

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

PARATIA DI CONTRORIPA - MC38 - CARR. SUD

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

spea autostrade	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-CS04	codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo		GIUGNO 2008	n.	data	
MC38-001	1	1	1	4	2	3	0	2	GEI APE 490	

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	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE ESISTENTE, PROBLEMATICHE PROGETTUALI E DESCRIZIONE DELL'OPERA IN PROGETTO	12
4.1	Intervento di consolidamento esistente	12
4.2	Problematiche progettuali	12
4.3	Descrizione degli interventi di stabilizzazione	13
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	15
6	VERIFICA DELL'OPERA ESISTENTE E DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO IN PROGETTO	16
6.1	Determinazione delle azioni di progetto	17
6.2	Determinazione dei coefficienti di spinta attiva equivalenti (k_{Aeq})	19
6.3	Determinazione delle sollecitazioni nella paratia di diaframmi esistente	20
6.4	Risultati ottenuti	23
6.5	Verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti	24
6.6	Verifica dell'armatura dei tiranti	25
6.7	Verifica dell'armatura dei diaframmi	26
6.8	Verifica delle travi di ripartizione	29
7	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	36

TABELLE	38
FIGURE	40

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 197+936 e la progressiva km 198+066.

Nella suddetta tratta è già presente un'opera di consolidamento del terreno di fondazione (paratia di diaframmi). Oggetto del presente studio è pertanto la verifica dell'intervento esistente nella condizione finale di progetto ed il dimensionamento dell'opera atta ad assicurare l'efficienza della paratia di diaframmi esistente ed a consentire l'allargamento della sede autostradale alla terza corsia (aggiunta di due ordini di tiranti).

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 coltre superficiale P_{1a} .

Per la definizione dello schema stratigrafico e geotecnico di calcolo si è fatto riferimento, in aggiunta agli studi ed alle stime di cui al rif. 2.2.4, ai dati di sito e di laboratorio provenienti dalle seguenti indagini:

- sondaggi S7, S15 S17, I4, I7 I9, 1P 10P effettuati nel quadro degli interventi di consolidamento del dissesto alla progressiva 197+800 (rif. 2.2.1), attrezzati per l'esecuzione di misure del livello di falda sia per l'esecuzione di misure inclinometriche;
- prova penetrometrica CPTU E4-CPT2_bis.

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 un areale di rischio per frana di livello R4 associato ad un fenomeno gravitativo con pericolosità di livello P3 (cod. F-10-0009).

A conferma della generale instabilità dell'area, si osserva anche che, in un recente passato, alla progressiva km197+800 si è manifestato, per un fronte di circa 200m, un dissesto del corpo autostradale in carreggiata sud con rilevanti lesioni al muro di controripa e alla pavimentazione autostradale che hanno reso necessario un intervento di consolidamento mediante diaframmi in c.a. posti a tergo del muro di sostegno esistente nella zona più direttamente interessata dal dissesto accoppiati ad un sistema di drenaggio sub-orizzontale della falda.

Le misure inclinometriche effettuate in quella circostanza indicano che il movimento gravitativo ha interessato la coltre di copertura lungo una superficie critica di scivolamento ad una profondità, pari a circa -5m da p.c. in corrispondenza dell'inclinometro I11 posto a monte del muro di sostegno esistente.

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, si ipotizza il seguente schema stratigrafico e geotecnico di calcolo. I valori proposti provengono sia dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi (vedi tabella seguente) sia dalle "back analysis" effettuate lungo superfici di rottura identificate da misure inclinometriche.

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Prove
I4	3	9,80-10,30	Taglio diretto, Triassiale UU
I7	3	10,00-10,60	Triassiale UU
I9	3	10,50-11,00	Taglio diretto, Triassiale UU
1P	3	9,00-9,60	Triassiale UU
10P	3	10,00-10,40	Taglio diretto

Terreni di copertura (coltre instabile)

Limite inferiore	$z_1 = -8 \div (-9)$	m da p.c.
Peso unitario di volume naturale:	$\gamma_n = 19 \div 20$	kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio drenata residuo:	$\phi'_r = (12) \div 15$	°
Resistenza al taglio drenata:	$c' = 0$	kPa
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = 150 \div (250)$	kPa
Modulo di Young a piccole deformazioni:	$E'_0 = 15 \div (20)$	MPa

Terreni di base

Limite inferiore	$z_2 =$ oltre -30	m da p.c.
Peso unitario di volume naturale:	$\gamma_n =$ 20÷21	kN/m ³
Parametri di resistenza al taglio drenata di picco:	$\phi'_p =$ 26÷(28)	°
Resistenza al taglio drenata:	$c' =$ (20)÷30	kPa
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u =$ 300÷(400)	kPa
Modulo di Young a piccole deformazioni:	$E'_0 =$ 60÷(65)	MPa

Il livello di falda assunto nei calcoli è stato ricavato dalle letture nei piezometri installati nei fori dei sondaggi S1, S2, S9, S10 da cui deriva, in corrispondenza dell'opera in progetto, una falda con soggiacenza minima pari a 4m dal locale piano campagna.

4 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE ESISTENTE, PROBLEMATICHE PROGETTUALI E DESCRIZIONE DELL'OPERA IN PROGETTO

4.1 Intervento di consolidamento esistente

L'intervento di consolidamento esistente, che si estende dalla progressiva chilometrica 197+936 alla progressiva chilometrica 198+066 a monte della sede autostradale in corrispondenza della carreggiata Sud, consiste in una paratia di diaframmi in c.a., collegati in testa da una trave di coronamento in c.a. .

I diaframmi in c.a. sono di due tipologie:

- Diaframmi tipo "A"
- Diaframmi tipo "B"

I diaframmi tipo "A" hanno larghezza $B=2,50$ m, spessore $s=100$ cm, lunghezza massima pari a 15 m e la sezione maggiormente armata risulta essere costituita da $16\phi 30$ (lato contro terra) e $6\phi 30$ (lato scavo) barre di acciaio FeB38K.

I diaframmi tipo "B" hanno larghezza $B=2,50$ m, spessore $s=100$ cm, lunghezza massima pari a 15,70 m e la sezione maggiormente armata risulta essere costituita da $21\phi 30$ (lato contro terra) e $6\phi 30$ (lato scavo) barre di acciaio FeB38K.

La trave di coronamento ha altezza minima pari a 1,0 m e larghezza pari a 1,0 m; è armata con $5\phi 30$ (lato contro terra) e $3\phi 30$ (lato scavo) barre di acciaio FeB38K.

4.2 Problematiche progettuali

L'ampliamento alla terza corsia del tratto autostradale dell'A14, compreso tra le progressive chilometriche $197+936 \div 198+066$ a monte della sede autostradale in corrispondenza della carreggiata Sud, per complessivi 125,80 m, comporta un allargamento del rilevato esistente verso monte, in corrispondenza della carreggiata Sud.

