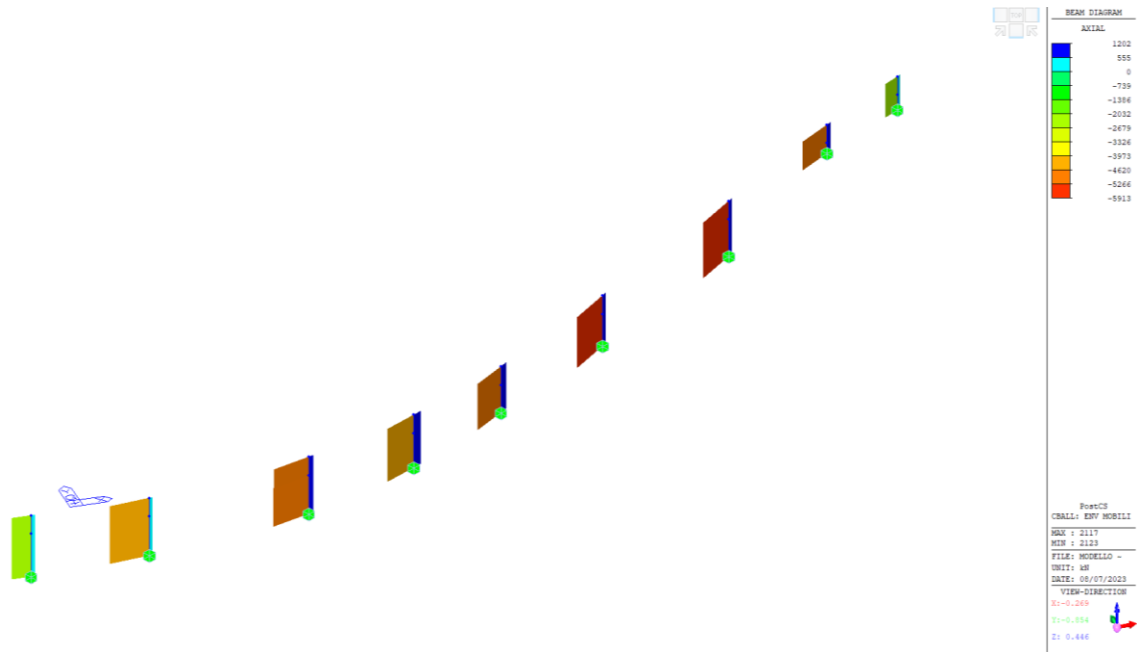


Figura 25 – Forza assiale per carichi mobili verticali

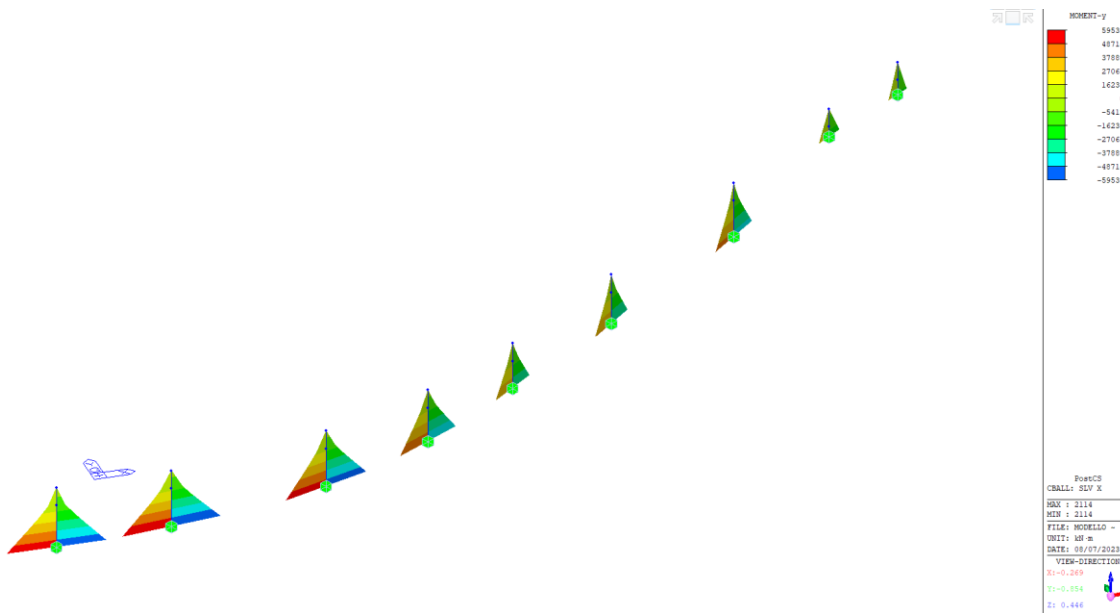


Figura 26 – Momento flettente longitudinale per sisma SLV x

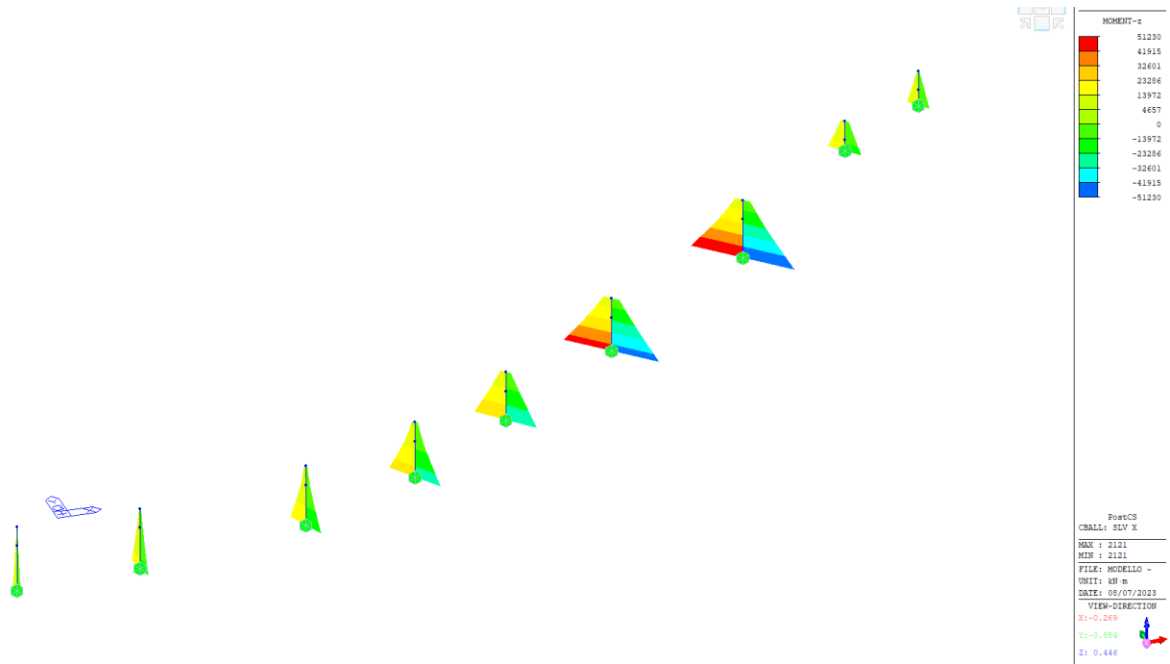


Figura 27 – Momento flettente trasversale per sisma SLV x

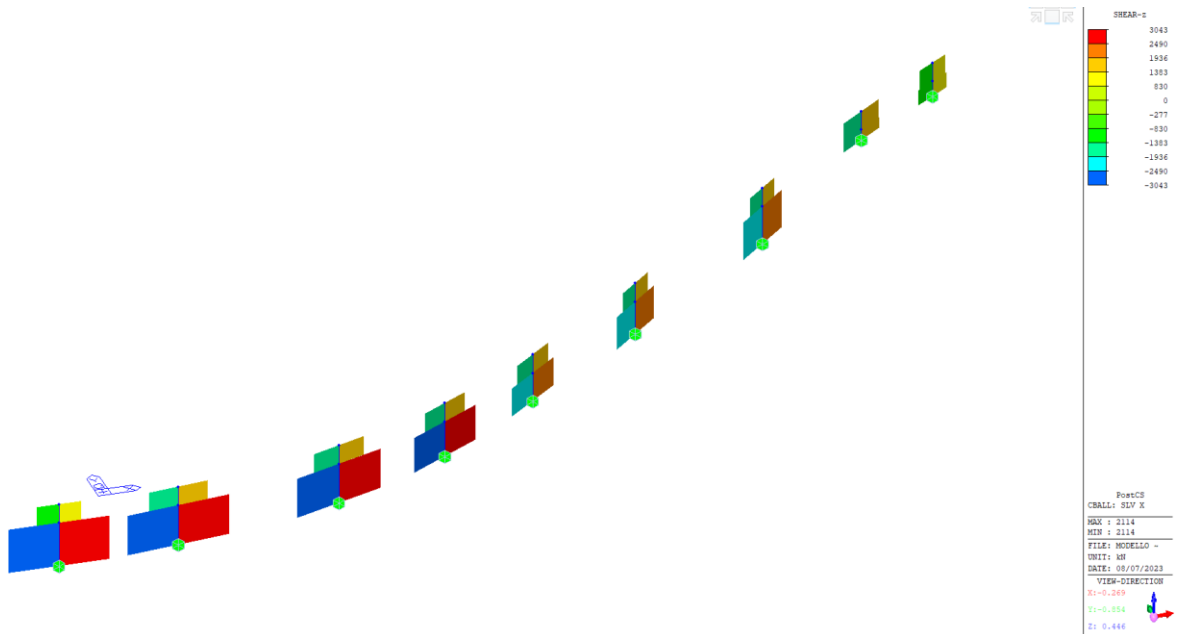


Figura 28 – Taglio longitudinale per sisma SLV x

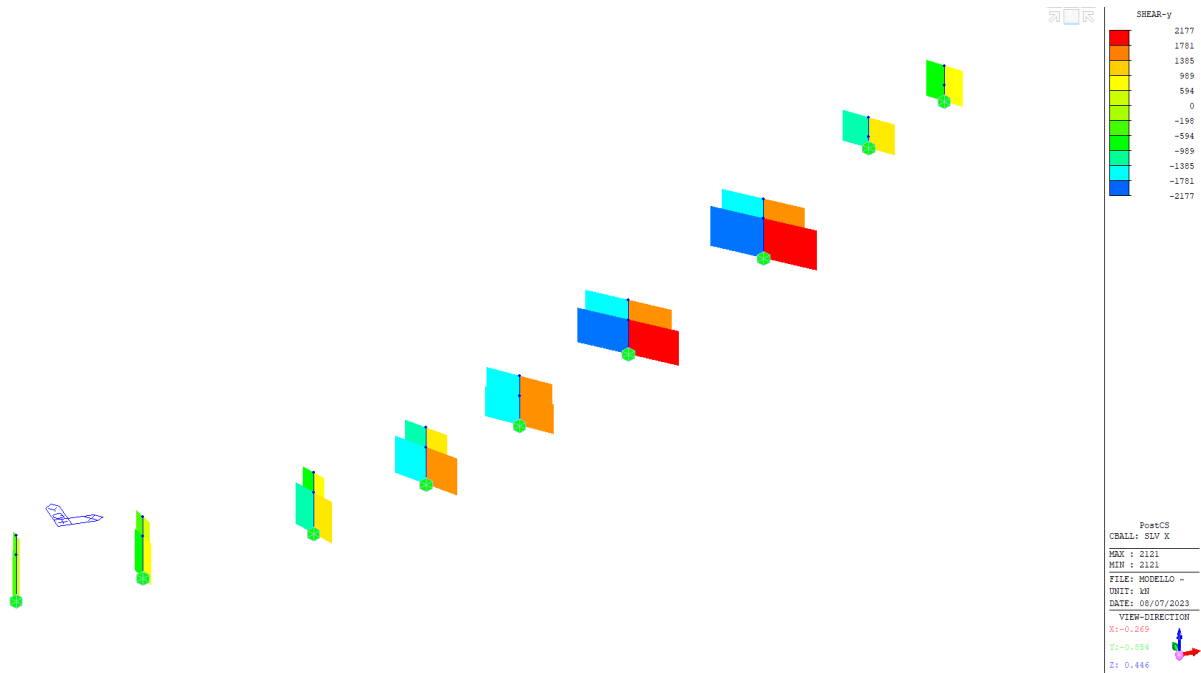


Figura 29 – Taglio trasversale per sisma SLV x

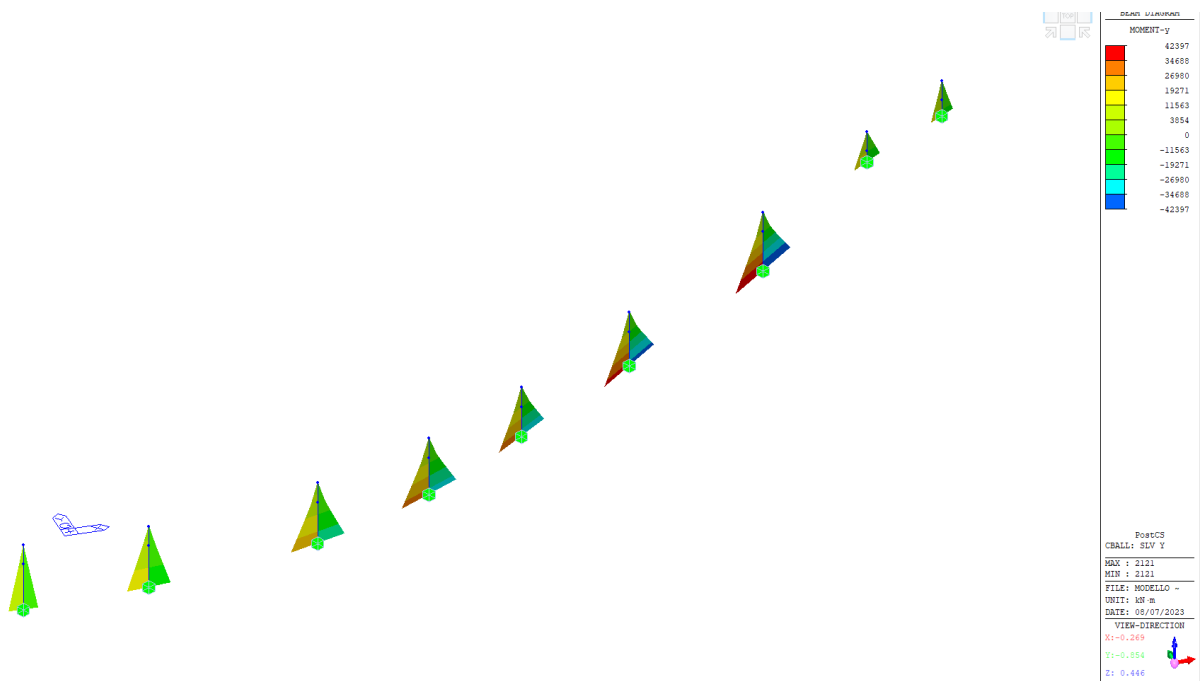


