

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO: SENIGALLIA - ANCONA NORD


PROGETTO ESECUTIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MINORI

MURO DI SOSTEGNO - MS15 - CARR. NORD

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

 ingegneria europea	IL PROJECT ENGINEER: Ing. Michele Pastorino Ord. Ingg. Savona N.1104	IL DIRETTORE TECNICO : Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N.16492
	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	RESPONSABILE FUNZIONE "STUDI E PROGETTI"

WBS - Rif. elaborato	DIRETTORIO				FILE		DATA:	REVISIONE				
	AU-CS19		codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo	GIUGNO 2008	n.	data		
MS15-001	1	1	1	4	2	3	0	2	GEI	242		
									APE			

ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	Geom. Giorgio Perfetti	CONSULENZA:	
ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	Ing. Federico Carbonaro	COORDINATORE GEOINGEGNERIA:	Ing. Tiziano COLLOTTA - O.I. Lecco N. 122
		RESPONSABILE PROG. SPECIALISTICA:	Ing. Piero BONGIO - O.I. Sondrio N. 538

VISTO DELLA COMMITTENTE

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	RIFERIMENTI	5
2.1	Normative e raccomandazioni	5
2.2	Documentazione di progetto	5
2.3	Riferimenti bibliografici principali	6
3	QUADRO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRATTO IN ESAME	7
3.1	Inquadramento litologico e geotecnico	7
3.2	Schematizzazione stratigrafica e geotecnica dell'area d'intervento	9
4	PROBLEMATICHE PROGETTUALI E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE	12
4.1	Problematiche progettuali	12
4.2	Descrizione degli interventi di stabilizzazione	12
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	14
6	DIMENSIONAMENTO DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE	15
6.1	Determinazione delle azioni di progetto (SLOPE/W)	16
6.2	Determinazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti (kequivalente)	19
6.3	Analisi sforzi-deformazioni (PARATIE 6.2)	21
6.4	Stima degli spostamenti in fase sismica	23
6.5	Risultati ottenuti	24
6.6	Verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti	25
6.7	Verifica dell'armatura dei tiranti	26
6.8	Verifica dell'armatura dei pali	27
6.9	Verifica dell'elevazione al piede del rilevato	32
6.10	Verifica della trave di collegamento alla testa dei pali	36
7	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	41

8	OPERE PROVVISORIALI A SOSTEGNO DEGLI SCAVI	43
8.1	Generalità	43
8.2	Stratigrafia di riferimento	43
8.3	Caratteristica dell'opera	44
8.4	Caratteristiche dei materiali strutturali	44
8.5	Schema di calcolo	45
8.6	Descrizione del programma di calcolo	45
8.7	Parametri geotecnici	47
8.8	Risultati: azioni e spostamenti	48
8.9	Verifiche strutturali dei micropali	48
8.10	Verifiche del dimensionamento	49
	TABELLE	50
	FIGURE	52

1 INTRODUZIONE

Il tratto Senigallia-Ancona Nord dell'Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto, compreso tra il km 194+800 ed il km 206+000, è caratterizzato da notevoli criticità geotecniche e diverse sono le problematiche, relative alla stabilità dei pendii attraversati dal tracciato, insorte in passato. L'esperienza maturata in tale tratto ha mostrato lo sviluppo di fenomeni di instabilità locale anche a seguito della realizzazione di rilevati di altezze modeste e di sbancamenti verso monte limitati.

A conferma della generale instabilità dei versanti in questa porzione di territorio, il Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) riconosce nella tratta oggetto del presente documento un areale di rischio per frana di livello R4 associato ad un fenomeno gravitativo con pericolosità di livello P3. Ai sensi dell'art. 12, co.3, lett. j) delle Norme Tecniche di Attuazione (NTA) del PAI, in tali aree sono consentiti, tra gli altri, *"...la realizzazione ed ampliamento di infrastrutture tecnologiche o viarie, pubbliche o di interesse pubblico, nonché delle relative strutture accessorie..."*. Ai sensi del comma 5 del medesimo articolo detti interventi sono *"...subordinati ad una verifica tecnica, condotta anche in ottemperanza alle prescrizioni del D.M. L.L.P.P. 11 marzo 1988 volto a dimostrare la compatibilità fra l'intervento, le condizioni di dissesto ed il livello di rischio esistente"*.

Il modello geotecnico sviluppato per il progetto definitivo e l'analisi dei fenomeni di instabilità verificatisi nel passato lungo la tratta, già oggetto di specifici studi, hanno indicato la necessità di intervenire con opere di stabilizzazione ogni qual volta si realizzino sbancamenti di altezza modesta ($\cong 2$ m) o rilevati di altezza superiore a 4 ÷ 5 m.

Sulla base di tali osservazioni ed in particolare delle esigenze richieste dalle NTA del PAI (art. 12), il progetto di ampliamento è stato sviluppato cercando di limitare al minimo gli allargamenti della sede autostradale verso monte che renderebbero necessari scavi di sbancamento (considerata la maggior sensibilità delle condizioni di stabilità dei versanti a tale intervento), optando per un allargamento asimmetrico del rilevato verso valle.

La presente relazione, redatta in conformità al D.M. 11 marzo 1988, ha per oggetto la verifica strutturale e geotecnica dell'ampliamento alla 3^a corsia dell'Autostrada A14 tra la progressiva km 201+648 e la progressiva km 201+735. (Opera MS15).

La scelta della tipologia di intervento prevista in progetto deriva, oltre che da specifiche analisi svolte e nel seguito descritte, da considerazioni relative ad interventi analoghi eseguiti in precedenza e risultati efficaci.

Si specifica che si è ritenuto di non dover procedere a verifiche di stabilità globale del versante ma solo della porzione direttamente interessata dall'alterazione dell'equilibrio generato dall'allargamento, verificando il grado di stabilità delle possibili superfici di rottura che hanno come limite di monte la larghezza della carreggiata stradale. Si ritiene, infatti, non congruente con i fenomeni che avvengono a scala di versante che eventuali fenomeni gravitativi particolarmente estesi e profondi, in grado di interessare una porzione di pendio più ampia di quella considerata, siano innescati o aggravati dal limitato allargamento della sede autostradale in progetto.

L'area di studio ricade nel comune di Senigallia (AN), classificato come zona sismica 2, in accordo all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.03, n. 3274.

2 RIFERIMENTI

2.1 Normative e raccomandazioni

- 2.1.1 Legge 1086 del 05.11.1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato”.
- 2.1.2 D.M. 09.01.1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- 2.1.3 D.M. 16.01.1996 “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- 2.1.4 Circolare 156 del 04.07.1996 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- 2.1.5 D.M. 11.03.1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- 2.1.6 Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” (maggio 1993).
- 2.1.7 Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.03, n. 3274 (G.U. 08.05.03).
- 2.1.8 Regione Marche “Piano stralcio di bacino per l’Assetto Idrogeologico dei bacini di rilievo regionale”. Carta del Rischio Idrogeologico - Tavola RI21 scala 1:25.000.

2.2 Documentazione di progetto

- 2.2.1 Autostrade S.p.A. “Interventi di manutenzione straordinari nella tratta Senigallia-Ancona Nord – Opere di stabilizzazione di dissesti ai km 197+800; 198+350; 199+200; 200+150; 200+900; 201+200; 203+850; 204+450; 205+500”.
- 2.2.2 SPEA Ingegneria Europea “Autostrade A1 – A9 – A14, ampliamento alla terza corsia. Studi specialistici propedeutici alla progettazione definitiva e

SIA. Monografia n. 6. A14-Azioni sismiche di progetto. Valutazione dell'impatto delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche sulle opere all'aperto in ampliamento. Maggio 2004.

Documentazione di progetto "Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Elenco elaborati". Novembre 2004.

In particolare:

2.2.3 SPEA Ingegneria Europea "Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Relazione Geologica e Geomorfologica". Novembre 2004.

2.2.4 SPEA Ingegneria Europea "Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Relazione Geotecnica". Novembre 2004.

2.2.5 SPEA Ingegneria Europea "Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Opere di presidio – Relazione descrittiva". Novembre 2004.

2.3 Riferimenti bibliografici principali

2.3.1 Lancellotta R., 1993, "Geotecnica" – Zanichelli, Bologna, 2a ed., 555pp.

2.3.2 Bustamante M. e Doix B., 1985, "Une Méthode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés", Bull. Liaison Labo. P. et Ch. N. 140, nov dic 1985 – Réf. 3047.

2.3.3 Mononobe N., and Matuo H., 1929, "On the determination of earth pressure during earthquakes", Proceedings of World Engineering conference, Vol.9.

2.3.4 Okabe S., 1926, "General theory of earth pressure", Journal, Japanese Society of Civil engineers, Vol.12, No.1.

2.3.5 Janbu N., 1973, "Slope stability computations", Casagrande Volume. Embankment Dam Engineering. John Wiley & Sons ed.

2.3.6 Ito T. e Matsui T., 1975, "Method to stabilize lateral force acting on stabilizing piles", Soil and Foundations, Vol. 15 n. 4.

3 QUADRO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRATTO IN ESAME

3.1 Inquadramento litologico e geotecnico

Sotto il profilo litologico, nella tratta in esame vengono riconosciuti due gruppi principali di depositi, di età compresa tra il Pliocene e l'Olocene (rif. 2.2.3).

In particolare, procedendo dall'unità più recente alla più antica, si possono distinguere:

- successioni continentali quaternarie;
- successioni marine plio-quaternarie, all'interno delle quali è possibile effettuare una suddivisione in “*depositi del ciclo di chiusura*” e “*depositi di avanfossa adriatica*”.

Le successioni continentali quaternarie sono costituite da depositi alluvionali, indicati in rif. 2.2.3 con la sigla **a₂**, affioranti generalmente fino ad una quota di 15÷20m dal fondovalle dei principali corsi d'acqua e costituiti da ghiaie frammiste a sabbie, con intercalazioni di argille, limi e sabbie. In questa unità sono inclusi anche depositi deltizi e di spiaggia, attuali e recenti, costituiti da sabbie quarzose a granulometria medio fine sciolte o debolmente addensate. Lungo i pendii sono talora presenti depositi eluvio-colluviali olocenici, indicati con la sigla **ec**, costituiti prevalentemente da terriccio di colore rossastro generalmente di natura argilloso-sabbiosa.

Le successioni marine plio-quaternarie del ciclo di chiusura, indicate con la sigla **Q_a**, sono costituite prevalentemente da depositi argilloso-limosi con locali intercalazioni sabbiose.

I depositi pliocenici di avanfossa, indicati con la sigla **P_a**, sono costituiti da argille e limi con sottili intercalazioni sabbiose che raramente superano il decimetro di spessore. Il deposito possiede superficialmente una caratteristica colorazione tra l'avana ed il giallo ocra, indicativa di processi di ossidazione connessi a circolazione idrica epidermica.

Sotto il profilo geotecnico, le unità litologiche presenti nell'area di studio sono state raggruppate in categorie omogenee sulla base delle comuni caratteristiche meccaniche.

In particolare, nella tratta di competenza, sono presenti le seguenti unità geotecniche:

- **A₁** raggruppa tutti i depositi e le alluvioni attuali costituiti da materiali limoso argillosi: **a₂** ed **ec**. Comprende anche le formazioni geologiche **a_{2a}** e **dt** non affioranti lungo la tratta in esame;
- **P₁** raggruppa tutti i depositi plio-pleistocenici limoso argillosi **Q_a** e **P_a**. Per questa categoria geotecnica, in fase di progettazione esecutiva, è stata ritenuta opportuna un'ulteriore suddivisione in due sottounità:

P_{1a} rappresenta la porzione superiore degradata dell'unità **P₁**, sede di dissesti gravitativi in atto o quiescenti. Il decadimento dei parametri di resistenza è in genere riconducibile a processi di completo rammollimento per circolazione idrica negli interstrati sabbiosi ed a fenomeni di rottura progressiva del versante. L'unità è caratterizzata da spessori variabili lungo la tratta, con limite inferiore in genere compreso tra i -6m ed i -12m dal piano campagna. Da un punto di vista litologico comprende depositi limosi e argillosi, a tratti debolmente sabbiosi e/o con intercalazioni sabbiose da millimetriche a centimetriche;

P₁ rappresenta la porzione inferiore dell'unità, raramente affiorante, costituita da argille e argille limose di colore grigio azzurro molto consistenti con intercalazioni millimetriche di sabbie fini.

La caratterizzazione meccanica di queste unità è compiutamente illustrata nella Relazione geotecnica di progetto (rif. 2.2.4), alla quale si rimanda per gli opportuni approfondimenti.

Nelle tabelle 3.1 e 3.2 in allegato sono richiamati i principali parametri geotecnici di riferimento per le unità **P₁** e **A₁**. I parametri della sottounità **P_{1a}** si ipotizzano per condizioni di completo rammollimento (perdita di coesione intercetta) o per resistenza residua, in caso di dissesti pregressi attivi o quiescenti.

3.2 Schematizzazione stratigrafica e geotecnica dell'area d'intervento

L'intervento in progetto ricade interamente nell'area di affioramento dell'unità geotecnica P_1 e della relativa coltre superficiale P_{1a} .

Per la definizione dello schema stratigrafico e geotecnico di calcolo si è fatto riferimento, agli studi ed alle stime di cui al rif. 2.2.4.

Per quanto attiene alle condizioni di stabilità morfologica dell'area, gli studi condotti nel quadro del Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (rif. 2.1.8) individuano per il sito d'intervento, e per una più ampia porzione di territorio circostante, un areale di rischio per frana di livello R4 associato ad un fenomeno gravitativo con pericolosità di livello P3 (cod. F-10-0009).

In questo contesto, nelle immediate vicinanze dell'area d'intervento non si hanno evidenze certe di dissesti in atto o pregressi; va però segnalato che in prossimità della zona in esame (circa 300 m a nord) si è manifestato un dissesto gravitativo che ha reso necessaria l'attuazione di interventi strutturali di consolidamento (rif. 2.2.1).

In relazione alla schematizzazione stratigrafica e geotecnica di progetto, l'assunzione di calcolo adottata, comune alle altre opere di presidio lungo la tratta autostradale, ipotizza la presenza di una coltre superficiale instabile (parte dell'unità P_{1a}) sede di movimenti in atto e/o pregressi. Per le verifiche a lungo termine, vengono pertanto adottati parametri di resistenza al taglio residua in condizioni drenate: $c' = 0$ e $\phi' = \phi'_r \neq 0$.

Al di sotto di questo intervallo si considera presente uno strato stabile, non interessato da movimenti gravitativi in atto o pregressi di diretta rilevanza per le opere in progetto o, per converso, coinvolto in movimenti gravitativi lenti e profondi a scala di versante, nei riguardi dei quali le opere in progetto non possono assolvere ad alcun contributo di stabilizzazione.

Sulla base delle assunzioni sopra richiamate e dall'analisi dei dati di sito e di laboratorio disponibili anche per aree limitrofe, si ipotizza il seguente schema stratigrafico e geotecnico di calcolo. I valori proposti provengono anche dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi (vedi tabella seguente).

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Prove
E4/S17	A	6,00	Taglio diretto residua
E4/S17	C	18,00	Triassiale UU
E4/S17	D	24,00	Triassiale CIU

Terreni di copertura (coltre instabile)

Limite inferiore	$z_1 = -6 \div (-7)$	m da p.c.
Peso unitario di volume naturale:	$\gamma_n = 19 \div 20$	kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio drenata residuo:	$\phi'_r = (20) \div 21$	°
Resistenza al taglio drenata:	$c' = 0$	kPa
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = (100) \div 250$	kPa
Modulo di Young a piccole deformazioni:	$E'_0 = 15 \div (20)$	MPa

Terreni di base

Limite inferiore	$z_2 = \text{oltre } -30$	m da p.c.
Peso unitario di volume naturale:	$\gamma_n = 20 \div 21$	kN/m ³
Parametri di resistenza al taglio drenata di picco:	$\phi'_p = 26 \div (28)$	°
Resistenza al taglio drenata:	$c' = (20) \div 30$	kPa
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = 300 \div (650)$	kPa
Modulo di Young a piccole deformazioni:	$E'_0 = 60 \div (65)$	MPa

Il livello di falda assunto nei calcoli è stato ricavato dalle letture nel piezometro E4/S17, dal quale deriva, in corrispondenza dell'opera in progetto, una falda con soggiacenza minima pari a 2 m dal locale piano campagna.

Per il materiale costituente il rilevato sono stati utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

Rilevato

$$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 0.0$$

$E' = 35 \text{ MPa}$ modulo elastico operativo

4 PROBLEMATICHE PROGETTUALI E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

4.1 Problematiche progettuali

L'ampliamento alla terza corsia del tratto autostradale dell'A14 compreso tra le progressive chilometriche 201+648 ÷ 201+735 comporta un allargamento del rilevato esistente verso valle (lato Mare Adriatico), in corrispondenza della carreggiata Nord.

Come già evidenziato in precedenza, l'esperienza accumulata lungo la tratta in oggetto indica che la costruzione di rilevati di altezza superiore a 4 ÷ 5 m dà generalmente origine a fenomeni di instabilità della coltre superficiale. Tale osservazione ha indicato la necessità di intervenire nel tratto in studio con interventi di stabilizzazione in grado di prevenire la formazione dei fenomeni stessi con adeguati margini di sicurezza. L'intervento di stabilizzazione adottato è costituito da una paratia di pali di grande diametro tirantati in testa. La validità di questa tipologia di opera è stata verificata in molteplici interventi di manutenzione straordinaria realizzati nel corso degli ultimi anni nella stessa tratta e ulteriormente validata dalle analisi progettuali riportate nei capitoli successivi.

