

LIAISON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE

REVISION DE L'AVANT-PROJET DE REFERENCE – REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO
CUP C11J05000030001

ECHANGEUR DE LA MADDALENA – SVINCOLO DE LA MADDALENA
OUVRAGES D'ART MINEURS – OPERE D'ARTE MINORI
ESPLANADE PAROI BERLINOISE – BERLINESE PIAZZALE

NOTE DE CALCUL – RELAZIONE DI CALCOLO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	09/01/2013	Première diffusion / Prima emissione	L.BARBERIS (MUSINET)	C. GIOVANNETTI (MUSINET)	M. BERTI (SITAE)
A	08/03/2013	Révision suite aux commentaires LTF / Revisone a seguito commenti LTF	L.BARBERIS (MUSINET)	C. GIOVANNETTI (MUSINET)	M. BERTI (SITAE)



CODE DOC	P	D	2	C	3	A	M	U	S	1	1	6	4	A
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero			Indice		

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	33	49	69	20	107
------------------------------	-----	----	----	----	----	----	----	-----

ECHELLE / SCALA
-



LTF sas - 1091 Avenue de la Boisse - BP 80631 - F-73006 CHAMBERY CEDEX (France)
Tél. : +33 (0)4 79.68.56.50 - Fax : +33 (0)4.79.68.56.75
RCS Chambéry 439 556 952 - TVA FR 03439556952
Propriété LTF Tous droits réservés - Proprietà LTF Tutti i diritti riservati

Ce projet est cofinancé par l'Union européenne (DG-TREN)



Questo progetto è cofinanziato dall'Unione europea (TEN-T)

SOMMAIRE / INDICE

RESUME/RIASSUNTO	4
1. INTRODUZIONE	5
2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3. QUADRO GEOLOGICO, GEOTECNICO E IDROGEOLOGICO.....	8
3.1 Sezione geologica	8
3.2 Parametri geotecnici	8
3.3 Idrogeologia.....	9
4. SOFTWARE DI CALCOLO	10
4.1 Idrogeologia.....	10
5. CRITERI E IPOTESI DI CALCOLO	11
5.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali	11
6. MODELLO DI CALCOLO DELLA PARATIA	14
6.1 Sezione di calcolo	14
6.2 Parametri geotecnici di calcolo.....	14
6.3 Livello di falda.....	15
6.4 Step di calcolo.....	15
6.5 Approcci progettuali (SL).....	18
7. RISULTATI DEI CALCOLI	19
7.1 SLE (STEP 0-13).....	19
7.2 SLU-1 (STEP 0-13)	23
7.3 SLU-2 (STEP 0-13).....	27
8. VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	32
8.1 Micropali.....	32
8.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	32
8.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	32
8.2 Tiranti d'ancoraggio	32
8.2.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	33
8.2.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	34
8.2.3 Verifica della lunghezza libera dei tiranti	37
8.3 Travi di ripartizione	37
8.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	38
8.3.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	38
9. VERIFICHE DI STABILITÀ	39
9.1 Verifica della profondità d'infissione.....	39
10. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	40
10.1 Elaborati progettuali	40
10.2 Normative	40
10.3 Bibliografia.....	40

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Andamento stratigrafico ipotizzato.....	9
Figura 2 - Abachi di Caquot e Kerisel (1948).....	15
Figura 3 - Modello geometrico (step 13)	18
Figura 4 - Diagramma della deformata orizzontale (SLE, step 0-13).....	19

Figura 5 - Diagramma del momento flettente (SLE, step 0-13).....	20
Figura 6 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 1° ordine (SLE, step 0-13).....	20
Figura 7 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 2° ordine (SLE, step 0-13).....	21
Figura 8 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 3° ordine (SLE, step 0-13).....	21
Figura 9 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 4° ordine (SLE, step 0-13).....	22
Figura 10 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 5° ordine (SLE, step 0-13).....	22
Figura 11 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 6° ordine (SLE, step 0-13).....	23
Figura 12 - Diagramma delle deformate (SLU-1, step 0-13).....	23
Figura 13 - Diagramma del momento flettente (SLU-1, step 0-13).....	24
Figura 14 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 1° ordine (SLU-1, step 0-13).....	24
Figura 15 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 2° ordine (SLU-1, step 0-13).....	25
Figura 16 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 3° ordine (SLU-1, step 0-13).....	25
Figura 17 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 4° ordine (SLU-1, step 0-13).....	26
Figura 18 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 5° ordine (SLU-1, step 0-13).....	26
Figura 19 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 6° ordine (SLU-1, step 0-13).....	27
Figura 20 - Diagramma delle deformate (SLU-2, step 0-13).....	27
Figura 21 - Diagramma del momento flettente (SLU-2, step 0-13).....	28
Figura 22 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 1° ordine (SLU-2, step 0-13).....	28
Figura 23 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 2° ordine (SLU-2, step 0-13).....	29
Figura 24 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 3° ordine (SLU-2, step 0-13).....	29
Figura 25 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 4° ordine (SLU-2, step 0-13).....	30
Figura 26 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 5° ordine (SLU-2, step 0-13).....	30
Figura 27 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 6° ordine (SLU-2, step 0-13).....	31
Figura 28 - Indicazioni per la scelta del valore di s	36
Figura 29 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti	37
Figura 30 - Schema statico travi di ripartizione	38
Figura 31 - Stato limite di rottura per rotazione.....	39

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno	11
Tabella 2 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni	11
Tabella 3 - Coefficienti parziali adottati dalle analisi con PARATIE.....	13
Tabella 4 - Parametri geotecnici caratteristici (M_R)	14
Tabella 5 - Coefficienti di spinta assunti nei calcoli	14
Tabella 6 - Caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio	33
Tabella 7 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio	34
Tabella 8 - Valori del coefficiente α	36
Tabella 9 - Indicazioni per la scelta del valore di s	36

RESUME/RIASSUNTO

Texte en Français.

Ce document vise à clarifier les principales étapes du calcul qui conduit à dimensionnement de la paroi berlinoise en question, conformément aux hypothèses de conception nécessaires à la mise en œuvre de la “Echangeur de la Maddalena sur l'A32.”

Testo in Italiano.

Il presente documento ha come scopo quello di chiarire i principali passaggi di calcolo che hanno condotto al dimensionamento della paratia berlinese in oggetto, nel rispetto delle ipotesi progettuali previste per la realizzazione dello “Svincolo della Maddalena sulla A32”.

1. Introduzione

L'opera in oggetto si inserisce all'interno del nodo viario denominato "Nuovo Svincolo de La Maddalena sulla A32". Lo stesso è ubicato nell'area della Maddalena, nel comune di Chiomonte, allo sbocco Vallone Tiraculo-Rio Clarea, sul versante orografico destro del rio Clarea, prima del tratto in cui lo stesso si immette nella Dora, in prossimità delle "Gorge di Susa". L'area è già interessata dal tracciato della autostrada del Frejus - A32, in concessione alla società SITAF S.p.A. e, nello specifico, dal viadotto Clarea, opera che con un doppio impalcato a trave continua (carreggiate separate) di circa 600/650 m, in curva e con pendenza longitudinale del 2,5% circa, attraversa la valle ed unisce la galleria Giaglione (ad est) con la galleria Ramat (ad ovest). Le spalle del viadotto sono ricavate su versante e risultano in stretta continuità con gli imbocchi delle gallerie, con piazzali di imbocco di dimensioni limitate. Il viadotto Clarea è, dopo il viadotto Ramat, il più alto e importante dell'intero tronco autostradale. Si sviluppa in curva su due impalcati di lunghezze complessive pari a 600 e 650 m, è suddiviso in 7 campate con luce di 100 m (escluse 3 delle campate terminali, da 50 m ciascuna) e con pile alte fino a 48 m. Lo schema degli impalcati è quello di trave continua ad inerzia variabile, precompressa con cavi post-tesi, realizzata con conci prefabbricati. Le due spalle fisse SP1 e SP3 lato Bardonecchia sono separate dagli imbocchi della Galleria Ramat da un breve rilevato. Dal lato di Torino, invece, le due spalle SP2 e SP4 e gli imbocchi della galleria Giaglione sono separate dalla struttura scatolare in cui si colloca la strada vicinale di raccordo tra la Maddalena e Giaglione. Nel versante della valle situato a nordovest rispetto al tracciato autostradale, in destra orografica rispetto al percorso del Rio Clarea, è prevista la realizzazione del cunicolo esplorativo della Maddalena, futuro accesso di sicurezza in sotterraneo della linea ferroviaria nonché via di uscita dei materiali di scavo del tunnel di base, il cui cantiere è attualmente posizionato al di sotto del suddetto impalcato.

L'intervento in esame prevede lo sviluppo della soluzione 4bis-fase 1, descritta nel Dossier Guida che consentirà esclusivamente il collegamento del futuro cantiere per la realizzazione della discenderia e quindi dell'accesso di sicurezza con la viabilità autostradale in modo da non interferire con la viabilità ordinaria.

Nello specifico, la berlinese consente il sostegno del terreno e garantisce adeguata sistemazione del versante a seguito dell'importante dislivello tra la viabilità poderale e quella di accesso al cantiere (circa 15 metri nel punto a dislivello maggiore).

La geometria dell'opera è stata definita in previsione dell'attacco alla galleria naturale di attraversamento del promontorio delle Vigne, nel rispetto dei dati plano altimetrici del futuro scenario viabilistico.

2. Caratteristiche dei materiali

Si riportano qui di seguito le caratteristiche prestazionali dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione delle opere provvisorie di imbocco, secondo la normativa in vigore e con riferimento al metodo di calcolo agli stati limite.

Calcestruzzo per getti in opera (trave di ripartizione)

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C25/30 (ex $R_{ck}=30$ MPa)
Resistenza cubica caratteristica ($t=28$ gg):	$f_{ck, cube} \geq 30$ N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica ($t=28$ gg):	$f_{ck} \geq 25$ N/mm ²
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 30'500$ N/mm ²
Classe di consistenza:	S4
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.55$
Diametro massimo inerti:	30 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC4

Acciaio per cemento armato (armatura trave di ripartizione)

Tipo:	B 450 C (ex Fe B 44k controllato)
Tensione caratteristica di rottura a trazione:	$f_{tk} \geq 540$ N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450$ N/mm ²
Tensione ammissibile:	$\sigma_{amm} = 260$ N/mm ²
Tensione di calcolo ($\gamma=1.15$):	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391$ N/mm ²
Modulo elastico:	$E = 210'000$ N/mm ²

Acciaio per carpenteria metallica (profilati per armatura dei micropali)

Tipo:	S 355 (ex Fe 510)
Tensione caratteristica di rottura a trazione:	$f_{tk} \geq 490$ N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 355$ N/mm ²
Tensione ammissibile:	$\sigma_{amm} = 240$ N/mm ²
Tensione di calcolo ($\gamma=1.15$):	$f_{yd} = 355 / 1.15 = 308$ N/mm ²
Modulo elastico:	$E = 210'000$ N/mm ²

Acciaio armonico (tiranti a trefoli)

Area del singolo trefolo:	$A = 139$ mm ²
Tensione minima all' 1% di def. sotto carico:	$f_{p(1)k} = 1'670$ N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura a trazione:	$f_{ptk} = 1'860$ N/mm ²
Tensione ammissibile:	$\sigma_{amm} = 1001$ N/mm ²
Tensione di calcolo ($\gamma=1.15$):	$f_{yd} = 1'670 / 1.15 = 1'452$ N/mm ²
Modulo elastico:	$E = 200'000$ N/mm ²

Malta di iniezione (tiranti e micropali)

Rapporto massimo acqua / cemento:

$$A/C \leq 0.50$$

Resistenza cubica caratteristica ($t=7$ gg):

$$f_{ck, \text{ cube}} \geq 30 \text{ N/mm}^2$$

Additivo antiritiro

3. Quadro geologico, geotecnico e idrogeologico

3.1 Sezione geologica

In assenza di una specifica campagna d'indagini condotta nella zona d'intervento, è stato ipotizzato un andamento geologico-tecnico simile a quello rilevato in sondaggi prossimi al sedime sul quale è ubicata l'opera (vedi Tab.1, pag. 23 doc. [1]). Nello specifico si è fatto riferimento al sondaggio denominato "S5".

3.2 Parametri geotecnici

Partendo dalle considerazioni e dai risultati delle indagini contenuti in [1], sono stati considerati i seguenti parametri di resistenza e deformabilità per le formazioni che interessano l'opera in oggetto.

STRATO 1

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 30^\circ$
Coesione	$c' = 2.5 \text{ kN/m}^2$
Modulo di elasticità	$E = 100 \text{ MPa}$

STRATO 2

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 32.5^\circ$
Coesione	$c' = 0 \text{ kN/m}^2$
Modulo di elasticità	$E = 100 \text{ MPa}$

STRATO 3

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 35^\circ$
Coesione	$c' = 5 \text{ kN/m}^2$
Modulo di elasticità	$E = 100 \text{ MPa}$

I parametri di resistenza riportati sopra sono da intendersi in termini di tensioni efficaci, in quanto il calcolo e il progetto delle opere di sostegno è stato sviluppato in condizioni drenate. Tale ipotesi deriva dalla presenza di materiale in prevalenza sciolto e dall'assenza di informazioni idrogeologiche dettagliate.

I valori sopra riportati sono da intendersi quali caratteristici delle formazioni presenti in sito e, come tali, saranno impiegati nei calcoli agli stati limite di esercizio (SLE). Per quanto concerne i calcoli delle strutture agli stati limite ultimi (SLU), tali parametri saranno opportunamente fattorizzati (vedi capitolo 5).

La seguente immagine rappresenta schematicamente l'andamento stratigrafico ipotizzato.