Come già evidenziato in precedenza, l'esperienza accumulata lungo la tratta in oggetto indica che la costruzione di rilevati di altezza superiore a $4 \div 5$ 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, ed ad oggi esistente, è costituito da una paratia di diaframmi. 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, verifica e completa 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).

4.3 Descrizione degli interventi di stabilizzazione

Al fine di garantire l'efficienza della paratia di diaframmi esistente anche nelle nuove condizioni di progetto, si ritiene necessario intervenire prevedendo la messa in opera di due ordini di tiranti ancorati ad una trave di ripartizione.

Il primo ordine di tiranti sarà posto in testa alla paratia di diaframmi e sarà realizzato con interasse pari a 1.25 m, con inclinazione di 20-25° rispetto all'orizzontale e lunghezza pari a 33 m di cui 15 m relativi al bulbo di ancoraggio, realizzato con la tecnica delle iniezioni multiple ripetute. I tiranti saranno armati con 5 trefoli in acciaio da 0,6". Il secondo ordine di tiranti sarà posto a circa 3,10 m sotto la testa della paratia di diaframmi e sarà realizzato con interasse pari a 1.25 m (due tiranti a pannello), con inclinazione di 25-30° rispetto all'orizzontale e lunghezza pari a 28 m di cui 15 m relativi al bulbo di ancoraggio, realizzato con la tecnica delle iniezioni multiple ripetute. I tiranti saranno armati con 5 trefoli in acciaio da 0,6".

Le travi di ripartizione hanno altezza pari a 0,70 m e larghezza pari a 0,60 m e vengono armate con 4+4 ϕ 22 barre di acciaio FeB44K al metro, 4 nel lembo superiore e 4 in quello inferiore.

Ove non è possibile inserire la trave di ripartizione per problemi di ingombro, l'ancoraggio è previsto direttamente sui pannelli.

Per il dimensionamento e le verifiche di cui ai paragrafi seguenti, si è presa in esame la sezione al chilometro progressivo 197+936 in quanto la più critica del tratto.

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

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

È previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo per diaframmi e trave di coronamento: $R_{ck} = 25$ MPa
- Calcestruzzo per travi di ripartizione: $R_{ck} = 35$ MPa
- Acciaio per armatura: FeB44K controllato in stabilimento
- Acciaio trefoli 0,6": $f_{ptk} \geq 1770$ MPa, $f_{p(1)k} \geq 1600$ 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:

$$f_{cd} = \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{\gamma_c} \quad (N/mm^2)$$

dove:

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

Resistenza caratteristica a trazione semplice:

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

Resistenza di calcolo a trazione semplice:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad (N/mm^2)$$

Acciaio per armatura

Tensione di snervamento di calcolo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (N/mm^2)$$

dove:

$f_{yk} = 375$ MPa tensione caratteristica di snervamento per acciaio FeB38K.

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

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

6 VERIFICA DELL'OPERA ESISTENTE E DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO IN PROGETTO

Nei calcoli sono stati utilizzati i programmi di calcolo SLOPE W (impiegando il metodo di Bishop), Paratie 6.1, Geostru (Sezioni in CA).

La sezione di calcolo rappresentativa dell'intervento in oggetto è stata definita allo scopo di massimizzare le azioni instabilizzanti sull'opera (sezione compresa tra la progressiva km 197+936 e la progressiva km 198+066). Tutte le considerazioni e analisi successive fanno quindi riferimento a tale sezione (si veda Figura 6.1).

Nelle condizioni finali di progetto, con l'allargamento alla terza corsia della sede autostradale ma in assenza dell'opera di stabilizzazione esistente, è stata effettuata un'analisi di stabilità del pendio. L'analisi ha confermato che il fattore di sicurezza del pendio risulta inferiore al valore imposto dalla normativa vigente e che pertanto è necessario intervenire con un'opera di stabilizzazione 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.

Le verifiche 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^o 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

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 la porzione di pendio potenzialmente instabile, definita applicando un taglio verticale alla morfologia in corrispondenza dell'allineamento della paratia su una altezza pari all'intero spessore della coltre (8 m).

Si è ottenuto un valore di forza stabilizzante pari a :

$$F = 730 \text{ kN/m}$$

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.

Per quanto riguarda il cuneo di terreno a valle dell'opera si è verificato che i valori delle forze necessarie a garantire F.S. pari a 1.0 non determinano coefficienti di spinta passiva equivalenti inferiori a quelli calcolati con le formule di Mueller-Breslau.

Si è poi ricercata la forza che garantisce FS = 1.1 in condizioni sismiche ed in condizioni statiche, passante ad una profondità pari all'altezza fuori terra + 2 m. 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 $q = 49.4 \text{ kPa}$ da applicare nell'analisi di Paratie (verifiche di resistenza strutturale in condizioni sismiche dell'opera).

La falda è posta alla quota di progetto, di 2.0 m dal p.c..

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 equivalenti (k_{Aeq})

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

Considerando i seguenti dati:

Lato monte (spinta attiva) - *condizioni iniziali*

$h =$ altezza di spinta = 8 m

$h_w =$ profondità falda = 2.0 m

$\gamma =$ peso di volume naturale = 20 kN/m³

$\gamma' =$ peso di volume efficace = 10 kN/m³

Si sono ottenuti i seguenti valori:

F.S. = 1.1 $H = 730$ kN/m $k_{A \text{ equivalente}} = 1.17$

Si fa presente che il valore determinatlo 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 Determinazione delle sollecitazioni nella paratia di diaframmi esistente

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 Sullo spessore della coltre si fissano i seguenti valori dei coefficienti di spinta precedentemente calcolati:

$$k_A = k_{A \text{ equivalente}} = 1.38 \quad \text{lato monte}$$

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 (a -2.0 m di profondità dal p.c.).

2. Realizzazione della paratia.
3. Scavo provvisorio
4. Configurazione finale di esercizio, con reinterro a valle e abbassamento della falda per tenere conto dell'efficacia dei drenaggi.
5. Analisi sismica eseguita applicando la sovraspinta spinta sismica per un'altezza pari a $H_{\text{scavo}}+2$ 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.

	Caso statico	Caso sismico
Spostamento max paratia [mm]	283,50	596,21
Momento max [kNm/m]	2324,80	4236,30
Taglio max [kN/m]	618,16	1151,60
Spinta passiva mobilitata [%]	39	61

Da una prima analisi dei risultati ottenuti si è osservato che, sia in condizioni statiche che sismiche, le azioni agenti sulla paratia di diaframmi esistente risultano eccessive. Si rende pertanto necessario intervenire aggiungendo due ordini di tiranti.

Le fasi di calcolo vengono modificate come indicato nel seguito.

1. Inizializzazione del modello con fase geostatica Sullo spessore della coltre si fissano i seguenti valori dei coefficienti di spinta precedentemente calcolati:

$$k_A = k_{A \text{ equivalente}} = 1.38 \quad \text{lato monte}$$

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 (a -2.0 m di profondità dal p.c.).