Figura 30 – Momento flettente longitudinale per sisma SLV y

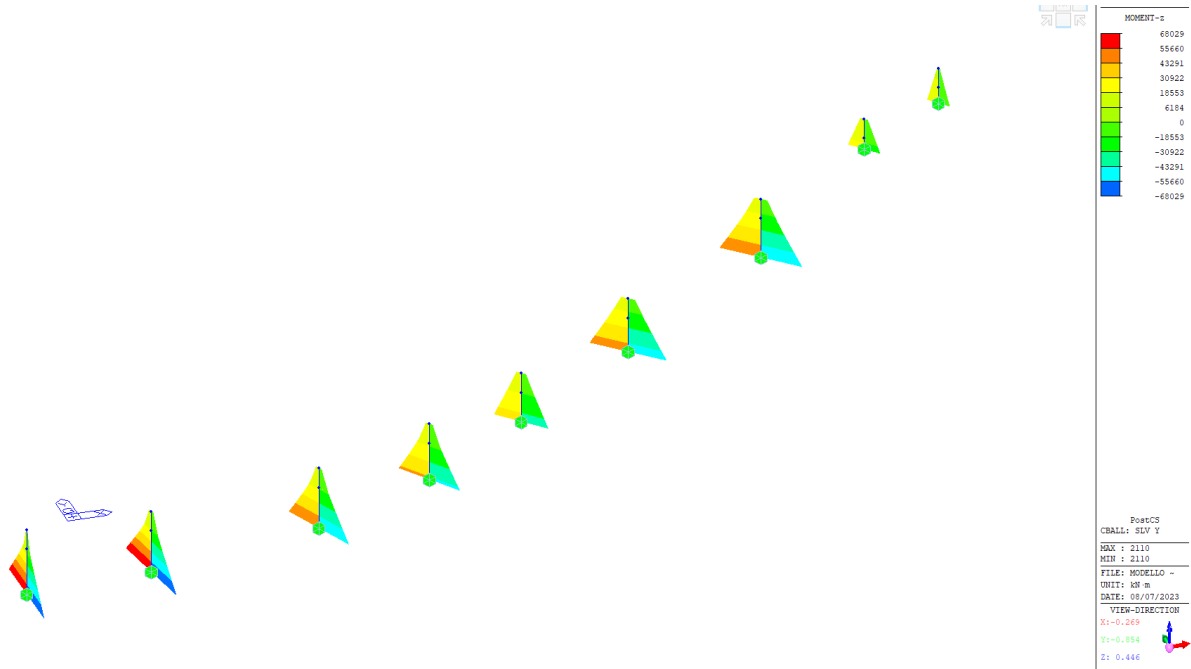


Figura 31 – Momento flettente trasversale per sisma SLV y

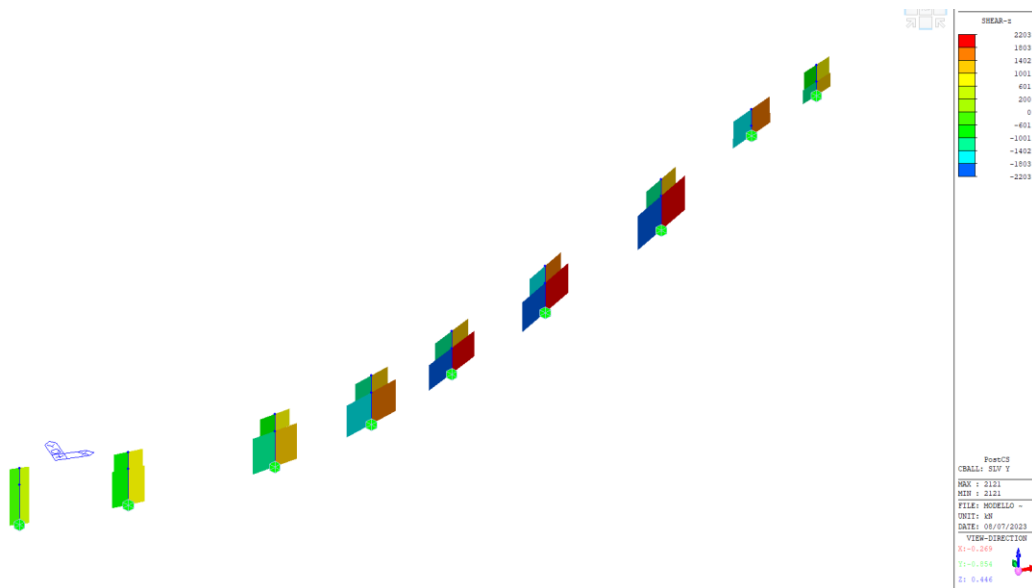


Figura 32 – Taglio longitudinale per sisma SLV y

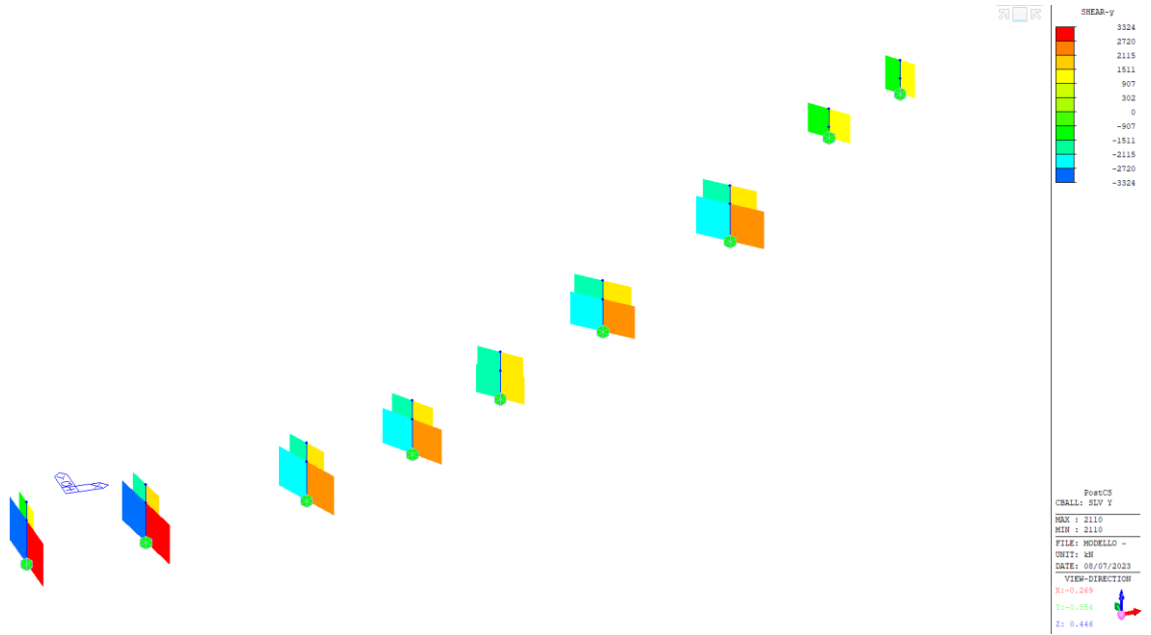


Figura 33 – Taglio trasversale per sisma SLV y

9.2 SOLLECITAZIONI IN COMBINAZIONE DI CARICO

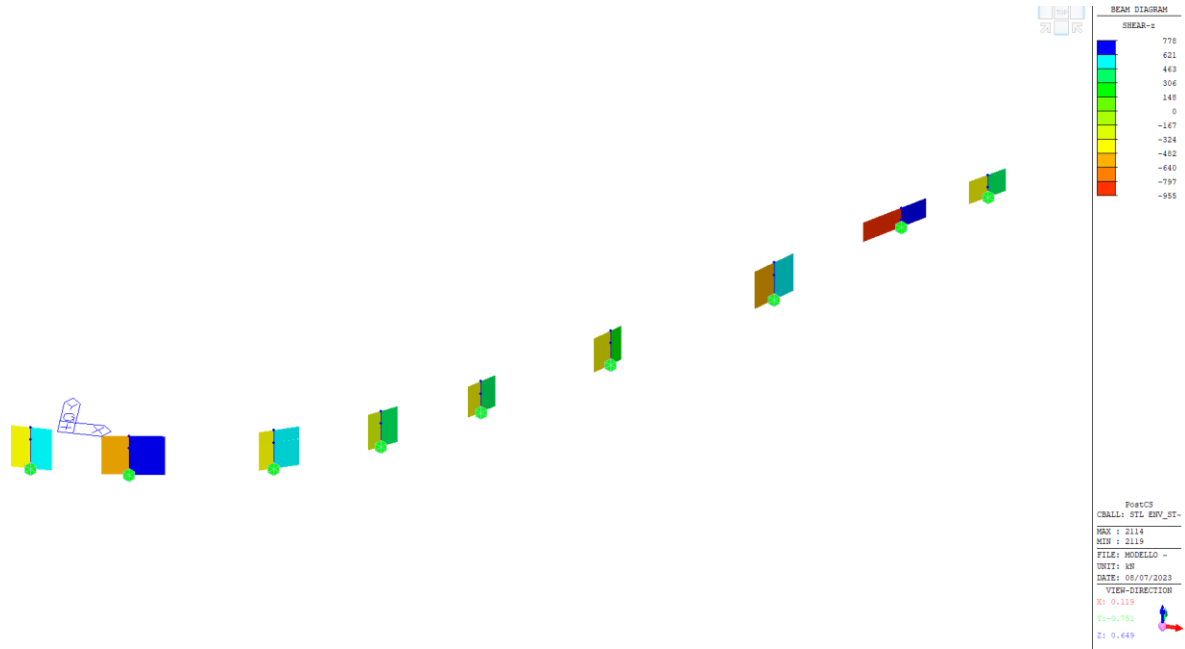


Figura 34 – Taglio longitudinale SLU (involuppo)

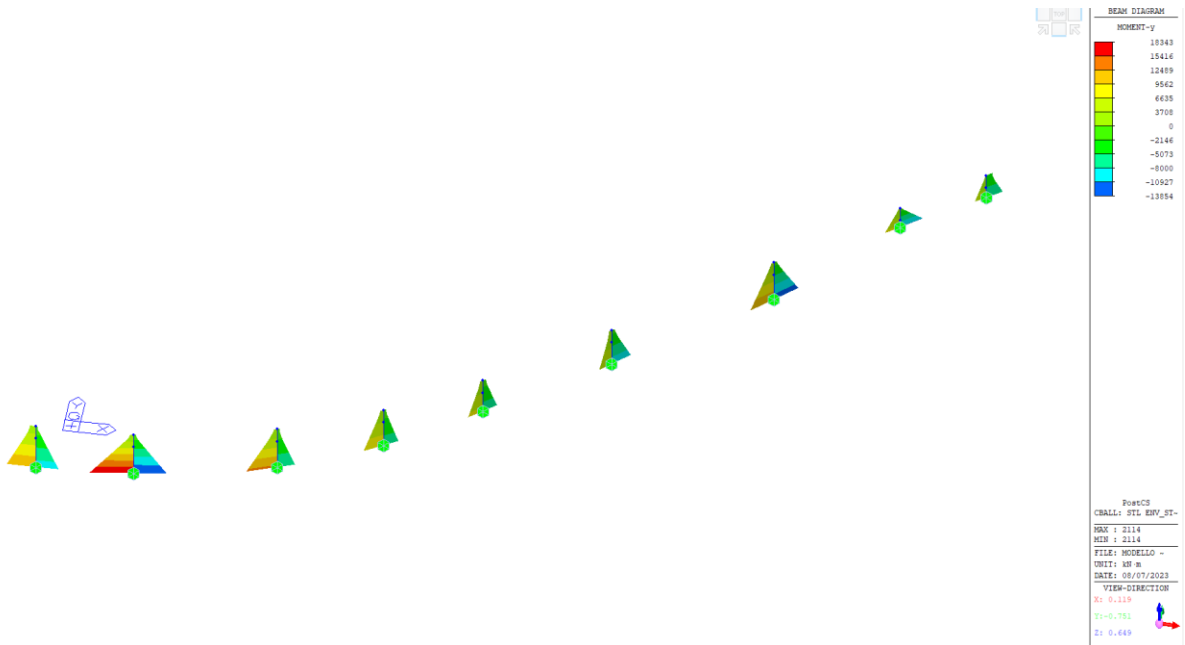


Figura 35 – Momento longitudinale SLU (involuppo)