Il presente documento, dunque, definisce l'intervento di stabilizzazione necessario affinché l'allargamento autostradale possa essere realizzato nel rispetto della legislazione vigente ed in particolare della più recente normativa riguardante le costruzioni in zona sismica (Rif.2.1.7).

4.2 Descrizione degli interventi di stabilizzazione

L'intervento proposto, che si estende dalla progressiva chilometrica 201+648 alla progressiva chilometrica 201+735 a valle della sede autostradale (carreggiata Nord) per complessivi 74 m, consiste in una paratia di pali in c.a. trivellati, collegati in testa da una trave di coronamento in c.a., che funge da contrasto ad un ordine di tiranti.

I pali hanno diametro $D=1200$ mm, lunghezza totale pari a 15 m, sono posti ad interasse costante pari a 1.7 m e sono armati con $30\phi 26$ barre di acciaio FeB44K.

I tiranti hanno interasse pari a 1.7 m, sono inclinati di 20° - 25° alternativamente rispetto all'orizzontale e sono armati con 6 trefoli in acciaio da 0,6''; la loro lunghezza totale è pari a 30-35 m alternativamente, di cui 15 m sono relativi al bulbo di ancoraggio, realizzato con la tecnica delle iniezioni multiple ripetute. Il pretiro iniziale è pari a 170 kN. La lunghezza libera dei tiranti è stata determinata geometricamente in modo che il bulbo di ancoraggio degli stessi fosse completamente collocato all'interno della formazione di base stabile.

La trave di coronamento è alta 1.0 m, larga 1.6 m e viene armata con $5+5\phi 22$ barre di acciaio FeB44K al metro, 5 nel lembo superiore e 5 in quello inferiore.

L'elevazione al piede del rilevato collegata alla trave di coronamento ha altezza massima pari a 6 m, larghezza della base di 1 m e spessore in testa di 0.40 m.

Si prevede di armare il muro di sostegno con $6\phi 26$ al metro disposti su due file all'intradosso ed estradosso della struttura.

L'opera si collega, pur essendo svincolata strutturalmente, al muro d'ala del sottovia S08 in progetto al km 201+735.

Le fasi esecutive sono descritte negli elaborati grafici relativi all'opera in oggetto.

L'opera è oggetto di uno specifico programma di monitoraggio geotecnico predisposto dall'Ufficio GEI MOI del Polo di GeoIngegneria della Società SPEA Ingegneria Europea. In particolare è prevista l'installazione di celle di carico in corrispondenza delle teste dei tiranti. In funzione dell'esito del monitoraggio delle celle di carico installate sui tiranti, la DL, sentito il parere del Progettista, dovrà, qualora necessario, predisporre un'intergrazione della tirantatura, realizzando ulteriori tiranti attivi nei fori comunque predisposti lasciati in corrispondenza del muro in fase realizzativa ($\varnothing 200$, $i = 3.4$ m ad una quota -0.50 m da testa muro). Le caratteristiche di questi tiranti, in termini di L_{libera} , L_{bulbo} e numero di trefoli, verranno tempestivamente comunicate dal Progettista alla D.L.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

È previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo per pali: $R_{ck} = 30$ MPa
- Calcestruzzo per travi di coronamento ed elevazione: $R_{ck} = 35$ MPa
- Acciaio per armatura: FeB44K controllato in stabilimento
- Acciaio trefoli 0,6": $f_{ptk} \geq 1860$ MPa, $f_{p(1)k} \geq 1670$ MPa

Le verifiche strutturali vengono svolte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, facendo riferimento alle resistenze di progetto di seguito riportate:

Calcestruzzo armato

Resistenza cilindrica a compressione di calcolo:

$$f_{cd} = \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

$\gamma_c = 1,6$ coefficiente di sicurezza sui materiali

Resistenza caratteristica a trazione semplice:

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot \left(0,27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} \right) \quad (\text{N/mm}^2)$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice:

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

Acciaio per armatura

Tensione di snervamento di calcolo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

$f_{yk} = 430$ MPa tensione caratteristica di snervamento per acciaio FeB44K.

$\gamma_s = 1,15$ coefficiente di sicurezza sui materiali

6 DIMENSIONAMENTO DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Nei calcoli sono stati utilizzati i programmi di calcolo PRO_STAB (impiegando il metodo di Janbu), Paratie 6.1, SEZ_CA (sezioni in c.a.).

La sezione di calcolo rappresentativa dell'intervento in oggetto è stata definita allo scopo di massimizzare le azioni instabilizzanti sull'opera (sezione 15A km 201+699.54). Tale sezione è caratterizzata dall'altezza del muro di sostegno massima, pari a 6.8 m, uguale alla differenza di quota fra l'autostrada in allargamento e l'intradosso della fondazione del muro stesso. Tutte le considerazioni e analisi successive fanno quindi riferimento a tali geometrie (si veda Figura 6.1).

La necessità di realizzare un'opera di stabilizzazione è giustificata dal fatto che l'analisi di stabilità eseguita nelle condizioni finali di progetto, con l'allargamento alla terza corsia della sede autostradale ma in assenza dell'opera di presidio, ha confermato che il fattore di sicurezza del pendio risulta inferiore al valore minimo prescritto dalla normativa vigente e che pertanto è necessario intervenire con un'opera in grado di assicurare i limiti di norma.

La procedura di calcolo seguita si basa sulla determinazione delle azioni di progetto agenti sull'opera di stabilizzazione. Si considerano come azioni le forze agenti sull'opera in progetto che permettono di garantire un coefficiente di sicurezza pari a 1.1 sulla stabilità dell'opera in condizioni statiche di esercizio. Le sollecitazioni risultanti da questa analisi vengono utilizzate sia per la verifica allo SLE che per la verifica allo SLF degli elementi strutturali. La scelta del valore del coefficiente di sicurezza F.S da garantire deriva anche dalle inevitabili incertezze legate alla parametrizzazione geotecnica dei terreni interessati e alla geometria dei cinematismi di instabilità considerati.

Viene poi eseguita una verifica in cui si applicano all'opera le azioni che corrispondono ad F.S. pari a 1.30 sulla stabilità dell'opera, le quali garantiscono anche la funzionalità dell'intervento in condizioni sismiche secondo l'approccio di Newmark (crf. par. 6.4). Le sollecitazioni risultanti da tale analisi vengono utilizzate per eseguire la verifica allo SLU in condizioni statiche degli elementi strutturali.

Le verifiche di resistenza strutturale degli elementi in condizioni sismiche vengono eseguite applicando la sovra-spinta sismica, stimata a partire dall'approccio proposto dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.03, n. 3274, ad un'altezza di opera pari all'altezza fuori terra + 2m (vedi SPEA Ingegneria Europea Maggio 2004 (Rev.1) Autostrada A1 – A9 – A14 Ampliamento alla 3° Corsia A1 Tratto Fiano Romano GRA Roma A9 Tratto Lainate Como Sud (Grandate) A14 Tratto Rimini Nord – Pedaso Studi Specialistici Propedeutici alla Progettazione Definitiva e SIA – Monografia 6 A14 Azioni Sismiche di Progetto - Valutazione dell'impatto delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni in zona sismica sulle opere all'aperto in ampliamento – Parte C: Dimensionamento e Verifica delle Opere di Sostegno e dei Pendii in Condizioni Sismiche).

6.1 Determinazione delle azioni di progetto (SLOPE/W)

Per la definizione delle azioni di progetto si è fatto ricorso ad analisi di stabilità eseguite con il programma SLOPE-W utilizzando il metodo di Bishop, in cui viene ricercata la forza orizzontale necessaria a stabilizzare il “cuneo” di monte spingente sull'opera di sostegno definito applicando un taglio verticale alla morfologia in corrispondenza dell'allineamento della paratia.

Vengono eseguite le seguenti analisi:

1. Nella configurazione geometrica iniziale (prima della realizzazione dell'allargamento dell'autostrada) ricerca in modo automatico della superficie passante per la base della coltre in asse alla futura opera avente fattore di sicurezza minimo (Figura 6.2).
2. Taglio del modello in corrispondenza dell'asse dell'opera su una altezza pari allo spessore della coltre e valutazione della forza in grado di garantire al cuneo di monte un fattore di sicurezza F.S. pari a 1.0 sulla superficie individuata al p.to precedente (condizioni precedenti l'allargamento). Tale analisi viene ripetuta anche per il cuneo di terreno

a valle dell'opera, individuando anche in questo la caso la forza in grado di garantire F.S. pari a 1.0.

$$F = 480 \text{ kN/m} \quad \text{lato monte (spinta attiva) \quad Figura 6.3}$$

$$F = 720 \text{ kN/m} \quad \text{lato valle (spinta passiva) \quad Figura 6.4}$$

A partire da tali forze vengono ricavati i coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti da utilizzare nella fase di inizializzazione del modello di PARATIE.

3. Nella configurazione geometrica finale (dopo l'allargamento dell'autostrada) ricerca in modo automatico della superficie passante per la base della coltre in asse alla futura opera avente fattore di sicurezza minimo (Figura 6.5).
4. Taglio della superficie individuata al p.to precedente - condizioni dopo l'allargamento dell'autostrada - in corrispondenza della paratia e valutazione delle forze dirette verso monte e verso valle tali da garantire F.S. pari a 1.1:

$$F = 650 \text{ kN/m} \quad \text{lato monte (spinta attiva) \quad Figura 6.6}$$

$$F = 750 \text{ kN/m} \quad \text{lato valle (spinta passiva) \quad Figura 6.7}$$

In questo caso l'assenza di terreno a valle è su una altezza totale di spinta comprensiva dello spessore della coltre instabile e dello spessore del muro solidale alla paratia. Questa analisi è finalizzata alla verifica strutturale in fase statica.

5. Sempre sulla stessa superficie (geometria finale) individuazione delle forze dirette verso monte e verso valle in grado di garantire F.S. pari a 1.30 :

$$F = 820 \text{ kN/m} \quad \text{lato monte (spinta attiva) \quad Figura 6.8}$$

$$F = 670 \text{ kN/m} \quad \text{lato valle (spinta passiva) \quad Figura 6.9}$$

Questa analisi è finalizzata alla verifica degli spostamenti dell'opera dovuti al sisma secondo il metodo di Newmark (1965).

6. Nella configurazione geometrica finale ricerca in modo automatico della superficie di minimo passante per il punto posto in asse opera ad una profondità pari all'altezza fuori terra + 2 m. Taglio della superficie individuata al punto precedente in corrispondenza della paratia ed individuazione delle forze dirette verso monte che garantiscono FS = 1.1 in condizioni sismiche ed in condizioni statiche (Figura 6.10). La differenza di queste due forze rapportata ad una altezza pari all'altezza fuori terra dell'opera + 2 m fornisce il valore della spinta sismica $q = 10$ kPa da applicare nell'analisi di Paratie (verifiche di resistenza strutturale in condizioni sismiche dell'opera).

Tutte queste analisi, ad eccezione di quella sismica, vengono svolte considerando il sovraccarico da traffico autostradale pari a 20 kPa; la falda è posta alla quota di progetto.

Il punto di applicazione delle forze viene posizionato ad 1/3 dalla base dell'altezza totale di spinta.

Nelle analisi di stabilità in presenza di sisma, l'azione sismica è stata introdotta utilizzando il metodo pseudo-statico, andando ad assegnare il coefficiente di accelerazione orizzontale (k_h), determinato a partire dall'accelerazione di progetto

a_{max} :

$$a_{max} = S_T \cdot S \cdot a_g$$

dove:

S_T = coefficiente di amplificazione topografica assunto pari a 1

S = coefficiente amplificativi di deformabilità del terreno assunto pari a 1.25 (terreno tipo C secondo Ordinanza P.C.M. 3274/2003)

a_g = accelerazione di picco su suolo roccioso assunto pari a 0.19 g

In questo caso si ottiene: $a_{max} = 0.2375$ g

da cui si ricava:

$$k_h = 0,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.119$$

6.2 Determinazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti (kequivalente)

Le forze orizzontali, determinate dalle analisi di stabilità precedenti, hanno consentito di calcolare i coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti, ovvero quei valori tali per cui la risultante delle spinte a monte e a valle dell'opera, rispettivamente, uguagliano le forze trovate precedentemente per i diversi livelli di sicurezza considerati.

In presenza di falda l'equazione che fornisce il valore della forza stabilizzante H è la seguente:

$H =$ spinta efficace del terreno + spinta dell'acqua

essendo: spinta efficace del terreno = funzione di k_A equivalente, k_P equivalente

Considerando i seguenti dati:

Lato monte (spinta attiva) - *condizioni iniziali*

- $h =$ altezza di spinta = 6 m
- $h_w =$ profondità falda = 2.0 m
- $\gamma =$ peso di volume naturale = 20 kN/m³
- $\gamma' =$ peso di volume efficace = 10 kN/m³

Lato monte (spinta attiva) - *condizioni finali*

- $h =$ altezza di spinta = 13.1 m
- $h_w =$ profondità falda = 9.1 m
- $\gamma =$ peso di volume naturale = 20 kN/m³
- $\gamma' =$ peso di volume efficace = 10 kN/m³

Lato valle (resistenza passiva)

- h = altezza di spinta = 6.0 m
 h_w = profondità falda = 2.0 m
 γ = peso di volume naturale = 20 kN/m³
 γ' = peso di volume efficace = 10 kN/m³

Si sono ottenuti i seguenti valori:

SPINTA ATTIVA

Geometria iniziale	F.S. = 1.0	H = 480 kN/m	$k_{A \text{ equivalente}} = 1.430$
Geometria finale	F.S. = 1.1	H = 650 kN/m	$k_{A \text{ equivalente}} = 0.349$
Geometria finale	F.S. = 1.3	H = 1000 kN/m	$k_{A \text{ equivalente}} = 0.453$

RESISTENZA PASSIVA

Geometria iniziale	F.S. = 1.0	H = 720 kN/m	$k_{P \text{ equivalente}} = 2.285$
Geometria finale	F.S. = 1.1	H = 750 kN/m	$k_{P \text{ equivalente}} = 2.394$
Geometria finale	F.S. = 1.3	H = 670 kN/m	$k_{P \text{ equivalente}} = 2.106$

Si fa presente che il valore di k_P determinato con le analisi di stabilità è stato sempre confrontato con il valore delle soluzioni di letteratura di Muller-Breslau ed è stato posto uguale a quest'ultimo, qualora inferiore.

6.3 Analisi sforzi-deformazioni (PARATIE 6.2)

Il calcolo delle sollecitazioni nei pali e nei tiranti è stato eseguito mediante l'impiego del programma di calcolo Paratie 6.2. Le fasi di calcolo sono riportate di seguito.

1. Inizializzazione del modello con fase geostatica in cui la posizione del piano campagna coincide con quello iniziale (-3.4 m da testa paratia). Sullo spessore della coltre si fissano i seguenti valori dei coefficienti di spinta (*condizioni iniziali*), nell'ipotesi di livello di sicurezza con F.S. 1.0:

$$k_A = k_{A \text{ equivalente}} = 1.430 \quad \text{lato monte}$$

$$k_0 \approx k_{A \text{ equivalente}} = 1.430$$

$$k_P = k_{P \text{ equivalente}} = 2.285 \quad \text{lato valle}$$

Per il substrato sottostante i coefficienti di spinta si valutano utilizzando gli approcci disponibili in letteratura (tenendo conto dell'inclinazione del pc). La falda è posta alla quota di progetto.

2. Realizzazione della paratia e del muro soprastante.
3. Messa in opera del tirante a partire dal cordolo di fondazione del muro.
4. Realizzazione del nuovo rilevato a tergo del muro portando il p.c. a quota testa muro ed applicando sia al materiale del rilevato che alla coltre i seguenti valori dei coefficienti di spinta (*condizioni finali, di esercizio*) nell'ipotesi di livello di sicurezza con F.S. 1.10 (analisi di stabilità):

$$k_A = k_{A \text{ equivalente}} = 0.349 \quad \text{lato monte}$$

$$k_P = k_{P \text{ equivalente}} = 2.394 \quad \text{lato valle}$$

Le azioni che risultano da questa analisi vengono utilizzate per eseguire la verifica allo SLE, allo SLF e SLU statico (cfr. p.to 5a). In questa fase vengono applicati a testa muro anche i carichi derivanti dalla barriera antirumore di altezza 4.0 m prevista in progetto.

A questo punto l'analisi si sdoppia:

5a. Analisi statica applicando i coefficienti di spinta che corrispondono ad un livello di sicurezza F.S. pari a 1.30 (livello di sicurezza statico sull'analisi di stabilità in grado di assicurare la funzionalità dell'opera in condizioni sismiche secondo l'approccio di Newmark – 1965, cfr par. 6.3):

$$k_A = k_{A \text{ equivalente}} = 0.453$$

$$k_P = k_{P \text{ equivalente}} = 2.106$$

Questo step di calcolo consente di ottenere le azioni per le verifiche di resistenza strutturale dell'opera allo SLU in condizioni statiche.