2. Realizzazione della paratia.
3. Scavo per la realizzazione del primo tirante
4. Messa in opera del primo tirante a partire dal cordolo di fondazione del muro.
5. Scavo per la realizzazione del secondo tirante
6. Messa in opera del secondo tirante
7. Scavo provvisorio

8. Configurazione finale di esercizio, con reinterro a valle e abbassamento della falda per tenere conto dell'efficacia dei drenaggi.
9. Analisi sismica eseguita applicando la sovraspinta spinta sismica per un'altezza pari a $H_{scavo}+2$ 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 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)	40
Incremento di spostamento dovuto al sisma (mm)	17
Tiro max tirante 1 – caso statico [kN/m]	265
Tiro max tirante 1 – caso sismico [kN/m]	382
Tiro max tirante 2 – caso statico [kN/m]	357
Tiro max tirante 2 – caso sismico [kN/m]	516

FASI COSTRUTTIVE

Momento max [kNm/m] 769

FASE DI ESERCIZIO – FESSURAZIONE

Momento max [kNm/m] 649

FASE SISMICA SLU

Momento max [kNm/m] 975

Taglio max [kN/m] 479

Mobilizzazione resistenza passiva a valle max 29% (condizioni statiche)

6.5 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:

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

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

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)

$$\tau_{\lim} = \mathbf{180 \text{ kPa}}$$

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

$$N_{\max,statico} = \mathbf{446 \text{ kN} < 577 \text{ kN}}$$

$$N_{\max,sisma} = \mathbf{645 \times 1.40 = 903 \text{ kN} < 961 \text{ kN}}$$

6.6 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 $f_{p(1)k} \leq 1670$ MPa e tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \leq 1860$ MPa.

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

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

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

dove:

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

$N_{s\text{ lim}}$ = 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 = 5

Nell'ipotesi di utilizzare 5 trefoli si ottiene:

Caso statico: $N_{\text{max,statico}} = 446 \text{ kN} < N_{s\text{ amm}} = 698 \text{ kN}$

Caso sismico: $N_{\text{max,sisma}} = 903 \text{ kN} < N_{s\text{ lim}} = 909 \text{ kN}$

La verifiche risultano dunque soddisfatte.

6.7 Verifica dell'armatura dei diaframmi

La sezione di calcolo in esame è costituita da diaframmi di tipo “B”, realizzati con calcestruzzo di classe $R_{ck}=25$ MPa e con la seguente armatura massima:

- Armatura lato contro terra: $21\phi 30$
- Armatura lato scavo: $6\phi 30$

Il momento flettente ed il taglio massimi agenti sul singolo diaframma per entrambi i casi sismico e statico vengono riportati nella tabella seguente:

Momento max [kNm] = 1922.5 caso statico

Momento max [kNm] = 2437.5 caso sismico

Taglio max [kN] = 1197.5

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 09/01/1996, rif. 2.1.2), andando a verificare la condizione di stato limite ultimo (SLU).

Le verifiche a flessione risultano soddisfatte:

Caso statico:

$$M_{Sdu} = 1922.5 \text{ kNm} < 4209,43 \text{ kNm} = M_{Rdu}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 2.12$$

Caso sismico:

$$M_{Sdu} = 2431,18 < 4209,43 = M_{Rdu}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 1,72$$

dove M_{Rdu} è il momento flettente resistente ultimo della sezione.

Le verifiche a taglio risultano soddisfatte come nel seguito specificato:

Verifica conglomerato compresso

$$V_{Sdu} \leq V_{Rdu}$$

essendo:

$$V_{Rdu} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

in cui:

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione

b_w = larghezza minima della sezione misurata parallelamente all'asse neutro

d = altezza utile della sezione

$$V_{Sdu} = 1197,5 \text{ kN} < 8997,94 \text{ kN} = V_{Rdu}$$

Verifica armatura a taglio

$$V_{Sdu} \leq V_{cd}$$

essendo:

$$V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

in cui:

f_{ctd} = resistenza a trazione del conglomerato

b_w = larghezza minima della sezione misurata parallelamente all'asse neutro

d = altezza utile della sezione

$\delta = 1$ in presenza di flessione semplice o trazione ($N_{Sdu} \leq 0$) con asse neutro che taglia la sezione.

$\delta = 0$ in presenza di sforzo di trazione ma con asse neutro esterno alla sezione.

$\delta = (1 + M_0 / M_{Sdu})$ in presenza compressione ($N_{Sdu} > 0$); M_0 è il momento di decompressione riferito alla fibra estrema della sezione su cui

agisce M_{Sdu} , M_{Sdu} è il momento agente massimo di calcolo nella regione in cui si effettua la verifica a taglio, da assumersi almeno pari a M_0 (δ , di conseguenza, deve risultare sempre inferiore a 2).

$$V_{Sdu} = 1197.5 \text{ kN} < 1401,38 \text{ kN} = V_{cd}$$

6.8 Verifica delle travi di ripartizione

Si realizzeranno due travi di ripartizione, una in corrispondenza del primo ordine di tirante e l'altra in corrispondenza del secondo ordine di tiranti, per garantire l'ancoraggio dei tiranti alla paratia di diaframmi.

Lo schema strutturale cautelativamente utilizzato per la verifica delle travi di ripartizione è quello della trave doppiamente appoggiata e uniformemente caricata. La trave ha lunghezza pari all'interasse "i" dei tiranti ed è sottoposta al carico massimo dei tiranti (statico e sismico), uniformemente distribuito. I tiranti vengono assimilati ad appoggi equivalenti.

In questo modo è possibile determinare le massime azioni interne flettenti e di taglio sulla trave allo stato limite ultimo:

$$M_{Sdu} = \frac{N_q \cdot i^2}{i \cdot 8}$$

$$V_{Sdu} = \frac{N_q \cdot i}{i \cdot 2}$$

dove:

N_q = tiro massimo del tirante (statico e sismico)

i = interasse tiranti

Trave di ripartizione del primo ordine di tiranti – T1

Per il caso in oggetto si ha:

$$N_q = 331 \text{ kN (SLU statico)} - N_q = 477.5 \text{ kN (SLU sismico)}$$

$$i = 1.25 \text{ m}$$

Le sollecitazioni massime risultanti sono riportate nella tabella seguente:

	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
SLU statico	51.7	165.5
SLU sismico	74.6	238.7

La trave di ripartizione è realizzata con calcestruzzo di classe Rck=35 MPa, con armatura in acciaio del tipo FeB 44 K. La larghezza e l'altezza della trave sono rispettivamente pari a 60 cm e a 70 cm. Essa possiede armatura longitudinale 4φ22 su entrambi i lati di lunghezza pari a 70 cm e 2φ14 in corrispondenza di ciascuno dei lati lunghi 60 cm; per l'armatura trasversale sono presenti staffe φ12/20 cm .

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 96) (rif. 2.1.2), andando a verificare la condizione di stato limite ultimo (SLU).