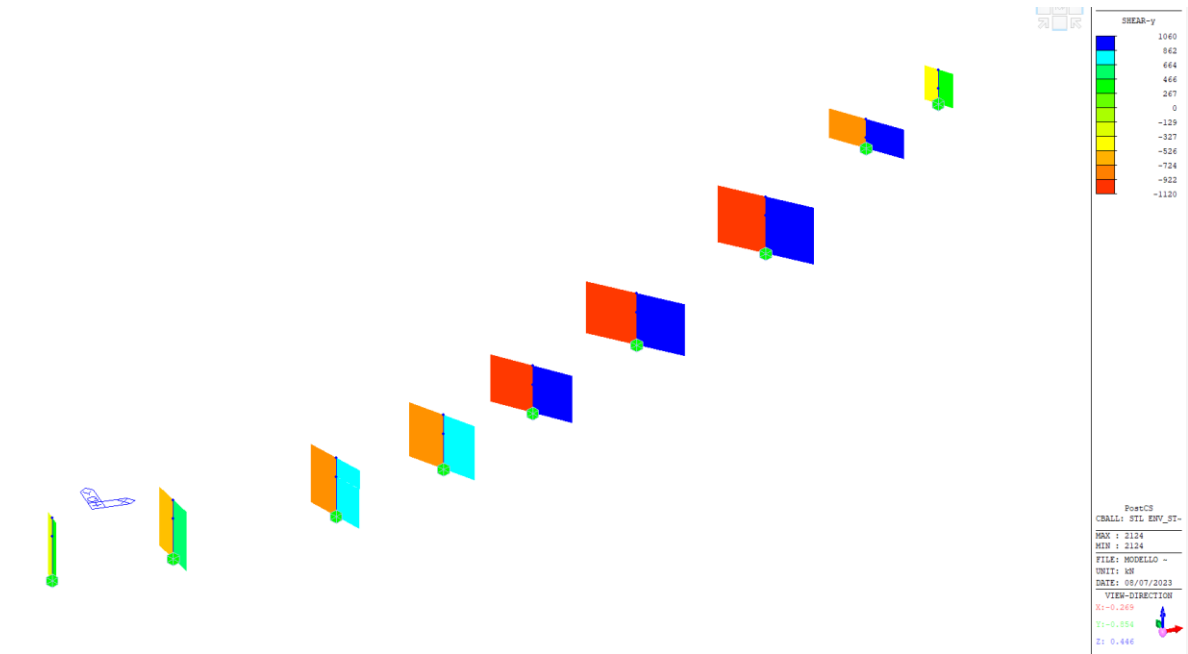


Figura 36 – Taglio trasversale SLU (involuppo)

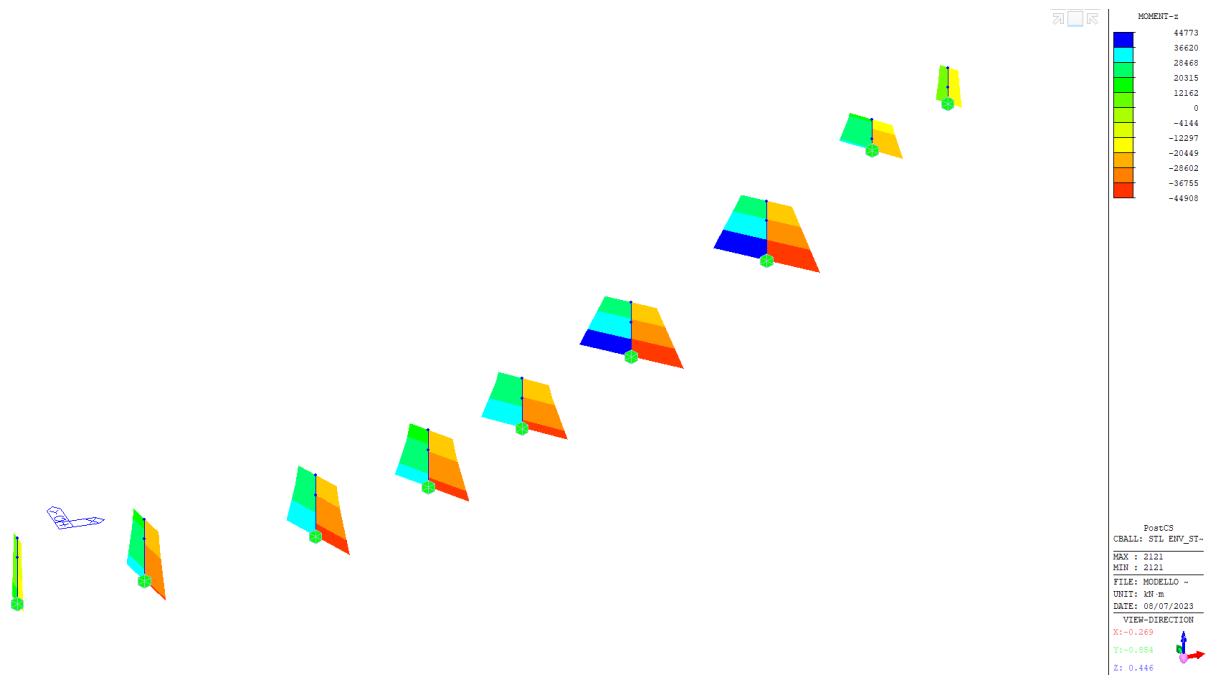


Figura 37 – Momento trasversale SLU (involuppo)

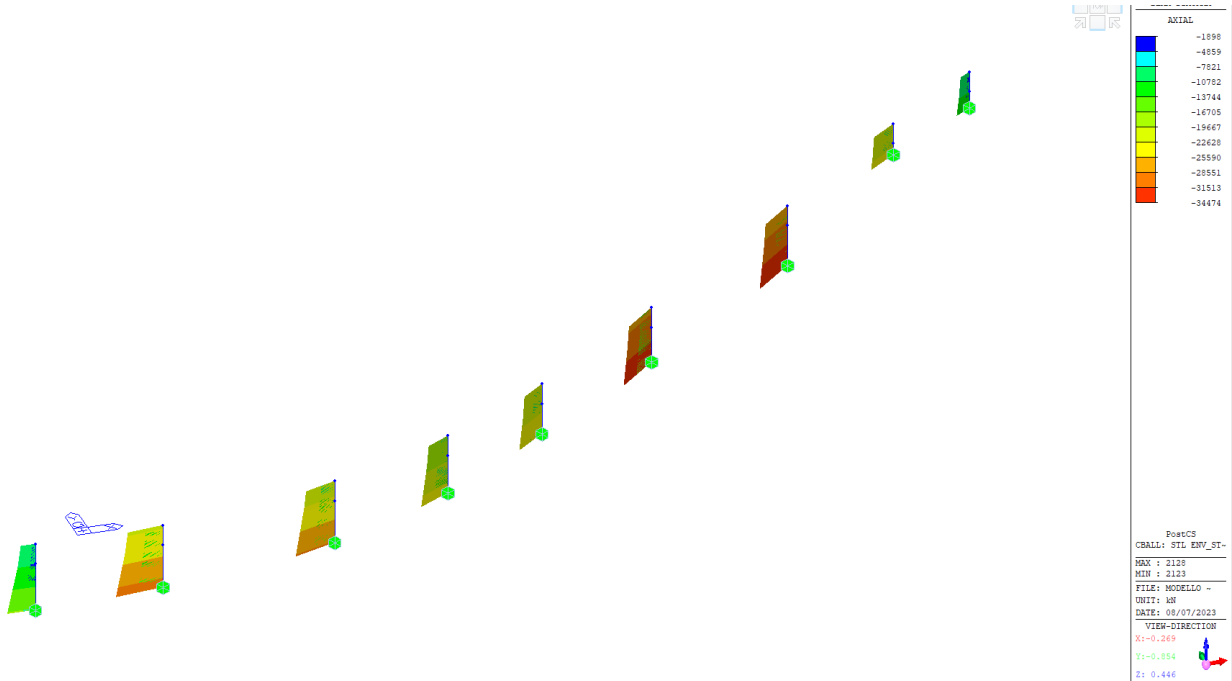


Figura 38 – Forza assiale SLU (inviluppo)

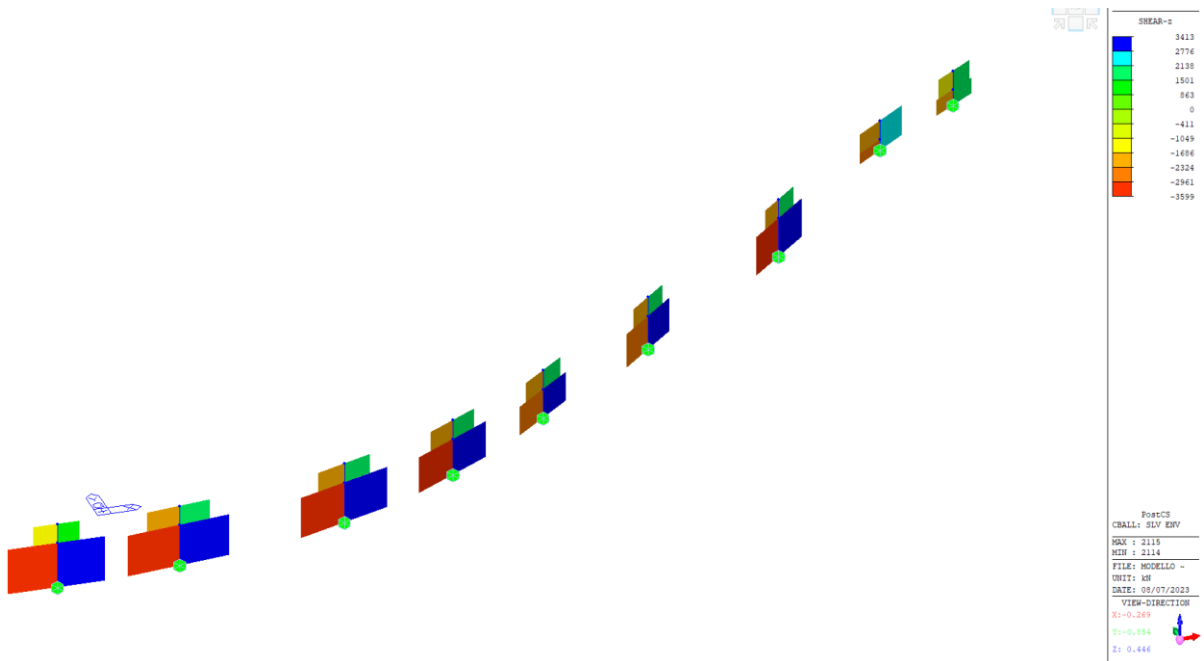


Figura 39 – Taglio longitudinale SLV (inviluppo)

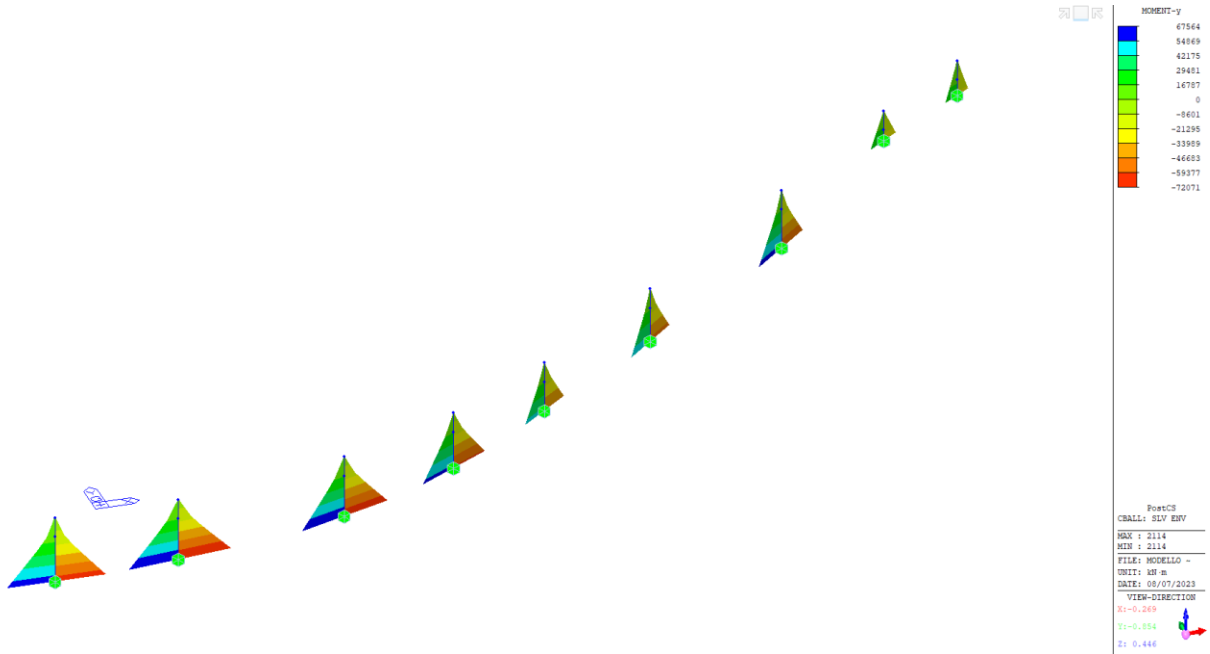


Figura 40 – Momento longitudinale SLV (involuppo)

