

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE:
DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**DIREZIONE TECNICA - CENTRO DI PRODUZIONE MILANO
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**

**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA. TRATTA RHO-GALLARATE
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

OPERE CIVILI - GEOTECNICA

Rilevati - Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

MDL1 12 D 26 RB RI0000 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione esecutiva	S. Gnoni	Ott. 2010			S. Borelli			
B	Recepimento osservazioni Validazione	Costantino Poli	Apr. 2011			S. Borelli			

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3.1	Documenti Referenziati.....	4
3.2	Documenti Correlati.....	5
4	MATERIALI E MODALITÀ DI POSA IN OPERA.....	6
5	DESCRIZIONE DELL'OPERA	8
5.1	Sezioni analizzate.....	9
6	ANALISI DEI CARICHI	11
7	MODALITÀ DI CALCOLO E VERIFICHE DI SICUREZZA.....	11
7.1	Cedimenti	11
7.1.1	Codice di calcolo	11
7.1.2	Sezioni di calcolo	12
7.1.3	Risultati dei calcoli.....	14
7.1.4	Verifiche di compatibilità.....	16
7.2	Verifiche di stabilità.....	17
7.3	Carico limite.....	21

1 PREMESSA

Il progetto definitivo per il potenziamento infrastrutturale della linea ferroviaria Rho-Arona, nella tratta Rho-Gallarate prevede il quadruplicamento della linea dalla stazione di Rho alla progressiva circa di 9+000, mentre per la rimanente parte del tracciato, l'ampliamento consiste nel triplicamento della tratta.

L'ampliamento rende necessaria la realizzazione di rilevati in affiancamento a quelli esistenti; di conseguenza, la funzionalità della nuova infrastruttura dipenderà principalmente dall'entità dei cedimenti indotti sul rilevato esistente da quello in affiancamento. Pertanto, è stato sviluppato uno specifico studio che ha riguardato: la caratterizzazione ai fini geotecnici dei materiali da utilizzare; l'indicazione delle modalità di posa in opera dei materiali; l'individuazione delle sezioni tipo dei nuovi rilevati in sede ed in affiancamento. Inoltre sono stati sviluppati specifici calcoli con riferimento ad alcune sezioni tipo rappresentative delle diverse tipologie di intervento, con riferimento alle caratteristiche geotecniche dei terreni ed ai rapporti tra questi ultimi e le opere in progetto. Le verifiche hanno riguardato il calcolo dei cedimenti assoluti e relativi indotti sui rilevati in esercizio e su quelli in affiancamento, la stabilità del complesso rilevato – terreno di fondazione ed il calcolo del carico limite verticale.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Al fine di valutare i cedimenti del corpo ferroviario è stato sviluppato uno specifico studio che ha riguardato:

- la caratterizzazione ai fini geotecnici dei materiali da utilizzare;
- l'indicazione delle modalità di posa in opera dei materiali;
- l'individuazione delle sezioni tipo dei nuovi rilevati in sede ed in affiancamento.

Inoltre sono stati sviluppati specifici calcoli con riferimento ad alcune sezioni tipo rappresentative delle diverse tipologie di intervento, con riferimento alle caratteristiche geotecniche dei terreni ed ai rapporti tra questi ultimi e le opere in progetto. Le verifiche hanno riguardato il calcolo dei cedimenti assoluti e relativi indotti sui rilevati in esercizio e su quelli in affiancamento, la stabilità del complesso rilevato – terreno di fondazione ed il calcolo del carico limite verticale.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Documenti Referenziati

- Legge 2 Febbraio 1974, n. 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- Decreto Min. LL.PP. 11 Marzo 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, ed 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”.
- Circolare Min. LL.PP. 24 Settembre 1988, n. 30483 “Istruzioni riguardanti “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” di cui al D.M. 11 Marzo 1988”.
- Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per il collaudo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- O.P.C.M. 20 marzo 2003, n.3274 e s.m.i. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Raccomandazioni AGI maggio 1994 “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”.
- Linee guida AGI 2005 “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”.

Rilevati – Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	12	D 26RB	RI 00 00001	B	5 di 32

3.2 Documenti Correlati

- Rif. Relazione geotecnica generale - MDL112D26F5GE0005001A.
- Rif. Profilo geotecnico MDL112D26F5GE0005001A.
- Rif. Profilo geotecnico MDL112D26F5GE0005002A.
- Rif. Rilevati – Sezioni tipo degli interventi – MDL112D26WARI0000001A.
- Rif. Sezioni trasversali – MDL112D26W9CS00001A/18A
- Norme tecniche sulla qualità del binario con velocità < 250 km/h (doc. RFI TCAR ST AR 01 001C del 28-06-07).