Le verifiche a flessione e a taglio risultano soddisfatte infatti il momento ed il taglio resistenti ultimi della sezione analizzata sono

$$M_{Rdu} = 280,35 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 5.4 \text{ (SLU statico)}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 3.7 \text{ (SLU sismico)}$$

Verifica conglomerato compresso

$$V_{Sdu} \leq V_{Rdu}$$

essendo:

$$V_{Rdu} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

in cui:

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione

b_w = larghezza minima della sezione misurata parallelamente all'asse neutro

d = altezza utile della sezione

Caso statico:

$$V_{Sdu} = 165.5 \text{ kN} < 2002,14 \text{ kN} = V_{Rdu}$$

Caso sismico:

$$V_{Sdu} = 238.7 \text{ kN} < 2002,14 \text{ kN} = V_{Rdu}$$

Verifica armatura a taglio

$$V_{Sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

essendo:

$$V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (0,9 \cdot d/s)$$

in cui:

f_{ctd} = resistenza a trazione del conglomerato

b_w = larghezza minima della sezione misurata parallelamente all'asse neutro

d = altezza utile della sezione

$\delta = 1$ in presenza di flessione semplice o trazione ($N_{Sdu} \leq 0$) con asse neutro che taglia la sezione.

$\delta = 0$ in presenza di sforzo di trazione ma con asse neutro esterno alla sezione.

$\delta = (1 + M_0 / M_{Sdu})$ in presenza compressione ($N_{Sdu} > 0$); M_0 è il momento di decompressione riferito alla fibra estrema della sezione su cui agisce M_{Sdu} , M_{Sdu} è il momento agente massimo di calcolo nella regione in cui si effettua la verifica a taglio, da assumersi almeno pari a M_0 (δ , di conseguenza, deve risultare sempre inferiore a 2).

A_{sw} = area delle staffe

f_{yd} = tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio

s = passo delle staffe

Caso statico:

$$V_{Sdu} = 165.5 \text{ kN} < 477,64 \text{ kN} = V_{cd} + V_{wd}$$

Caso sismico:

$$V_{Sdu} = 238.7 \text{ kN} < 477,64 \text{ kN} = V_{cd} + V_{wd}$$

Trave di ripartizione del secondoo ordine di tiranti – T2

Per il caso in oggetto si ha:

$$N_q = 357 \text{ kN (SLU statico)} - N_q = 516 \text{ kN (SLU sismico)}$$

$$i = 1.25 \text{ m}$$

Le sollecitazioni massime risultanti sono riportate nella tabella seguente:

	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
SLU statico	55.8	178.5
SLU sismico	80.6	258

La trave di ripartizione è realizzata con calcestruzzo di classe Rck=35 MPa, con armatura in acciaio del tipo FeB 44 K. La larghezza e l'altezza della trave sono rispettivamente pari a 60 cm e a 70 cm. Essa possiede armatura longitudinale 4φ22 su entrambi i lati di lunghezza pari a 70 cm e 2φ14 in corrispondenza di ciascuno dei lati lunghi 60 cm; per l'armatura trasversale sono presenti staffe φ12/20 cm .

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 96) (rif. 2.1.2), andando a verificare la condizione di stato limite ultimo (SLU).

Le verifiche a flessione e a taglio risultano soddisfatte infatti il momento ed il taglio resistenti ultimi della sezione analizzata sono

$$M_{Rdu} = 280,35 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 5.0 \text{ (SLU statico)}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 3.5 \text{ (SLU sismico)}$$

Verifica conglomerato compresso

$$V_{Sdu} \leq V_{Rdu}$$

essendo:

$$V_{Rdu} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

in cui:

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione

b_w = larghezza minima della sezione misurata parallelamente all'asse neutro

d = altezza utile della sezione

Caso statico:

$$V_{Sdu} = 178,5 \text{ kN} < 2002,14 \text{ kN} = V_{Rdu}$$

Caso sismico:

$$V_{Sdu} = 258 \text{ kN} < 2002,14 \text{ kN} = V_{Rdu}$$

Verifica armatura a taglio

$$V_{Sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

essendo:

$$V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (0,9 \cdot d/s)$$

in cui:

f_{ctd} = resistenza a trazione del conglomerato

b_w = larghezza minima della sezione misurata parallelamente all'asse neutro

d = altezza utile della sezione

$\delta = 1$ in presenza di flessione semplice o trazione ($N_{Sdu} \leq 0$) con asse neutro che taglia la sezione.

$\delta = 0$ in presenza di sforzo di trazione ma con asse neutro esterno alla sezione.

$\delta = (1 + M_0 / M_{Sdu})$ in presenza compressione ($N_{Sdu} > 0$); M_0 è il momento di decompressione riferito alla fibra estrema della sezione su cui agisce M_{Sdu} , M_{Sdu} è il momento agente massimo di calcolo nella regione in cui si effettua la verifica a taglio, da assumersi almeno pari a M_0 (δ , di conseguenza, deve risultare sempre inferiore a 2).

A_{sw} = area delle staffe

f_{yd} = tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio

s = passo delle staffe

Caso statico:

$$V_{Sdu} = 178.5 \text{ kN} < 477,64 \text{ kN} = V_{cd} + V_{wd}$$

Caso sismico:

$$V_{Sdu} = 258 \text{ kN} < 477,64 \text{ kN} = V_{cd} + V_{wd}$$

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 2,027. 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:

$$F_s \text{ minimo} = 1,258 > 1,00$$

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

Sondella s.r.l.

Probe CPTU - Piezocene CPTU 2
Strumento utilizzato... PAGANI 200 kN (CPTU)
Diagramma Resistenze qc fs

Contribente : SPEA s.p.a.
Cantiere : lotto 413
Località : Ancona Nord - Senigallia