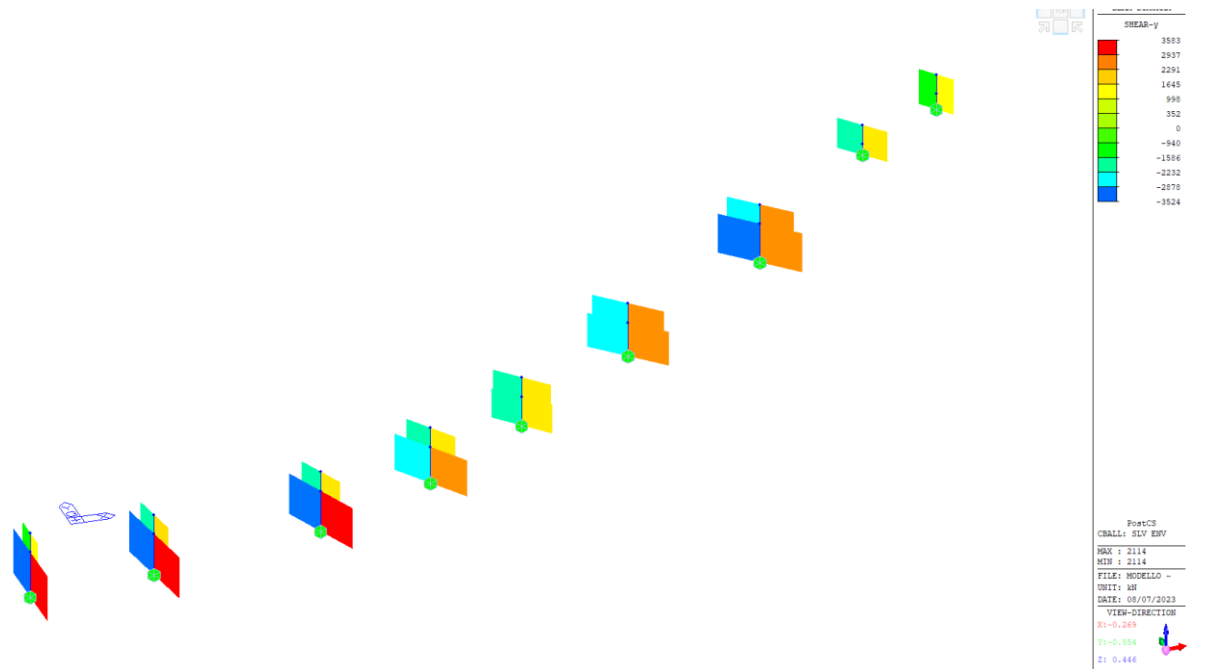


Figura 41 – Taglio trasversale SLV (involuppo)

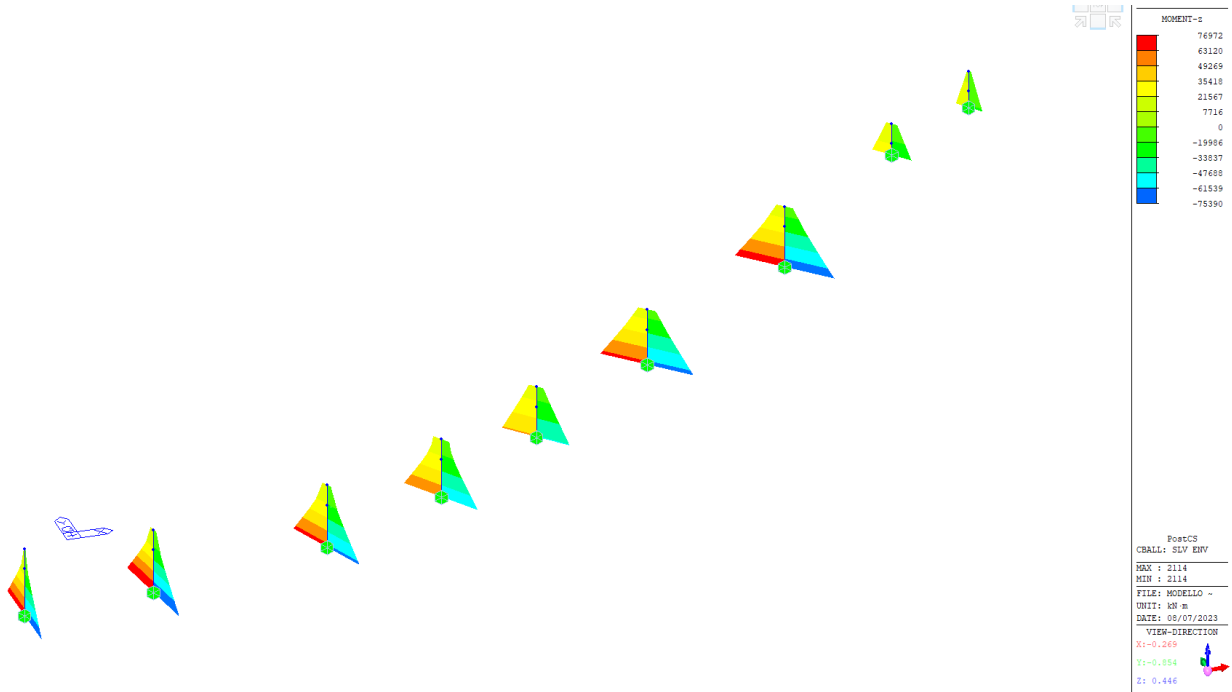


Figura 42 – Momento trasversale SLV (involuppo)

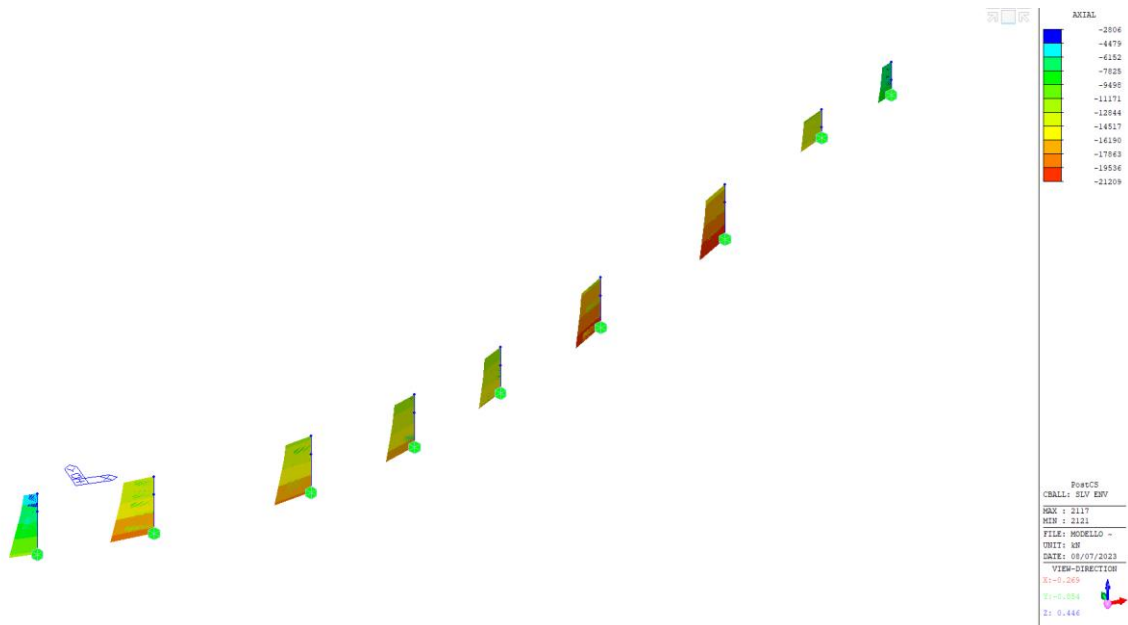


Figura 43 – Forza assiale SLV (involuppo)

9.3 SOLLECITAZIONI MASSIME SEZIONI DI INCASTRO

La seguente tabella riporta le sollecitazioni massime nella sezione di incastro delle pile.

SLU	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
max	-6'566	1'060	778	359	18'343	44'773
min	-34'474	-1'120	-955	-380	-13'854	-44'908

SLV	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
max	-4'023	3'583	3'413	1'006	67'564	76'972
min	-21'209	-3'524	-3'599	-986	-72'071	-75'390

9.4 SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO PLINTO

Le tabelle che seguono riportano le reazioni di incastro ad intradosso plinto, nel baricentro delle fondazioni. a titolo esemplificativo si riportano le sollecitazioni relative alle sottostrutture dell'impalcato 2.

Tali valori sono stati calcolati a partire dalle reazioni di incastro del modello FEM, le quali sono state "trasportate" ad intradosso plinto, tenendo conto di:

- peso del plinto;
- trasporto del taglio alla base della pila ed intradosso plinto e conseguente aumento del momento;
- inerzia aggiuntiva dovuta alla massa del plinto di fondazione per SLV.

Per le dimensioni dei plinti si rimanda agli elaborati specifici. A titolo di esempio si riportano le tipologie di plinto a 9 pali (standard e di transizione) e a 12 pali:

<i>plinto a 12 pali</i>			<i>plinto a 9 pali standard</i>			<i>plinto a 9 pali di transizione</i>		
sp plinto	2	m	sp plinto	2	m	sp plinto	2	m
B inf	9.2	m	B inf	9.2	m	B inf	11	m
L inf	13	m	L inf	9.2	m	L inf	11	m
vol tot	99	m3	vol tot	82	m3	vol tot	99	m3
peso plinto	2479	kN	peso plinto	2042	kN	peso plinto	2471	kN
numero pali	12	-	numero pali	9	-	numero pali	9	-
PGA SLV	0.54	g	PGA SLV	0.54	g	PGA SLV	0.54	g

pile P10-11 (12 pali)							pile p14-15 (12 pali)						
SLU	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)	SLU	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
N max	-502	194	33176	3584	-12773	188	N max	568	-416	37821	26479	26439	156
N min	-501	60	24712	-17544	-17513	-227	N min	-406	498	28813	-28690	-23038	-156
Vlong max	617	-118	30990	19277	16879	163	Vlong max	812	-670	36801	33170	33528	194
V long min	-799	78	26759	-12596	-20915	-124	V long min	-799	676	30201	-33314	-33222	-192
V trasv max	-225	672	31253	-16376	-6254	61	V trasv max	-380	1023	36820	-22905	-8623	86
V trasv min	31	-815	25663	24507	2660	-145	V trasv min	392	-1018	30188	22846	8843	-85
M long max	617	-118	30990	19277	16879	163	M long max	812	-670	36801	33170	33528	194
M long min	-799	78	26759	-12596	-20915	-124	M long min	-799	676	30201	-33314	-33222	-192
M trasv max	92	-815	31096	41591	9228	-145	M trasv max	471	-1018	36748	40056	24992	185
M trasv min	-296	672	31253	-33715	-13056	-162	M trasv min	-459	1023	36820	-40197	-24686	-183
SLV	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)	SLV	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
N max	-2077	-534	35655	-47510	-74404	-103	N max	3631	4483	40301	71715	48106	139
N min	2933	2953	32990	-32491	33973	-139	N min	2699	2676	38101	-25614	-25256	-85
Vlong max	4935	3296	35149	45486	79008	185	Vlong max	4563	3782	40210	56264	77002	152
V long min	-2077	-534	35655	-47510	-74404	-103	V long min	-2032	-1227	40279	-53759	-80715	-153
V trasv max	3456	4960	35553	-32491	48568	251	V trasv max	3814	4546	40263	29849	54502	179
V trasv min	-598	-2198	34485	-84819	-43964	-169	V trasv min	-1284	-1990	39246	-78004	-58215	-180
M long max	4935	3296	35149	45486	79008	185	M long max	4563	3782	40210	56264	77002	152
M long min	-2077	-534	35655	-47510	-74404	-103	M long min	-2032	-1227	40279	-53759	-80715	-153
M trasv max	3456	4960	35553	82795	48568	251	M trasv max	3814	4546	40263	80510	54502	179
M trasv min	-598	-2198	34485	-84819	-43964	-169	M trasv min	-1284	-1990	39246	-78004	-58215	-180
SLE	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)	SLE	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
N max	273	274	25287	18886	7359	183	N max	391	412	28669	18871	18804	176
N min	-352	-418	18967	-20474	-12330	-169	N min	-267	-349	22003	-20061	-15971	-153
Vlong max	362	419	22938	20030	9949	125	Vlong max	475	540	25556	19198	17608	91
V long min	-530	-329	20197	-17532	-13789	-80	V long min	-442	-516	22442	-19721	-16696	-99
V trasv max	362	419	22938	20030	9949	125	V trasv max	475	614	26162	21170	18305	106
V trasv min	-438	-451	19293	-17289	-12684	-119	V trasv min	-402	-571	23116	-22947	-17362	-99
M long max	362	419	22938	20030	9949	125	M long max	404	476	28628	21881	19574	164
M long min	-530	-329	20197	-17532	-13789	-80	M long min	-377	-457	22108	-22175	-18895	-144
M trasv max	185	301	24419	26630	9244	60	M trasv max	432	593	26197	22479	18170	100
M trasv min	-352	-418	18967	-20474	-12330	-169	M trasv min	-402	-571	23116	-22947	-17362	-99