4 MATERIALI E MODALITÀ DI POSA IN OPERA

Nel seguito si descrivono le modalità di posa in opera dei materiali al fine di garantire i requisiti richiesti dalla normativa di riferimento.

Prima della formazione del rilevato, il terreno al di sotto del piano di campagna dovrà essere asportato per uno spessore minimo di 50 cm (scotico) e comunque per tutto lo strato di terreno vegetale. L'intervento dovrà avere larghezza pari all'ingombro del rilevato. Se la quota di progetto è superiore a quella dello scotico, la stessa dovrà essere raggiunta con l'apporto di materiale di caratteristiche analoghe a quelle del materiale utilizzato per la formazione del rilevato (descritte nel seguito).

Il piano di posa dovrà essere costipato mediante rullatura in modo da ottenere un valore della densità secca non inferiore al 95% della densità massima ottenuta con la prova di costipamento AASHTO modificata (CNR-BU n. 69). Il controllo del raggiungimento del richiesto grado di costipamento sarà effettuato con misure di densità in sito. Il modulo di deformazione, misurato mediante prova di carico su piastra al primo ciclo di carico nell'intervallo 0,05 MPa ÷ 0,15 MPa, non dovrà essere inferiore a 20 MPa; inoltre il rapporto dei moduli del 1° e 2° ciclo dovrà essere non inferiore a 0,60 (CNR-BU n. 146).

Dovrà essere prevista la bonifica del piano di posa ogni volta che nel corso dei lavori si dovessero trovare delle zone di terreno non idoneo (ad esempio in presenza di terreni altamente comprimibili, dotati di scadenti caratteristiche meccaniche o contenenti notevoli quantità di sostanze organiche) e/o comunque non conformi alle specifiche di progetto o alle prescrizioni contrattuali.

I risultati delle indagini eseguite (cfr. relazione geotecnica generale MDL112D26F5GE0005001A) hanno permesso di individuare le tratte dove è necessario effettuare la bonifica.

In particolare, l'intervento dovrà essere eseguito in presenza di materiali di riporto e di sabbie limose superficiali, che si rinvergono in maniera diffusa lungo l'intera tratta.

Sulla base dei risultati delle indagini non si prevede di eseguire bonifica, unicamente tra le progressive 8+100 e 8+400, laddove affiorano le sabbie ghiaiose SG.

Per quanto riguarda gli spessori, questi ultimi sono stati determinati sulla base delle caratteristiche geotecniche e degli spessori dei terreni di fondazione, dell'altezza dei rilevati e dei risultati dei calcoli dei cedimenti indotti dalle nuove opere, riportati al successivo paragrafo 7.

In linea di massima, la bonifica avrà uno spessore variabile da un minimo di 0,50 m fino ad un massimo di 1 m, ad eccezione del tratto compreso in corrispondenza del "Raccordo Y", dove lo spessore dei terreni di riporto è maggiore di 4 m e i rilevati hanno un'altezza maggiore di 3 m; in questo tratto lo spessore della bonifica è stato assunto pari a 1,5 m. Tra le progressive 0+200 e 0+400 circa, la bonifica avrà uno spessore maggiore (2 m), in considerazione dell'altezza raggiunta dal nuovo rilevato ferroviario (6,6 m circa), della particolare configurazione

plano-altimetrica delle opere in progetto e dello spessore dei terreni di riporto mediamente pari a 3 m.

Lo spessore della bonifica potrà comunque subire variazioni sulla base di quanto si riscontrerà effettivamente in sito.

La bonifica dovrà essere eseguita utilizzando i seguenti materiali, con riferimento alla classificazione CNR-UNI 10006:

- A1, A2, A3 se proveniente da cave di prestito;
- A1, A2, A3, A4 se proveniente dagli scavi.

I materiali dovranno essere messi in opera a strati di spessore non superiore a 50 cm; per i materiali dei gruppi A2 ed A4 gli strati dovranno avere spessore non superiore a 30 cm.

A costipamento avvenuto, i valori del modulo di deformazione e della densità secca dovranno essere non minori dei valori di riferimento per il piano di posa prima indicati.

Il corpo del rilevato ferroviario sarà realizzato mediante l'impiego di terre provenienti da scavi di sbancamento appartenenti ai gruppi, in ordine di priorità, A1, A2-4, A2-5, A3, A2-6, A2-7 e A4 ovvero terre provenienti da cave di prestito, appartenenti agli stessi gruppi. Non dovranno essere impiegate terre del gruppo A3 con coefficiente di disuniformità < 7 .

In ogni caso, il grado di uniformità dei materiali utilizzati, definito come il rapporto tra il passante al setaccio D_{60} e il passante al setaccio D_{10} dovrà essere ≥ 15 .