Data :07/05/2006

scala 1:150

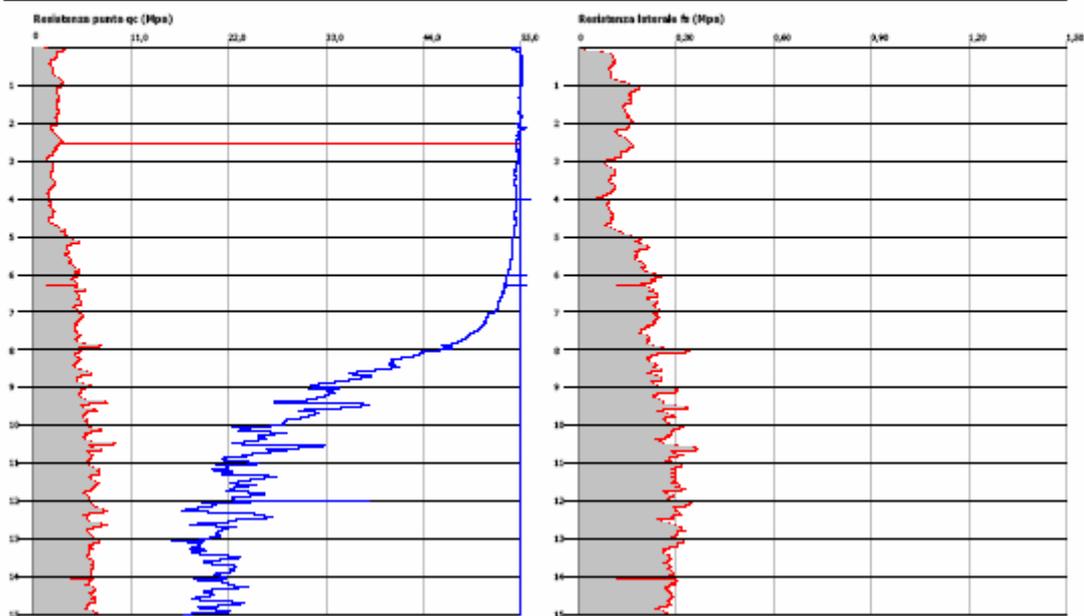


Figura 3.1 – Diagramma resistenze qc ed fs relativo alla prova E4-CPTU2bis

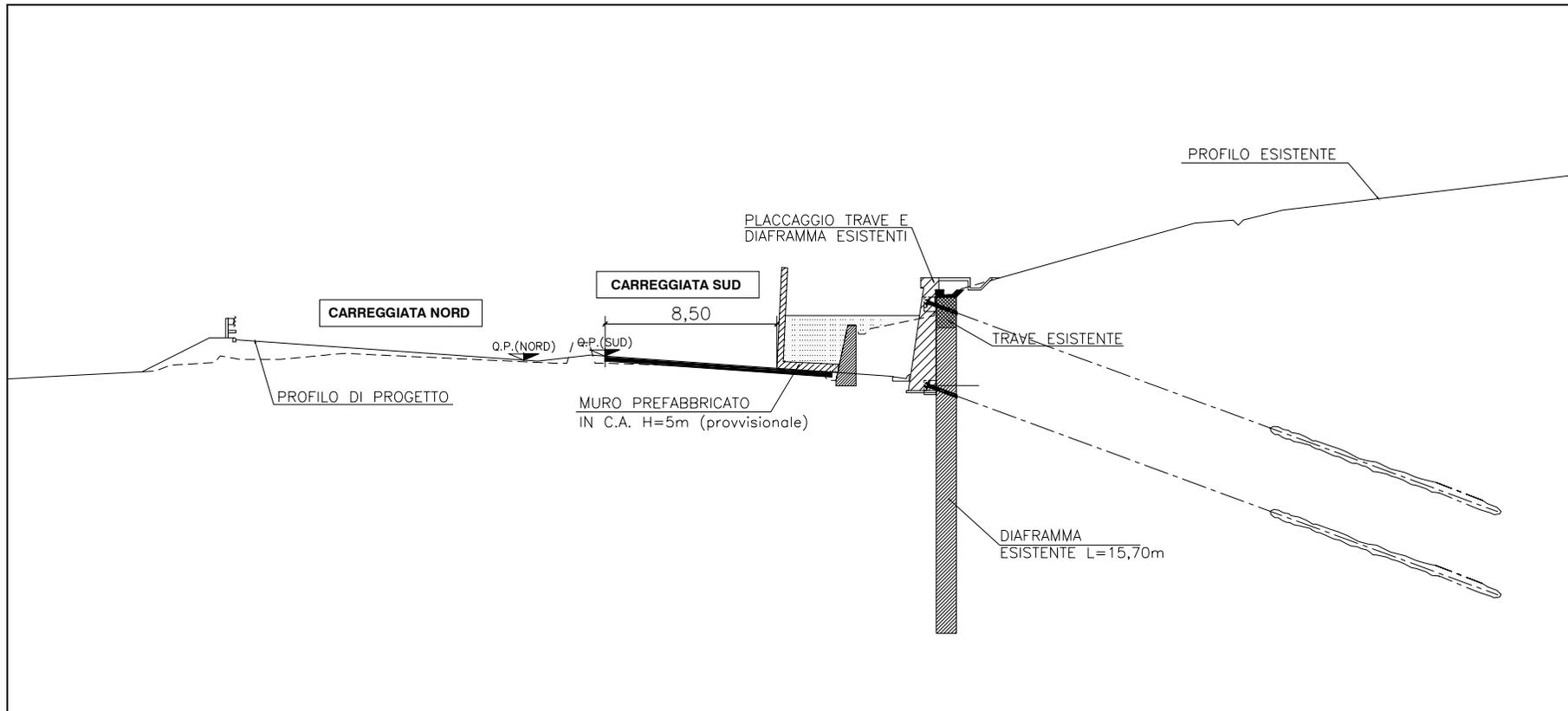


Figura 6.1- Sezione di calcolo