pile P9-P17 (9 pali)							pile P12-13 (9 pali)						
SLU	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)	SLU	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
N max	302	-127	19678	13305	7000	-87	N max	-218	545	28851	-5861	-1117	173
N min	196	438	11652	-12471	757	-257	N min	-346	114	19775	-16087	-14866	-103
Vlong max	423	-116	19073	10907	10442	-77	Vlong max	494	-818	27737	34696	23430	57
V long min	-467	81	15735	-9155	-13237	-10	V long min	-482	363	20743	-20216	-17286	-62
V trasv max	56	474	14678	-5986	2750	-270	V trasv max	-407	817	27899	-15825	-8203	157
V trasv min	-47	-442	12468	5523	430	287	V trasv min	435	-877	21775	19441	10893	-136
M long max	420	138	14349	3194	11204	200	M long max	494	-818	27737	34696	23430	57
M long min	-467	81	15735	-9155	-13237	-10	M long min	-472	761	21889	-31128	-21029	-70
M trasv max	-95	-288	18746	15849	-3435	-331	M trasv max	300	-848	26362	38177	17404	-99
M trasv min	61	249	19092	-13968	-673	257	M trasv min	-472	817	27899	-31241	-21029	157
SLV	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)	SLV	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
N max	4334	2532	21720	35271	72262	550	N max	2480	2531	31321	27223	25201	107
N min	-798	-108	16721	14191	-29179	713	N min	2906	3011	28351	-34912	31752	106
Vlong max	4334	2532	21720	35271	72262	550	Vlong max	4524	3747	29762	47699	67018	129
V long min	-1975	-326	21326	-34599	-68287	-571	V long min	-1815	-978	29816	-50028	-66181	-118
V trasv max	2646	4576	21337	11898	36750	986	V trasv max	3727	4396	29746	-24532	46940	208
V trasv min	-287	-2370	21135	-78746	-32774	-1006	V trasv min	-1018	-1627	28908	-69730	-46103	-197
M long max	4334	2532	21720	35271	72262	550	M long max	4524	3747	29762	47699	67018	129
M long min	-1975	-326	21326	-34599	-68287	-571	M long min	-1815	-978	29816	-50028	-66181	-118
M trasv max	2646	4576	21337	79418	36750	986	M trasv max	3727	4396	29746	67402	46940	208
M trasv min	-287	-2370	21135	-78746	-32774	-1006	M trasv min	-1018	-1627	28908	-69730	-46103	-197
SLE	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)	SLE	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
N max	193	104	15221	7069	4423	134	N max	222	359	22055	17487	11889	135
N min	-190	-218	9286	-8728	-4689	-177	N min	-239	-424	15396	-18088	-10406	-99
Vlong max	261	294	11331	7114	6904	210	Vlong max	324	460	19977	19607	13878	91
V long min	-292	-130	12510	-8952	-8309	-167	V long min	-330	-473	16016	-14644	-9844	-70
V trasv max	261	294	11331	7114	6904	210	V trasv max	324	460	19977	19607	13878	91
V trasv min	-228	-250	9483	-7526	-4587	-160	V trasv min	-306	-514	17064	-16612	-11876	-91
M long max	213	255	12255	8016	7709	192	M long max	219	360	22025	21143	14688	126
M long min	-292	-130	12510	-8952	-8309	-167	M long min	-205	-410	16043	-18294	-12718	-139
M trasv max	194	107	15206	10311	4441	104	M trasv max	198	332	20108	24076	11939	85
M trasv min	-238	-134	12295	-9144	-7098	-172	M trasv min	-205	-410	16043	-18294	-12718	-139

pila P16 (9 pali)						
SLU	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
N max	720	-23	26395	13643	20842	167
N min	-480	235	18620	-17568	-18787	-180
Vlong max	908	152	24932	8268	21025	138
V long min	-665	64	18747	-12210	-18875	-151
V trasv max	11	1137	25500	-15051	-79	26
V trasv min	226	-922	19617	11189	2201	-54
M long max	884	-323	25530	17152	22743	159
M long min	-646	536	19588	-21052	-20659	-173
M trasv max	293	-922	25149	25470	15144	149
M trasv min	-55	1137	25500	-29371	-13060	-163
SLV	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
N max	2495	3321	28438	36879	21200	224
N min	31	117	26320	14247	-18423	-132
Vlong max	3453	2300	28057	19608	35923	188
V long min	-1384	-227	28417	-17746	-37487	-213
V trasv max	2495	3321	28438	14247	21200	224
V trasv min	-426	-1248	27161	-35018	-22765	-249
M long max	3453	2300	28057	19608	35923	188
M long min	-1384	-227	28417	-17746	-37487	-213
M trasv max	2495	3321	28438	36879	21200	224
M trasv min	-426	-1248	27161	-35018	-22765	-249
SLE	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
N max	507	592	20131	15429	14827	122
N min	-300	-408	14401	-18096	-13012	-129
Vlong max	597	673	17725	12658	12727	75
V long min	-386	-483	14765	-15329	-10746	-96
V trasv max	597	673	17725	12658	12727	75
V trasv min	-386	-483	14765	-15329	-10746	-96
M long max	507	592	20131	15429	14827	122
M long min	-300	-408	14401	-18096	-13012	-129
M trasv max	507	592	20131	15429	14827	122
M trasv min	-300	-408	14401	-18096	-13012	-129

Dove sono state indicate:

- Fx = taglio longitudinale (parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato)
- Fy = taglio trasversale (ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato)
- Fz = N verticale (positiva se di compressione per la palificata)
- Mx = momento trasversale (ruota intorno all'asse longitudinale dell'impalcato)
- My = momento longitudinale (ruota intorno all'asse trasversale dell'impalcato)
- Mz = momento torcente

9.5 SOLLECITAZIONI MASSIME SUL SINGOLO PALO

Il calcolo delle sollecitazioni agenti in testa ai pali è stato effettuato nell'ipotesi di ripartizione rigida delle stesse secondo la seguente espressione:

$$Q_{ti} = \frac{Q}{n} \pm \left[M_x \cdot \frac{y_i}{\sum_1^n y_i^2} \right] \pm \left[M_y \cdot \frac{x_i}{\sum_1^n x_i^2} \right]$$

Dove:

- Q = forza verticale;
- M_x = momento attorno all'asse x, accoppiato con H_y ;
- H_y = forza orizzontale nella direzione y, accoppiata con M_x ;
- M_y = momento attorno all'asse y, accoppiato con H_x ;
- H_x = forza orizzontale nella direzione x, accoppiata con M_y ;
- Q_{ti} = forza verticale agente alla testa del palo i-esimo;
- y_i = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione y;
- x_i = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione x;
- n = numero di pali della palificata.

Nella tabella che segue si riassumono i valori delle sollecitazioni utilizzate nelle verifiche riportate nei paragrafi successivi.

pali P10-P11

	N max	N min	Vmax	MSLU max	12 PALI
SLU/SLV	6904	-1046	509	1273	
SLE	3077	598	55	137	

pali P9-P17

	N max	N min	Vmax	MSLU max	9 PALI STANDARD
SLU/SLV	7749	-3007	620	1549	
SLE	2373	411	51	126	

pali P12-P13

	N max	N min	Vmax	MSLU max	9 PALI TRANSIZIONE
SLU/SLV	7617	-1078	656	1640	
SLE	3774	634	69	172	

pali P14-P15

	N max	N min	Vmax	MSLU max	12 PALI
SLU/SLV	7615	-901	498	1246	
SLE	3658	586	67	167	

pali P16

9 PALI STANDARD

	N max	N min	Vmax	MSLU max
SLU/SLV	5759	297	469	1172
SLE	3600	204	102	256

10 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

10.1 VERIFICHE TENSIONALI

Secondo quanto riportato da [2] al paragrafo 4.2.3.2, la capacità resistente delle sezioni viene calcolata secondo il "Metodo Elastico", assumendo un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento. Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni.

I valori delle tensioni si calcolano secondo la teoria elastica di Saint Venant, assumendo valida l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e considerando le caratteristiche delle sezioni miste acciaio-calcestruzzo, opportunamente omogeneizzate secondo i coefficienti n_0 ed n_L . Il contributo in termini di resistenza del calcestruzzo all'estradosso della trave metallica è tenuto in conto nelle verifiche solo in presenza di compressione nella soletta, mentre il contributo dell'armatura longitudinale presente in soletta è sempre tenuto in conto.

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{I} y ; \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_{sh}} ;$$

dove A_{sh} è l'area resistente al taglio, cioè l'area dell'anima della trave.

Le verifiche in campo elastico della trave metallica, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \times \sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \text{ in cui:}$$

x	direzione longitudinale	
z	direzione verticale	
$\sigma_{z,Ed}$	= 0	nel caso in esame
f_{yk}	= 345 MPa	per 16 mm < t ≤ 40 mm;
f_{yk}	= 335 MPa	per 40 mm < t ≤ 63 mm
γ_{M0}	= 1.05	

Nel caso in cui risulti $\tau_{Ed} > 0,5 \tau_{Rd}$ è necessario considerare l'interazione tra taglio e flessione, calcolando il fattore ρ , che va a diminuire la resistenza della trave f_{yd} , con la seguente formulazione:

$$\rho = (2 \tau_{Ed} / \tau_{Rd} - 1) / 2 \text{ da cui:}$$

$$f^*_{yd} = (1 - \rho) f_{yd}$$

10.2 VERIFICHE DI RESISTENZA

Secondo quanto indicato ai §4.2.4.1.2.3 e §4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018 si eseguono le verifiche di resistenza a flessione e taglio.

$$M_{Ed}/M_{c,Rd} < 1.0$$

Dove:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} * f_y / \gamma_{M0} \text{ per sezioni di classe 1 e 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el,min} * f_y / \gamma_{M0} \text{ per sezioni di classe 3}$$

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} < 1.0$$

Dove:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v * (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

A_v = area a taglio (area dell'anima non forata) se risulta $A_f/A_w > 0.6$ (A_f = area di una flangia).

11 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - "Norme tecniche per le costruzioni"- DM 17.1.2018.

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio ed allo stato limite ultimo. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali.

11.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

11.1.1 VERIFICA A FESSURAZIONE

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 17.01.2018.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 14.1.2008:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 11 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 14.1.2008

Nella Tabella sopra riportata, $w_1=0.2\text{mm}$, $w_2=0.3\text{mm}$; $w_3=0.4\text{mm}$.

In accordo con la vigente normativa, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

11.1.2 VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

11.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

11.2.1 SOLLECITAZIONI FLETTENTI

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabolo-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

11.2.2 SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

In cui:

d è l'altezza utile della sezione;

b_w	è la larghezza minima della sezione;
σ_{cp}	è la tensione media di compressione della sezione;
A_{sw}	è l'area dell'armatura trasversale;
S	è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
θ	è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
f'_{cd}	è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
α	è un coefficiente maggiorativo, pari ad 1 per membrature non compresse.

12 VERIFICHE STRUTTURALI

Riportiamo all'interno del seguente capitolo tutti i risultati delle verifiche condotte per quanto riguarda le pile ed i pali di fondazione.

12.1 VERIFICHE STRUTTURALI PILE

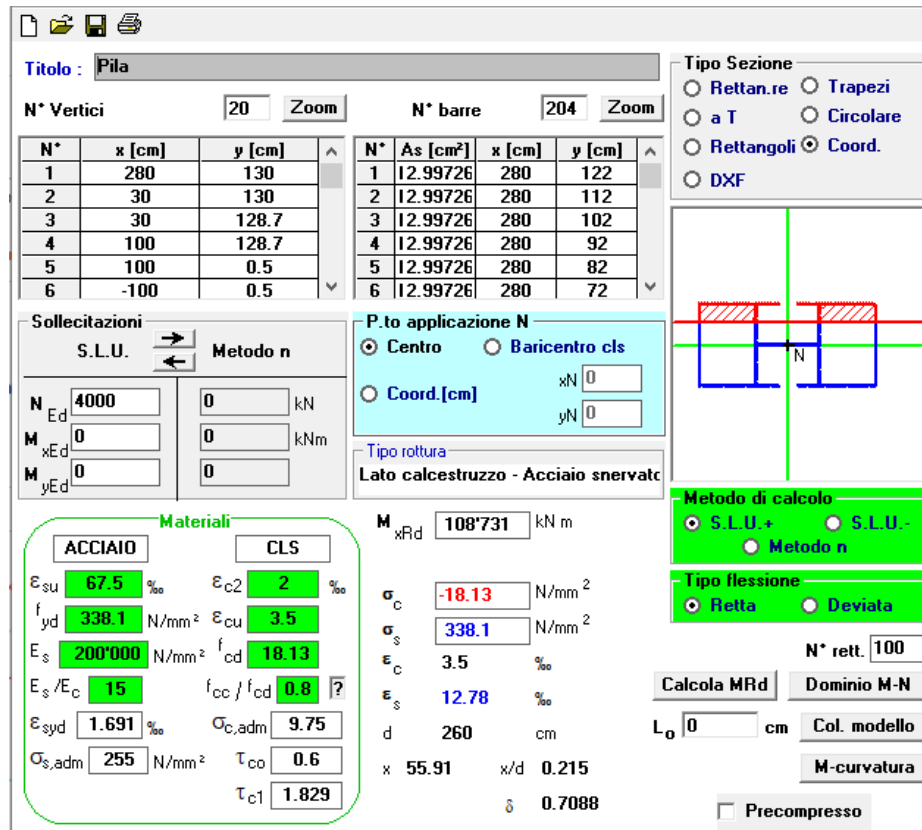
12.1.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Si riportano le verifiche a pressoflessione delle pile, nelle sezioni di massima sollecitazione, cioè la sezione di incastro, nelle due direzioni (longitudinale e trasversale). Si precisa che:

- la verifica in direzione longitudinale considera entrambi i fusti della pila;
- la verifica in direzione trasversale considera un fusto solo, a favore di sicurezza.