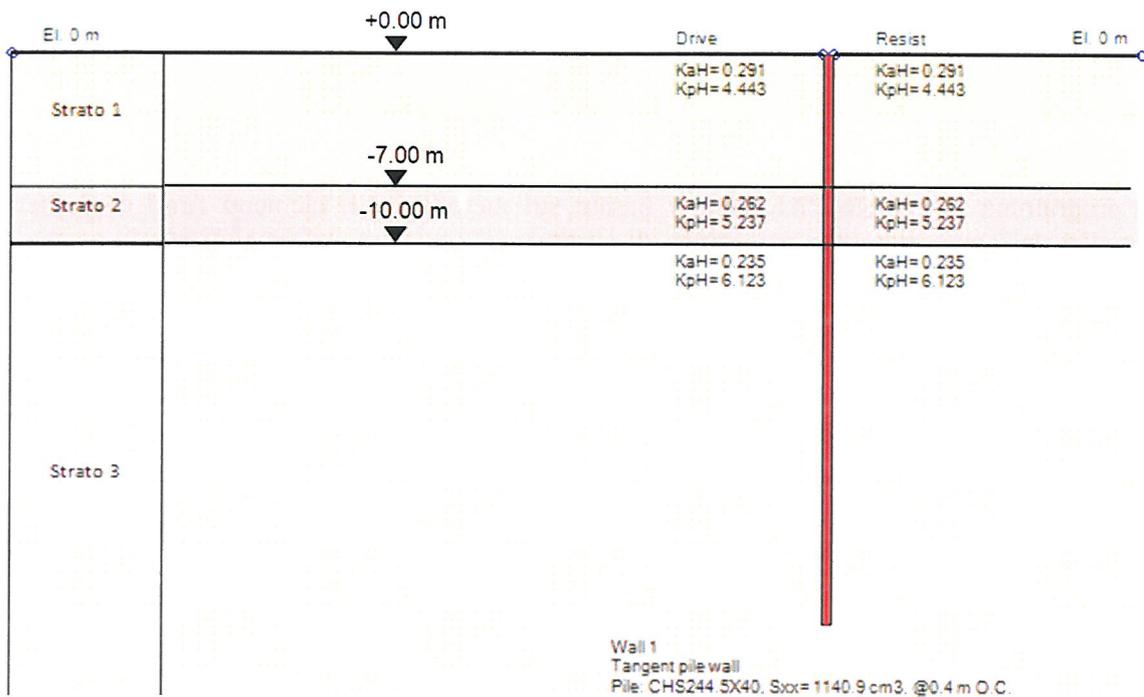


Figura 1 – Andamento stratigrafico ipotizzato

3.3 Idrogeologia

Dalle informazioni contenute in [1] riguardanti i sondaggi nell'area di progetto, non è stato rilevato alcun livello di falda.

Viste le condizioni drenate del terreno e la tipologia dell'opera, una struttura in buona sostanza permeabile, ai fini del calcolo è stata trascurata la spinta idrostatica a monte della paratia.

Tuttavia, a favore di sicurezza, in tutte le analisi di calcolo svolte e riportate nel seguito si è supposto il livello della falda coincidente con il fondo dello scavo.

4. Software di calcolo

Per il calcolo strutturale delle paratie si è utilizzato il codice di calcolo PARATIE PLUS 2012 per Windows, sviluppato da Ce.A.S. s.r.l., Italia e DeepExcavation LLC, USA.

4.1 Idrogeologia

Il programma di calcolo PARATIE è basato sul metodo degli elementi finiti e permette l'analisi del comportamento meccanico di strutture di sostegno deformabili per lo scavo in materiale sciolto o in roccia.

La schematizzazione della parete è del tipo "trave su suolo elastico" (alla Winkler). I gradi di libertà attivi per i nodi del modello sono lo spostamento orizzontale e la rotazione nel piano, gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati, pertanto le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate.

Sia la struttura di sostegno che il terreno sono schematizzati attraverso elementi finiti. La parete è schematizzata con elementi monodimensionali verticali tipo BEAM, il terreno è modellato attraverso una doppia serie (a monte e a valle dello scavo) di molle elasto-plastiche orizzontali, connesse agli stessi nodi della parete. Eventuali tiranti attivi o passivi, puntoni, solette, vincoli cedevoli possono essere schematizzati attraverso molle puntuali collegate a nodi della parete in cui convergono anche elementi tipo BEAM ed elementi di terreno.

La principale caratteristica del programma è quella di schematizzare il terreno attraverso molle elasto-plastiche. A partire da una condizione di spinta a riposo, tali elementi si comportano in maniera elastica fino ai valori limite imposti di spinta attiva e spinta passiva, a seconda del verso degli spostamenti del nodo nei confronti del terreno.

Tali peculiarità rendono il codice di calcolo PARATIE particolarmente adatto all'analisi delle paratie multiancorate, in cui il processo costruttivo fa sì che ogni configurazione del sistema dipenda in maniera essenziale dalle configurazioni precedenti. In questo modo, la "storia" di carico a cui i vari elementi di terreno e della struttura sono sottoposti può essere riprodotta il più fedelmente possibile. Il programma schematizza il comportamento del terreno attraverso un'analisi elastoplastica statica incrementale. Poiché il comportamento degli elementi finiti (terreno) è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti; lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo step di carico condiziona la risposta della struttura negli step successivi. L'analisi, inoltre, ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla paratia durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno.

Va messo in evidenza che il programma schematizza il terreno con una serie di molle totalmente indipendenti l'una dall'altra; la continuità del terreno è quindi demandata unicamente alla presenza della paratia, per il tramite della propria rigidità flessionale. Gli sforzi di taglio che si trasmettono all'interno del terreno pensato come mezzo continuo sono ignorati dal programma, con una notevole semplificazione dell'analisi numerica e senza per questo pregiudicare i risultati e la bontà dei calcoli, specialmente per quanto concerne le sollecitazioni risultanti. Dal confronto con altri programmi di calcolo geotecnico più sofisticati (v. ad es. FLAC, PLAXIS) che considerano invece il terreno come un mezzo continuo, si è potuto constatare che i risultati di un calcolo svolto con PARATIE restituisce risultati molto affidabili in termini di sollecitazioni agenti nella parete e nei tiranti, mentre le deformazioni risultano leggermente sovrastimate.

5. Criteri e ipotesi di calcolo

5.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali

La valutazione delle condizioni di sicurezza dell'opera in progetto dal punto di vista strutturale e geotecnico è stata condotta introducendo opportuni coefficienti parziali, nello spirito del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.

Secondo le indicazioni contenute in [2], sono stati presi in considerazione i seguenti Stati Limite di progetto.

Stato Limite di Esercizio (SLE): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto, sia delle azioni A che dei materiali M (parametri geotecnici del terreno), i corrispettivi dati caratteristici (risp. A_k e M_k).

Stato Limite Ultimo - Combinazione A1+M1 (SLU-1): le analisi sono condotte considerando quale valore di progetto delle azioni il dato A1, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A_1 = \gamma_1 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali M1 i corrispettivi dati caratteristici ($M_1 = M_k$).

Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato A2, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A_2 = \gamma_2 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali il dato M2, ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici ($M_2 = M_k / \gamma_2$).

In Tabella 1 e in Tabella 2 sono riportati i coefficienti parziali prescritti dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi, qui definiti con le sigle SLU-1 e SLU-2.

PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coeff. parziale	Coefficiente Parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0	1,0

Tabella 1 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{G3}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 2 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

In via del tutto generale, per le opere geotecniche, lo stato limite di esercizio SLE deve essere preso in considerazione per la valutazione delle deformazioni attese e per procedere alle verifiche di resistenza degli elementi strutturali in campo elastico. Gli stati limite SLU-1 sono in genere le condizioni più gravose nei confronti delle verifiche di resistenza agli stati limite ultimi degli elementi strutturali, mentre invece gli stati limite SLU-2 consentono la verifica di stabilità dell'opera in condizioni ultime.

Nello studio delle strutture che interagiscono con il terreno (paratie), al fine di ottenere una buona stima delle sollecitazioni negli elementi strutturali e una corretta valutazione sulla stabilità delle opere, è importante riuscire a modellare nelle analisi le principali fasi esecutive. Infatti, l'esistenza di deformazioni plastiche implica la necessità di considerare nelle analisi l'andamento delle azioni esterne con il proseguire dell'esecuzione dell'opera: la soluzione del problema, a differenza del caso elastico, dipende anche dal percorso tensionale seguito. Il codice di calcolo Paratie, come illustrato nel capitolo 4, è strutturato in modo da seguire l'evolversi dello stato tensionale nel terreno e nelle strutture di sostegno.

Nella Tabella 3 sono riassunti i coefficienti parziali utilizzati nelle analisi di calcolo illustrate nei seguenti capitoli, con riferimento ai diversi stati limite analizzati.

		SLE (A_k+M_k)	SLU-1 (A_1+M_1)	SLU-2 (A_2+M_2)
AZIONI	Permanenti (peso proprio)	1.00	1.30 sfav. 1.00 fav.	1.00
	Variabili (sovraccarichi)	1.00	1.50 sfav. 0 fav.	1.30 sfav. 0 fav.
PARAMETRI GEOTECNICI	ϕ'	1.00	1.00	1.25
	c'	1.00	1.00	1.25
		1.00	1.00	1.00

Tabella 3 - Coefficienti parziali adottati dalle analisi con PARATIE

Per quanto riguarda le azioni permanenti, nel caso delle paratie come quelle in progetto, con esse devono intendersi le spinte del terreno sull'opera di sostegno.

Per le azioni temporanee s'intendono come sfavorevoli i sovraccarichi accidentali sul terrapieno di monte, e come favorevoli quelli eventualmente presenti sul terrapieno a valle dello scavo.

6. Modello di calcolo della paratia

6.1 Sezione di calcolo

Il calcolo della paratia è stato condotto attraverso il codice PARATIE PLUS 2012, considerando le diverse condizioni di carico cui è soggetta la struttura durante le successive fasi di scavo parziale e di esecuzione dei tiranti.

In particolare è stata presa in considerazione come sezione di calcolo significativa quella corrispondente alla situazione più gravosa caratterizzata dalla massima altezza di scavo $h=14.50$ m e dalla presenza di n. 6 ordini di tiranti (vedi Figura 6 2)

6.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono basati su quelli riportati in [1]

unità	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kN/m ²]	E_d [MPa]
Strato 1	20	30	2.5	100
Strato 2	21	32.5	0	100
Strato 3	02	35	5	100

Tabella 4 - Parametri geotecnici caratteristici (M_k)

Le azioni agenti sulla paratia in progetto sono quelle dovute alla spinta del terreno e alla spinta dell'acqua di falda sia a monte sia a valle, tali azioni sono calcolate automaticamente dal programma in funzione degli spostamenti orizzontali della parete e della legge d'interazione terreno-struttura implementata. Si trascurano il peso proprio della paratia e le azioni verticali al piede dell'opera, in quanto il codice di calcolo non considera come gradi di libertà attivi del sistema gli spostamenti verticali, peraltro di entità trascurabile.

Il programma PARATIE utilizza solamente le componenti orizzontali dei coefficienti di spinta del terreno (vedi Tabella 5). Il coefficiente di spinta attiva K_{ah} viene calcolato automaticamente mediante la formula di Coulomb nell'ipotesi di un angolo di attrito tra paratia e terreno pari a $0.50 \cdot 15^\circ$. Il coefficiente di spinta passivo K_{ph} , invece, è determinato secondo gli abachi di Caquot-Kerisel (vedi Figura 6 1), assumendo cautelativamente un angolo di attrito tra paratia e terreno pari a $0.50 \cdot 15^\circ$.

unità	K_{ah} [-]	K_{ph} [-]
Strato 1	0.291	4.443
Strato 2	0.262	5.237
Strato 3	0.235	6.123

Tabella 5 - Coefficienti di spinta assunti nei calcoli

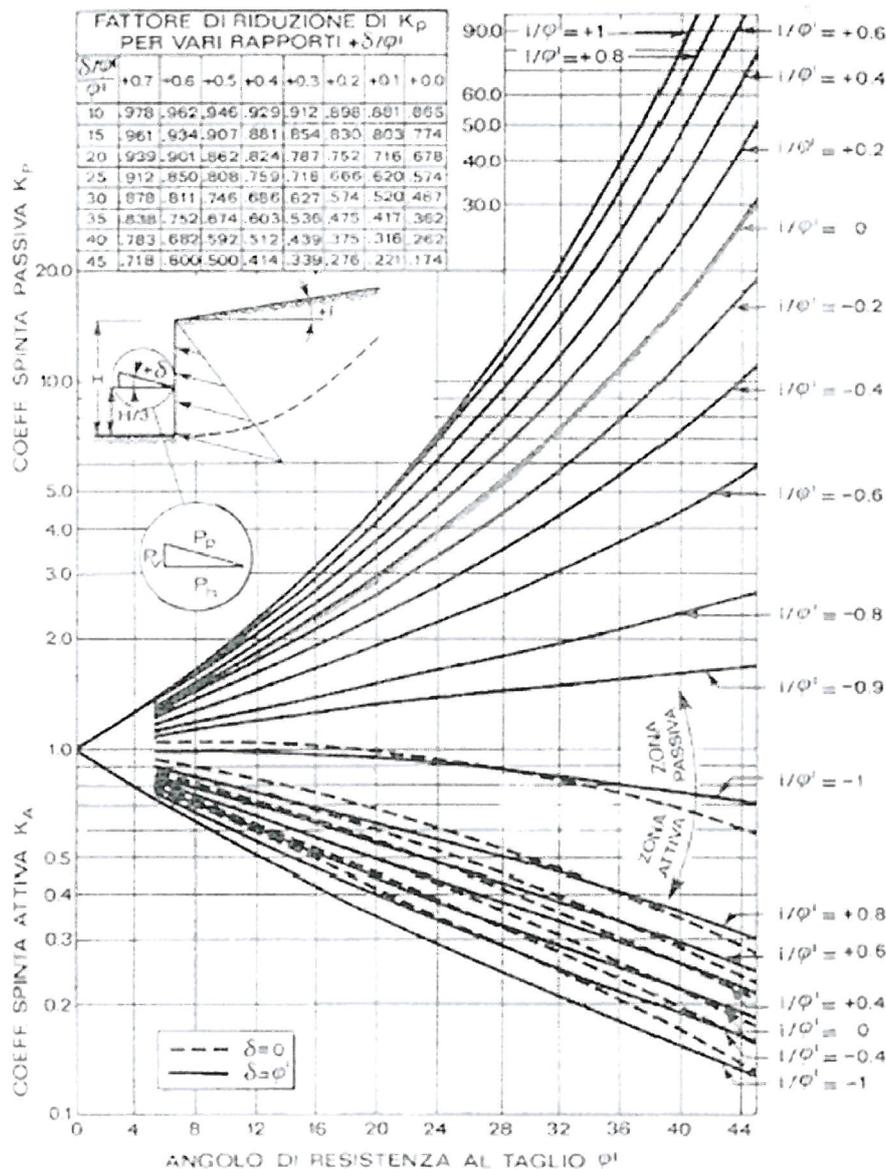


Figura 2 - Abachi di Caquot e Kerisel (1948)

6.3 Livello di falda

Sulla scorta delle considerazioni riportate nel capitolo 3.3, il livello della falda è stato considerato cautelativamente alla quota di fondo scavo (706.5 m s.l.m.) per tutti gli step di calcolo.