In particolare, le verifiche di resistenza strutturale sono state svolte considerando le azioni E massime derivanti dal seguente confronto:

$$E_{SLU} = MAX \left(E_{FS=1.1} \cdot 1.4; E_{FS \text{ NEW}} \cdot \frac{1.4}{FS_{NEW}} \right)$$

essendo:

$E_{FS=1.1}$ = azioni derivanti dall'analisi del p.to 4 (oppure azioni delle fasi costruttive precedenti, qualora superiori).

$E_{FS \text{ NEW}}$ = azioni derivanti dalla presente analisi (p.to 5a)

FS_{NEW} = fattore di sicurezza statico che soddisfa la verifica secondo Newmark – 1965.

5b. Analisi sismica eseguita applicando la spinta sismica come da p.to 7. del par. 6.1 e la forza di inerzia dell'opera. In questa fase i coefficienti di spinta passiva del terreno a valle vengono ridotti di un fattore 0.70 su tutta l'altezza dell'opera. Le azioni risultanti, amplificate per un coefficiente pari a 1.40, vengono utilizzate per eseguire le verifiche di resistenza strutturale dell'opera allo SLU in condizioni sismiche.

6.4 Stima degli spostamenti in fase sismica

L'analisi sismica dell'opera è stata eseguita con un approccio di calcolo alla Newmark N. M. (1965) – “Effects of Earthquakes on Dams and Embankments” – Geotechnique, Vol. 115 - confrontando l'entità degli spostamenti attesi in caso di sisma con dei valori di soglia al di sotto dei quali gli effetti dell'evento sismico sono tali da determinare il raggiungimento di condizioni accettabili.

Tale metodo ipotizza di schematizzare la massa in movimento del pendio come un blocco rigido appoggiato su una superficie inclinata alla quale è applicato il moto sismico. In tale modello si ha scorrimento e quindi accumulo di spostamento ogni qualvolta l'accelerazione applicata supera un valore critico k_c , definito come:

$$k_c = \frac{a_c}{g}$$

essendo a_c l'accelerazione critica e g l'accelerazione di gravità.

Sul progetto della Autostrada A14 Bologna-Taranto – Tratto in Ammodernamento “Rimini Nord-Pedaso” è stata eseguita una analisi di pericolosità sismica, contenuta nel documento “Azione Sismica per la Verifica delle Opere d'Arte e delle Opere all'Aperto”, cui si fa rimando, che ha prodotto, a partire da accelerogrammi di riferimento, una curva (k_c – spostamento δ) media da utilizzare nelle analisi.

Facendo riferimento a tale curva è possibile associare allo spostamento accettabile in caso sismico il valore del coefficiente di accelerazione critica k_c (cfr. Figura 6.11).

Si ha che per pendii estesi il k_c è correlato al valore del fattore di sicurezza statico F.S. determinato con i metodi dell'equilibrio limite, secondo la seguente formula:

$$k_c = (FS - 1) \times \frac{tg \vartheta}{(1 + tg \vartheta \times tg \varphi)}$$

ove:

θ = pendenza media sull'orizzontale del pendio o della superficie di scorrimento

ϕ = angolo di resistenza al taglio medio lungo la superficie di scorrimento

FS = fattore di sicurezza determinato con i metodi dell'equilibrio limite

Dall'esame della Figura 6.11 si ha che al valore del coefficiente di sicurezza statico dell'ordine di 1.30 corrisponde un valore di k_c , cui è associato uno spostamento δ inferiore a 5 cm, ampiamente accettabile.

Pertanto l'analisi eseguita, assicurando un fattore di sicurezza pari ad 1.30 nell'analisi di stabilità all'equilibrio limite in condizioni statiche, è in grado di garantire la funzionalità dell'opera anche in condizioni sismiche.

6.5 Risultati ottenuti

I risultati completi del programma Paratie relativi alle analisi svolte sono riportati nelle figure allegate. Nel seguito vengono invece riassunti i valori principali:

Spostamento paratia esercizio (mm)	75	Fig. 6.12
Incremento di spostamento dovuto al sisma (mm)	< 50 mm	Fig. 6.11
Tiro max tirante – caso statico [kN/m]	352	Fig. 6.13
Tiro max tirante – caso sismico [kN/m]	407	Fig. 6.14

FASI COSTRUTTIVE

Momento max [kNm/m]	203	(a 10.5 m da testa opera)	Fig. 6.15
Taglio max [kN/m]	92	(a 7.2 m da testa opera)	Fig. 6.16

FASE DI ESERCIZIO – FESSURAZIONE (F.S. 1.10)

Momento max [kNm/m]	469	(a 15.2 m da testa opera)	Fig. 6.17
Taglio max [kN/m]	156	(a 6.6 m da testa opera)	Fig. 6.18

FASE STATICA SLU (F.S. 1.30)

Momento max [kNm/m]	606	(a 14.9 m da testa opera)	Fig. 6.19
Taglio max [kN/m]	200	(a 6.6 m da testa opera)	Fig. 6.20

FASE SISMICA SLU

Momento max [kNm/m] 731 (a 14.9 m da testa opera) Fig. 6.21

Taglio max [kN/m] 243 (a 6.6 m da testa opera) Fig. 6.22

Mobilitazione resistenza passiva a valle max 26% (condizioni statiche)

Si fa presente che lo spostamento dell'opera stimato in fase di esercizio è sovrastimato, poiché per la coltre si sono fissati parametri di deformabilità decisamente cautelativi. Inoltre la quasi totalità di tale spostamento avviene in fase di costruzione, a seguito della messa in opera del rinterro a tergo del muro solidale alla paratia.

6.6 Verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti

La valutazione teorica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti è stata effettuata a partire dalla seguente condizione di equilibrio:

$$\text{Caso statico:} \quad N_{\max,statico} = \frac{\pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_{lim}}{2.5}$$

$$\text{Caso sismico:} \quad N_{\max,sisma} \cdot 1.40 = \frac{\pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_{lim}}{1.50}$$

con:

D : diametro del bulbo di ancoraggio

l : lunghezza del bulbo di ancoraggio

τ_{lim} : aderenza unitaria media limite tra bulbo di ancoraggio e terreno

N_{\max} : tiro massimo del tirante

Nel caso in esame si è ipotizzato di utilizzare iniezioni multiple ripetute e si è fatto riferimento alle Raccomandazioni AICAP (rif. 2.1.6) e a Bustamante e Doix (rif. 2.3.2) essendo:

$$D = D_n \cdot \alpha$$

D_n : diametro nominale della perforazione = 170 mm

α : coefficiente empirico funzione della natura del terreno e delle tecniche esecutive dei tiranti = 1.0 (iniezioni multiple ripetute)

$$\tau_{lim} = 190 \text{ kPa}$$

Nell'ipotesi di lunghezza del bulbo di ancoraggio pari a 15 m tali verifiche risultano soddisfatte:

$$N_{max, statico} = 598 \text{ kN} < 609 \text{ kN}$$

$$N_{max, sisma} = 692 \times 1.40 = 969 \text{ kN} < 1015 \text{ kN}$$

6.7 Verifica dell'armatura dei tiranti

Si prevede di armare i tiranti mediante trefoli da 0,6" di acciaio avente tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico $f_{p(1)k} \leq 1670 \text{ MPa}$ e tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \leq 1860 \text{ MPa}$.

Per la determinazione del carico ammissibile si è utilizzata la seguente espressione:

$$N_{s amm} = 0.6 \times 0.9 \times f_{ptk} \times A \times n \quad \text{caso statico}$$

$$N_{s lim} = (0.9 \times f_{pyk} \times A \times n) / 1.15 \quad \text{caso sismico}$$

dove:

$N_{s amm}$ = resistenza ammissibile dell'armatura del tirante

$N_{s lim}$ = resistenza limite dell'armatura del tirante

f_{ptk} = tensione caratteristica di rottura dell'acciaio = 1860 N/mm²

f_{pyk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio = 1670 N/mm²

A = area del singolo trefolo = 139 mm²

n = numero dei trefoli = 6

Nell'ipotesi di utilizzare 5 trefoli si ottiene:

Caso statico: $N_{\max,statico} = 598 \text{ kN} < N_{s,amm} = 838 \text{ kN}$

Caso sismico: $N_{\max,sisma} = 969 \text{ kN} < N_{s,lim} = 1090 \text{ kN}$

La verifiche risultano dunque soddisfatte.

6.8 Verifica dell'armatura dei pali

I pali Ø1200, i = 1.7 m, vengono realizzati con calcestruzzo di classe $R_{ck}=30 \text{ MPa}$. Si prevede, considerando la percentuale di armatura minima prevista dall'OPCM n. 3274 del 20/03/03, la seguente armatura (acciaio tipo FeB44K):

- **Armatura longitudinale: $30\phi 26 = 15900 \text{ mm}^2$**
- **Armatura trasversale: spirale $\phi 10/20 \text{ cm} = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$**

Nella tabella seguente si riportano, per entrambi i casi sismico e statico, i massimi valori di calcolo del momento flettente e del taglio agenti sul singolo palo:

Azioni di calcolo sul palo	Caso statico (costruzione)	Caso statico (esercizio)	Caso statico (SLU)	Caso sismico (SLU)
Momento max [kNm]	345	797	1030	1243
Taglio max [kN]	156	265	340	413

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 09/01/1996), adottando per lo stato limite ultimo un coefficiente di sicurezza globale di 1.4 con cui amplificare le sollecitazioni di calcolo. Pertanto le sollecitazioni di verifica, a seconda dei diversi stati limite, risultano le seguenti:

Azioni di progetto sul palo	SLU	SLE	SLF
Momento max [kNm]	1740	345	797
Taglio max [kN]	578	-	-

Le verifiche sono state eseguite con il software di calcolo automatico SEZ_CA di R.Tritto, v.1.01, Protec Editrice, del quale si riporta nel seguito il tabulato di output.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: P1200-26-30-10

Descrizione Sezione:
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione: Sezione predefinita
Forma della sezione: Circolare
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: Rck300
Resis. compr. di calcolo fcd : 132.26 daN/cm²
Resis. traz. di calcolo fctd: 11.40 daN/cm²
Modulo Elastico Normale Ec : 312201 daN/cm²
Coeff. di Poisson : 0.20
Resis. media a trazione fctm: 26.00 daN/cm²
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0

Combinazioni Rare in Esercizio
Sc Limite : 149.40 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : Non prevista

Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio
Sc Limite : 112.05 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: FeB44k
Resist. caratt. snervam. fyk: 4300.0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3739.1 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd: 3739.1 daN/cm²
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.010
Modulo Elastico Ef : 2060000 daN/cm²
Coeff. Aderenza ist. f1*f2 : 1.00 daN/cm²
Coeff. Aderenza diff. f1*f2 : 0.50 daN/cm²
Comb.Rare Sf Limite : 3010.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 120.0 cm
Barre circonfer.: 30Ø26 (159.3 cm²)
Copriferro (dal baric. barre): 7.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	174000	57800	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	34500

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	79700

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.5 cm

Copriferro netto minimo staffe: 4.7 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)								
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)								
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.								
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)								
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue								

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	174000	27	263383	1.514	29.2	0.27	0.78

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione						
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace						
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)						
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)						
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)						
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)						
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)						

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00234	60.0	0.00271	53.0	-0.00933	-53.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	10 mm
Passo staffe:	21 cm
N.Bracci staffe:	2
Area staffe/m :	7.6 cm ² /m

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata							
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)							
Vru	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso							
Vod	Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe							
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe							
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro							
Delta	= 1 per sez. inflesse e tenso-inflesse con asse neutro che taglia la sez. = 0 per sez. tenso-inflesse con asse neutro esterno alla sez. = 1+Mo/Msdu in presenza di compressione con Mo=momento decompress.							
Afst	Area di calcolo staffe a taglio e torsione per metro di trave [cm ² /m]							

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vru	Vod	Vwd	bw	Delta	Afst
1	S	57800	296707	43476	28900	56.2	1.000	7.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	24.0	-60.0	-689	53.0	3071	20	0.125	0.05

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	55.4	-60.0	-1591	53.0	3071	20	0.125	0.20

6.9 Verifica dell'elevazione al piede del rilevato

Per la verifica dell'elevazione al piede del rilevato si assume la sezione alla base del muro di sostegno di spessore $s = 0,95$ m e armata con 8 $\varnothing 22$ / m al lembo teso e 4 $\varnothing 22$ / m al lembo compresso.

Nella tabella seguente si riportano, per i diversi casi statico, Newmark e sismico, i massimi valori di calcolo del momento flettente e del taglio agenti sul paramento:

Azioni di calcolo su elevazione	Caso statico	Caso Newmark	Caso sismico
Momento max [kNm/m]	309.0	387.0	530.0
Taglio max [kN/m]	134.0	172.0	214.0

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 09/01/1996), adottando per lo stato limite ultimo un coefficiente di sicurezza globale di 1.4 con cui amplificare le sollecitazioni di calcolo. Pertanto le sollecitazioni di verifica, a seconda dei diversi stati limite, risultano le seguenti:

Azioni di progetto su elevazione	SLU	SLF/SLE
Momento max [kNm/m] - Msd	742.0	309.0
Taglio max [kN/m] - Vsd	299.6	-

La verifica della sollecitazione tagliante è stata eseguita manualmente, calcolando la capacità resistente per sezione priva di specifiche armature a taglio:

$$V_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

Trascurando il contributo dell'azione assiale, per cui $\delta = 0$, risulta:

$$V_{rd} = 0,25 \cdot 1.26 \cdot 1.05 \cdot 1.14 \cdot 1000 \cdot 0.55 = 339 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto $V_{rd} \geq V_{sd}$

La verifica della sollecitazione flessionale è stata eseguita con il software di calcolo automatico SEZ_CA di R.Tritto, v.1.01, Protec Editrice, del quale si riporta nel seguito il tabulato di output. Tramite il software sono stati calcolati:

- Il momento resistente allo SLU: Mrdu = 960 kNm/m
- Il momento allo SLE in comb.rara Mrd = 740 kNm/m
- Il momento allo SLF in comb.quasi-perm. ($w \leq 0.15$ mm) Mrd = 490 kNm/m

La verifica è soddisfatta in quanto risulta in ogni caso $Mrd \geq Msd$

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: BASE-MURO h95

Descrizione Sezione:	BASE MURO
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: Rck350
	Resis. compr. di calcolo fcd : 154.36 daN/cm ²
	Resis. traz. di calcolo fctd: 12.60 daN/cm ²
	Modulo Elastico Normale Ec : 337216 daN/cm ²
	Coeff. di Poisson : 0.20
	Resis. media a trazione fctm: 28.80 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
Combinazioni Rare in Esercizio	
	Sc Limite : 174.30 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite : Non prevista
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio	
	Sc Limite : 130.73 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite : 0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo: FeB44k
	Resist. caratt. snervam. fyk: 4300.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd: 3739.1 daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd: 3739.1 daN/cm ²
	Defom. ultima di calcolo Epu: 0.010
	Modulo Elastico Ef : 2060000 daN/cm ²
	Coeff. Aderenza ist. f1*f2 : 1.00 daN/cm ²
	Coeff. Aderenza diff. f1*f2 : 0.50 daN/cm ²
	Comb.Rare Sf Limite : 3010.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0 cm	
Altezza:	95.0 cm	
Barre inferiori	:	8Ø22 (30.4 cm ²)
Barre superiori	:	4Ø22 (15.2 cm ²)
Copriferro barre inf.(dal baric. barre)	:	6.0 cm
Copriferro barre sup.(dal baric. barre)	:	6.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione

Vy con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	1	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	74000

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	49000

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.4 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	1	-19	96240	96239.906	83.9	0.12	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00143	-0.00380	95.0	0.00066	89.0	-0.01000	6.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	69.0	95.0	-2983	89.0	2140	20	0.125	0.26

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	45.7	95.0	-1975	89.0	2140	20	0.125	0.15

6.10 Verifica della trave di collegamento alla testa dei pali

Si assumono i seguenti valori di calcolo

Interasse tiranti i (m)	1.7	
Azioni di calcolo sui tiranti	Caso statico	Caso sismico
N_q (kN)	598	692

Per la verifica della trave di collegamento alla testa dei pali si adotta cautelativamente schema strutturale a trave continua appoggiata in corrispondenza delle teste dei tiranti e sottoposta ad un carico uniformemente distribuito pari a N_q / i . In questo modo le massime azioni flettenti e taglianti sono determinate come segue:

$$M = \frac{N_q \cdot i^2}{i \cdot 10} = 0.1 \cdot N_q \cdot i \quad V = \frac{N_q \cdot i}{i \cdot 2} = 0.5 \cdot N_q$$

Azioni di calcolo cordolo	Caso statico	Caso sismico
Momento flettente [kNm]	102	118
Taglio [kNm]	299	346

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 09/01/1996), adottando per lo stato limite ultimo un coefficiente di sicurezza globale di 1.4 con cui amplificare le sollecitazioni di calcolo. Pertanto le sollecitazioni di verifica, a seconda dei diversi stati limite, risultano le seguenti:

Azioni di progetto cordolo	SLU	SLF/ SLE
Momento max [kNm/m] - Msd	164.7	101.7
Taglio max [kN/m] - Vsd	484.3	-

Considerando il piano orizzontale, nel quale agiscono il taglio e il momento flettente, la sezione resistente ha le seguenti caratteristiche:

- Base B = 100 cm
- Altezza H = 160 cm
- Armatura longitudinale a flessione Asl = 5+5 Ø 22 = 38.0 cm²
- Armatura trasversale a taglio Asw/s = 2Ø12/25 + 1Ø10/50 = 10.6 cm²/m

La verifica della sollecitazione tagliante è stata eseguita manualmente, calcolando la capacità resistente per sezione dotata di specifiche armature a taglio:

$$V_{rcd} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0.3 \cdot 15.4 \cdot 1000 \cdot 1.5 = 6930 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0.6 \cdot 1.26 \cdot 1000 \cdot 1.5 \cdot 1 = 1134 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot 0.9 \cdot d/s = 1060 \cdot 374 \cdot 0.9 \cdot 1.5 = 535 \text{ kN}$$

$$V_{rsd} = \min(V_{cd} + V_{wd}; 2 \cdot V_{wd}) = \min(1819; 1070) = 1070 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = \min(V_{rcd}; V_{rsd}) = \min(6930; 1070) = 1070 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto $V_{rd} \geq V_{sd}$

La verifica della sollecitazione flessionale è stata eseguita con il software di calcolo automatico SEZ_CA di R.Tritto, v.1.01, Protec Editrice, del quale si riporta nel seguito il tabulato di output.:

- Il momento resistente allo SLU: Mrdu = 1064 kNm
- Il momento limite in esercizio (¹) Mrd = 440 kNm

La verifica è soddisfatta in quanto risulta in ogni caso $M_{rd} \geq M_{sd}$

¹ Poiché per questo tipo di sezione (molto alta e molto poco armata), il valore del momento resistente allo SLU risulta inferiore al valore del momento flettente di prima fessurazione, come limite per la verifica dello SLE/SLF è stato assunto il valore del momento flettente per effetto del quale, svolgendo il calcolo in sezione parzializzata (come nel metodo delle T.A.), la tensione massima nelle armature non supera i 160 N/mm².