La presenza della lamiera in acciaio di spessore 13mm è stata considerata discretizzata ogni 10 cm lungo tutto il perimetro della sezione della pila. si trascura la presenza di barre di armatura interne alla sezione.

Direzione longitudinale



The screenshot shows a software interface for structural analysis of a pile. It includes several data tables and control panels.

Titolo: Pila

N° Vertici: 20 **Zoom** **N° barre:** 204 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	280	130	1	12.99726	280	122
2	30	130	2	12.99726	280	112
3	30	128.7	3	12.99726	280	102
4	100	128.7	4	12.99726	280	92
5	100	0.5	5	12.99726	280	82
6	-100	0.5	6	12.99726	280	72

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 4000 **0** kN

M_{xEd}: 0 **0** kNm

M_{yEd}: 0 **0** kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm]

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: ACCIAIO CLS

E_{su}: 67.5 ‰ **E_{c2}:** 2 ‰

f_{yd}: 338.1 N/mm² **E_{cu}:** 3.5

E_s: 200'000 N/mm² **f_{cd}:** 18.13

E_s/E_c: 15 **f_{cc}/f_{cd}:** 0.8

E_{syd}: 1.691 ‰ **σ_{c,adm}:** 9.75

σ_{s,adm}: 255 N/mm² **τ_{co}:** 0.6

τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 108'731 kN m

σ_c: -18.13 N/mm²

σ_s: 338.1 N/mm²

ε_c: 3.5 ‰

ε_s: 12.78 ‰

d: 260 cm

x: 55.91 **x/d:** 0.215

δ: 0.7088

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord. DXF

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

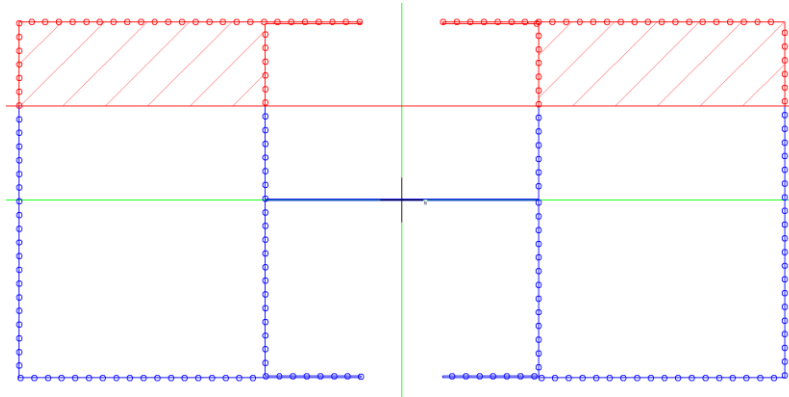
N° rett.: 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀: 0 cm **Col. modello**

M-curvatura

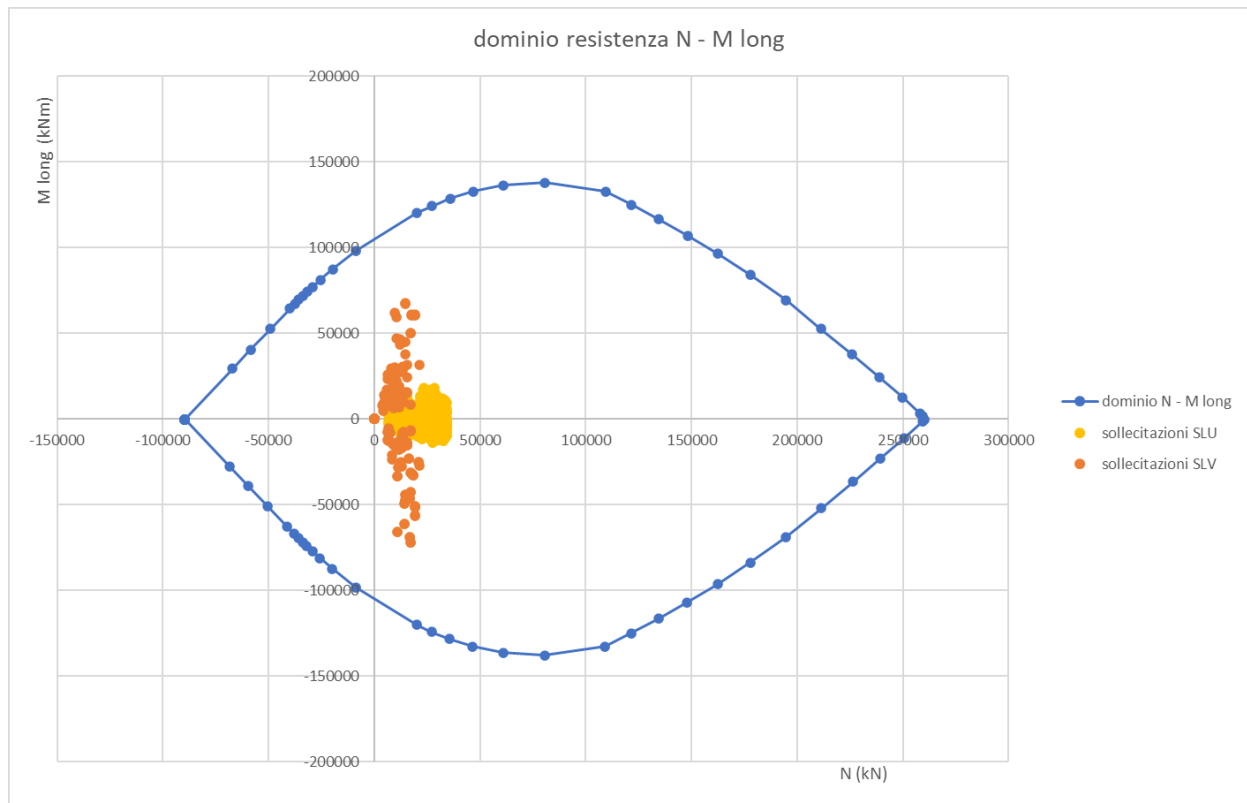
Precompresso



M long max
Mrd long

72'071 kNm
108'731 kNm

FS
1.51
Calcolata con N min



Direzione trasversale

Titolo: Pila-metà ruotata

N° Vertici: 10 Zoom N° barre: 102 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	128.7	90	1	12.99726	9	90
2	-128.7	90	2	12.99726	19	90
3	-128.7	160	3	12.99726	29	90
4	-130	160	4	12.99726	39	90
5	-130	-90	5	12.99726	49	90
6	130	-90	6	12.99726	59	90

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 9000 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
ACCAIO CLS
E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 338.1 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd} 1.691 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

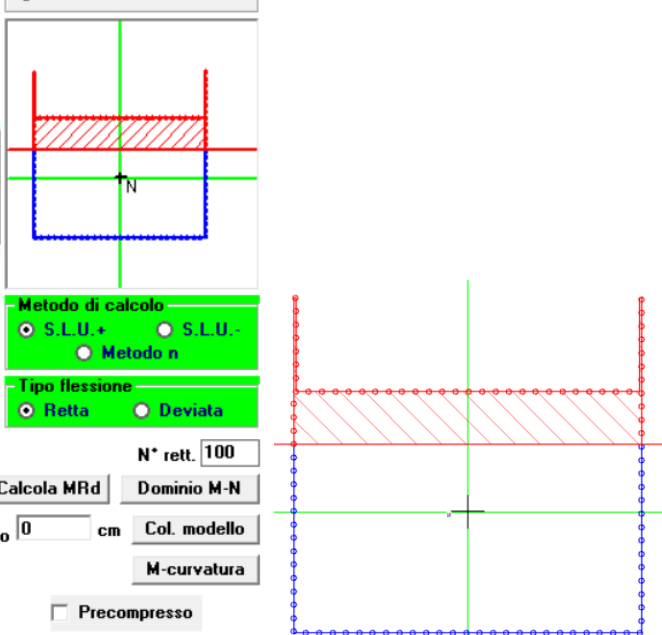
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

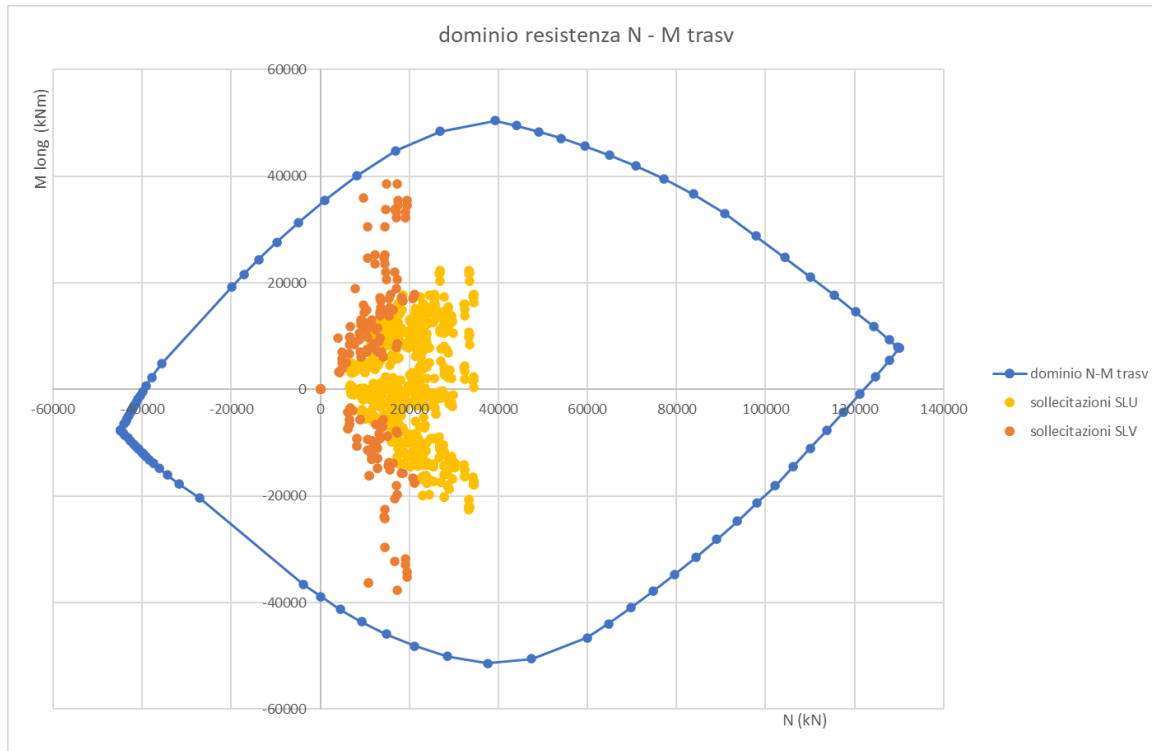
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 40'528 kN m
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 338.1 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 3.979 ‰
d 250 cm
x 117 x/d 0.468
δ 1



M trasv max 76'972 kNm
M trasv max singolo fusto 38'486 kNm
Mrd trasv 1 fusto 40'528 kNm

FS
1.05
calcolate con N min SLV



12.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si riportano all'interno del seguente paragrafo i risultati delle verifiche al taglio condotte per le pile nella sezione di incastro.

A favore di sicurezza, tali verifiche sono state effettuate considerando la sola resistenza esplicita dalla sezione in acciaio S355 rappresentata dalla lamiera di spessore 13 mm costituente parte della pila, secondo quanto riportato all'interno del par. 4.2.4.1.2.4 dell'NTC2018.

Si calcola:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

f_{yk} [Mpa]	355
γ_{M0}	1.05
A resis. Taglio long [mm ²]	67600
A resis. Taglio trasv [mm ²]	65000
V _{crd, long} [kN]	13195
V _{crd, trasv} [kN]	12688

Dove le aree resistenti sono riferite al singolo fusto della pila:

$$A \text{ res long} = 2600 \text{ mm} * 13 \text{ mm} * 2 \text{ anime}$$

$$A \text{ res trasv} = 2500 \text{ mm} * 13 \text{ mm} * 2 \text{ anime}$$

Le massime sollecitazioni di taglio (SLV) sono:

$$\text{taglio long} = 3'599 \text{ kN}$$

$$\text{taglio trasv} = 3'583 \text{ kN}$$

Da cui:

$$FS \text{ long} = 3.66$$

$$FS \text{ trasv} = 3.54$$

PIANTA Q.TA. +0.00

Scala 1:50

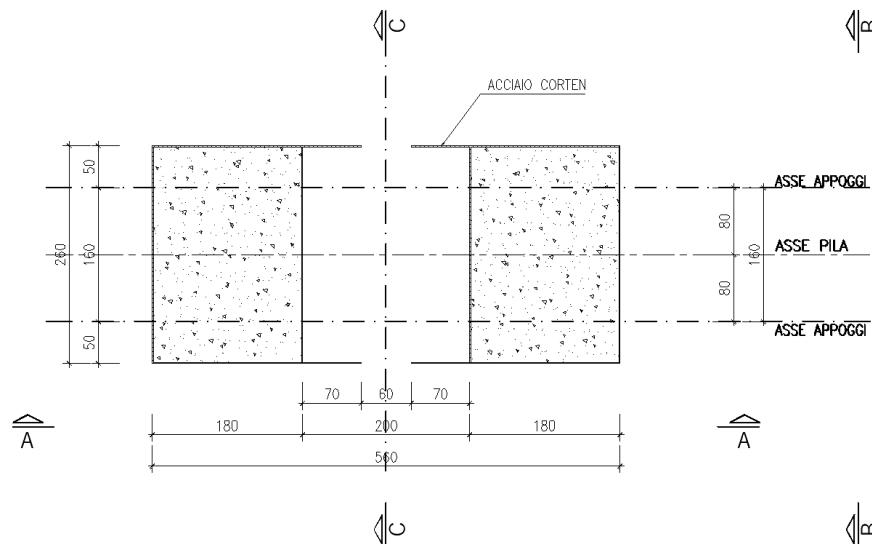


Figura 44: Pianta rappresentativa della pila

Le verifiche a taglio agente sia in direzione longitudinale all'impalcato che trasversale, risultano soddisfatte.