6.4 Step di calcolo

A partire da una condizione iniziale con il piano di campagna posto alla quota della testa della paratia (assunta pari a 721 m), il calcolo dell'opera di sostegno è stato elaborato secondo i seguenti step di calcolo.

Step 0 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle); questo step schematizza la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di pali affiancati ($Q_{testa} = 721$ m, $Q_{piede} = 691$ m, $H=30$ m).

La strada a monte della paratia determina un carico uniforme pari a 20 kPa.

Al termine di questo step di calcolo gli spostamenti e le sollecitazioni nella paratia sono in buona sostanza nulli. Questa fase del calcolo è tuttavia importante per riprodurre al meglio le condizioni di partenza nelle molle elasto-plastiche che schematizzano il terreno.

Step 1 – Scavo a 719.5 m

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 719.5 m, 0.5 m al di sotto della quota del primo ordine di tiranti. Tale fase di scavo parziale è propedeutica alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 2 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 720 m

In questo step di calcolo, ferma restando la quota di fondo scavo di 719.5 m, viene introdotta, alla quota di 720 m, l'azione esercitata dai tiranti. Questi sono schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 400 kN (vedi capitolo 8.2).

Step 3 – Scavo a 717 m

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 717 m, 0.5 m al di sotto della quota del secondo ordine di tiranti. Tale fase di scavo parziale è propedeutica alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 4 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 717.5 m

In questo step di calcolo, ferma restando la quota di fondo scavo di 717 m, viene introdotta, alla quota di 717.5 m, l'azione esercitata dai tiranti. Questi sono schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 500 kN (vedi capitolo 8.2).

Step 5 – Scavo a 714.5 m

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 714.5 m, 0.5 m al di sotto della quota del terzo ordine di tiranti. Tale fase di scavo parziale è propedeutica alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 6 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 715 m

In questo step di calcolo, ferma restando la quota di fondo scavo di 714.5 m, viene introdotta, alla quota di 715 m, l'azione esercitata dai tiranti. Questi sono schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 600 kN (vedi capitolo 8.2).

Step 7 – Scavo a 712 m

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 712 m, 0.5 m al di sotto della quota del quarto ordine di tiranti. Tale fase di scavo parziale è propedeutica alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 8 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 712.5 m

In questo step di calcolo, ferma restando la quota di fondo scavo di 712 m, viene introdotta, alla quota di 712.5 m, l'azione esercitata dai tiranti. Questi sono schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 600 kN (vedi capitolo 8.2).

Step 9 – Scavo a 709.5 m

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 709.5 m, 0.5 m al di sotto della quota del quinto ordine di tiranti. Tale fase di scavo parziale è propedeutica alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 10 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 710 m

In questo step di calcolo, ferma restando la quota di fondo scavo di 709.5 m, viene introdotta, alla quota di 710 m, l'azione esercitata dai tiranti. Questi sono schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 700 kN (vedi capitolo 8.2).

Step 11 – Scavo a 707 m

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 707 m, 0.5 m al di sotto della quota del sesto ordine di tiranti. Tale fase di scavo parziale è propedeutica alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 12 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 707.5 m

In questo step di calcolo, ferma restando la quota di fondo scavo di 707 m, viene introdotta, alla quota di 707.5 m, l'azione esercitata dai tiranti. Questi sono schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 700 kN (vedi capitolo 8.2).

Step 13 – Scavo finale a 706.5 m

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota finale di 706.5 m.

La geometria del modello di calcolo in corrispondenza dell'ultimo step è riportata nella Figura 3.

7. Risultati dei calcoli

I principali risultati dei calcoli, per i differenti stati limite di progetto (SLE, SLU-1, SLU-2), sono riportati in forma grafica. Di seguito vengono proposti:

- la deformata orizzontale della paratia nei vari step di calcolo (fasi realizzative),
- il diagramma del momento flettente nei vari step di calcolo (fasi realizzative),
- lo sforzo nei tiranti, per ordine e step di calcolo (fasi realizzative).

7.1 SLE (STEP 0-13)

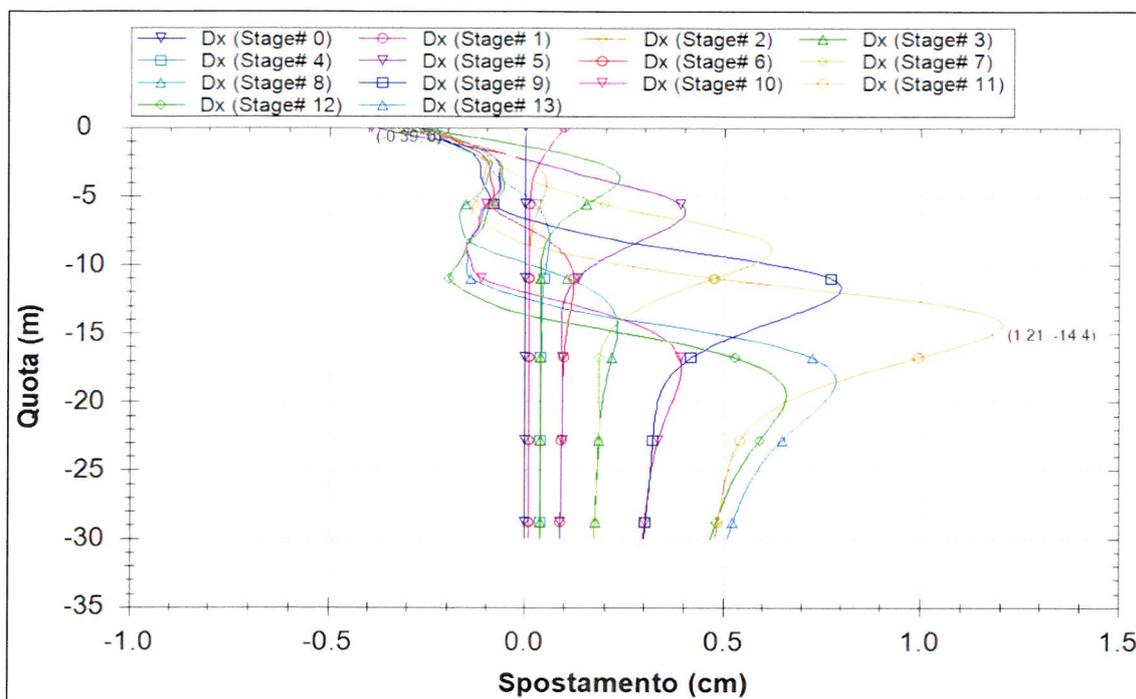


Figura 4 - Diagramma della deformata orizzontale (SLE, step 0-13)

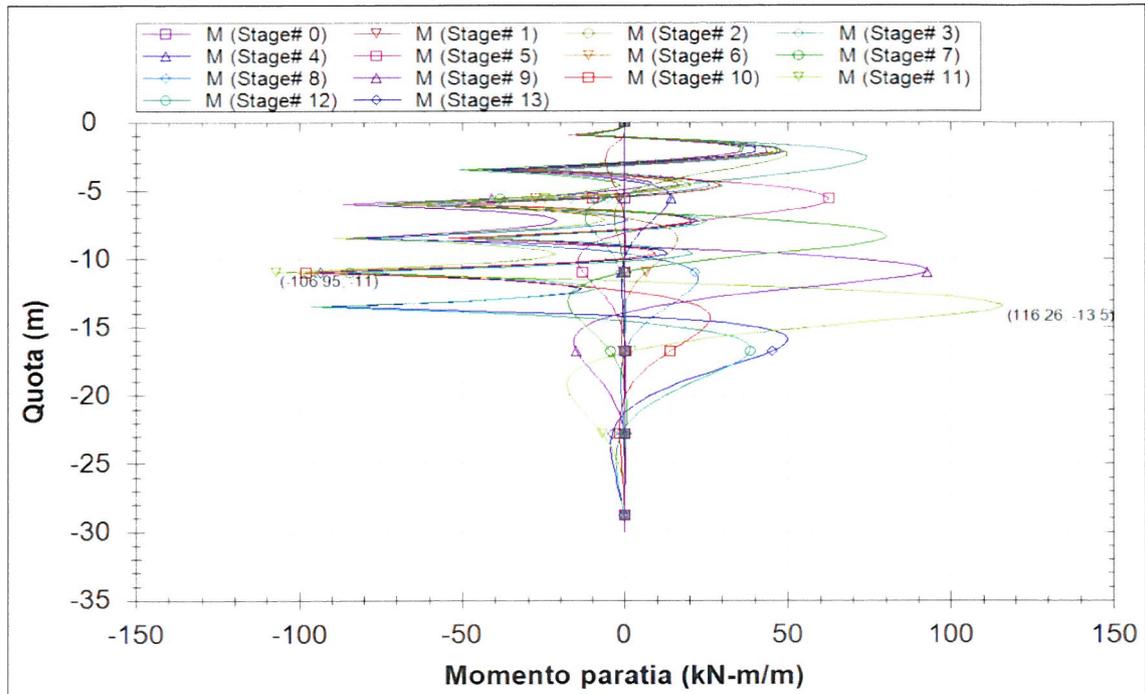


Figura 5 - Diagramma del momento flettente (SLE, step 0-13)

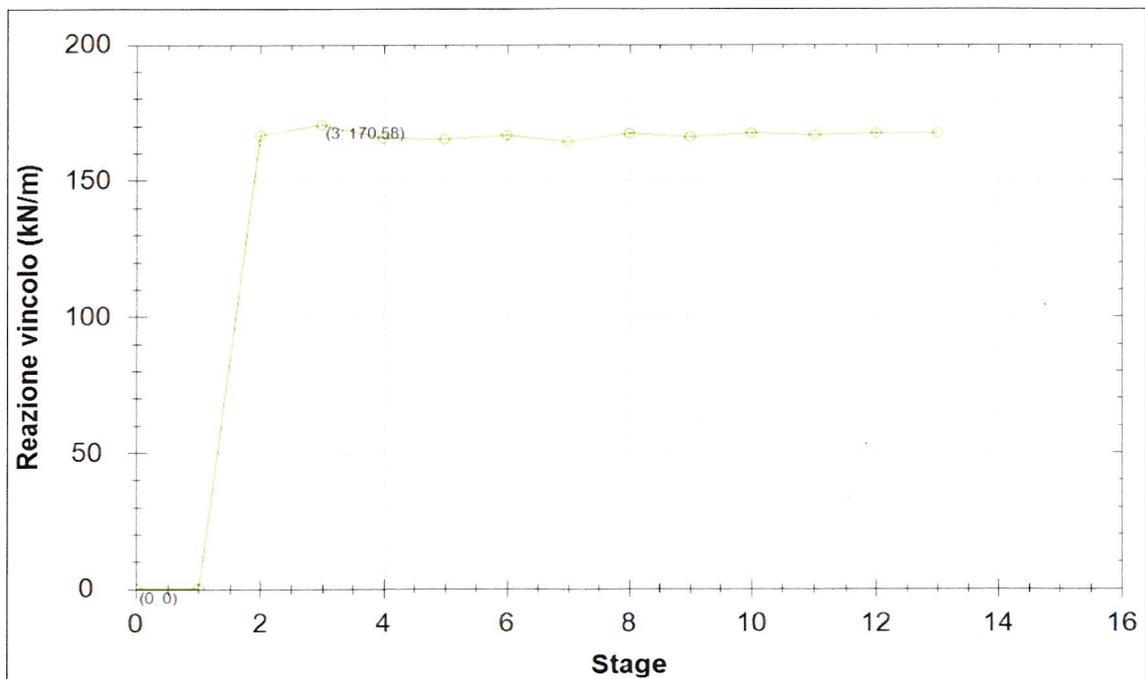


Figura 6 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 1° ordine (SLE, step 0-13)