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: C100x160-22-5

Descrizione Sezione:
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione: Sezione predefinita
Forma della sezione: Rettangolare
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: Rck350
Resis. compr. di calcolo fcd : 154.36 daN/cm²
Resis. traz. di calcolo fctd: 12.60 daN/cm²
Modulo Elastico Normale Ec : 337216 daN/cm²
Coeff. di Poisson : 0.20
Resis. media a trazione fctm: 28.80 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: FeB44k
Resist. caratt. snervam. fyk: 4300.0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3739.1 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd: 3739.1 daN/cm²
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.010
Modulo Elastico Ef : 2060000 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm
Altezza: 160.0 cm
Barre inferiori : 5Ø22 (19.0 cm²)
Barre superiori : 5Ø22 (19.0 cm²)
Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 6.0 cm
Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 6.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	1	0	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.8 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)

C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	1	-1	106430	106429.540	149.0	0.07	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00077	-0.00402	160.0	0.00035	154.0	-0.01000	6.0

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: C100x160-22-5

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Tensioni Ammissibili
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inertia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: Rck350
	Tensione Normale Ammiss. Sc : 110.00 daN/cm ²
	Tensione Tangenz.Amm. TauC0 : 6.66 daN/cm ²
	Tensione Tangenz.Amm. TauC1 : 19.71 daN/cm ²
	Coeff. N di omogeneizzazione : 15.0
	Modulo Elastico Normale Ec : 337216 daN/cm ²
	Coeff. di Poisson : 0.20
	Resis. media a trazione fctm: 28.80 daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo: FeB44k
	Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm ²
	Tensione Ammissibile Sf : 2550.0 daN/cm ²
	Modulo Elastico Ef : 2060000 daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0 cm
Altezza:	160.0 cm
Barre inferiori	: 5Ø22 (19.0 cm ²)
Barre superiori	: 5Ø22 (19.0 cm ²)
Copriferro barre inf.(dal baric. barre)	: 6.0 cm
Copriferro barre sup.(dal baric. barre)	: 6.0 cm

TENS.AMMISS. - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Yy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	44000	0	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.9 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.8 cm

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - MASSIME E MINIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione [in daN/cm ²] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Yc max	Ordinata [in cm] corrispond. al punto di massima compressione
Sc min	Minima tensione [in daN/cm ²] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Yc min	Ordinata [in cm] corrispond. al punto di minima compressione
Sc med	Tensione media [in daN/cm ²] nel conglomerato
Sf min	Minima tensione [in daN/cm ²] nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata [in cm] corrispond. alla barra di minima tensione
Sf max	Massima tensione [in daN/cm ²] nell'acciaio (positiva se di compress.)
Yf max	Ordinata [in cm] corrispond. alla barra di massima tensione
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro nel riferimento X,Y,0 gener.della sez.

N.Comb.	Ver	Sc max	Ycmax	Sc min	Ycmin	Sc med	Sf min	Yfmin	Yneutro
1	S	20.5	160.0	0.0	0.0		-1586	6.0	135.0

7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Rimandando all'introduzione per quanto riguarda gli obiettivi progettuali del presente documento, vengono eseguite le verifiche di stabilità globale dell'opera, sia in condizioni statiche che sismiche.

Le condizioni statiche vengono verificate mediante un modello che tiene conto dell'intervento di stabilizzazione, considerando:

- meccanismi di rottura che attraversano l'opera di stabilizzazione; quest'ultima viene schematizzata come uno strato con coesione $c=R_{ck}/2$ ed angolo d'attrito $\phi=0^\circ$;
- meccanismi di rottura che non attraversano l'opera di presidio, raggiungendo, dunque, profondità superiori rispetto a quelle raggiunte dall'opera stessa.

Il coefficiente di sicurezza F_s minimo da garantire in tutti i casi presi in esame è pari a 1,3.

Il risultato delle analisi svolte è riportato in Figura 7.1, nella quale si rappresenta la superficie avente coefficiente di sicurezza minimo pari a 2,149. La verifica risulta dunque soddisfatta.

Con lo stesso modello sono verificate anche le condizioni sismiche, utilizzando un metodo classico pseudostatico ed andando ad assegnare i coefficiente di accelerazione orizzontale (k_h) e verticale (k_v). Tali coefficienti vengono determinati a partire dall'accelerazione di progetto a_{max} :

$$a_{max} = S_T \cdot S \cdot a_g$$

dove:

S_T = coefficiente di amplificazione topografica assunto pari a 1

S = coefficiente amplificativi di deformabilità del terreno assunto pari a 1,25 (terreno tipo C secondo Ordinanza P.C.M. 3274/2003)

a_g = accelerazione di picco su suolo roccioso assunto pari a 0,19g

In questo caso si ottiene:

$$a_{\max} = 0,2375 \text{ g}$$

da cui si ricava:

$$k_h = 0,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,119$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,059$$

Il coefficiente di accelerazione verticale verrà assegnato sia con il verso diretto verso il basso sia verso l'alto, considerando la situazione più gravosa.

Il sovraccarico dovuto al traffico veicolare pari a 20 kPa verrà considerato esclusivamente nelle analisi statiche.

Il risultato dell'analisi di stabilità è riportata in Figura 7.2 in cui viene rappresentata la superficie avente F_s minimo. In questo caso, il fattore di sicurezza minimo da garantire è pari a 1,00; la verifica è dunque superata poiché:

$$F_s \text{ minimo} = 1,406 > 1,00$$

8 OPERE PROVVISORIALI A SOSTEGNO DEGLI SCAVI

8.1 Generalità

La realizzazione dell'ampliamento delle opere in oggetto è stato pensato cercando, per quanto possibile, di ridurre al minimo gli scavi e riporti

L'analisi sismica, per le opere provvisorie, è stata condotta adottando azioni di progetto relative a un periodo di ritorno pari a $T=47$ anni e un valore di coefficiente di suolo (S) pari a 1.25. Il valore di a_g adottato è 0.069g in accordo a quanto indicato nello studio del GNDT (²).

8.2 Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento adottata è stata ricavata con riferimento alle indagini geognostiche in sito e di laboratorio appositamente eseguite.

L'analisi dei dati a disposizione conduce alla stratigrafia di riferimento riportata nella tabella seguente, nonché ai parametri geotecnici da utilizzare nelle analisi di interazione; questi ultimi vengono considerati:

- “parametri di progetto”, per le verifiche a fattore di sicurezza globale ai sensi della normativa previgente ed in particolare ai sensi del DM 11.03.88;
- “parametri caratteristici” per le verifiche agli stati limite, ai sensi degli Eurocodici 7 e 8, nonché della O.P.C.M. 3274 e successive modifiche.

Il livello di falda viene considerato a -6.00m dalla quota di iposta della testa berlinese

² Classificazione Sismica del Territorio Nazionale, Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti, 1998

Da	A	Formazione	γ	c'	ϕ
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)
0 (*)	-2.0	Rilevato	20	0	35
-2.0	-15.0	Coltre	19	0	29

Stratigrafia di riferimento e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati nelle verifiche geotecniche delle berlinesi [(*) *N.B.: La quota di zero coincide con la quota di testa berlinese*]

8.3 Caratteristica dell'opera

Le verifiche geotecniche sono state condotte con riferimento alle sezioni ritenute più rappresentative per la valutazione del comportamento strutturale della berlinese; le relative altezze di scavo, nonché le principali caratteristiche geometriche di ciascuna paratia sono riportate nella tabella seguente .

I tiranti saranno da quattro trefoli da 0.6", avranno lunghezza totale variabile da 19m e 25m ed interasse 3.20 m.

H_{scavo}	micropali					ordini di tiranti
	d_{perf}	d	s	i	L_{max}	
2.0 m	≥ 220 mm	168.3 mm	10.0 mm	59 cm	15.00 m	-

8.4 Caratteristiche dei materiali strutturali

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono i seguenti:

- Calcestruzzo per micropali e getti in opera R_{ck} 30 MPa
- Acciaio per armatura ordinaria Fe B 44 k controllato in stabilimento
- Acciaio armonico per trefoli da 0.6" ($f_{pyk} \geq 1600$ MPa, $f_{ptk} \geq 1800$ MPa)
- Acciaio per profilati Fe 510 ($f_{yk} \geq 355$ MPa)

8.5 Schema di calcolo

Gli effetti nelle opere di sostegno flessibili delle spinte del terreno e delle azioni concentrate offerte dalla tirantatura sono stati esaminati con l'ausilio del programma di calcolo per l'analisi di strutture di sostegno flessibili Paratie (rel. 6.1).

8.6 Descrizione del programma di calcolo

Lo scopo principale di Paratie è analizzare l'interazione terreno-struttura durante le fasi realizzative dell'opera, valutando le deformazioni laterali subite dal diaframma durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. La simulazione numerica del problema reale è condotta con il metodo degli elementi finiti; in dettaglio:

- si analizza un problema piano (i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano);
- la schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo 'trave su suolo elastico - alla Winkler': la parete di sostegno è schematizzata da una serie di elementi finiti verticali il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidità flessionale EJ ; il terreno è simulato da elementi finiti monodimensionali (molle) con legge costitutiva di tipo elasto-plastico; gli altri elementi strutturali (tiranti, solette, puntoni...) sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni nodi della parete;
- l'analisi svolta è una analisi statica incrementale di tipo elasto-plastico: ogni configurazione, quindi, dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo step di carico condiziona la risposta della struttura negli step successivi.

Il programma calcola l'energia potenziale del modello così concepito e ne impone la stazionarietà, ottenendo un sistema di equazioni che risolvono il problema. Tali equazioni hanno il significato fisico di equazioni di equilibrio ai nodi: la matrice dei coefficienti del sistema è una matrice di rigidità, mentre i termini noti assumono il significato di forze applicate ai nodi. In quest'ottica, il metodo porta ad un

modello matematico identico a quello ottenuto dal *metodo degli spostamenti*, approccio usuale nello studio delle strutture a telaio.

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta/reazione e di deformabilità del terreno, e prevede cicli di scarico e ricarica.

I parametri di spinta/reazione del terreno sono:

- il coefficiente di spinta riposo K_0 , (corrispondente alla condizione iniziale indeformata)
- i coefficienti di spinta attiva K_A e passiva K_P (corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite inferiore e superiore).

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle. In particolare tale rigidezza viene definita come:

$$K = \frac{E \cdot \Delta}{L}$$

dove E è il modulo elastico del terreno, Δ il passo di discretizzazione della struttura ed L una grandezza geometrica caratteristica, diversa tra monte (L_A) e valle (L_P) in quanto diversa è la dimensione del cuneo di terreno coinvolto nel movimento.

Il programma valuta automaticamente la grandezza L attraverso le seguenti relazioni:

$$L_A = \frac{2}{3} l_A \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad \text{in zona attiva}$$

$$L_P = \frac{2}{3} l_P \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad \text{in zona passiva}$$

dove l_A ed l_P sono rispettivamente:

$$l_A = \min\{l, 2H\}$$

$$l_P = \min\{-H, H\}$$

con

l = lunghezza totale della paratia, H = profondità corrente dello scavo.

I contrasti rappresentati dai tiranti sono schematizzati mediante elementi finiti che divengono attivi a partire dal momento in cui vengono inseriti. L'inserimento di tali elementi provoca nel modello due effetti:

- l'insorgenza di una forza nel nodo di applicazione, corrispondente alla forza di coazione eventualmente imposta;
- la modifica delle rigidità globale della struttura (matrice di rigidità assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidità del contrasto.

Quando, nelle fasi successive, in corrispondenza del nodo ove il tirante è connesso viene a modificarsi lo spostamento, lo stato di sollecitazione nel tirante subirà incrementi pari all'incremento di spostamento moltiplicato per la rigidità. Nelle equazioni di equilibrio si tiene ovviamente conto delle variazioni di sforzo nei contrasti.

8.7 Parametri geotecnici

I parametri geotecnici di calcolo adottati nelle analisi per il dimensionamento delle paratie di micropali, in accordo a quanto contenuto nella Relazione Geotecnica Generale di progetto, sono riportati nella tabella seguente

									condizione statica		condizione sismica	
profondità [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	δ [°]	i [°]	E_{vc} [MPa]	E_{ur} [MPa]	k_o [-]	k_a [-]	k_p [-]	$k_{a,s}$ [-]	$k_{p,s}$ [-]
0÷2.0	20	35	0	17.5	33	30	45	0.43	0.48	6.2	0.81	5.3
>2.0	19	29	0	14.5	0	10	15	0.51	0.30	4.2	0.44	3.6

δ = angolo d'attrito terreno – muro
 i = angolo di inclinazione medio del pendio a monte
 E_{vc} = modulo elastico in compressione vergine
 E_{ur} = modulo elastico in scarico/ricarico

La valutazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva per la definizione dello stato di sollecitazione statica è stata effettuata facendo ricorso alla teoria di Caquot-Kerisel e Muller-Breslau, con la considerazione di un angolo di attrito (δ) tra struttura e terreno pari a $\phi'/2$.

La spinta in condizioni sismiche è applicata fino alla profondità di H+2.0m con H pari all'altezza di scavo.

8.8 Risultati:azioni e spostamenti

I risultati delle analisi condotte sono riassunti nella tabella seguente in cui sono elencati i massimi valori delle sollecitazioni attese per metro lineare di berlinese

Berlinese	Statica		Sismica		S _{max} [cm]	X [%]
	M _{max}	T _{max}	M _{max}	T _{max}		
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]		
H = 15.0m	27.1	19.8	59.2	33.9	2.11	17

Massimi valori delle sollecitazioni attese per metro lineare di berlinese

8.9 Verifiche strutturali dei micropali

Nelle verifiche strutturali, di seguito descritte, a favore di sicurezza si è tenuto conto della sola armatura tubolare in acciaio. Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo delle tensioni ammissibili; in favore di sicurezza, si sono utilizzati i valori massimi delle azioni sollecitanti M_{max} e T_{max}.