Il materiale dovrà essere steso in strati di spessore non superiore a 50 cm per le terre dei gruppi A1, A2-4 e non superiore a 30 cm per il materiale dei gruppi A2-5, A2-6, A2-7, A3 e A4.

Su ciascuna sezione trasversale i materiali impiegati per ciascuno strato dovranno essere dello stesso gruppo o sottogruppo.

Ogni strato dovrà essere messo in opera con un contenuto d'acqua prossimo all'ottimale e dovrà essere costipato in modo da raggiungere in ogni punto un valore della densità secca almeno pari al 95% della densità massima AASHTO modificata. Il valore del modulo di deformazione dovrà risultare non inferiore a 20 MPa per le zone di rilevato a distanza inferiore a 1 m dai bordi e a 40 MPa per la restante zona centrale. Tali valori dovranno essere determinati al primo ciclo di carico nell'intervallo 0,15 MPa – 0,25 MPa; in entrambi i casi, il rapporto tra i moduli del 1° e 2° ciclo non dovrà essere inferiore a 0,60.

In relazione alla difficoltà di ottenere i prescritti valori minimi della densità AASHTO modificata e del modulo di deformazione (minimo 40 MPa), sarà necessario porre particolare attenzione nell'utilizzo delle terre appartenenti ai gruppi A2-5 e A2-7, per le quali bisognerà effettuare preventivamente opportune prove (in situ e in laboratorio) che attestino la possibilità di raggiungere i prescritti parametri.

Il primo strato di rilevato sarà costituito dallo "strato anticapillare", posto al di sopra del piano di posa, con uno spessore di 50 cm e dovrà essere costituito da pietrischetto con dimensioni comprese tra 2 e 25 mm. Questo strato

dovrà essere protetto sia inferiormente, che superiormente, con uno strato di geotessile.

Nei tratti in affiancamento, i rilevati saranno realizzati con le stesse modalità sopra descritte.

Inoltre, si dovranno garantire un perfetto collegamento tra il rilevato esistente e la nuova opera ed un adeguato costipamento nella zona di ammorsamento, in modo da limitare al massimo le deformazioni del rilevato esistente con il traffico in esercizio.

A tale scopo, bisognerà provvedere ad eseguire una gradonatura della scarpata del rilevato esistente con asportazione di almeno 50 cm di materiale. I gradoni (dell'altezza massima di 50 cm) saranno realizzati per fasi, facendo immediatamente seguire ad ogni gradonatura la stesa del nuovo strato (tale da coprire la gradonatura stessa) ed il suo costipamento, in modo da assicurare sempre la viabilità del rilevato esistente.

Considerando la scarpata usuale dei rilevati esistenti pari a 2/3, i gradoni avranno un'altezza pari a 0,5 m e una larghezza variabile in funzione della stabilità del rilevato esistente.

Gli interventi tipo e le caratteristiche geometriche della gradonatura sono riportati nell'elaborato "Rilevati -Sezioni tipo degli interventi" (MDL112D26WARI6000001A) cui si rimanda per ogni dettaglio.

In ogni caso, per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali da porre in opera e le modalità esecutive, si dovrà fare riferimento a quanto prescritto nel Capitolato ITALFERR.

5 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il potenziamento infrastrutturale della linea ferroviaria Rho-Arona, nella tratta Rho-Gallarate prevede l'ampliamento della linea a 3 e a 4 binari, per una lunghezza totale di 9.900 km circa, in affiancamento ai rilevati esistenti.

La geometria dei rilevati, nella configurazione finale di quadruplicamento e triplicamento della linea, è evidenziata nell'elaborato "Rilevati -Sezioni tipo degli interventi" prima citato.

Come già detto, risulta di fondamentale importanza che durante la fase di realizzazione delle nuove opere, non si determinino particolari soggezioni ai binari in esercizio. Infatti, la costruzione del rilevato in affiancamento determina su quello esistente dei cedimenti indotti. La valutazione di tali cedimenti e la verifica con le tolleranze prescritte rivestono particolare importanza soprattutto quando, come nel caso in esame, il binario esistente viene mantenuto in esercizio durante i lavori di costruzione.

Pertanto, al fine della verifica dell'opera, si è proceduto secondo le seguenti fasi:

- esame delle sezioni trasversali di progetto, al fine di suddividere l'intera linea ferroviaria in "sotto-tratte" caratterizzate da una certa omogeneità nella geometria del rilevato;
- definizione delle sezioni tipo degli interventi in funzione della geometria della nuova opera (ampliamento a 3 o a 4 binari) e dei terreni di fondazione;

Rilevati – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26RB	RI 00 00001	B	9 di 32

- individuazione, per ogni sezione tipo, di “sezioni di calcolo”, ovvero quelle di particolare interesse nel calcolo dei cedimenti, scegliendo quelle caratterizzate dalle maggiori altezze di rilevato;
- attribuzione a ciascuna sezione di calcolo della corrispondente stratigrafia e delle caratteristiche geotecniche dei terreni, definite nella relazione geotecnica generale di progetto (elaborato MDL112D26F5GE0005001A).