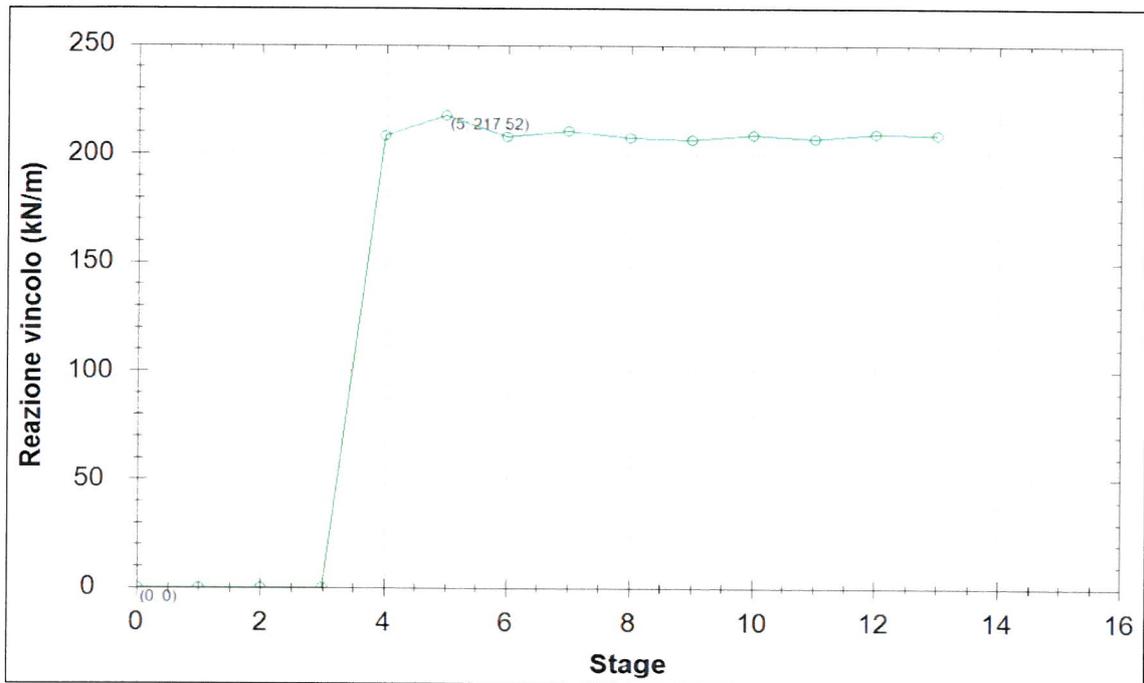


Figura 7 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 2° ordine (SLE, step 0-13)

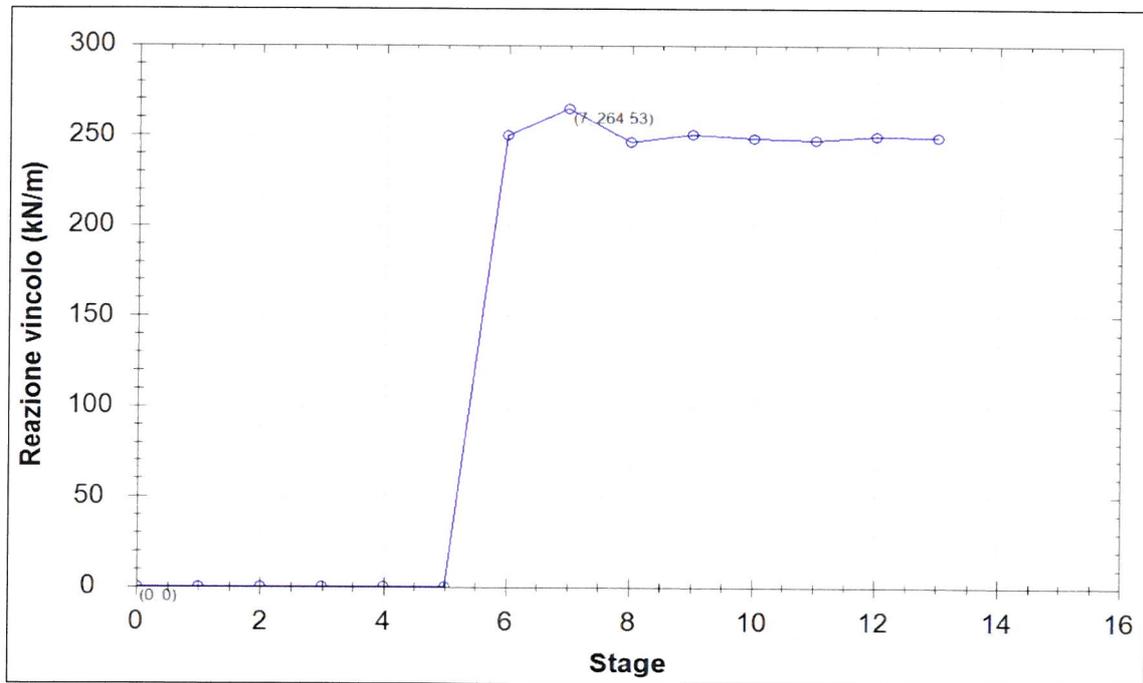


Figura 8 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 3° ordine (SLE, step 0-13)

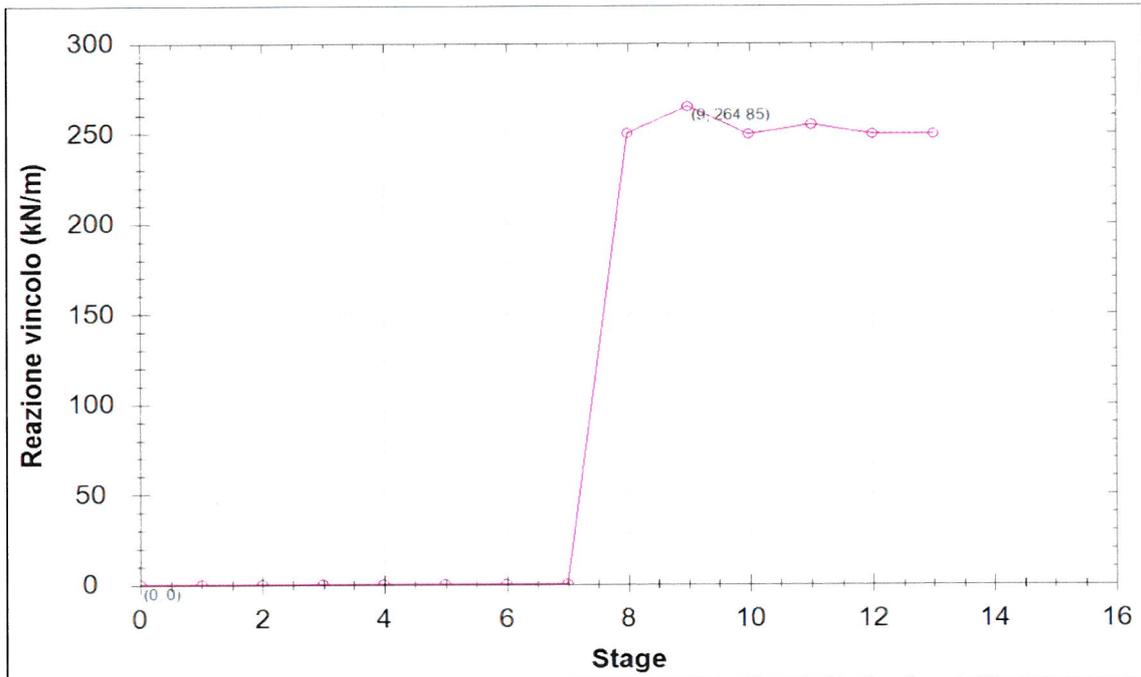


Figura 9 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 4° ordine (SLE, step 0-13)

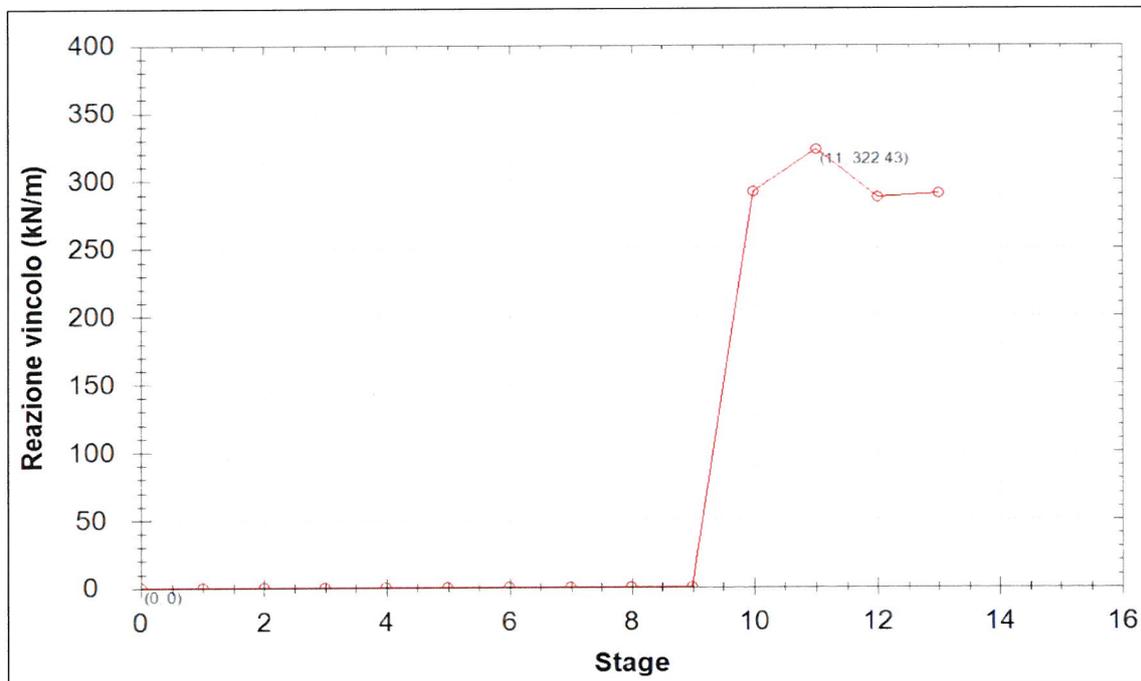


Figura 10 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 5° ordine (SLE, step 0-13)

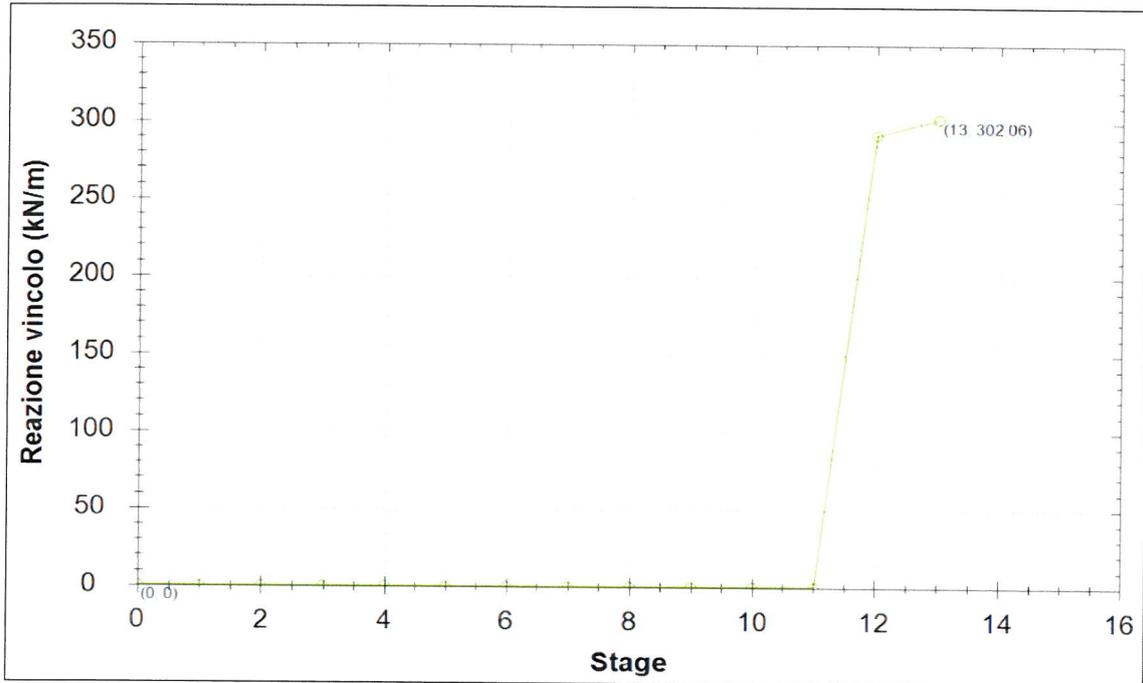


Figura 11 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 6° ordine (SLE, step 0-13)

7.2 SLU-1 (STEP 0-13)

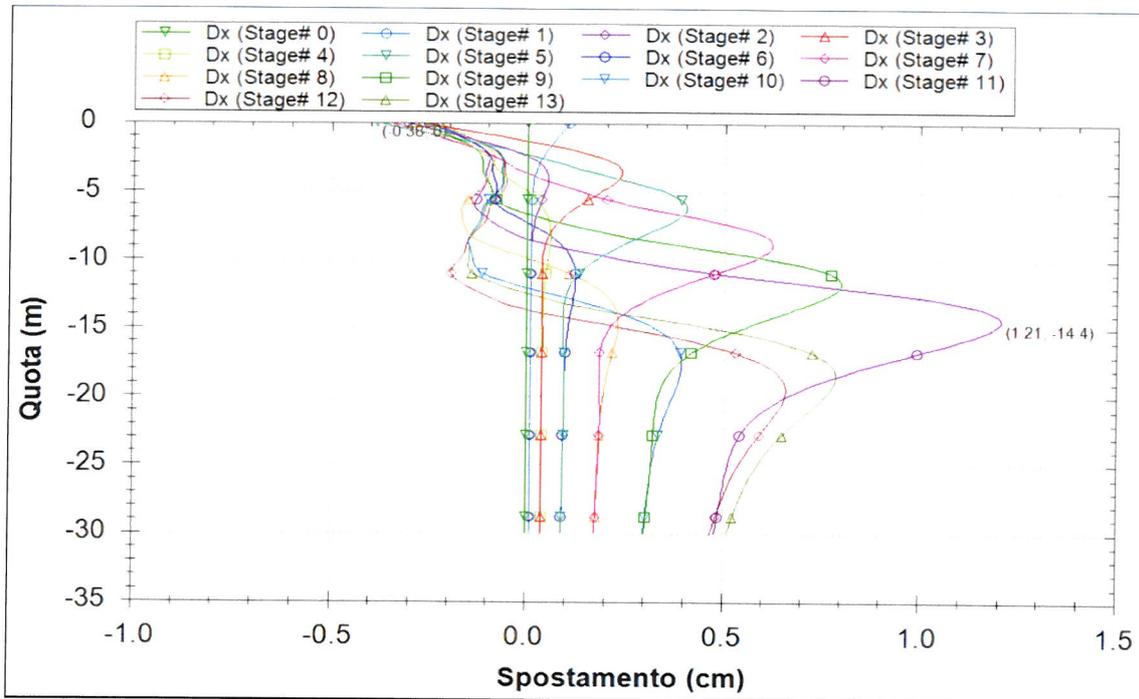


Figura 12 - Diagramma delle deformate (SLU-1, step 0-13)