Per le verifiche in condizioni statiche, posto:

A_s = azione interna calcolata in condizione statica (M_{max}, T_{max})

A_d = azione interna di progetto

si avrà:

$$A_d = 1.4 A_s$$

Per le verifiche in condizioni sismiche, posto:

A_e = azione interna calcolata in condizione dinamica (M_{max}, T_{max})

A_d = azione interna di progetto

si avrà:

$$A_d = 1.4 A_e$$

$$\sigma_{max} = M \cdot 1.4 \cdot \text{int} / W$$

$$\tau_{max} = 2 \cdot T \cdot 1.4 \cdot \text{int} / A$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2}$$

$$\sigma_{\max,s} = \frac{f_y}{\gamma_s}$$

con

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2 \text{ e } \gamma_s = 1.12$$

I risultati sono riportati nelle figura seguente

DATI

interasse=

Fs = 1.4

AZIONI

	STATICA			SISMICA		
	KNm/m	KNm x Fs	Step N°	KNm/m	KNm x Fs	Step N°
Mom	27.087	22.37386	3	59.189	48.89011	4
tag	19.823	16.3738	3	33.874	27.97992	4

passo [m]	d (mm)	s (mm)	I (m ⁴)	W (m ³)	A (m ²)	f _y (N/mm ²)	γ _s	σ _{max,s}
0.59	168.3	10	0.00001564	0.000186	0.004973	355	1.12	317

Mes	Tes	Fs= 1.4			ver statica	Mis	Tsis	Fs= 1.4			ver sismica
		σ _{max}	τ _{max}	σ _{id}				σ _{max}	τ _{max}	σ _{id}	
[KNm/m]	[KN/m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[KNm/m]	[KN/m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
27.087	19.823	120.38	6.58	120.92	ok	59.189	33.874	263.05	11.25	263.77	ok

Verifiche strutturali nei micropali d'armatura

8.10 Verifiche del dimensionamento

La lunghezza di immorsamento della paratia viene definita sulla base del più restrittivo dei seguenti criteri:

- Garanzia nei riguardi della stabilità globale dell'opera.
- Mobilizzazione della spinta passiva (in condizioni statiche) non superiore ai seguenti valori percentuali:
 - 30÷40% paratie a mensola o con 1 ordine di tiranti
 - 50÷65% paratie con 2 o 3 ordini di tiranti
 - 70÷80% paratie con più di 4 ordini di tiranti

Si osserva che la percentuale di mobilizzazione della spinta passiva (X = 17%) rispetta i criteri di cui sopra

Tabelle

Peso di volume naturale	γ_n	(kN/m ³)	19.5÷20.5
Passante al setaccio n. 200 ASTM	P ₂₀₀	(%)	80÷100
Contenuto in argilla	CF	(%)	50÷60
Limite liquido	W _L	(%)	50÷60
Indice di plasticità	IP	(%)	25÷35
Angolo di resistenza al taglio di picco	ϕ'	(°)	25÷28
Angolo di resistenza al taglio residua	ϕ'	(°)	12÷15
Coesione drenata	c'	(kPa)	20÷40
Coesione non drenata (tra p.c. e -15m)	c _u	(kPa)	125÷250
Coesione non drenata (oltre -15m)	c _u	(kPa)	> 300
Rapporto di compressione	CR	(-)	0.15÷0.18
Rapporto di ricomprensione	RR	(-)	0.05
Coefficiente di consolidazione	c _v	(cm ² /s)	1e ⁻³ ÷1e ⁻⁴

Tabella 3.1- Parametri geotecnici di riferimento per l'unità geotecnica P₁

Peso di volume naturale	γ_n	(kN/m ³)	19÷20
Passante al setaccio n. 200 ASTM	P ₂₀₀	(%)	80÷100
Contenuto in argilla	CF	(%)	20÷40
Limite liquido	W _L	(%)	30÷40
Indice di plasticità	IP	(%)	15÷20
Angolo di resistenza al taglio di picco	ϕ'	(°)	26÷28
Angolo di resistenza al taglio residua	ϕ'	(°)	-
Coesione drenata	c'	(kPa)	-
Coesione non drenata	c _u	(kPa)	60÷80

Tabella 3.2- Parametri geotecnici di riferimento per l'unità geotecnica A₁

Figure

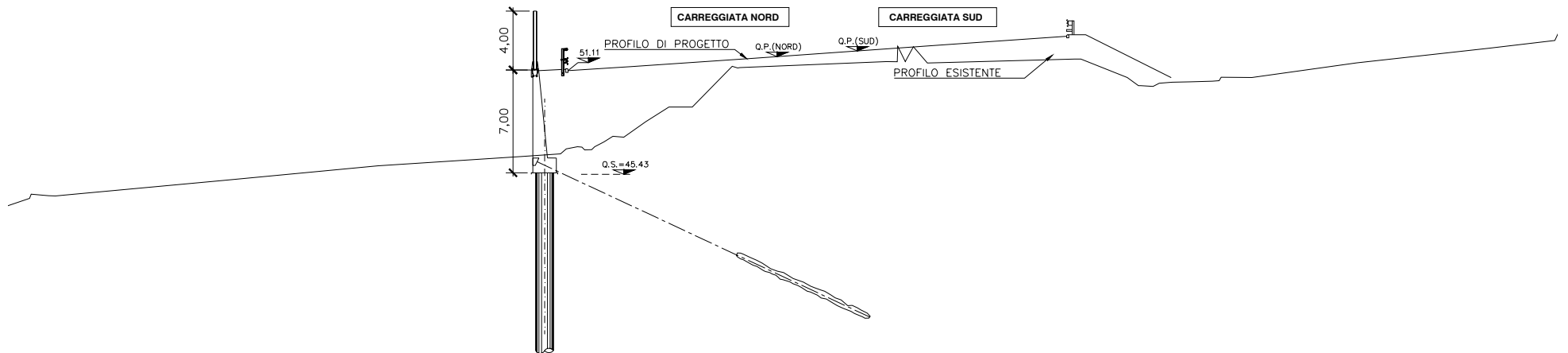


Figura 6.1- Sezione di calcolo

Geometria iniziale

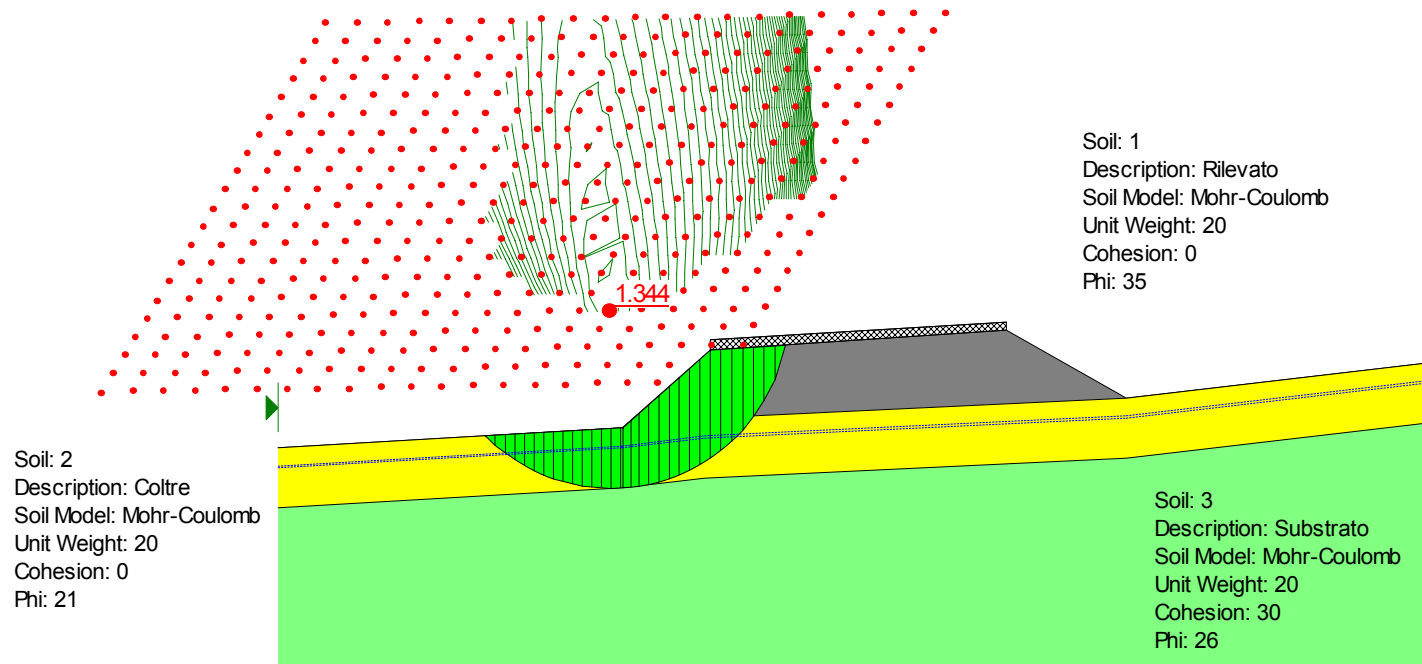


Figura 6.2- Analisi limite nelle condizioni iniziali per la definizione della superficie di rottura critica

Geometria iniziale

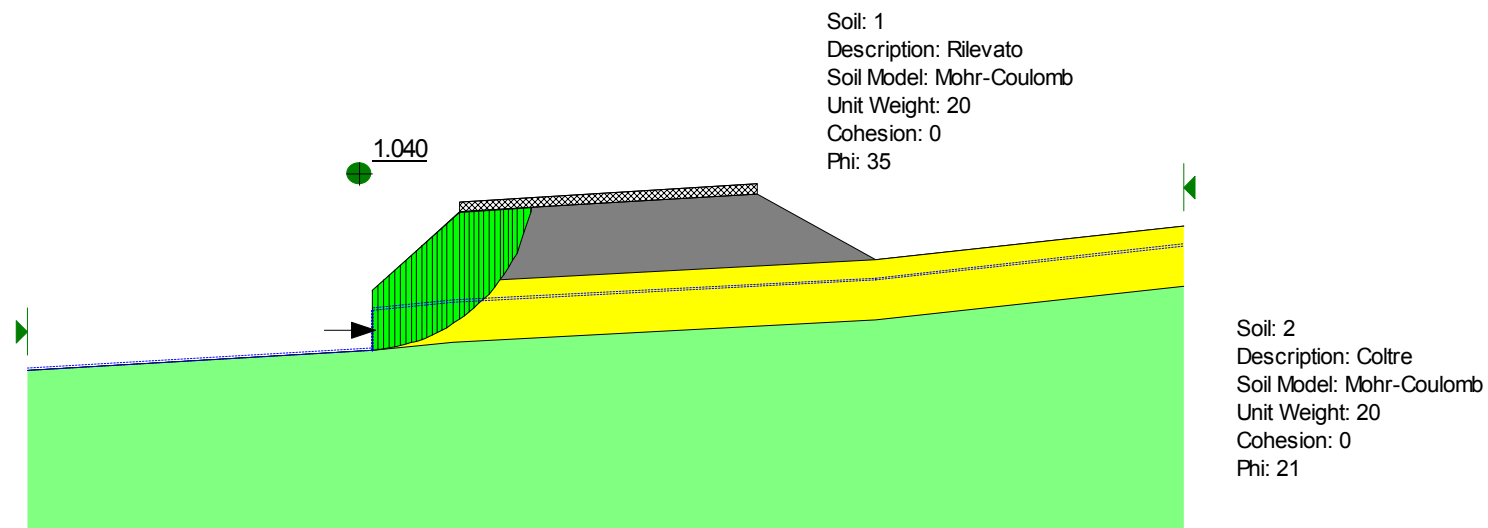


Figura 6.3- Analisi limite per la valutazione dell'azione che stabilizza il cuneo di monte con FS=1.0 nelle condizioni iniziali

Geometria iniziale

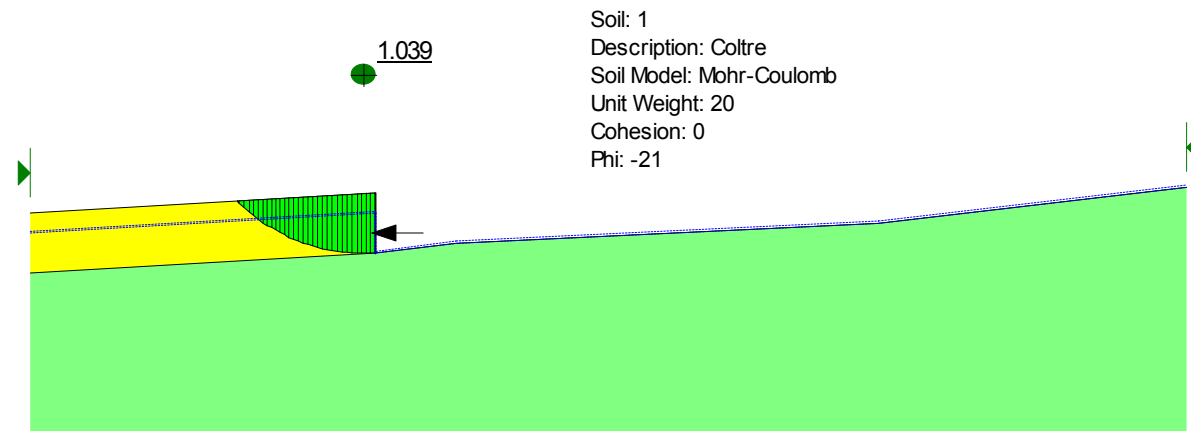


Figura 6.4- Analisi limite per la valutazione dell'azione che instabilizza il cuneo di valle con FS = 1.0 nelle condizioni iniziali

Geometria finale

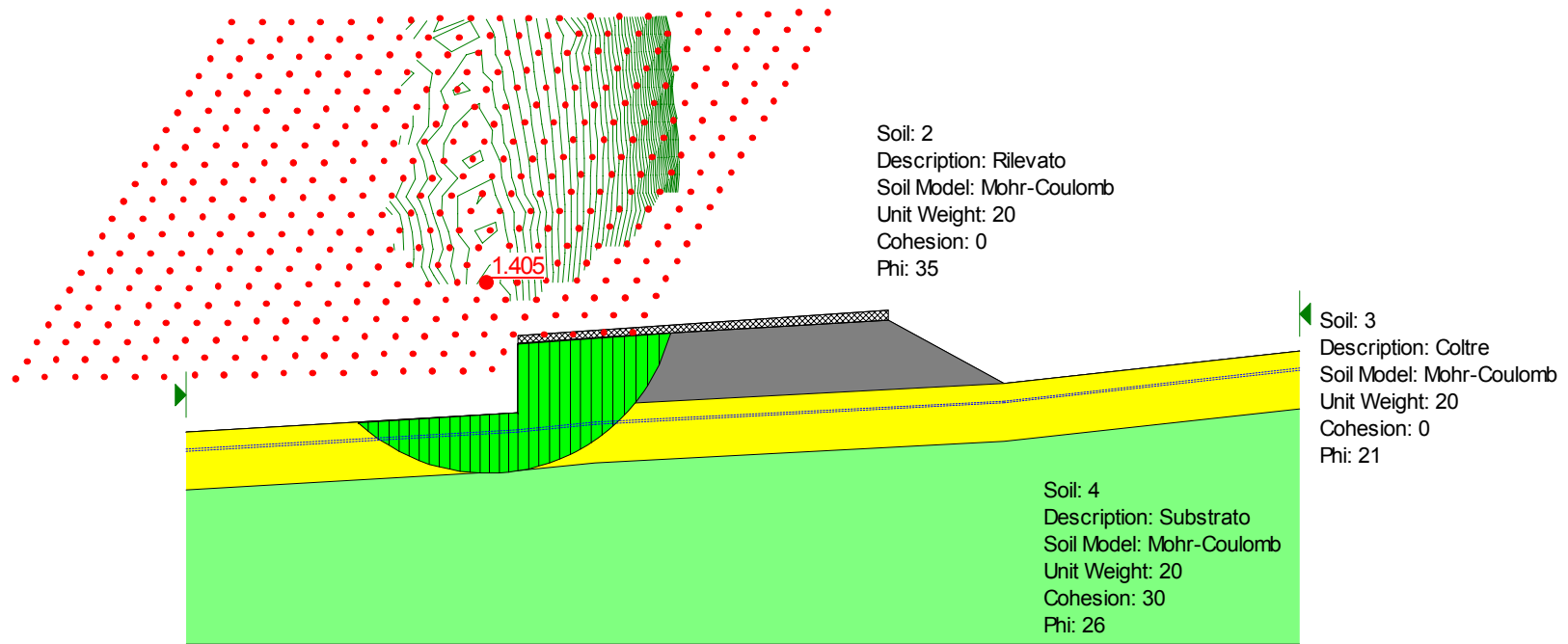


Figura 6.5- Analisi limite nelle condizioni finali per la definizione della superficie di rottura critica

Geometria finale

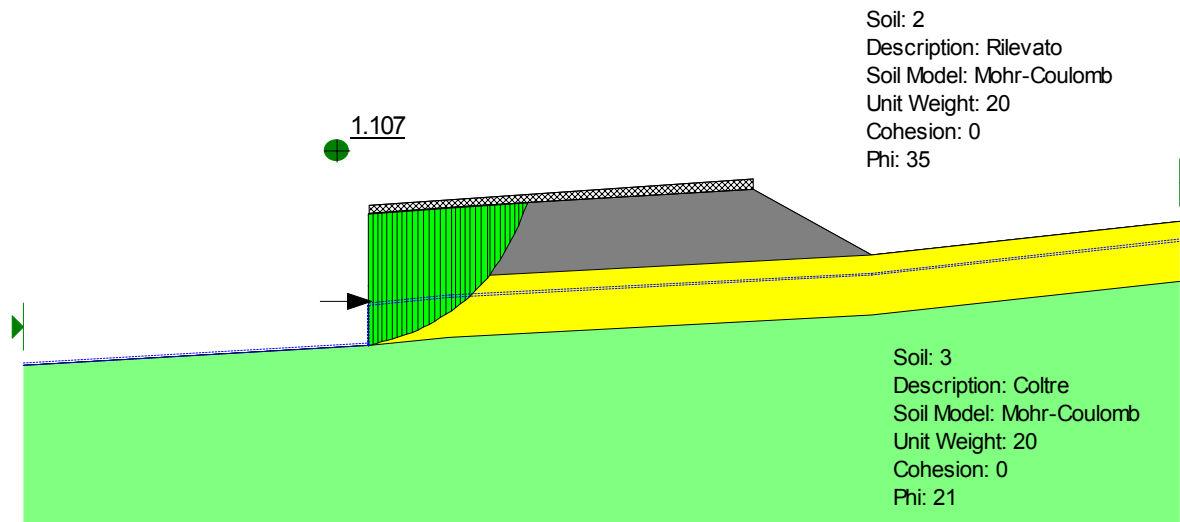


Figura 6.6- Analisi limite per la valutazione dell'azione che stabilizza il cuneo di monte con FS=1.1 nelle condizioni finali