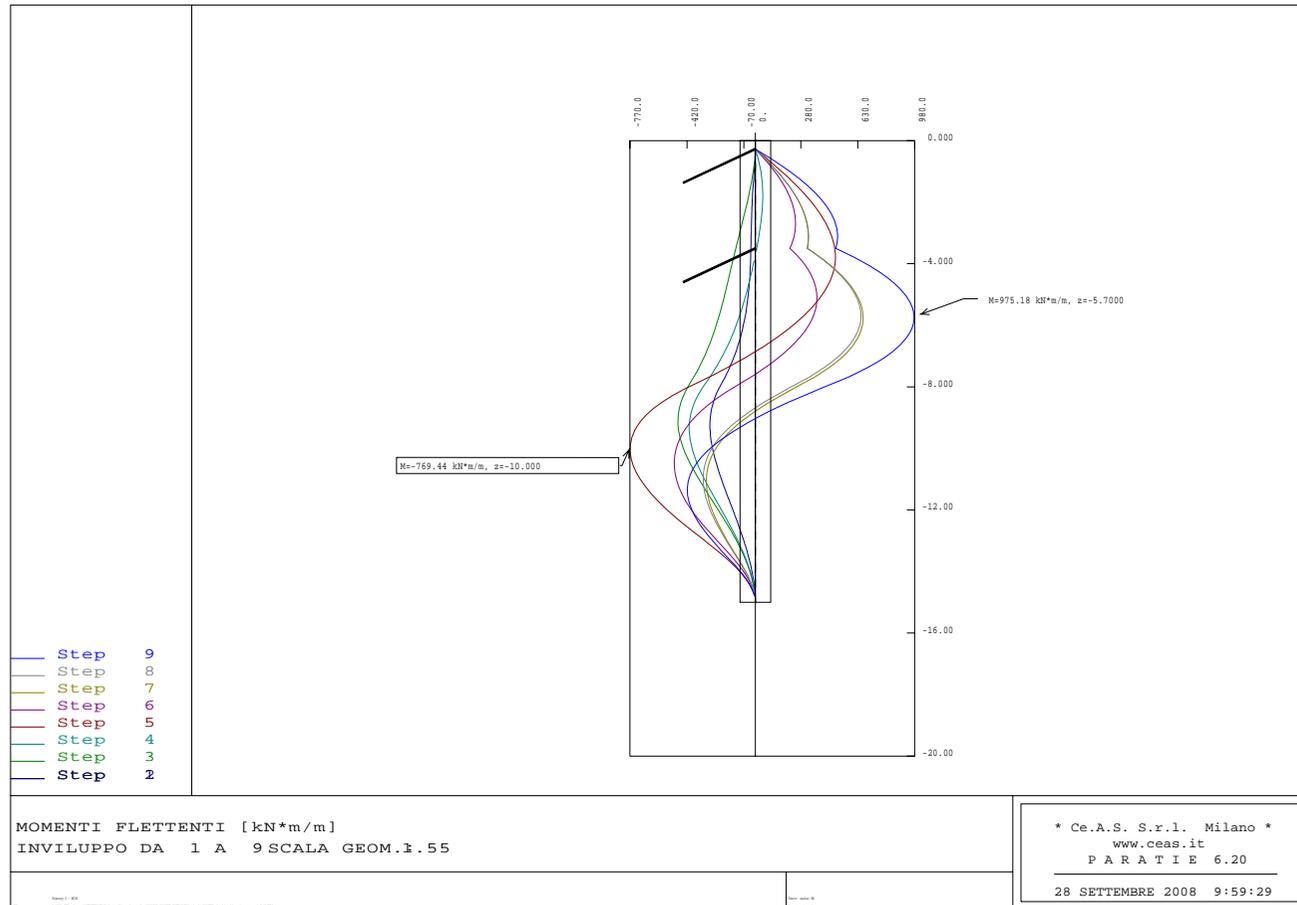


Figura 6.2- Andamento dei momenti

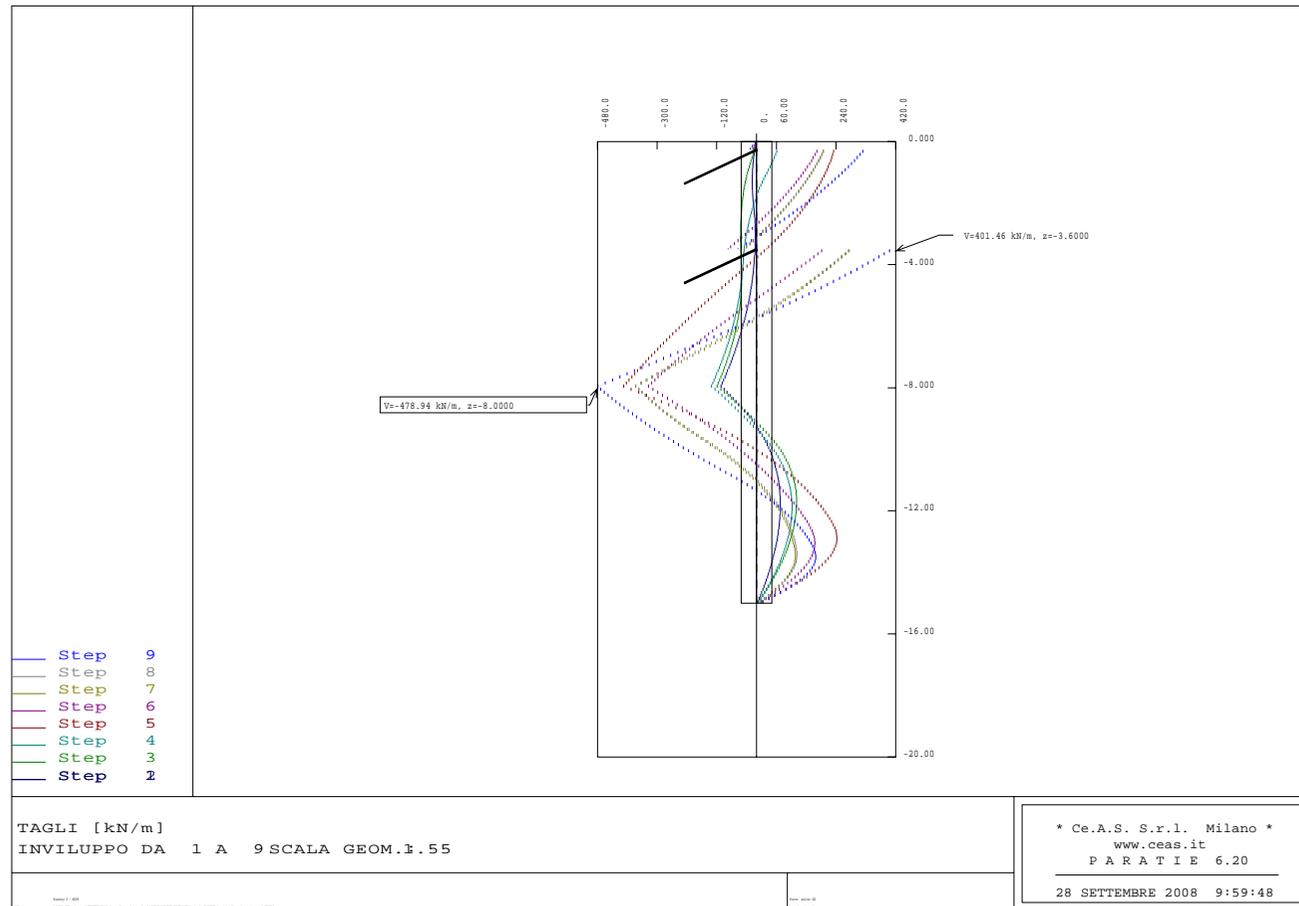


Figura 6.3- Andamento dei tagli

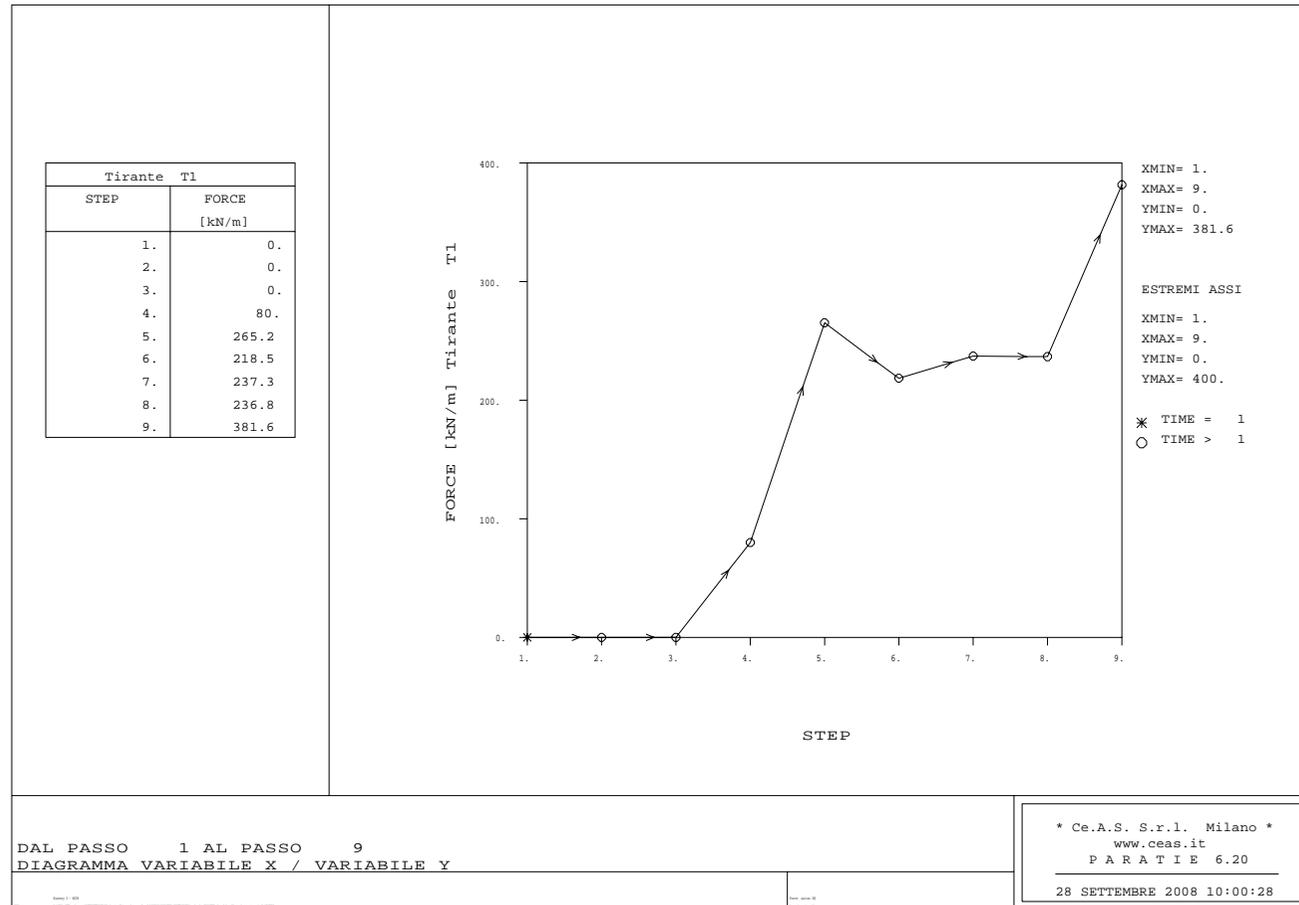


Figura 6.4- Andamento dei tiri 1° ordine di tiranti