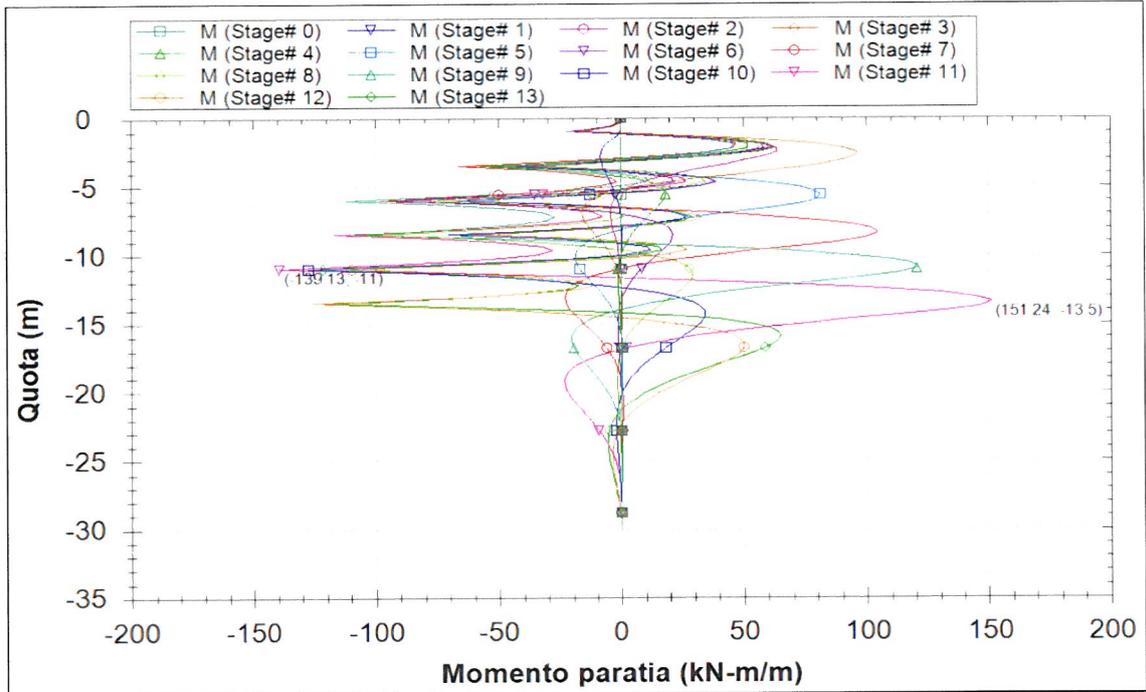


Figura 13 - Diagramma del momento flettente (SLU-1, step 0-13)

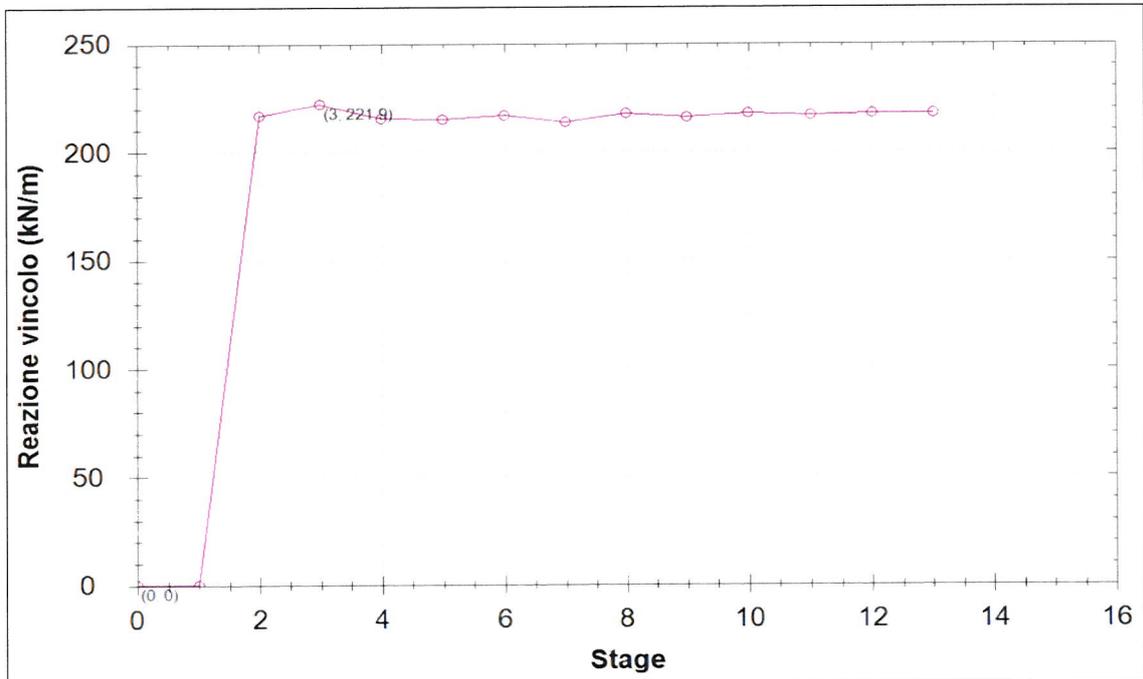


Figura 14 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 1° ordine (SLU-1, step 0-13)

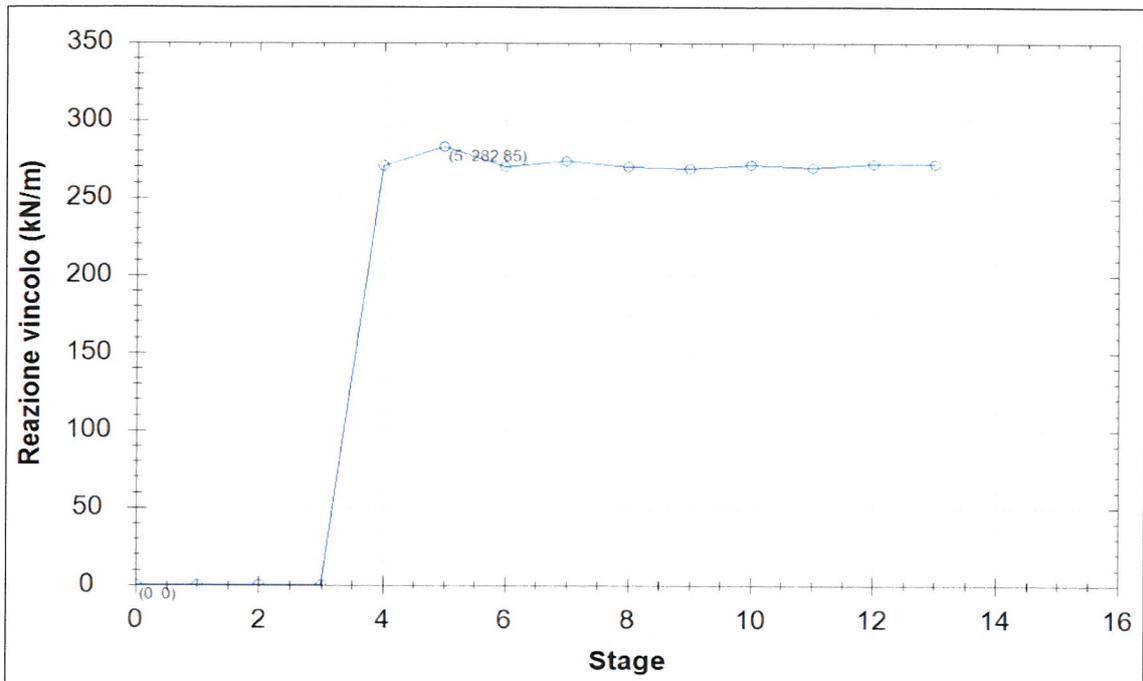


Figura 15 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 2° ordine (SLU-1, step 0-13)

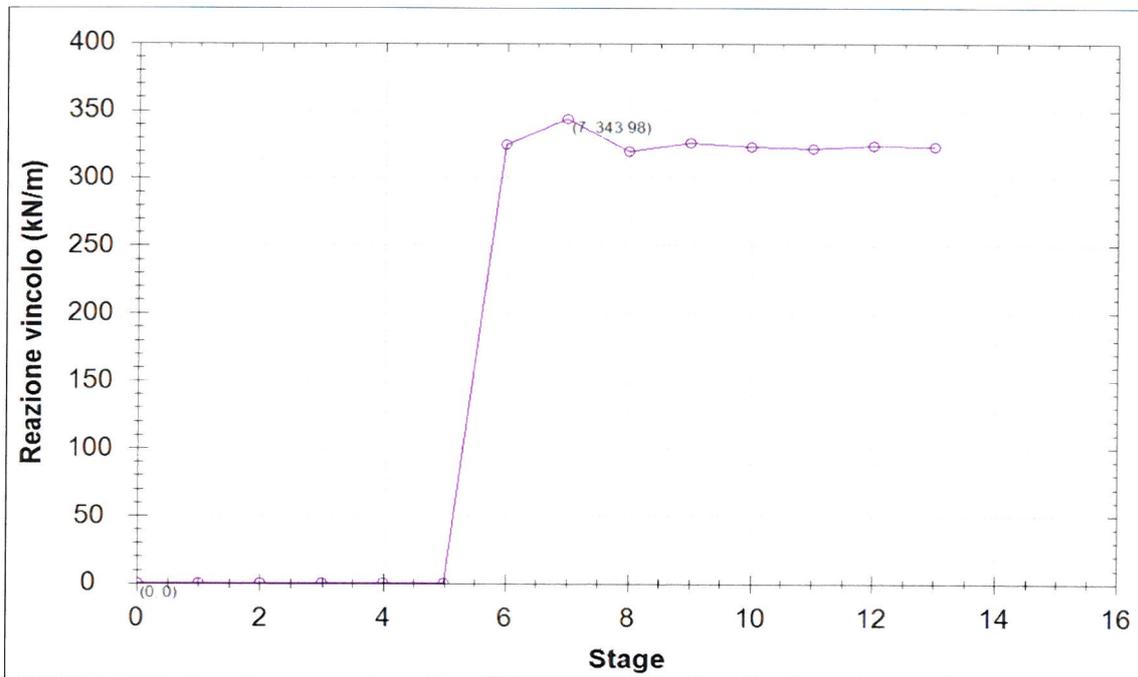


Figura 16 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 3° ordine (SLU-1, step 0-13)

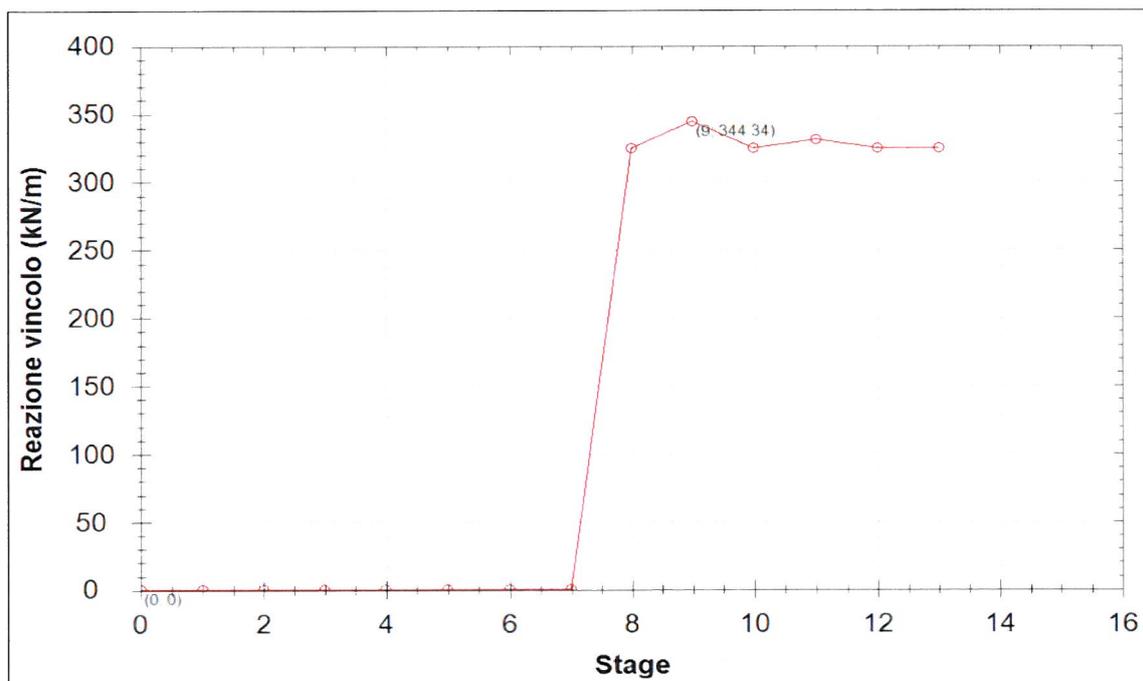


Figura 17 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 4° ordine (SLU-1, step 0-13)