12.2 VERIFICHE STRUTTURALI PALI

Le sollecitazioni massime agenti sui pali sono indicate al §9.5.

Sono state effettuate le seguenti verifiche:

- una in combinazione SLU/SLV con momento massimo ed N assiale max e min corrispondenti,
- una in combinazione SLU/SLV con sforzo normale N massimo e minimo e M corrispondente,
- una in combinazione rara considerando il momento massimo.

Riportiamo nel seguito i risultati delle verifiche condotte.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verif. SLU1(Mmax) e Verif. SLE

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]
SLE Quasi Permanente	0	0	0
SLE Frequente	-204	256	0
SLE Rara	-3600	256	0
SLU	1078	1640	656
SLV	-7617	1640	656

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

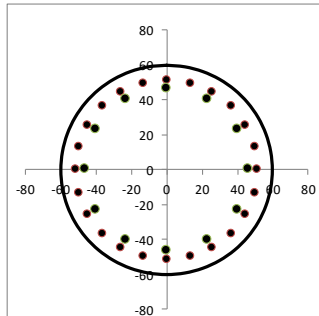
Diametro	D	120	[cm]
Copriferro netto	c	6.0	[cm]
Area calcestruzzo	A _{cls}	11310	[cm ²]
Copriferro baricentrico	C _{baric}	10.2	[cm]
Altezza utile della sezione	d	109.8	[cm]

Armatura longitudinale

	1° STRATO	2° STRATO	
Numero Barre	n _{barre} [-]	24	12
Diametro	Φ [mm]	26	26
Posizione dal lembo esterno	C _{baric} [cm]	8.5	13.7
Area strato	A _{s1} [cm ²]	127.42	63.71
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.690%	
% minima di armatura	ρ _{min} [%]	0.40%	

Armatura trasversale

	Φ [mm]	passo [cm]	c [cm]
Spirale	12	10	6.0



Disposizione delle barre nella sezione trasversale del palo

	[kg/mc]
Incidenza media	159
Incidenza media + 15%	183

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

Resistenza cubica a compressione	R _{ck} [MPa]	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [MPa]	28
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _c	1.5
Coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata	α _{cc}	0.85
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [MPa]	36.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [MPa]	2.77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [MPa]	1.94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [MPa]	15.87
Coefficiente di riduzione resistenza bielle compresse	ν [-]	0.53
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm} [MPa]	32308

Acciaio

	Barre: ad Aderenza migliorata	
Resistenza caratteristica a snervamento	f _{yk} [MPa]	450
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _s	1.15
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [MPa]	391.3
Modulo elastico	E [MPa]	200000

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Approccio di verifica: NTC18 / EC 2-2

Verifica Tensionale

	σ _c [MPa]	σ limite
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	0.00	< 12.60
Calcestruzzo SLE Rara	4.16	< 16.80
Acciaio SLE Rara	26.5	< 360.00

Verifica di fessurazione

	Frequente	Quasi permanente
Altezza efficace del calcestruzzo teso	h _{c,eff} [cm]	-
Area efficace del calcestruzzo teso	A _{c,eff} [cm ²]	-
	A _s [cm ²]	-
Rapporto dell'acciaio sull'area di calcestruzzo efficace	ρ _{p,eff} [%]	-
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.6
Coefficiente funzione delle proprietà di aderenza dell'armatura	k ₁	0.8
Coefficiente funzione della distribuzione delle deformazioni	k ₂	0.5
Funzione dipendente dal copriferro	k ₃	3.4
	k ₄	0.425
	media	media
Tensione di verifica:		
Massima tensione nell'armatura alla formazione della fessura	σ _s [MPa]	0.0
Distanza massima tra le fessure (eq.7.11 di EN 1992-1-1)	s _{r,max} [mm]	-
Differenza tra deformazione media dell'armatura e del cls	(ε _{sm} - ε _{cm})	-
Ampiezza delle fessure	w _d [mm]	0.000
Ampiezza delle fessure limite	w _{lim} [mm]	0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Per la verifica a taglio si fa riferimento al metodo di Clarke-Birjandi 1993:

$\sin(\alpha) = 2r_s/\pi r$ con $(0 < \alpha < \pi/2)$	[-]	0.546
$A_v = r^2 [\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$	[cm ²]	9384
$d = r[1 + \sin(\alpha)]$	[cm]	92.8
$b_w = A_v/d$	[cm]	101.1

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)	V _{Ed} [kN]	656
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Ed} [kN]	-7617

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd1} [kN]	1016
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Ed}	1.55

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	3006
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1848
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1848
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Ed}	2.82

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

	SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Ed} [kNm]	1640
Sforzo Normale concomitante	N _{Ed} [kN]	-7617

Verifica di resistenza

	SLU	SLV
Momento resistente	M _{Ed} [kNm]	2802
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Ed}	1.71

VERIFICA INTERASSI

	1° STRATO	2° STRATO
Interferro di progetto	[cm]	11.00
Interferro minimo	[cm]	5.40
Interasse di progetto	[cm]	13.00
Interasse massimo	[cm]	25.00

Verif. SLU2(Nmax)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

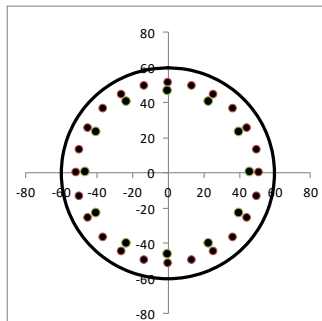
Combinazione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]
SLE Quasi Permanente	0	0	0
SLE Frequente	0	0	0
SLE Rara	0	0	0
SLU	3007	1549	620
SLV	-7749	1549	620

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Diametro	D	120	[cm]
Copriferro netto	c	6.0	[cm]
Area calcestruzzo	A _{cl}	11310	[cm ²]
Copriferro baricentrico	c _{baric}	10.2	[cm]
Altezza utile della sezione	d	109.8	[cm]
Armatura longitudinale			
		1° STRATO	2° STRATO
Numero Barre	n _{barre} [-]	24	12
Diametro	Φ [mm]	26	26
Posizione dal lembo esterno	Charic [cm]	8.5	13.7
Area strato	A _{sl} [cm ²]	127.42	63.71
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.690%	
% minima di armatura	ρ _{min} [%]	0.40%	

Armatura trasversale

	Φ [mm]	passo [cm]	c [cm]
Spirale	12	10	6.0



Disposizione delle barre nella sezione trasversale del palo

	[kg/mc]
Incidenza media	159
Incidenza media + 15%	183

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo		
Resistenza cubica a compressione	R _{ck} [Mpa]	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _c	1.5
Coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata	α _{cc}	0.85
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1.94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15.87
Coefficiente di riduzione resistenza bielle compresse	ν [-]	0.53
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm} [Mpa]	32308

Acciaio		
	Barre: ad Aderenza migliorata	
Resistenza caratteristica a snervamento	f _{yk} [Mpa]	450
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _s	1.15
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.3
Modulo elastico	E [Mpa]	200000

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Approccio di verifica: NTC18 / EC 2 -2

Verifica Tensionale			σ limite
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa]	0.00	< 12.60
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa]	0.00	< 16.80
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa]	0.0	< 360.00

Verifica di fessurazione			
		Frequente	Quasi permanente
Altezza efficace del calcestruzzo teso	h _{c,eff} [cm]	-	-
Area efficace del calcestruzzo teso	A _{c,eff} [cm ²]	-	-
	A _s [cm ²]	-	-
Rapporto dell'acciaio sull'area di calcestruzzo efficace	ρ _{p,eff} [%]	-	-
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.6	0.4
Coefficiente funzione delle proprietà di aderenza dell'armatura	k ₁	0.8	0.8
Coefficiente funzione della distribuzione delle deformazioni	k ₂	1.0	1.0
Funzione dipendente dal copriferro	k ₃	3.4	3.4
	k ₄	0.425	0.425
Tensione di verifica:		media	media
Massima tensione nell'armatura alla formazione della fessura	σ _s [Mpa]	0.0	0.0
Distanza massima tra le fessure (eq.7.11 di EN 1992-1-1)	s _{r,max} [mm]	-	-
Differenza tra deformazione media dell'armatura e del cls	(ε _{sm} - ε _{cm})	-	-
Ampiezza delle fessure	w _d [mm]	0.000	0.000
Ampiezza delle fessure limite	w _{lim} [mm]	0.300	0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Per la verifica a taglio si fa riferimento al metodo di Clarke-Birjandi 1993:

$\sin(\alpha) = 2r_s/\pi r$ con $(0 < \alpha < \pi/2)$	[-]	0.546
$A_v = r^2[\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$	[cm ²]	9384
$d = r[1 + \sin(\alpha)]$	[cm]	92.8
$b_w = A_v/d$	[cm]	101.1

Solicitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)	V _{Ed} [kN]	620
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Ed} [kN]	-7749

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd1} [kN]	1030
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Ed}	1.66

Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2951
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1848
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1848
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Ed}	2.98

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Solicitazioni di progetto			
Momento sollecitante	M _{Ed} [kNm]	1549	1549
Sforzo Normale concomitante	N _{Ed} [kN]	3007	-7749

Verifica di resistenza			
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	2044	4288
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Ed}	1.32	2.77

VERIFICA INTERASSI

Interassi e interferi			
Interfero di progetto	[cm]	1° STRATO	2° STRATO
		11.00	21.37
Interfero minimo	[cm]	5.40	5.40
Interasse di progetto	[cm]	13.00	23.97
Interasse massimo	[cm]	25.00	

13 VERIFICHE GEOTECNICHE PALI – CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE

La capacità portante in condizioni statiche della palificata di fondazione è stata calcolata per pali di grande diametro $\Phi 1200$ considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) prescritto dalla normativa tecnica.

In condizioni sismiche le verifiche sono state condotte sempre con riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3) ponendo i coefficienti parziali sulle azioni pari all'unità.

La portata di progetto a compressione e trazione di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) Q_d può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{d_compr} = Q_{II} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

Q_{II} = portata laterale limite (da determinarsi secondo quanto descritto nella relazione dei criteri di calcolo);

Q_{bl} = portata di base limite (da determinarsi secondo quanto descritto nella relazione dei criteri di calcolo);

W'_p = peso efficace del palo o del setto (al netto del peso del terreno asportato);

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$);

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

La portata di progetto a trazione di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) (o setti di diaframma) Q_d può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{d_traz} = Q_{II} / F_{SL} + W'_{p_eff}$$

dove:

Q_{II} = portata laterale limite (da determinarsi secondo quanto descritto nella relazione dei criteri di calcolo);

W'_{p_eff} = peso efficace del palo o del setto (alleggerito della sottospinta idraulica se sotto falda);

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

I coefficienti parziali da applicare sulle resistenze sono pari a:

- $\gamma_{s,c} = 1,15$
- $\gamma_{s,t} = 1,25$
- $\gamma_b = 1,35$

Per la verifica di capacità portante del palo si dovranno verificare le seguenti due condizioni:

- $N_{max,SLU} < Q_d$, la massima sollecitazione assiale (sia statica, che sismica) allo SLU dovrà essere inferiore alla portata di progetto del palo;

- $N_{max,SLE} < Q_{II} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{II} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

Nella tabella che segue si riassumono i valori delle sollecitazioni utilizzate nelle verifiche.

$Q_{ti,max}$ (SLE Rara)	$Q_{ti,max}$ (SLU/SLV)	$Q_{ti,min}$ (SLU/SLV)
(kN)	(kN)	(kN)
3800	7750	3010

Dove:

- $Q_{ti,max}$ (SLE Rara) = Sforzo assiale max agente in testa al palo per la comb. SLE Rara;
- $Q_{ti,max}$ (SLU/SLV) = Sforzo assiale max agente in testa al palo per la comb. SLU/SLV;
- $Q_{ti,min}$ (SLU/SLV) = Sforzo assiale min (trazione) agente in testa al palo per la comb. SLU/SLV

Nel calcolo si è considerato:

- testa palo a 3.0 m di profondità dal piano campagna;
- falda a 3.0m dal piano campagna;
- coefficiente di correlazione $\xi = 1.6$.