Geometria finale

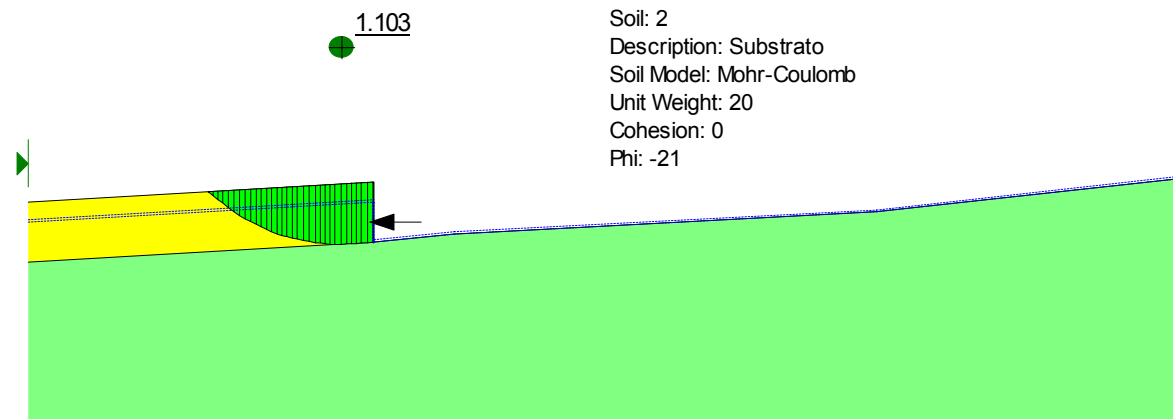


Figura 6.7- Analisi limite per la valutazione dell'azione che instabilizza il cuneo di valle con FS=1.1 nelle condizioni finali

Geometria finale

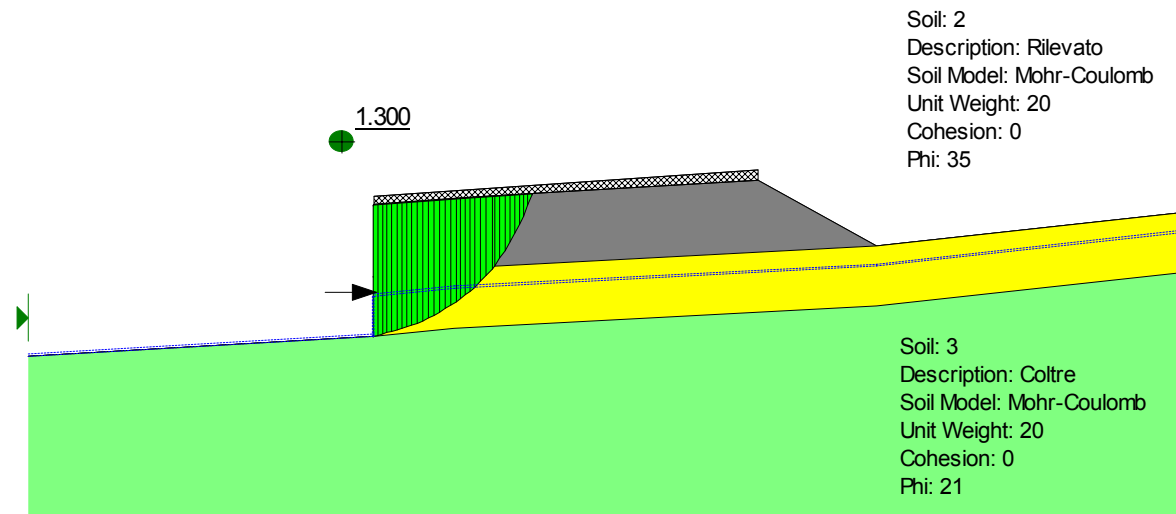


Figura 6.8- Analisi limite per la valutazione dell'azione che stabilizza il cuneo di monte con FS=1.3 nelle condizioni finali

Geometria finale

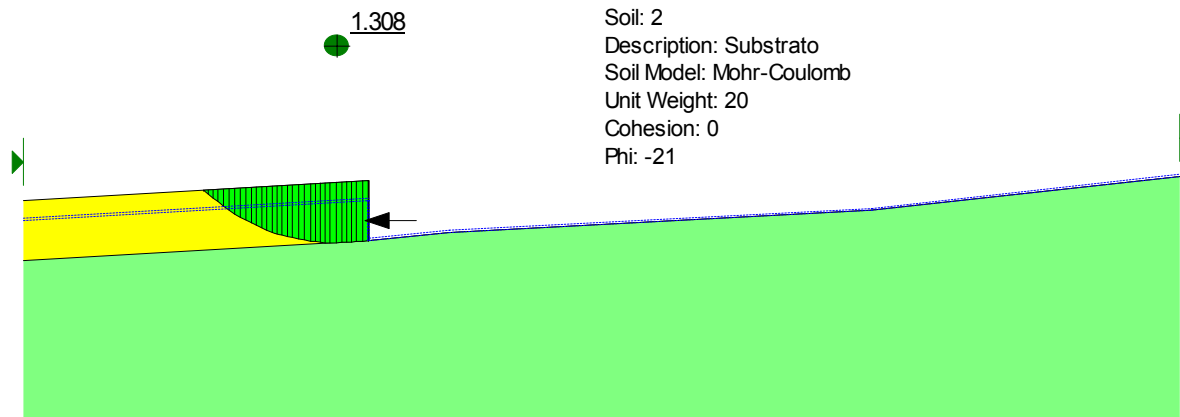


Figura 6.9- Analisi limite per la valutazione dell'azione che instabilizza il cuneo di valle con FS=1.3 nelle condizioni finali

Analisi sismica

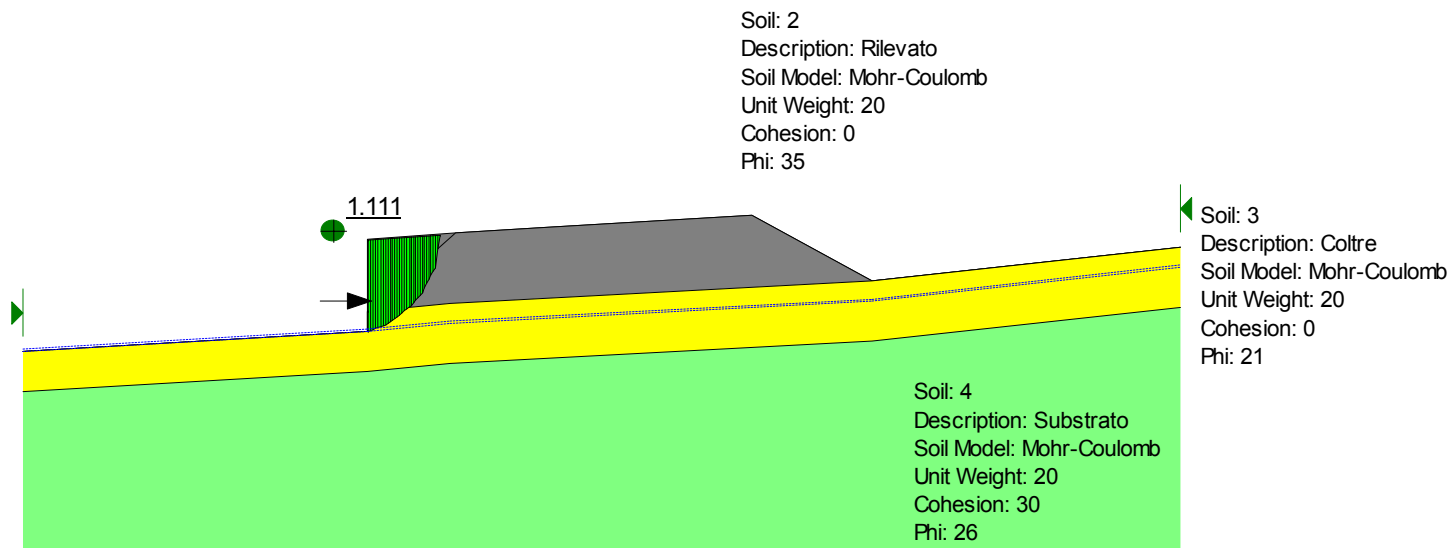


Figura 6.10 - Analisi limite per la valutazione dell'azione sismica con FS=1.1 nelle condizioni finali

OPERA MS15
CURVA ACCELERAZIONE CRITICA - SPOSTAMENTO E CORRISPONDENTE
VALORE DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA STATICO (FS) IN FUNZIONE
DELLA GEOMETRIA DEL PENDIO