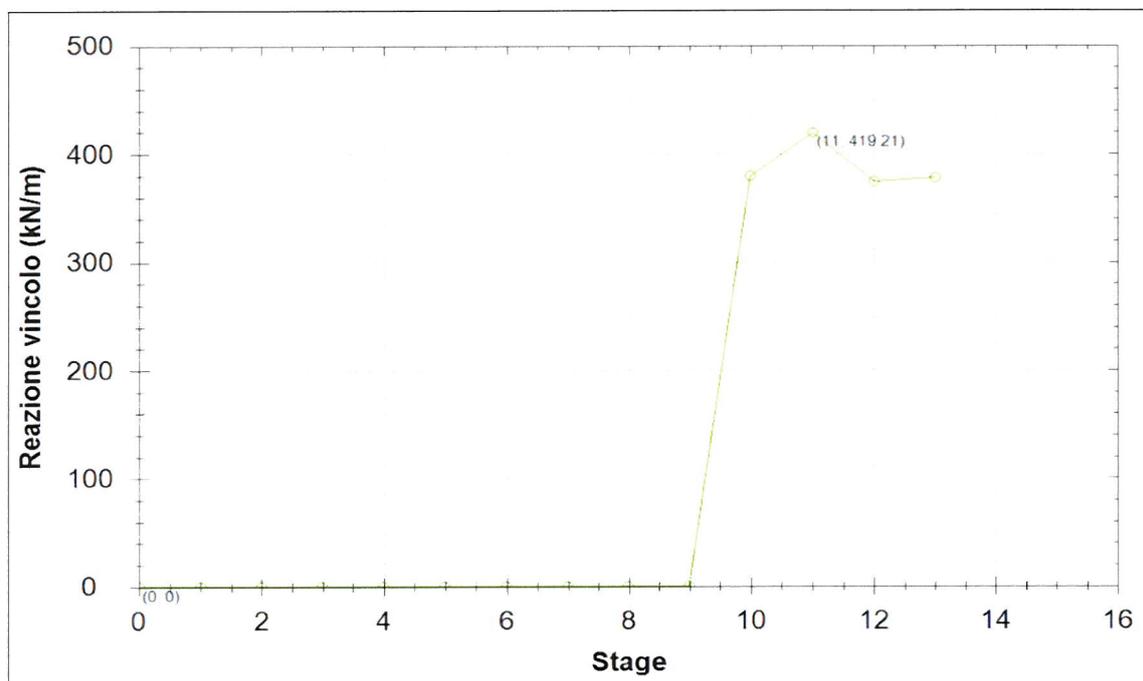


Figura 18 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 5° ordine (SLU-1, step 0-13)

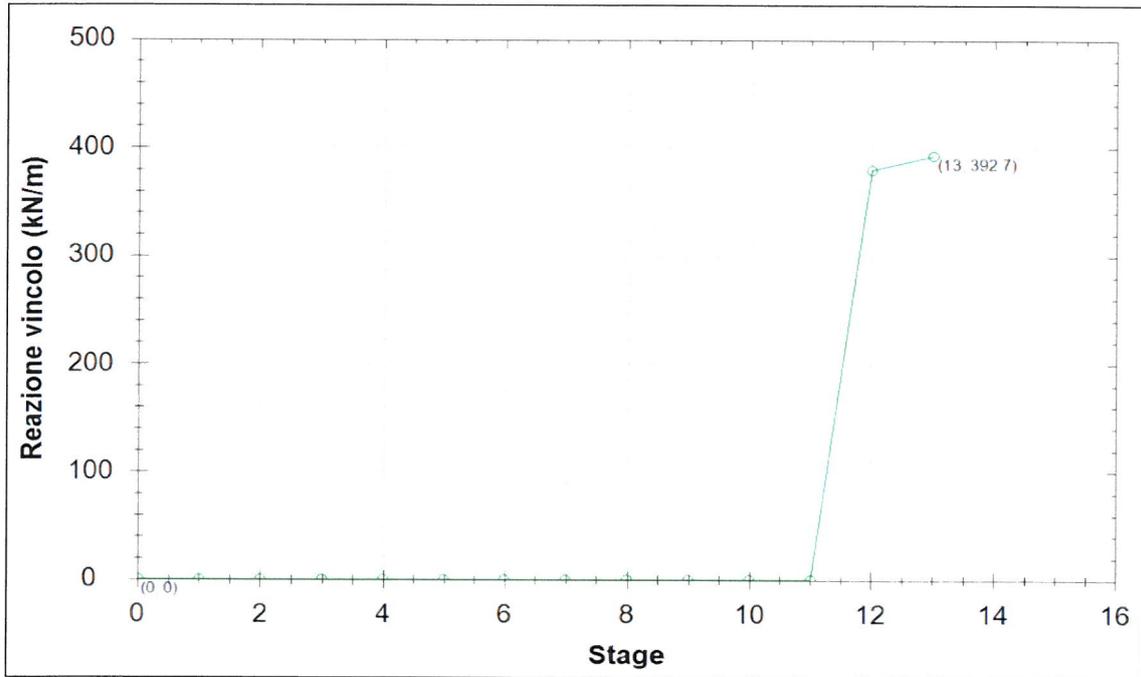


Figura 19 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 6° ordine (SLU-1, step 0-13)

7.3 SLU-2 (STEP 0-13)

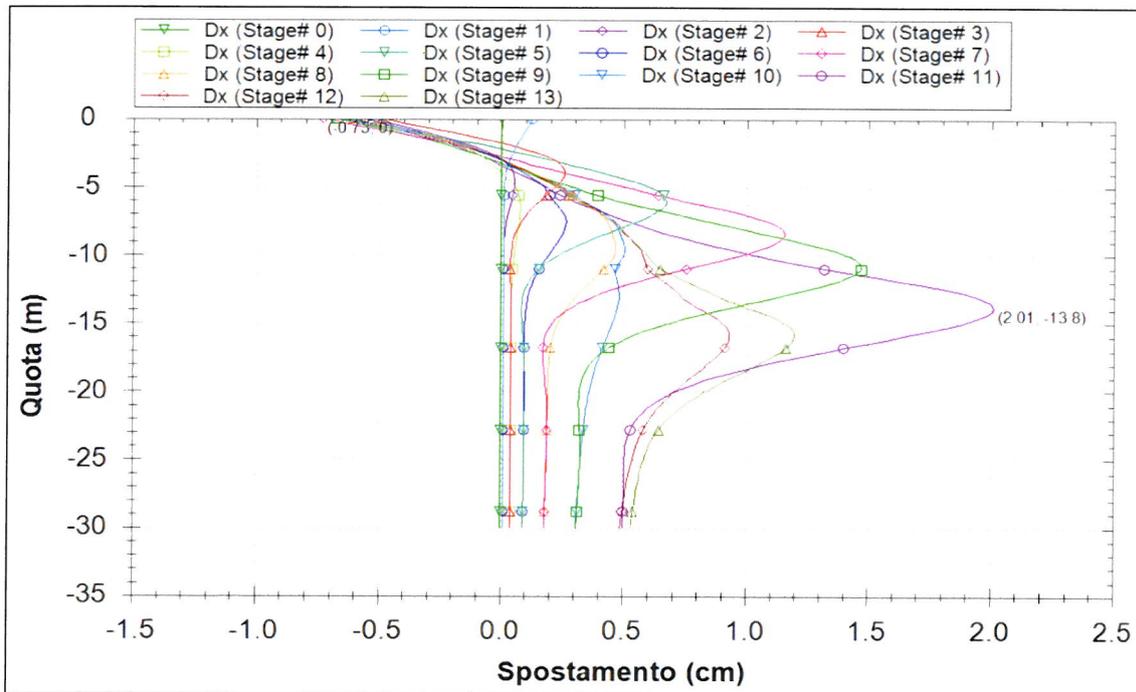


Figura 20 - Diagramma delle deformate (SLU-2, step 0-13)

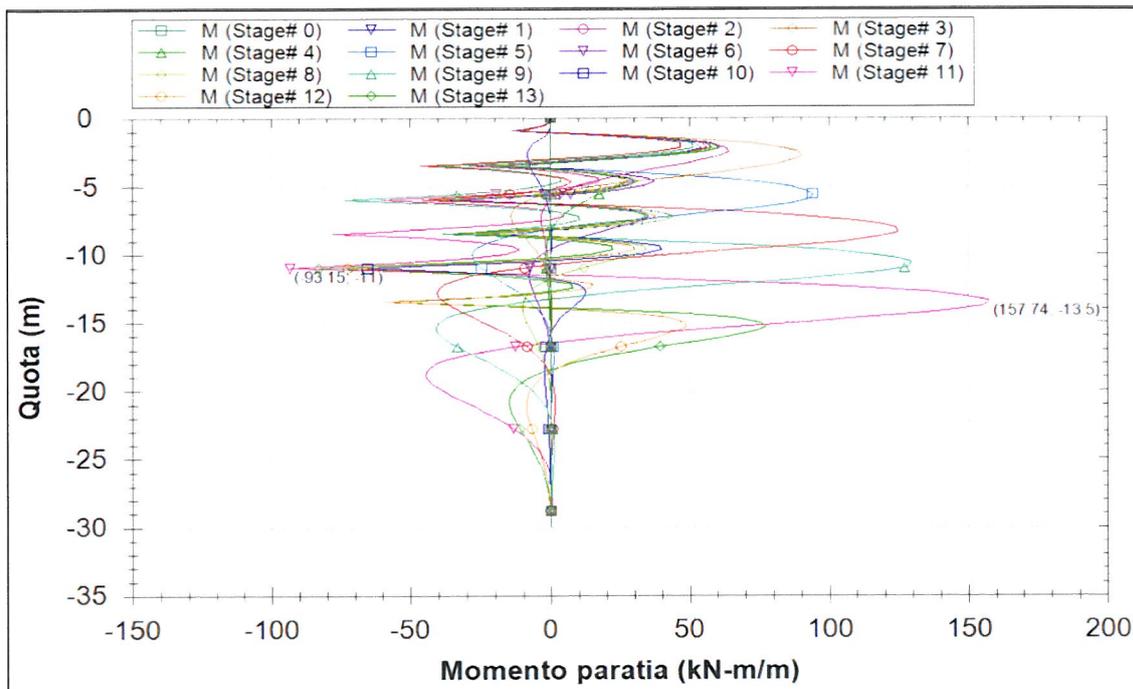


Figura 21 - Diagramma del momento flettente (SLU-2, step 0-13)

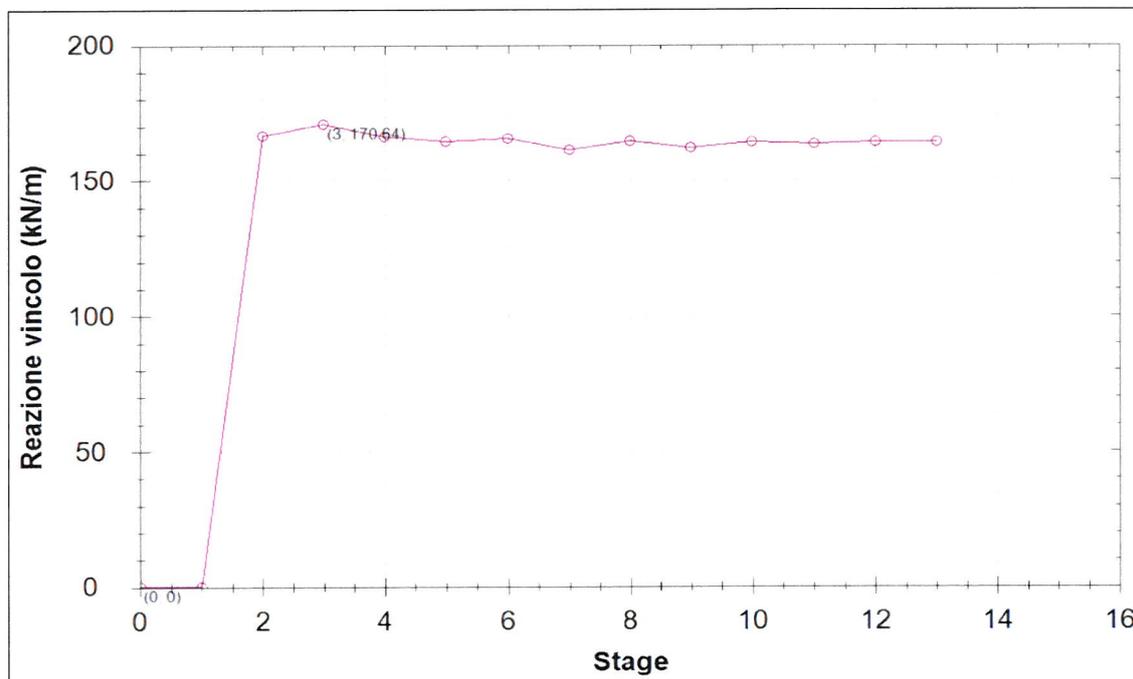


Figura 22 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 1° ordine (SLU-2, step 0-13)

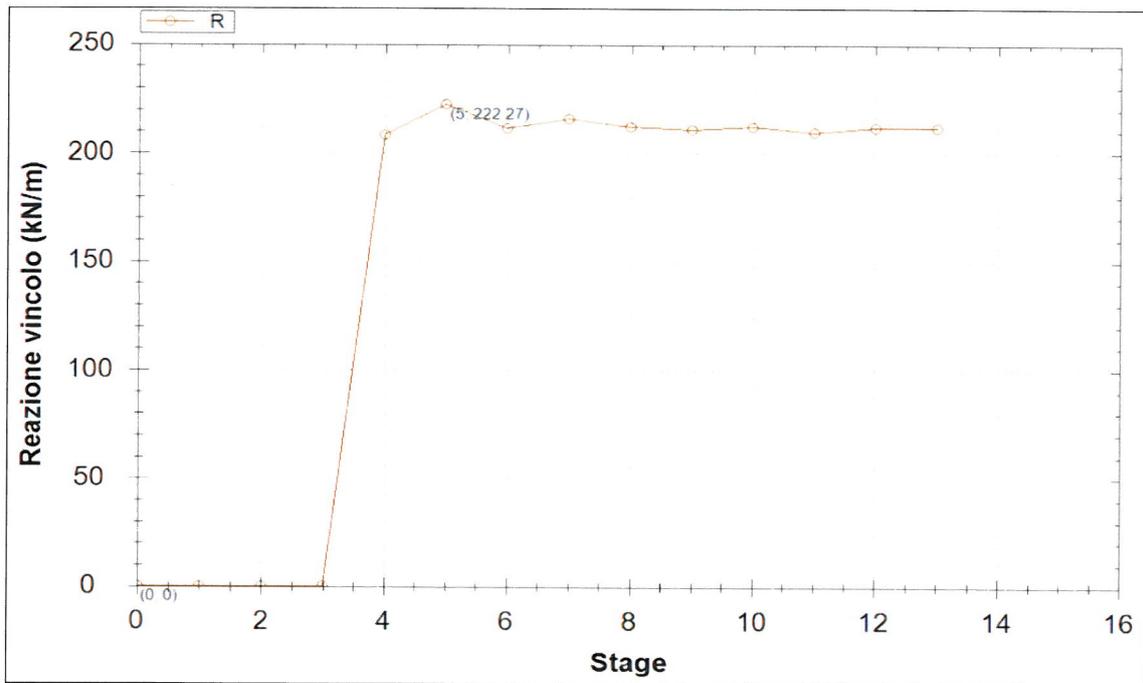


Figura 23 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 2° ordine (SLU-2, step 0-13)