Unità	L	D	φ_b	N^*_q	$\sigma'_{v,b}$	$q_{lim,base,k}$	$Q_{lim,base,k}$	ξ	γ_R	$Q_{lim,base,d}$
(-)	(m)	(m)	(°)	(-)	(kPa)	(kPa)	(kN)	(-)	(-)	(kN)
UG2B	34	1.2	0	0	427.0	3927.0	4441.3	1.6	1.35	2056.2

Unità	φ	C_u	α	β	D	L	$q_{lim,lat,k}$	$Q_{lim,lat,k}$	ξ	γ_R	$Q_{lim,lat,d}$
(-)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN)	(-)	(-)	(kN)
UG1	33	-	-	0.4	1.2	34	2855.1	10763.5	1.6	1.15	5849.7
UG2A	-	80	0.4	-							

UG2B	-	250	0.4	-							
------	---	-----	-----	---	--	--	--	--	--	--	--

Combinazione	L	D	$Q_{lim,base,d}$	$Q_{lim,lat,d}$	W'_p	Q_{lim}	$N_{Ed,max}$	F_s
-	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
SLU/SLV	34	1.2	2056.2	5849.7	153.8	7752.1	7750	1.000

Tabella 12 Calcolo della capacità portante del palo nei confronti dei carichi assiali di compressione (SLU/SLV)

Unità	φ	C_u	α	β	D	L	$q_{lim,lat,k}$	$Q_{lim,lat,k}$	ξ	γ_R	$Q_{lim,lat,d}$
(-)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN)	(-)	(-)	(kN)
UG1	33	-	-	0.3	1.2	34	2811.9	10600.7	1.6	1.25	5300.4
UG2A	-	80	0.4	-							
UG2B	-	250	0.4	-							

Combinazione	L	D	$Q_{lim,base,d}$	$Q_{lim,lat,d}$	$W'_{p,eff}$	Q_{lim}	$N_{Ed,max}$	F_s
-	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
SLV	34	1.2	-	5300.4	621.3	5921.7	3010	1.97

Tabella 13 Calcolo della capacità portante del palo nei confronti dei carichi assiali di trazione (SLU/SLV)

In aggiunta alle verifiche sulla portanza dei pali allo SLU, si verifica che il rapporto tra la resistenza laterale caratteristica ed il massimo carico agente nella combinazione SLE Rara sia maggiore di 1.25.

Combinazione	L	D	$Q_{lim,lat,k}$	γ_R	$Q_{lim,lat,d}$	$N_{Ed,max}$	F_S
-	(m)	(m)	(kN)	(-)	(kN)	(kN)	(-)
SLE Rara	34	1.2	10763.5	1.25	8610.8	3800	2.27

Tabella 14 Calcolo della capacità portante del palo nei confronti della portata ultima per attrito laterale (SLE Rara)

14 ALLEGATO 1 – COMBINAZIONI DI CARICO

```

+=====+
| MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software) |
| MIDAS/Civil - Load Combinations |
| (c)SINCE 1989 |
+=====+
| MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (MIDAS IT) |
| MIDAS/Civil Version 9.4.0 |
+=====+

```

DESIGN TYPE : General

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE
	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	frenatura + frenatura(1.000)	Active	Add
2	frenatura - frenatura(-1.000)	Active	Add
3	frenatura ENV frenatura +(1.000) +	Active	Envelope frenatura -(1.000)
4	centrifuga scacchiera centrifuga 1(1.000) +	Active	Envelope centrifuga 2(1.000)
5	centrifuga tot centrifuga 1(1.000) +	Active	Add centrifuga 2(1.000)
6	centrifuga ENV centrifuga scacchiera(1.000) +	Active	Envelope centrifuga tot(1.000)
7	T+ termica uniforme(1.000) +	Active	Add termica gradiente(1.000)
8	T- termica uniforme(-1.000) +	Active	Add termica gradiente(-1.000)
9	ENV T T+(1.000) +	Active	Envelope T-(1.000)
10	vento ENV vento sx(1.000) +	Active	Envelope vento dx(1.000)
11	CB1 - Msx T+ cordolo(1.500) + + vento dx(0.900) + + Dead Load(1.350) + + Creep Secondary(1.200) +	Active	Add termica uniforme(0.900) + termica gradiente(0.900) F SLE imp(1.350) + corsie da sx K(1.350) Erection Load 1(1.500) + Tendon Secondary(1.200) Shrinkage Secondary(1.200)
12	CB1 - Msx T- cordolo(1.500) +	Active	Add termica uniforme(-0.900) + termica gradiente(-0.900)

- + vento dx(0.900) + F SLE imp(1.350) + corsie da sx K(1.350)
 + Dead Load(1.350) + Erection Load 1(1.500) + Tendon Secondary(1.200)
 + Creep Secondary(1.200) + Shrinkage Secondary(1.200)
-
- 13 CB2 - Mdx T+ Active Add
 cordolo(1.500) + termica uniforme(0.900) + termica gradiente(0.900)
 + vento sx(0.900) + F SLE imp(1.350) + corsie da dx K(1.350)
 + Dead Load(1.350) + Erection Load 1(1.500) + Tendon Primary(1.000)
 + Tendon Secondary(1.200) + Creep Secondary(1.200) + Shrinkage Secondary(1.200)
-
- 14 CB2 - Mdx T- Active Add
 cordolo(1.500) + termica uniforme(-0.900) + termica gradiente(-0.900)
 + vento sx(0.900) + F SLE imp(1.350) + corsie da dx K(1.350)
 + Dead Load(1.350) + Erection Load 1(1.500) + Tendon Primary(1.000)
 + Tendon Secondary(1.200) + Creep Secondary(1.200) + Shrinkage Secondary(1.200)
-
- 15 CB3 - Vsx T+ Active Add
 cordolo(1.500) + termica uniforme(0.900) + termica gradiente(0.900)
 + vento sx(1.500) + F SLE imp(1.350) + corsie da dx K(1.012)
 + Dead Load(1.350) + Erection Load 1(1.500) + Tendon Secondary(1.200)
 + Creep Secondary(1.200) + Shrinkage Secondary(1.200)
-
- 16 CB3 - Vdx T+ Active Add
 cordolo(1.500) + termica uniforme(0.900) + termica gradiente(0.900)
 + vento dx(1.500) + F SLE imp(1.350) + corsie da sx K(1.012)
 + Dead Load(1.350) + Erection Load 1(1.500) + Tendon Secondary(1.200)
 + Creep Secondary(1.200) + Shrinkage Secondary(1.200)
-
- 17 CB4 - Vsx T- Active Add
 cordolo(1.500) + termica uniforme(-0.900) + termica gradiente(-0.900)
 + vento sx(1.500) + F SLE imp(1.350) + corsie da dx K(1.012)
 + Dead Load(1.350) + Erection Load 1(1.500) + Tendon Secondary(1.200)
 + Creep Secondary(1.200) + Shrinkage Secondary(1.200)
-
- 18 CB4 - Vdx T- Active Add
 cordolo(1.500) + termica uniforme(-0.900) + termica gradiente(-0.900)
 + vento dx(1.500) + F SLE imp(1.350) + corsie da sx K(1.012)
 + Dead Load(1.350) + Erection Load 1(1.500) + Tendon Secondary(1.200)
 + Creep Secondary(1.200) + Shrinkage Secondary(1.200)
-
- 19 CB5 - T+ Active Add
 cordolo(1.500) + termica uniforme(1.500) + termica gradiente(1.500)
 + vento sx(0.900) + F SLE imp(1.350) + corsie da dx K(1.012)
 + Dead Load(1.350) + Erection Load 1(1.500) + Tendon Primary(1.000)
 + Tendon Secondary(1.200) + Creep Secondary(1.200) + Shrinkage Secondary(1.200)
-
- 20 CB5 - T- Active Add
 cordolo(1.500) + termica uniforme(-1.500) + termica gradiente(-1.500)
 + vento sx(0.900) + F SLE imp(1.350) + corsie da dx K(1.012)
 + Dead Load(1.350) + Erection Load 1(1.500) + Tendon Primary(1.000)
 + Tendon Secondary(1.200) + Creep Secondary(1.200) + Shrinkage Secondary(1.200)
-
- 21 CB6 - T+ Active Add
 cordolo(1.500) + termica uniforme(1.500) + termica gradiente(1.500)
 + vento dx(0.900) + F SLE imp(1.350) + corsie da sx K(1.012)
 + Dead Load(1.350) + Erection Load 1(1.500) + Tendon Primary(1.000)
 + Tendon Secondary(1.200) + Creep Secondary(1.200) + Shrinkage Secondary(1.200)
-
- 22 CB6 - T- Active Add
 cordolo(1.500) + termica uniforme(-1.500) + termica gradiente(-1.500)

+ vento dx(0.900) + F SLE imp(1.350) + corsie da sx K(1.012)
 + Dead Load(1.350) + Erection Load 1(1.500) + Tendon Primary(1.000)
 + Tendon Secondary(1.200) + Creep Secondary(1.200) + Shrinkage Secondary(1.200)

23 g1+g2 Active Add
 cordolo(1.000) + Dead Load(1.000) + Erection Load 1(1.000)
 + Tendon Primary(1.000) + Tendon Secondary(1.000) + Creep Secondary(1.000)
 + Shrinkage Secondary(1.000)

24 Msx-gr2a Active Add
 frenatura ENV(1.000) + corsie da sx FQ(1.000)

25 Msx-gr2b Active Add
 centrifuga ENV(1.000) + corsie da sx FQ(1.000)

26 Mdx-gr2a Active Add
 corsie da dx FQ(1.000) + frenatura ENV(1.000)

27 Mdx-gr2b Active Add
 corsie da dx FQ(1.000) + centrifuga ENV(1.000)

28 M gr2 Active Envelope
 Msx-gr2a(1.000) + Msx-gr2b(1.000) + Mdx-gr2a(1.000)
 + Mdx-gr2b(1.000)

29 STL ENV_SER Active Envelope
 g1+g2(1.000)

30 CB7 - Mgr2 T Active Add
 cordolo(1.500) + F SLE imp(1.350) + Dead Load(1.350)
 + Erection Load 1(1.500) + Tendon Secondary(1.200) + Creep Secondary(1.200)
 + Shrinkage Secondary(1.200) + ENV T(0.900) + vento ENV(0.900)
 + M gr2(1.350)

31 STL ENV_STR Active Envelope
 CB1 - Msx T+(1.000) + CB1 - Msx T-(1.000) + CB2 - Mdx T+(1.000)
 + CB2 - Mdx T-(1.000) + CB3 - Vsx T+(1.000) + CB3 - Vdx T+(1.000)
 + CB4 - Vsx T-(1.000) + CB4 - Vdx T-(1.000) + CB5 - T+(1.000)
 + CB5 - T-(1.000) + CB6 - T+(1.000) + CB6 - T-(1.000)
 + g1+g2(1.000) + CB7 - Mgr2 T(1.000)

32 SLV X+ Active Add
 SLV_x(1.000)

33 SLV X- Active Add
 SLV_x(-1.000)

34 SLV Y+ Active Add
 SLV_y(1.000)

35 SLV Y- Active Add
 SLV_y(-1.000)

36 SLV Z+ Active Add
 SLV_z(1.000)

37 SLV Z- Active Add
 SLV_z(-1.000)

38 SLV X Active Envelope

	SLV X+(1.000) +	SLV X-(1.000)	

39	SLV Y Active	Envelope	
	SLV Y+(1.000) +	SLV Y-(1.000)	

40	SLV Z Active	Envelope	
	SLV Z+(1.000) +	SLV Z-(1.000)	

41	CB SLV1 Active	Add	
	cordolo(1.000) +	F SLE imp(1.000) +	Dead Load(1.000)
+	Erection Load 1(1.000) +	Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
+	Creep Secondary(1.000) +	ENV T(0.500) +	SLV X(1.000)
+	SLV Y(0.300) +	SLV Z(0.300)	

42	CB SLV2 Active	Add	
	cordolo(1.000) +	F SLE imp(1.000) +	Dead Load(1.000)
+	Erection Load 1(1.000) +	Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
+	Creep Secondary(1.000) +	ENV T(0.500) +	SLV X(0.300)
+	SLV Y(1.000) +	SLV Z(0.300)	

43	CB SLV3 Active	Add	
	cordolo(1.000) +	F SLE imp(1.000) +	Dead Load(1.000)
+	Erection Load 1(1.000) +	Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
+	Creep Secondary(1.000) +	ENV T(0.500) +	SLV X(0.300)
+	SLV Y(0.300) +	SLV Z(1.000)	

44	ML FQ Active	Envelope	
	corsie da sx FQ(1.000) +	corsie da dx FQ(1.000)	

45	SLE 1 Active	Add	
	cordolo(1.000) +	F SLE imp(1.000) +	corsie da sx K(1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Erection Load 1(1.000) +	Tendon Primary(1.000)
+	Tendon Secondary(1.000) +	Creep Secondary(1.000) +	Shrinkage Secondary(1.000)
+	ENV T(0.600) +	vento ENV(0.600)	

46	SLE 2 Active	Add	
	cordolo(1.000) +	F SLE imp(1.000) +	corsie da dx K(1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Erection Load 1(1.000) +	Tendon Primary(1.000)
+	Tendon Secondary(1.000) +	Creep Secondary(1.000) +	Shrinkage Secondary(1.000)
+	ENV T(0.600) +	vento ENV(0.600)	

47	SLE 3 Active	Add	
	cordolo(1.000) +	F SLE imp(1.000) +	Dead Load(1.000)
+	Erection Load 1(1.000) +	Tendon Secondary(1.000) +	Creep Secondary(1.000)
+	Shrinkage Secondary(1.000) +	ENV T(0.600) +	vento ENV(0.600)
+	M gr2(1.000)		

48	SLE 4 Active	Add	
	cordolo(1.000) +	F SLE imp(1.000) +	Dead Load(1.000)
+	Erection Load 1(1.000) +	Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
+	Creep Secondary(1.000) +	Shrinkage Secondary(1.000) +	vento ENV(1.000)
+	ML FQ(1.000)		