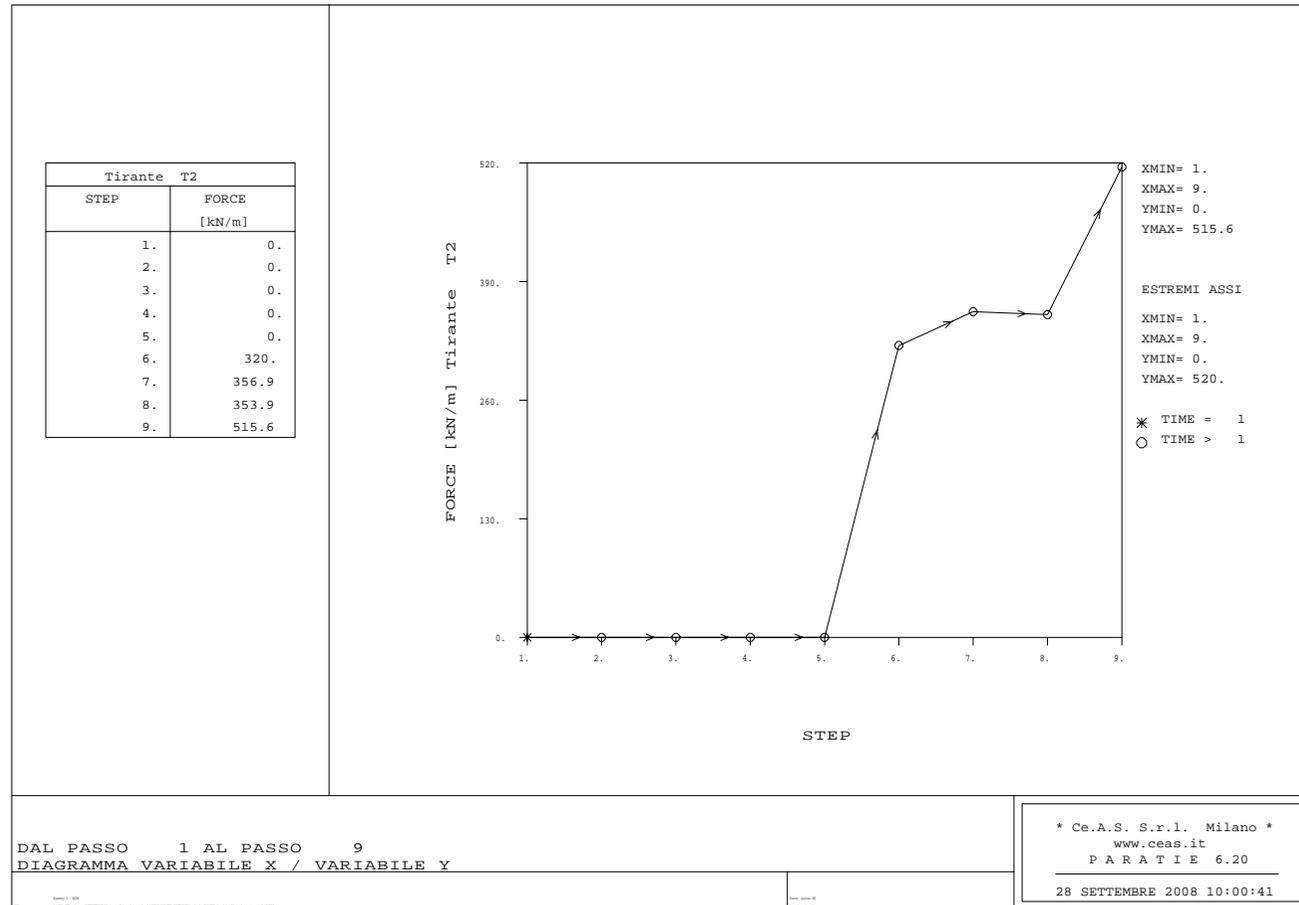


Figura 6.5- Andamento dei tiri 2° ordine di tiranti

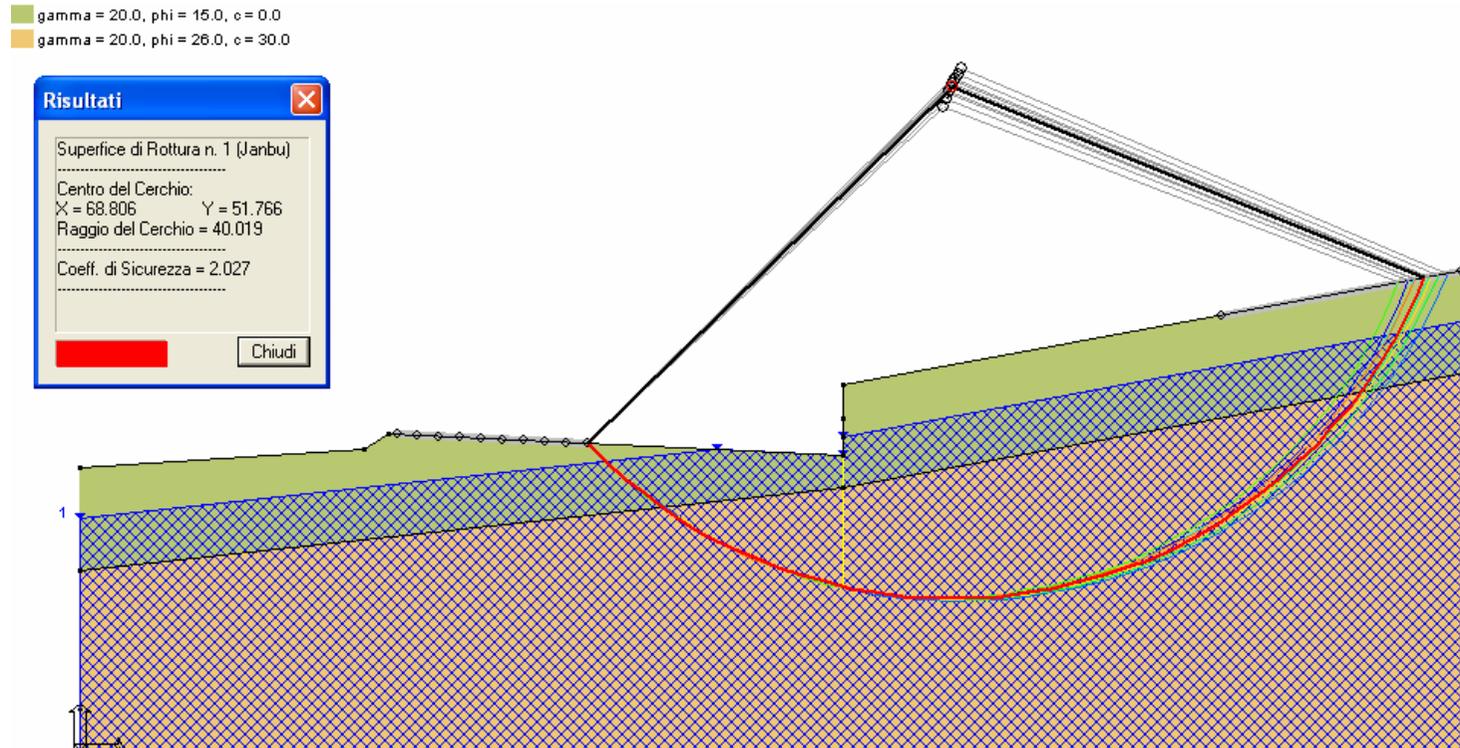


Figura 7.1- Analisi di stabilità globale nel caso statico ed individuazione