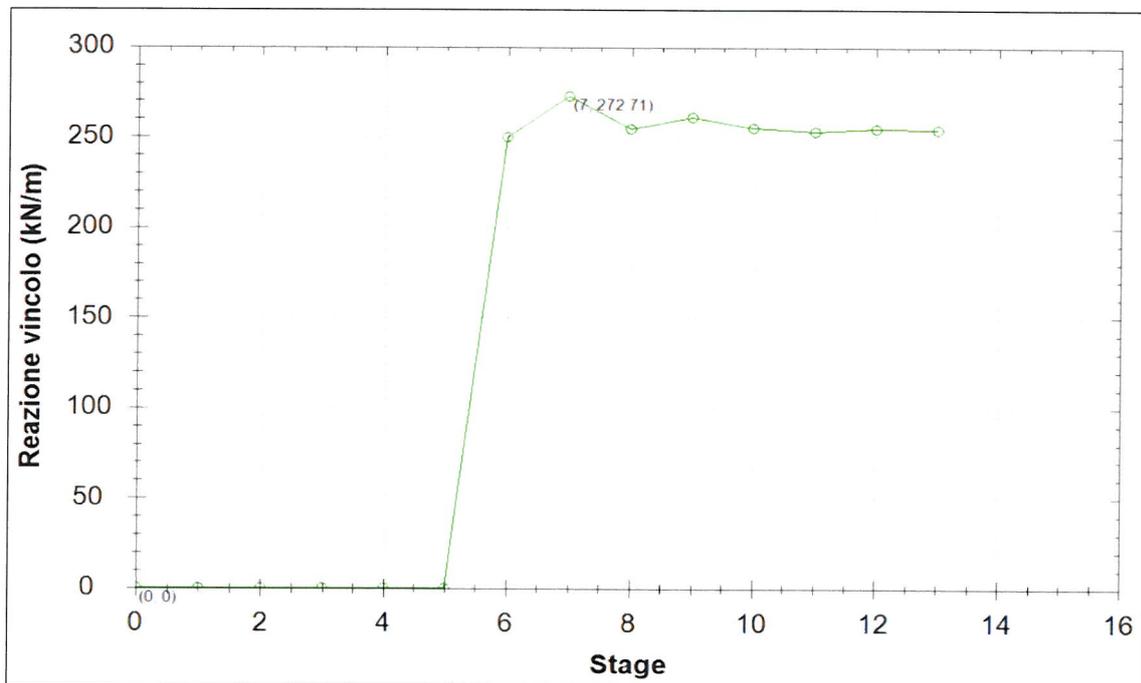


Figura 24 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 3° ordine (SLU-2, step 0-13)

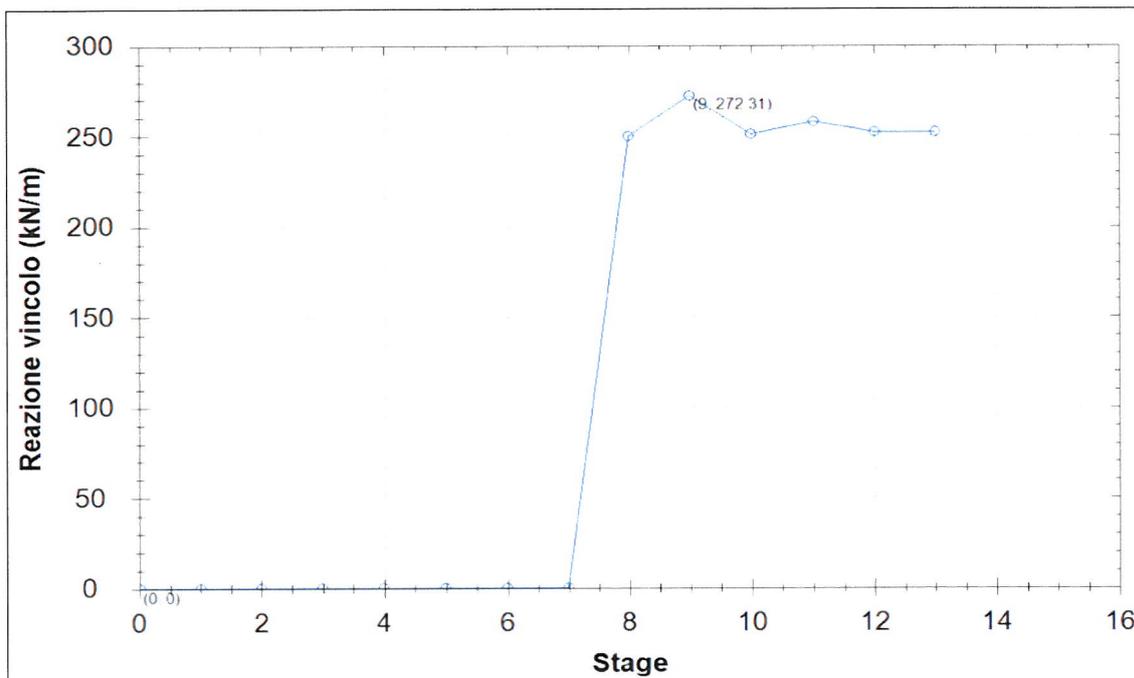


Figura 25 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 4° ordine (SLU-2, step 0-13)

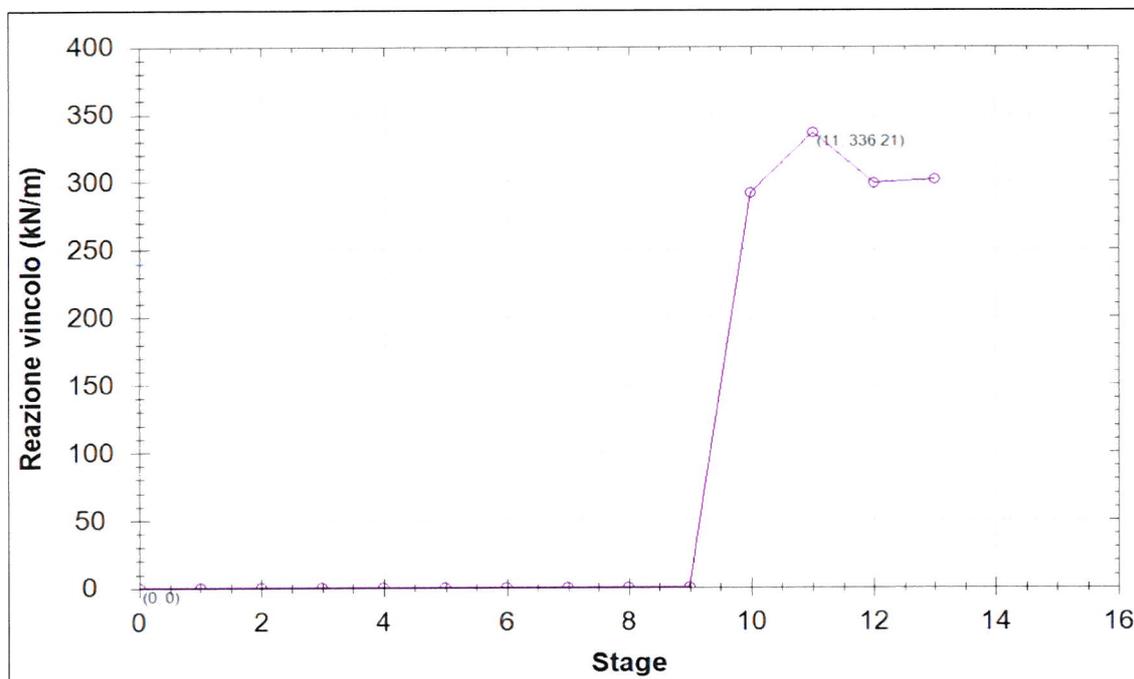


Figura 26 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 5° ordine (SLU-2, step 0-13)

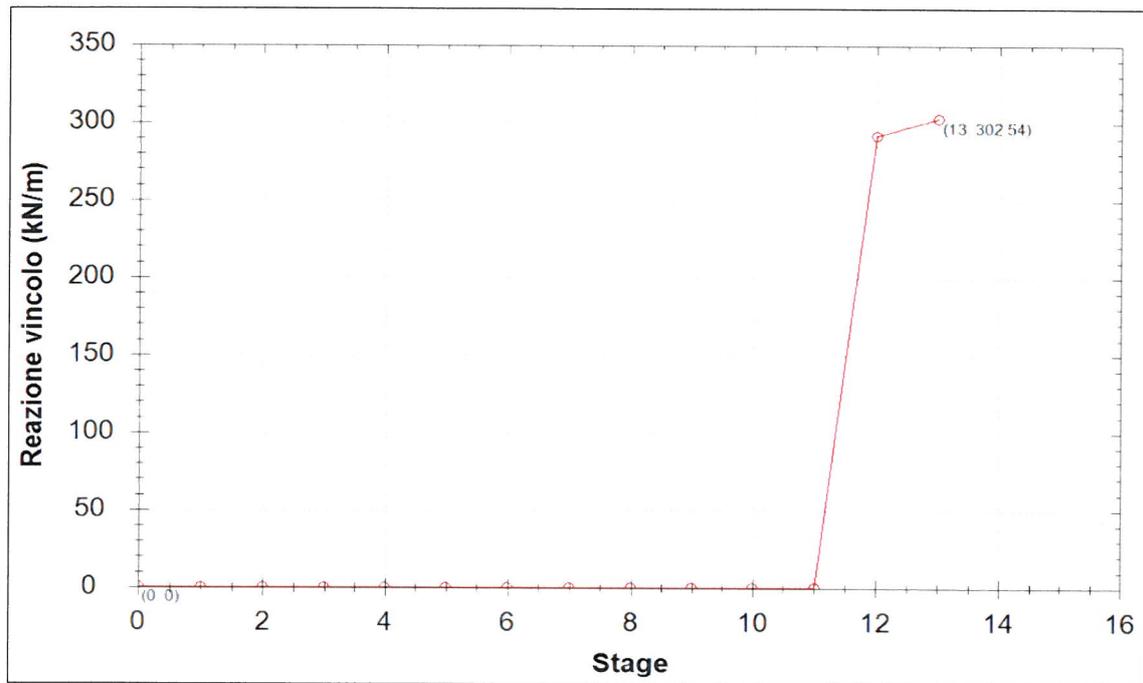


Figura 27 - Diagramma dello sforzo nei tiranti del 6° ordine (SLU-2, step 0-13)

8. Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali, tiranti attivi e travi di ripartizione).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel capitolo 2.

8.1 Micropali

8.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (vedi Figura 5):

$$M_{\max} = 116.3 \times 0.40 = 46.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico.

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{46.5}{0.00114} = 40789.5 \text{ KN/m}^2 = 41 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

8.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a (vedi SLU-2, Figura 21):

$$M_{Ed} = 157.8 \times 0.40 = 63.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{1140 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 351 \text{ kNm}$$

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$, e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Il sovradimensionamento strutturale è giustificato da esigenze di contenimento delle deformazioni massime della paratia.

8.2 Tiranti d'ancoraggio

Il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è stato condotto assicurando adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della rottura dell'armatura metallica (trefoli metallici), sia nei confronti dell'aderenza limite tra il terreno e la fondazione (in corrispondenza del bulbo di fondazione).

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 6.

Tirante / ordine	z_i [m]	α [°]	i [m]	n_{tref} [-]	L_{lib} [m]	L_{fond} [m]	L_{tot} [m]	P_0 [kN]
Tir1 / I ordine	720	15°	2.40	7	15.00	10.00	25.00	400
Tir2 / II ordine	717.5	15°	2.40	7	14.00	10.00	24.00	500
Tir3 / III ordine	715	15°	2.40	7	13.00	10.00	23.00	600
Tir4 / IV ordine	712.5	15°	2.40	7	12.00	10.00	22.00	600
Tir5 / V ordine	710	15°	2.40	7	10.00	10.00	20.00	700
Tir6 / VI ordine	707.5	15°	2.40	7	8.00	10.00	18.00	700

Tabella 6 - Caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio

z_i = quota del tirante (quota assoluta)

α = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)

i = interasse orizzontale tra i tiranti

n_{tref} = numero di trefoli

L_{lib} = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)

L_{tot} = lunghezza totale del tirante ($L_{\text{tot}} = L_{\text{lib}} + L_{\text{fond}}$)

P_0 = tiro di bloccaggio (pretiro)

I trefoli previsti sono in acciaio armonico da 0.6"; ciascun trefolo presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

diametro nominale: $D = 15.2 \text{ mm}$

sezione nominale: $A_s = 139 \text{ mm}^2$

carico allo snervamento ($\sigma_s = 1\%$): $P_y = 1'670 \text{ E}3 \times 139 \text{ E}-6 = 232 \text{ kN}$

carico di rottura a trazione: $P_{tk} = 1'860 \text{ E}3 \times 139 \text{ E}-6 = 258 \text{ kN}$

modulo di elasticità: $E = 200'000 \text{ N/mm}^2$

I tiranti previsti per la berlinese in progetto sono a 7 trefoli, e quindi la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura vale:

Tiranti a 7 trefoli $\Rightarrow P_{tk} = 7 \times 258 = 1806 \text{ kN}$

8.2.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Secondo [3], il tiro di bloccaggio dei tiranti P_0 deve essere in ogni caso:

$$P_0 \leq 0.60 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \times 1806 = 1083.6 \text{ kN}$$

Sempre secondo [3], lo sforzo di trazione P nel tirante dovrebbe rimanere durante la vita prevista per la struttura sempre al di sotto del limite:

$$P \leq 0.65 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_{amm} = 0.65 \times 1806 = 1173.9 \text{ kN}$$

I massimi valori del carico nei tiranti P_{calc} risultanti dai calcoli svolti agli SLE vanno quindi confrontati con il valore di P_{amm} sopra riportato.