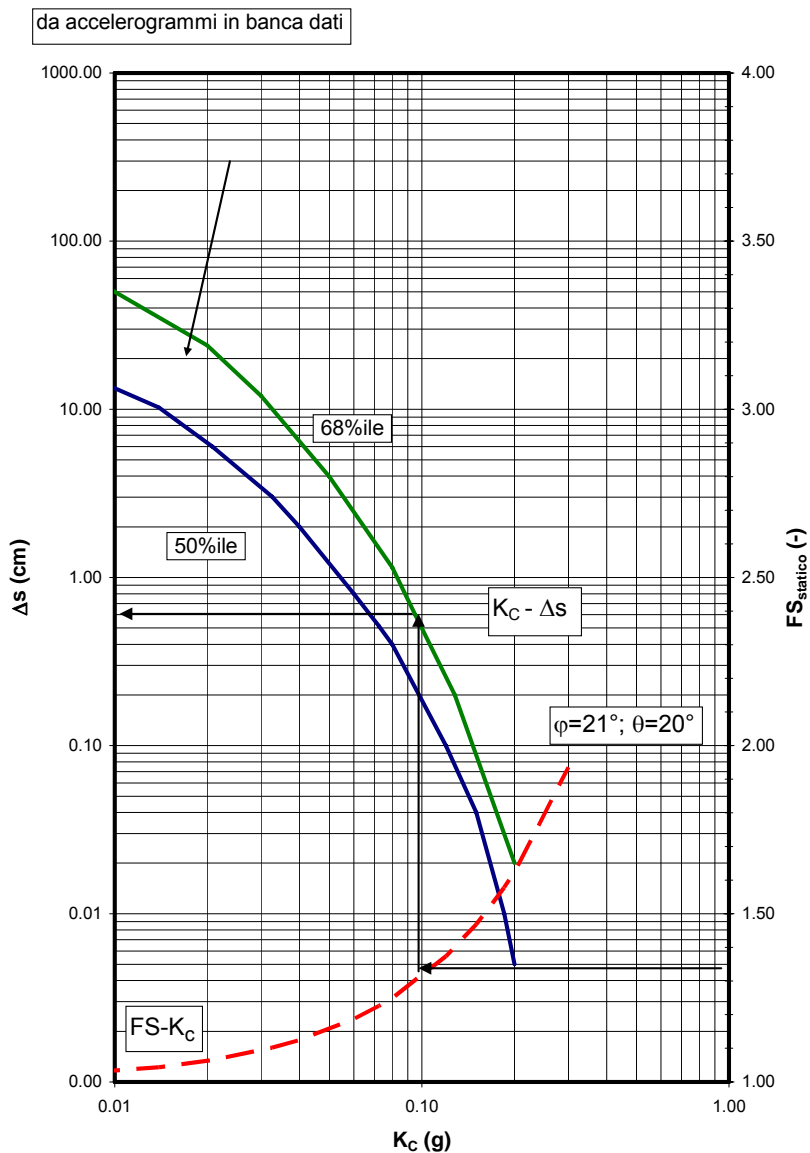


Figura 6.11 - Analisi di pericolosità sismica – Diagramma spostamento – k_c - FS

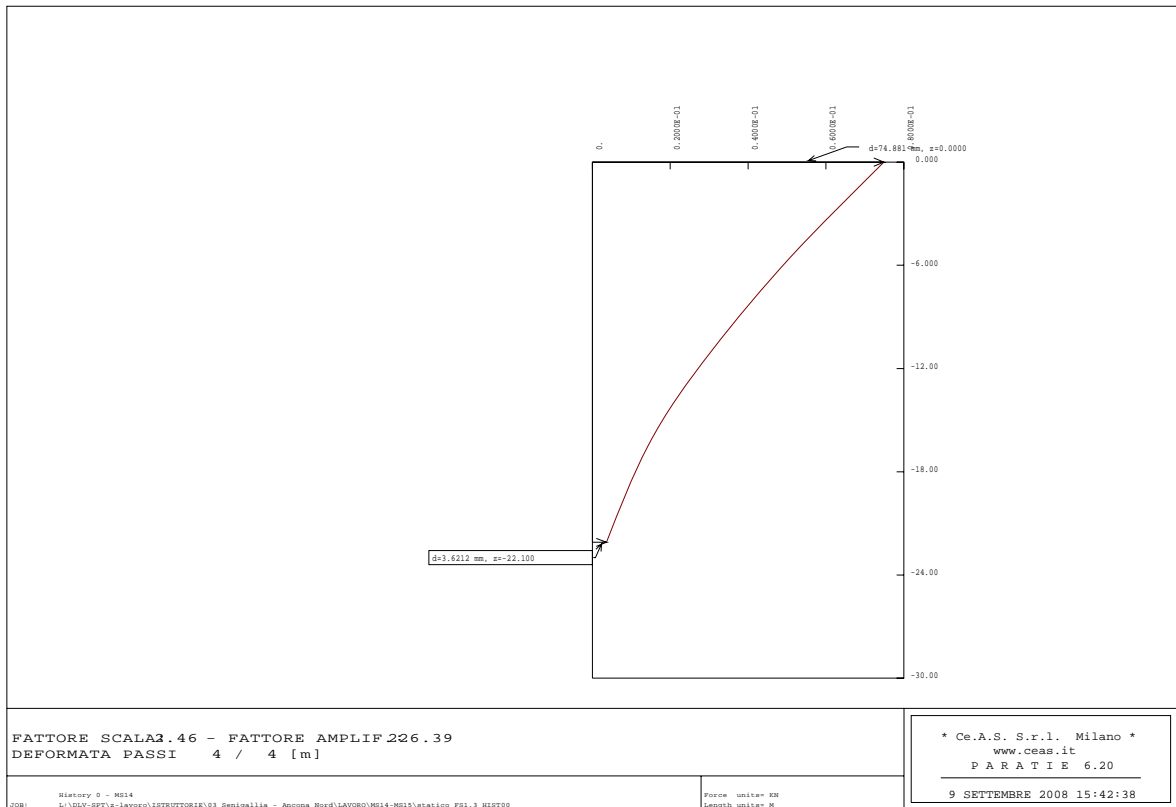


Figura 6.12- Programma PARATIE – Spostamenti in fase di esercizio

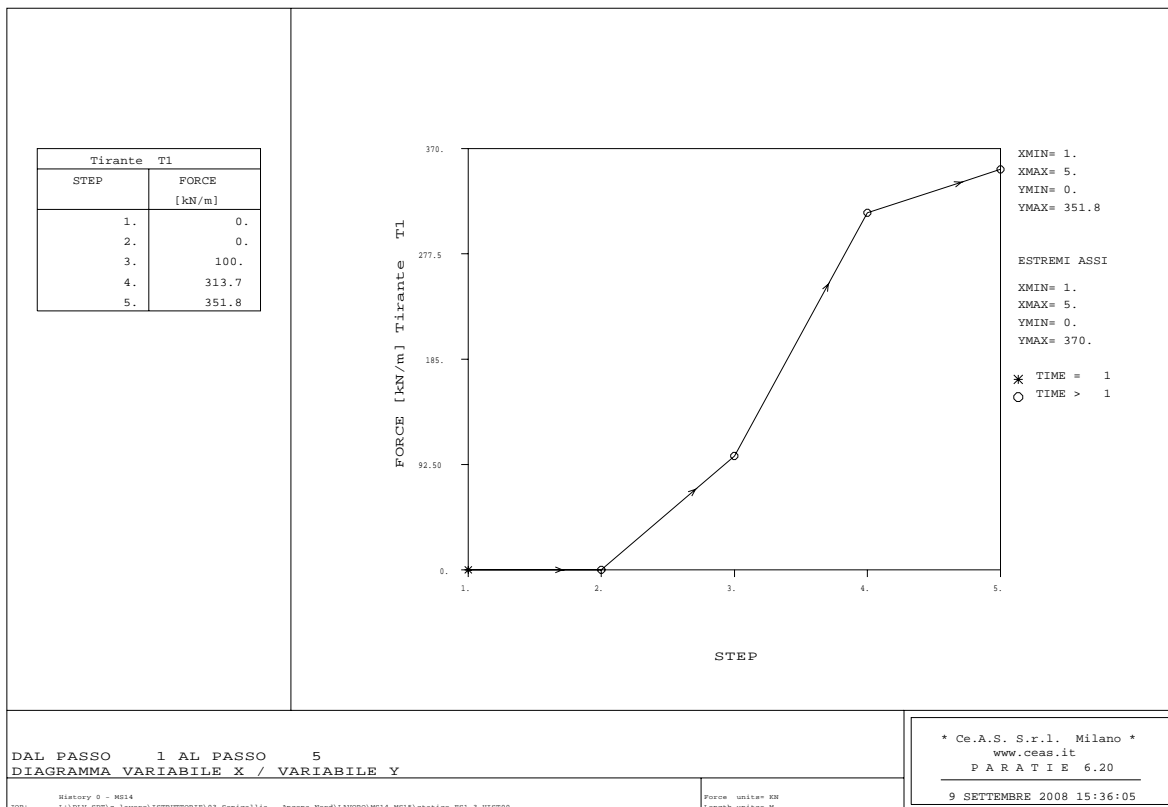


Figura 6.13 - Programma PARATIE – Tiro nel tirante – Caso statico

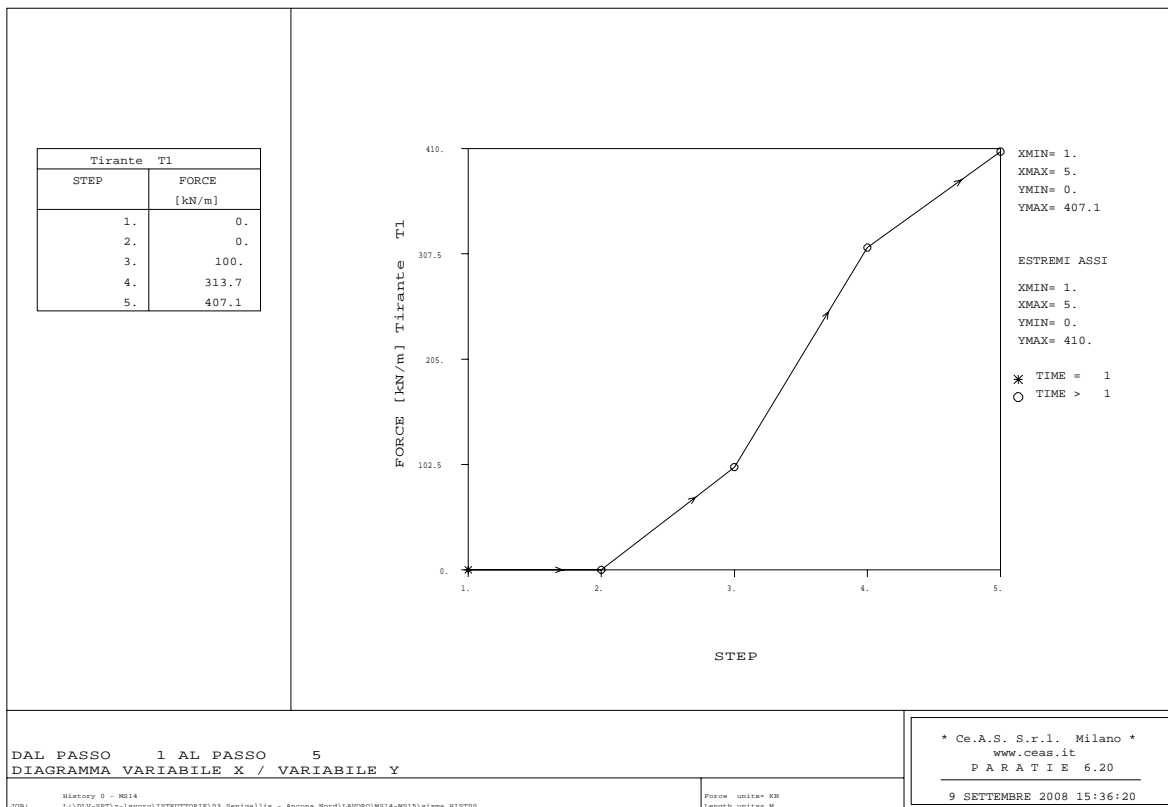


Figura 6.14 - Programma PARATIE – Tiro nel tirante – Caso sismico

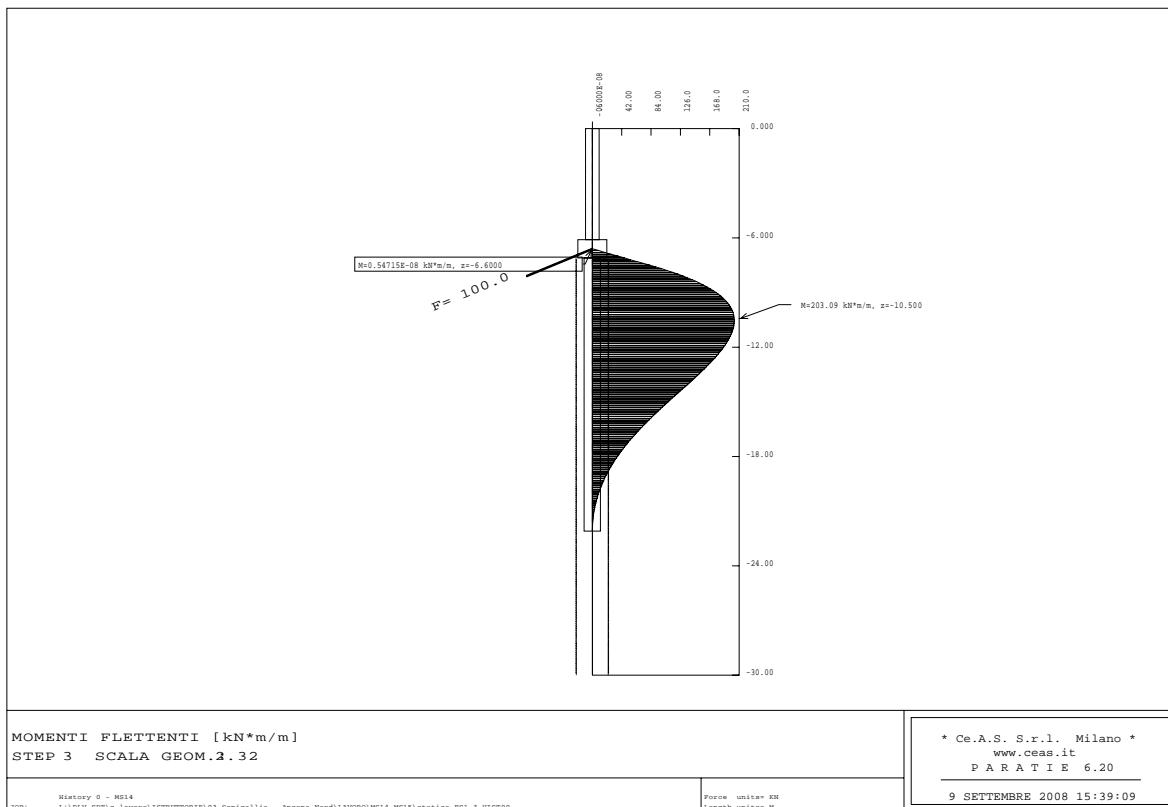


Figura 6.15 - Programma PARATIE – Fasi costruttive – Momento flettente

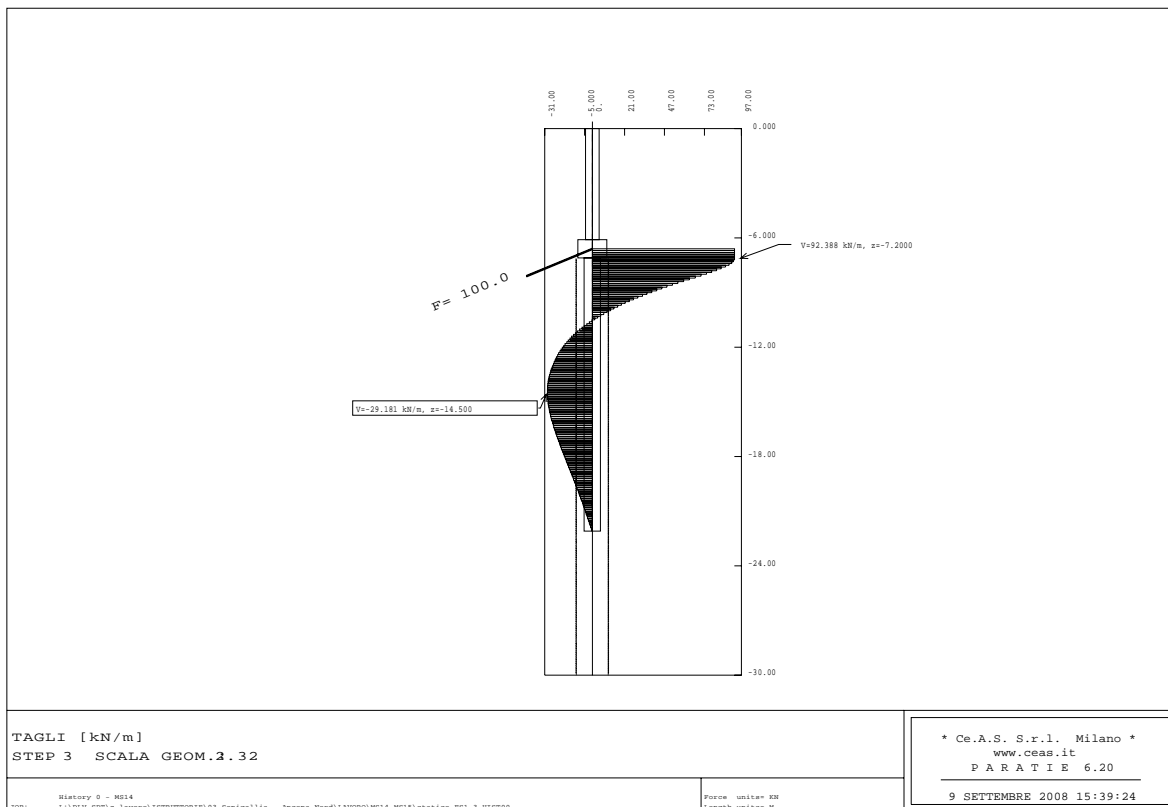


Figura 6.16 - Programma PARATIE – Fasi costruttive – Taglio

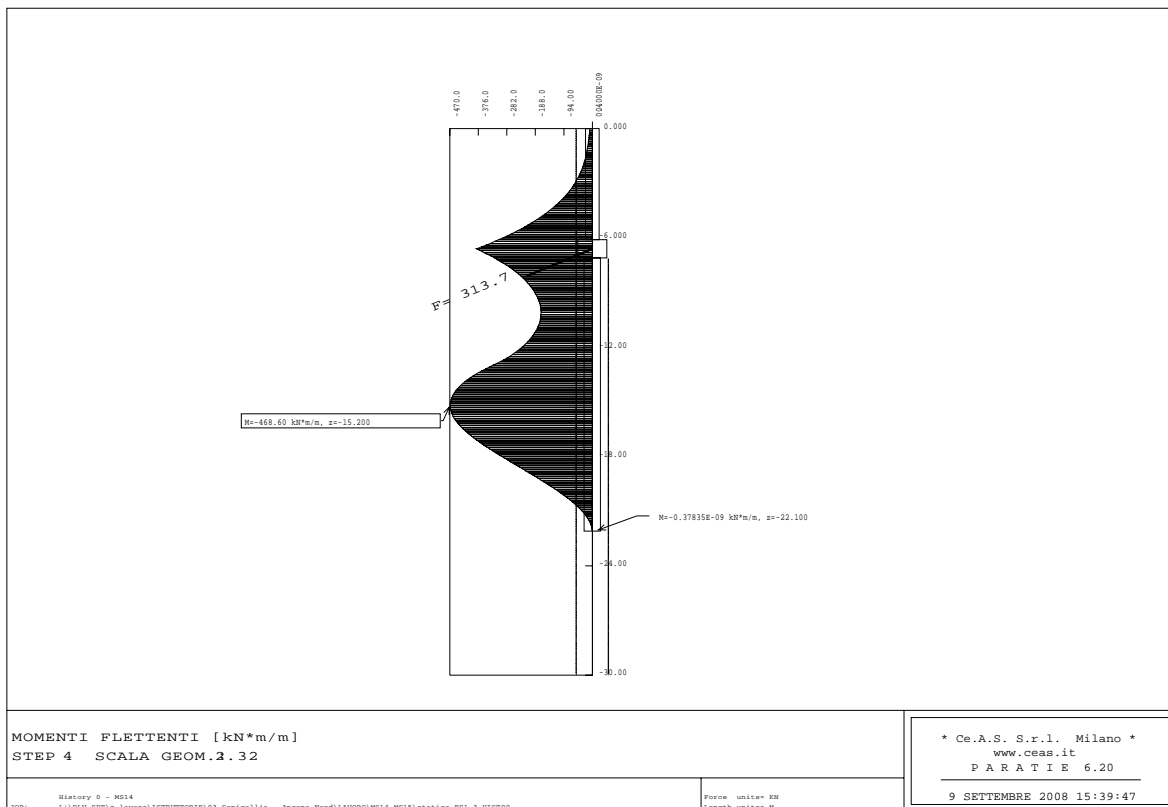


Figura 6.17 - Programma PARATIE – Fase di esercizio – Momento flettente

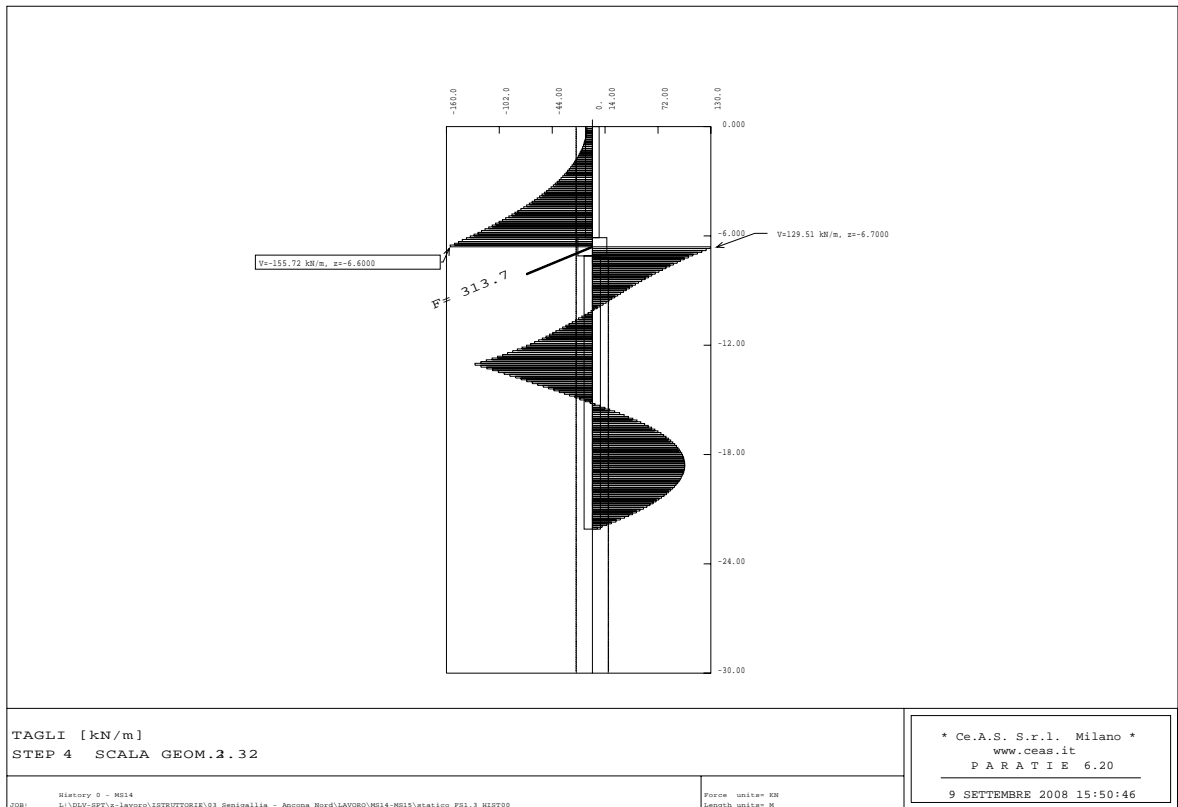


Figura 6.18 - Programma PARATIE – Fase di esercizio - Taglio

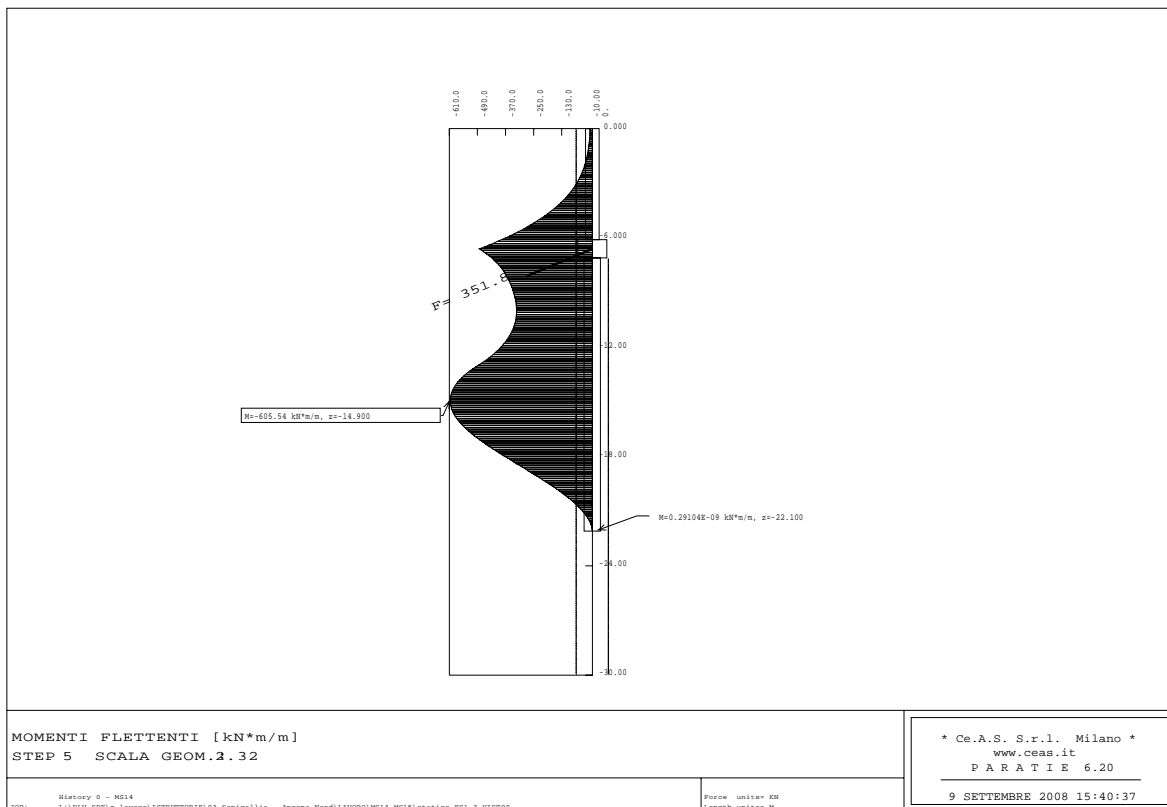