della superficie di scorrimento avente F_s minimo

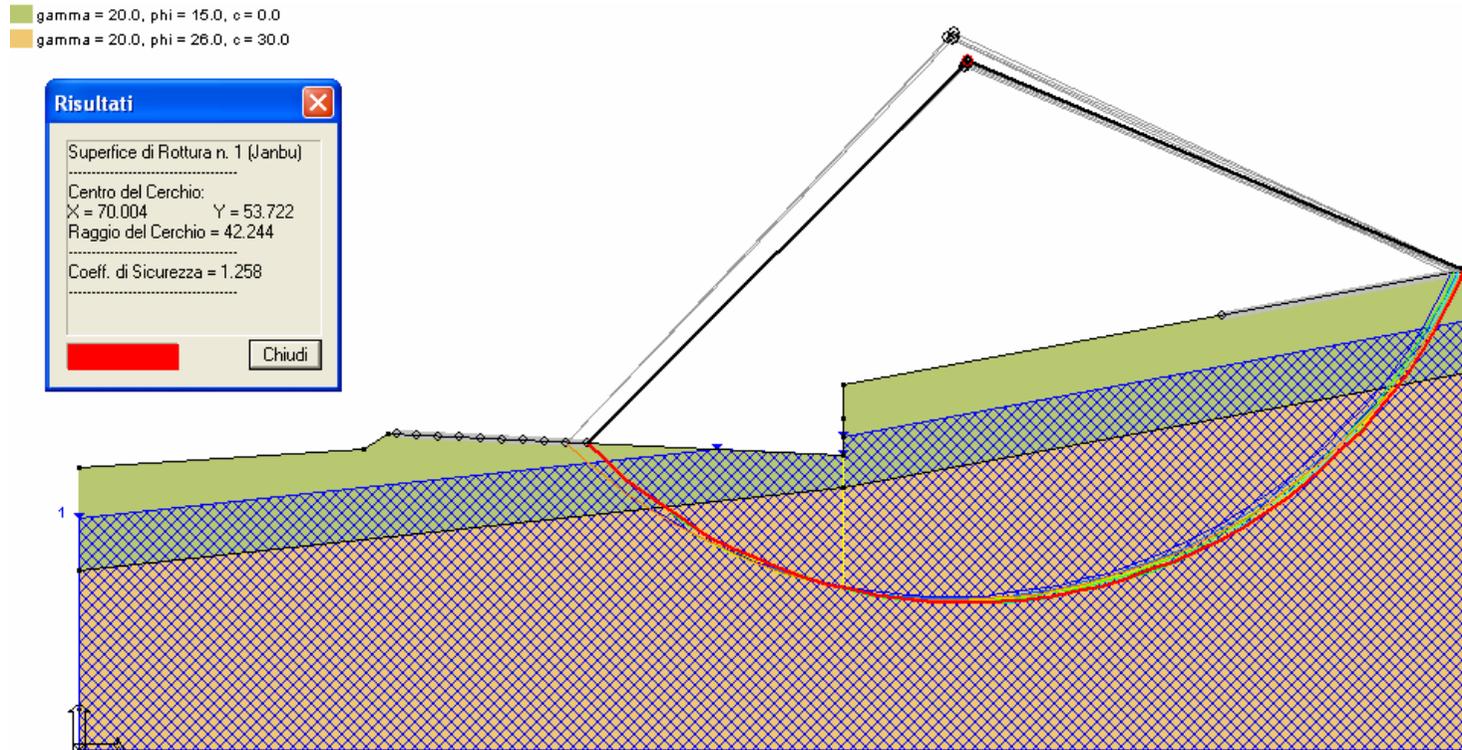


Figura 7.2- Analisi di stabilità globale nel caso sismico ed individuazione della superficie di scorrimento avente F_s minimo