Nella Tabella 7 si riportano i valori del tiro calcolato per ciascuna fila di tiranti (vedi capitolo 7.1, $i=2.40 \text{ m}$), e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	P_{calc} [kN]	P_{amm} [kN]	Verifica
Tir1 / I ordine	409.4	1173.9	OK
Tir2 / II ordine	522.1	1173.9	OK
Tir3 / III ordine	634.9	1173.9	OK
Tir4 / IV ordine	635.6	1173.9	OK
Tir5 / V ordine	773.8	1173.9	OK
Tir6 / VI ordine	724.9	1173.9	OK

Tabella 7 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte per ogni ordine di tiranti.

8.2.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La verifica a trazione del singolo tirante deve essere condotta nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d,$$

in cui E_d è il valore di calcolo del tiro di ancoraggio, mentre R_d è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la valutazione di R_d vale la relazione:

$$R_d = R_k / \gamma_R,$$

dove R_k è il valore più basso della resistenza caratteristica interna (strutturale - resistenza a trazione dell'armatura) o esterna (geotecnica - scorrimento all'interfaccia fondazione/terreno), e γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza del tirante.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 6, per quanto concerne invece i valori di calcolo del tiro di ancoraggio occorre fare riferimento ai risultati riportati nel capitolo 7.

Valori di calcolo del tiro (E_d)

I valori di calcolo del tiro sono ricavati considerando la più gravosa delle condizioni SLU-1 e SLU-2:

$$1^{\circ} \text{ ordine: } \Rightarrow E_{d,1} = 221.9 \times 2.40 = 533 \text{ kN (SLU-1)}$$

$$2^{\circ} \text{ ordine: } \Rightarrow E_{d,2} = 282.9 \times 2.40 = 679 \text{ kN (SLU-1)}$$

$$3^{\circ} \text{ ordine: } \Rightarrow E_{d,3} = 343.9 \times 2.40 = 825 \text{ kN (SLU-1)}$$

$$4^{\circ} \text{ ordine: } \Rightarrow E_{d,4} = 344.3 \times 2.40 = 826 \text{ kN (SLU-1)}$$

$$5^{\circ} \text{ ordine: } \Rightarrow E_{d,5} = 419.2 \times 2.40 = 1006 \text{ kN (SLU-1)}$$

$$6^{\circ} \text{ ordine: } \Rightarrow E_{d,6} = 392.7 \times 2.40 = 943 \text{ kN (SLU-1)}$$

Resistenze di calcolo (R_d)

Occorre innanzitutto valutare il valore minimo tra la resistenza caratteristica interna del tirante R_{ik} (strutturale) e quella esterna R_{ek} (geotecnica).

La resistenza caratteristica interna è pari a:

$$\text{Tiranti a 7 trefoli} \Rightarrow R_{ik,i} = 7 \times P_{tk} = 7 \times 258 = 1806 \text{ kN}$$

La resistenza caratteristica esterna corrisponde alla resistenza a rottura all'interfaccia fondazione/terreno (sfilamento del tirante). Essa dovrebbe essere valutata sulla base di prove di tiro in sito; in via preliminare può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix (vedi [6]):

$$R_{ek} = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_{fon}$$

con:

$D_n = 0.20 \text{ m}$ diametro nominale del bulbo di fondazione

$\alpha = 1.10$ coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento e

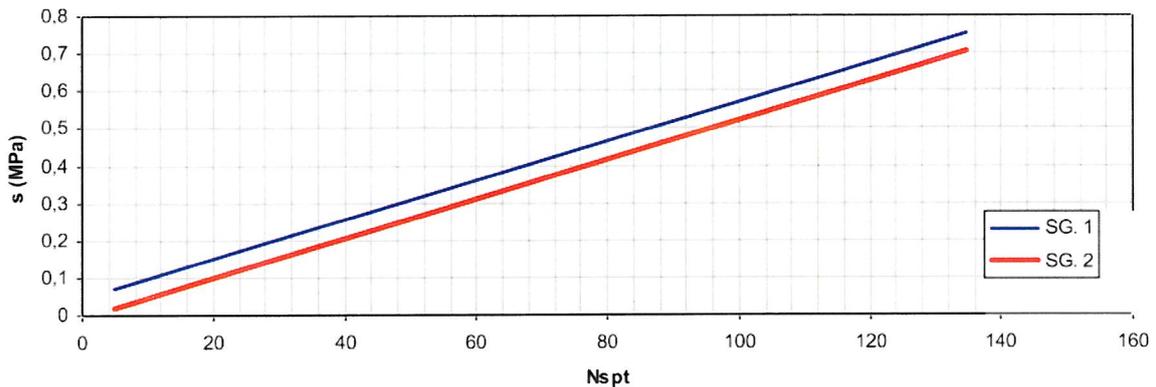
di compattezza del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti

$q_s = 250 \text{ kN/m}^2$ tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno

$L_{fon} = 10 \text{ m}$ lunghezza del bulbo di fondazione

Il coefficiente empirico α è stato assunto nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni globali con pressioni limitate I.G.U (vedi Tabella 8). La tensione tangenziale q_s è stata stimata attraverso gli abachi forniti dagli stessi Autori (vedi Figura 28), facendo riferimento alla curva SG.2 (vedi Tabella 9) e ad un numero NSPT pari a 45 (vedi [1], p.27, Tab. 2, S5).

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argilla	1.8 - 2.0	1.2
Marne	1.8	1.1 - 1.2
Calcari marnosi	1.8	1.1 - 1.2
Calcari alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1

Tabella 8 - Valori del coefficiente α Figura 28 - Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R 1$	$\geq R 2$

Tabella 9 - Indicazioni per la scelta del valore di s

In base alla formula sopra riportata, si ricava facilmente per i sei ordini di tiranti in progetto:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0.20 \times 1.10 \times 250 \times 10.0 = 1728 \text{ kN}$$

Il valore della resistenza caratteristica dei tiranti è quindi pari a:

$$R_{k,i} = \min(R_{ik,i}; R_{ek,i}) = \min(1806; 1728) = 1728 \text{ kN}$$

In ogni caso il meccanismo di rottura dimensionante è quello di sfilamento all'interfaccia tra la fondazione del tirante e il terreno. Secondo quanto previsto nel [2] nei punti dedicati ai tiranti d'ancoraggio e ai pali di fondazione, i coefficienti parziali da applicare alla resistenza di pull-out γ_R sono quelli relativi alla resistenza laterale a trazione di un palo trivellato (6.4.3.1.1):

$$\gamma_R = 1.60$$

Dividendo i suddetti valori per il coefficiente parziale per la resistenza del tirante ($\gamma_R = 1.60$), si ottengono i valori delle resistenze di calcolo:

$$R_{d,i} = 1728 / 1.60 = 1080 \text{ kN}$$

Risulta per ciascun ordine di tiranti $R_{d,i} > E_{d,i}$, e la verifica è quindi soddisfatta.

8.2.3 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

Definita, come descritto nei precedenti paragrafi, la lunghezza della fondazione del tirante, è necessario definire anche la lunghezza minima del tratto libero dei tiranti L_{lib} .

Perché i tiranti di ancoraggio assolvano al meglio la loro funzione statica di sostegno della parete, è opportuno che il bulbo di fondazione si trovi completamente all'esterno del cuneo di spinta attiva che può nascere a tergo della paratia durante le fasi di costruzione e di esercizio dell'opera.

La geometria del cuneo di spinta attiva nel caso delle paratie multiancorate può essere determinata secondo svariati criteri. Nel seguito si fa riferimento allo schema secondo cui il cuneo di spinta sia delimitato da una retta inclinata sull'orizzontale di un angolo pari a $(45^\circ + \varphi/2)$, traslata verso monte rispetto al punto di nullo del momento flettente di una lunghezza pari a $0.15 H$ (con H = altezza dello scavo di sbancamento).

La seguente Figura 29 rappresenta graficamente il criterio geometrico adottato per la determinazione del valore minimo del tratto libero d'ancoraggio.

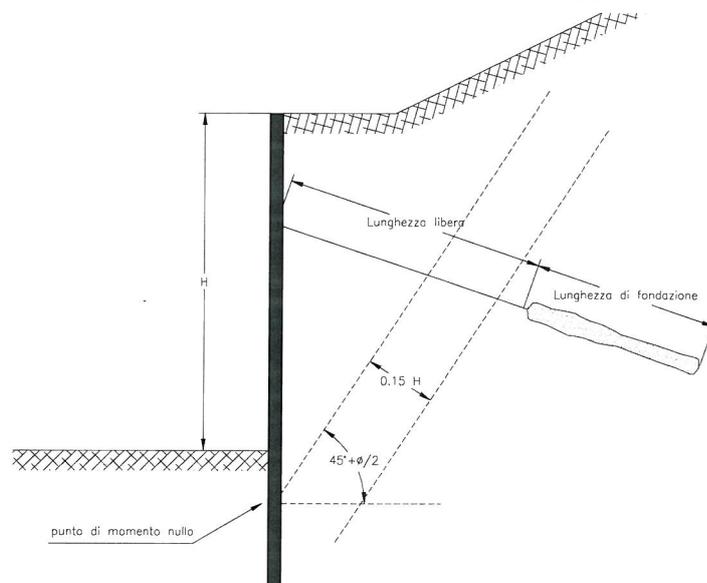


Figura 29 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti

8.3 Travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da coppie di profili in acciaio S355 del tipo HEB 240.

La verifica di tali elementi strutturali agli SLE e agli SLU è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi (vedi Figura 30).

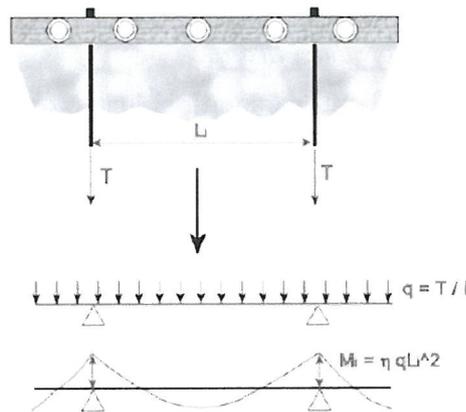


Figura 30 - Schema statico travi di ripartizione

8.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è rappresentata dai tiranti del 5° ordine con un valore pari a (vedi Figura 10):

$$F_{\max} = 322.43 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a:

$$M_{\max} = 322.43 \times 2.40^2 / 10 = 185.8 \text{ kNm}$$

La verifica agli SLE viene condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{185.8}{2 \cdot 0.000938} = 99041 \text{ kN/m}^2 = 99 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

8.3.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite Ultimi, è rappresentata dai tiranti del 5° ordine con un valore pari a (vedi Figura 18):

$$F_{\max} = 419.21 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{Ed} = 419.21 \times 2.40^2 / 10 = 241.5 \text{ kNm}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del doppio profilato metallico, che è pari a (2 profilato HEB240, acciaio tipo S355):

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \times 938 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 579.1 \text{ kNm}$$

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$, e quindi anche la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

9. VERIFICHE DI STABILITÀ

9.1 Verifica della profondità d'infissione

La profondità d'infissione della paratia nel terreno è stata definita in modo da assicurare un idoneo incastro nei confronti delle spinte orizzontali.

Nel calcolo dell'opera effettuato agli Stati Limite Ultimi, l'avvenuta convergenza del calcolo all'ultimo step di calcolo già garantisce di per sé la stabilità dell'opera nei riguardi della deformazione rotazionale della paratia (vedi Figura 31):

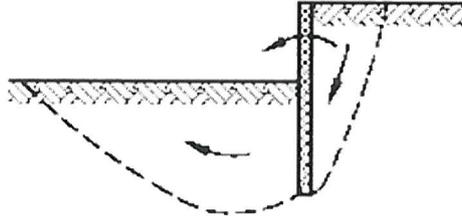


Figura 31 - Stato limite di rottura per rotazione

Si riporta qui di seguito il valore del rapporto:

$FS = \text{Spinta passiva possibile} / \text{Spinta mobilitata a valle}$,

per i vari calcoli svolti agli Stati Limite Ultimi, e con riferimento all'ultimo step di calcolo (step 13):

$$SLU-1 \Rightarrow FS = 3.95$$

$$SLU-2 \Rightarrow FS = 2.68$$

Il valore di FS è sempre decisamente superiore all'unità, pertanto l'ammorsamento della paratia scelto garantisce una idonea sicurezza nei confronti dello stato limite di rottura considerato.

10. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

10.1 Elaborati progettuali

- [1] Relazione geologico-geotecnica, codice elaborato PD2-C3A-MUS-00030-PA-NOT

10.2 Normative

- [2] D.M. 2008: “Norme tecniche per le costruzioni”
- [3] UNI EN 1537: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali. Tiranti di ancoraggio“, Giugno 2002.
- [4] Stahlbau Zentrum Schweiz, Bemessungstabeln C4/06, Zürich, Verlag Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau, 2006.
- [5] Stahlbau Zentrum Schweiz, Bemessungstabeln C5/05, Zürich, Verlag Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau, 2005.

10.3 Bibliografia

- [6] Bustamante M., Doix B., (1985): "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés". Bull. Liaison Labo. P.et Ch. 140, nov-dic 1985.
- [7] Viggiani C. (2000): “Fondazioni”. Ed. CUEN.
- [8] Lang H.-J., Huder J., Amann P., Puzrin A. (2006): “Bodenmechanik und Grundbau”. Springer.