Figura 6.19 - Programma PARATIE – Fase SLU FS_{NEW}– Momento flettente

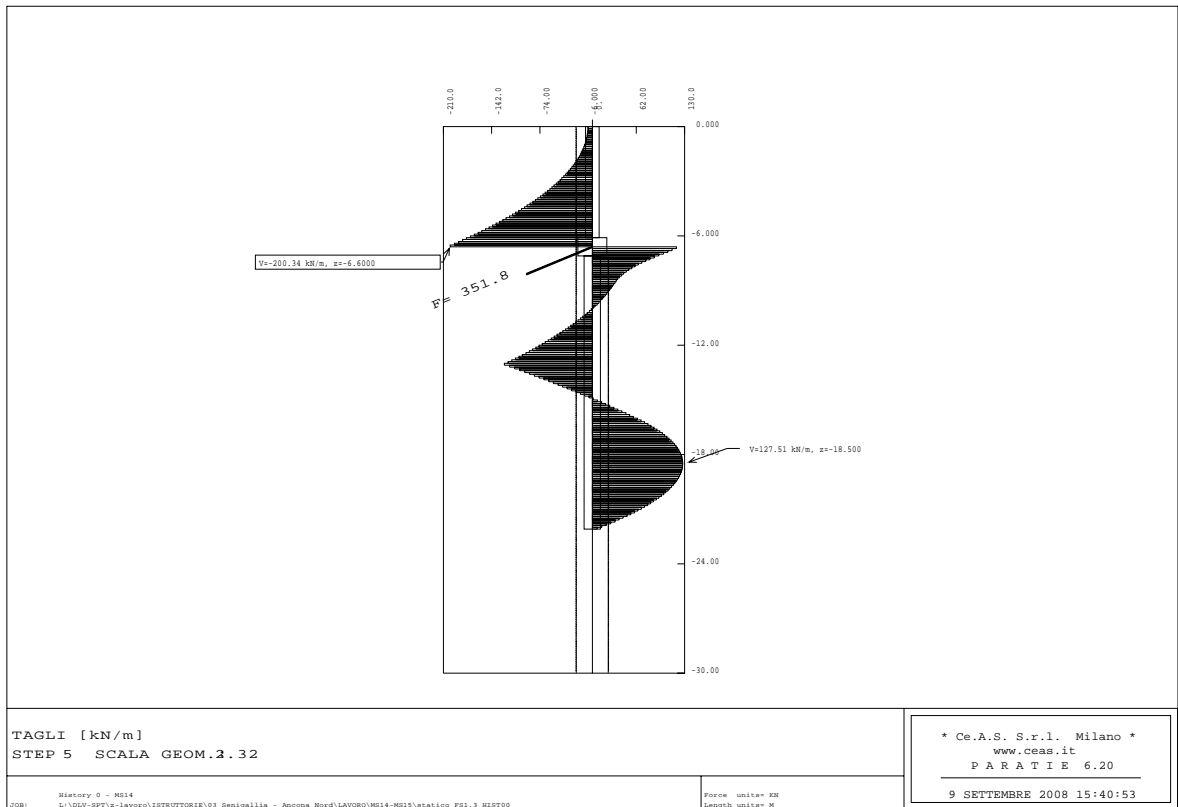


Figura 6.20 - Programma PARATIE – Fase SLU FS_{NEW} - Taglio

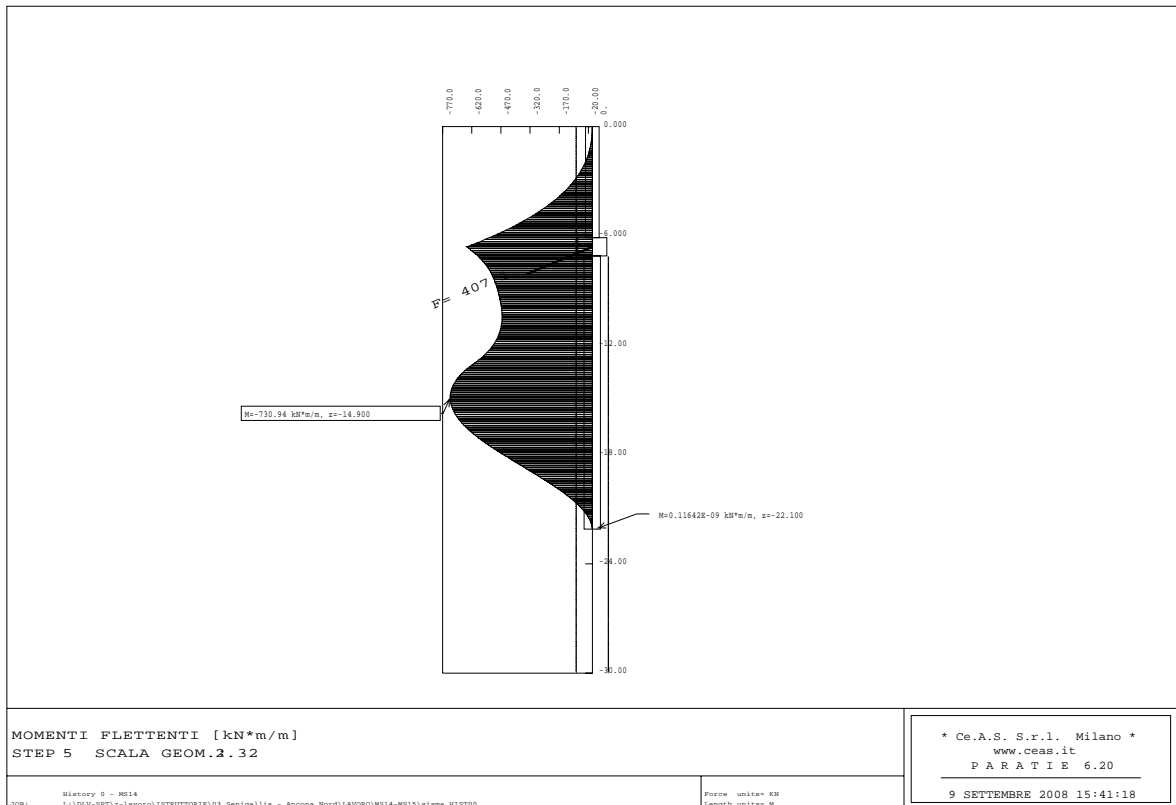


Figura 6.21 - Programma PARATIE – Fase SLU Sisma – Momento flettente

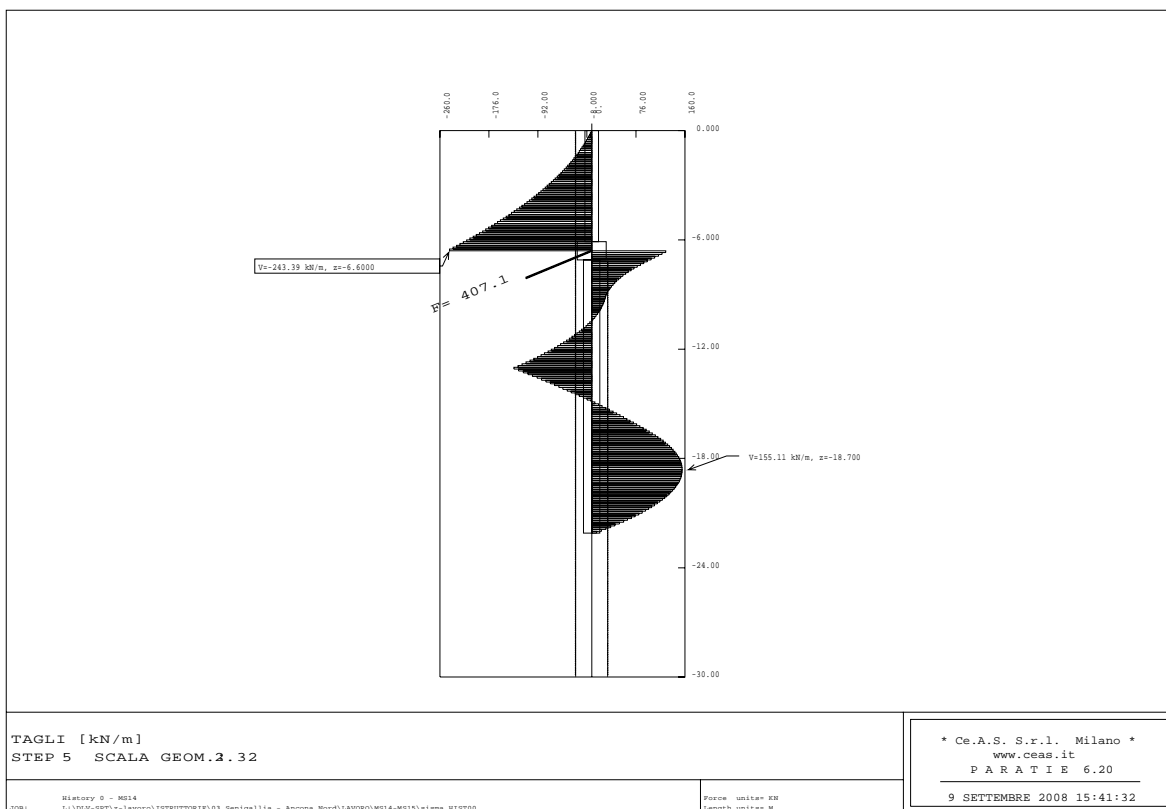


Figura 6.22 - Programma PARATIE – Fase SLU Sisma – Taglio

- gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 21.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 26.0, c = 30.0

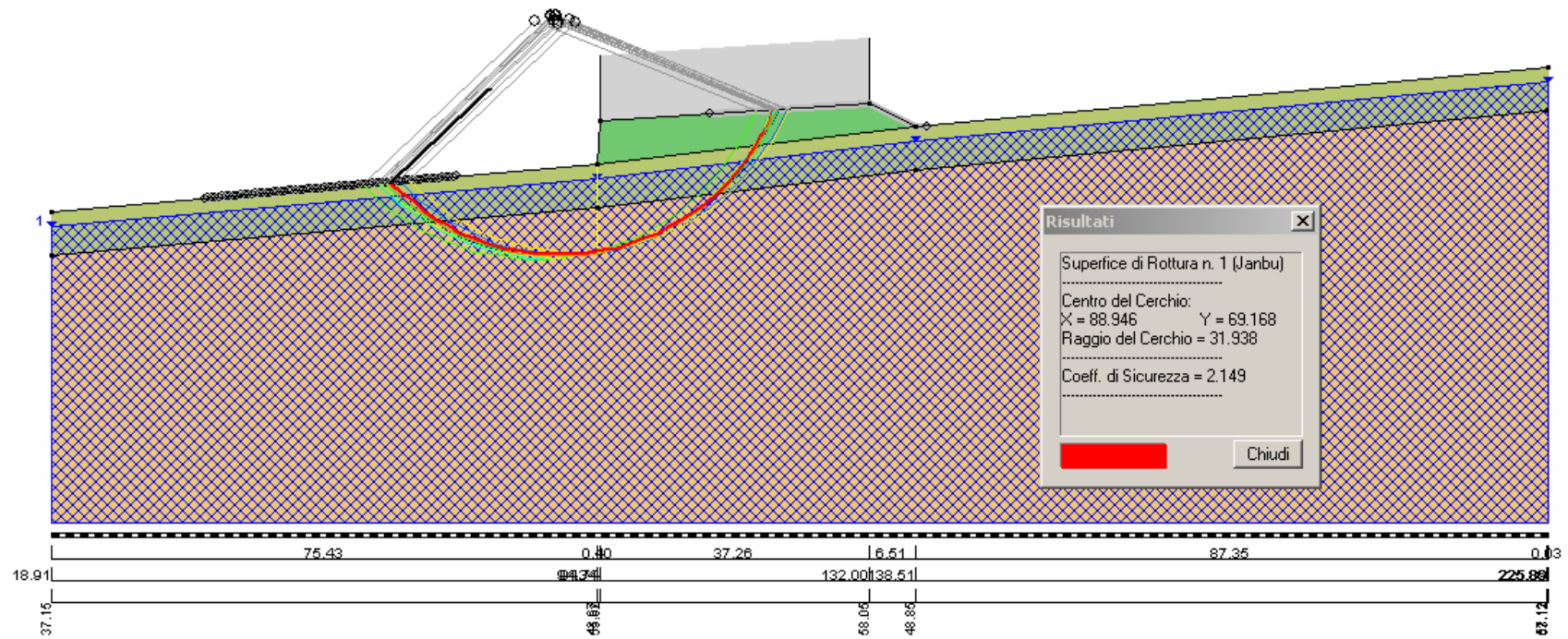


Figura 7.1- Analisi di stabilità globale nel caso statico ed individuazione della superficie di scorrimento avente Fs minimo

- gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 21.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 26.0, c = 30.0

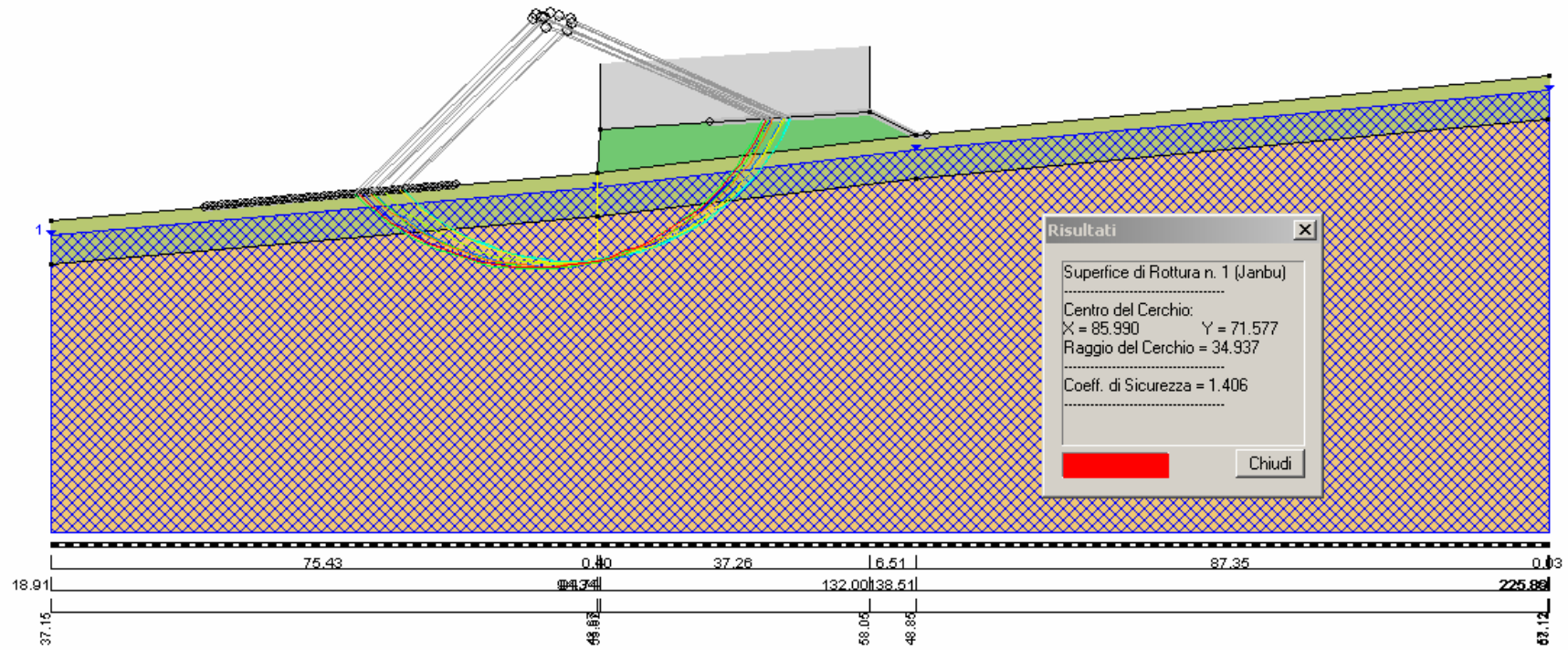


Figura 7.2- Analisi di stabilità globale nel caso sismico ed individuazione della superficie di scorrimento avente F_s minimo