5.1 Sezioni analizzate

Le sezioni così individuate, rappresentative del tracciato per ciascuna tratta e, nella condizione più sfavorevole (caratteristiche dei terreni, altezza massima del rilevato) sono state utilizzate per la verifica dell’opera.

Da un esame delle sezioni trasversali di progetto, il tracciato si può suddividere fondamentalmente in 2 grandi macro - tratti:

1. dalla (pk 0+000) fino alla progressiva 9+080 → allargamento della sezione tipo ferroviaria in rilevato da 2 a 4 binari;
2. dalla pk 9+000 circa alla pk (9+817.33)→ allargamento da 2 a 3 binari

Dall’esame dei profili geotecnici (elaborati MDL112D26F5GE0005001A÷2A) è stato possibile suddividere l’intero tracciato in tratti caratterizzati da stratigrafia omogenea.

In tabella 5.1, si riportano le “sezioni di calcolo”, individuate lungo il tracciato, insieme alle progressive di riferimento, alle altezze massime del rilevato (differenza di quota tra il ciglio del sub-ballast e il p.c.) ed alle stratigrafie di riferimento, di seguito descritte.

Sezione di calcolo	Progressiva pk.	H _{max} [m]	Stratigrafia
a	0+300	6,6	A
b	6+600	4,2	B
c	6+800	2,7	B
d	9+400	3,2	C

Tab. 5.1 – Individuazione delle sezioni di calcolo

STRATIGRAFIA A (da 0+000 a 1+500)

da 0 a 3 m → riporto R

da 3 m a 10 m → ghiaie sabbiose GS’

da 10 m a 11 → limo sabbioso LS

da 11 m in poi → ghiaie sabbiose GS’’

La falda si rinviene ad una profondità di 10 m dal p.c..

STRATIGRAFIA B (pk 1+500÷8+000)

da 0 a 3 m → riporto R

da 3 m a 5 m → ghiaie sabbiose GS'

da 5 m in poi → ghiaie sabbiose GS''

La falda si rinviene ad una profondità di 15 ÷ 20 m dal p.c..

STRATIGRAFIA C (8+000÷ a fine tratta)

da 0 a 1,5 m → riporto R

da 1,5 m a 5 m → ghiaie sabbiose GS'

da 5 m in poi → ghiaie sabbiose GS''

La falda si rinviene ad una profondità di 25÷30 m dal p.c..

Nella tabella 5.2 si riportano i parametri fisico-meccanici dei terreni (peso dell'unità di volume γ , coesione efficace c' , angolo di resistenza al taglio φ' e il modulo di Young E) adottati nei calcoli, ricavati da quanto riportato nella relazione geotecnica generale.

Parametri	GS'	GS''	G	LS	R
γ [kN/m ³]	20	20	20	20	18
φ' [°]	36	37	38	25	30
c' [kPa]	0	0	0	20	0
E [MPa]	20	30	35	10	10

Tab. 5.2 – Parametri fisico – meccanici adottati nei calcoli

I materiali da costruzione per la formazione dei rilevati e della bonifica del piano di posa, sono stati caratterizzati, dal punto di vista geotecnico, con i seguenti parametri fisico-meccanici:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 20$ kN/m³;
- coesione effettiva $c' = 0$;
- angolo di attrito effettivo $\varphi' = 40^\circ$.
- modulo elastico $E = 40$ MPa.

Il coefficiente di Poisson adottato è pari a 0,3.

6 ANALISI DEI CARICHI

Le verifiche sono state effettuate considerando i seguenti carichi:

- Azioni permanenti:
 - pesi propri
 - carichi permanenti

- Azioni variabili
 - Sovraccarico dovuto al transito dei convogli ferroviari pari a 40 kPa (in condizioni statiche)
 - Sovraccarico dovuto al transito dei convogli ferroviari pari a 20 kPa (in condizioni sismiche)

La determinazione dei carichi permanenti, relativi al peso della massicciata e dell'armamento, è stata effettuata ipotizzando un peso dell'unità di volume pari a 18 kN/m³ per un'altezza media di 80 cm ($18 * 0,8 = 14,4$ kPa) applicata su tutta la larghezza.

7 MODALITÀ DI CALCOLO E VERIFICHE DI SICUREZZA

Sono state sviluppate verifiche di sicurezza riguardanti i seguenti argomenti:

- calcolo dei cedimenti assoluti e relativi indotti sui rilevati in esercizio e su quelli in affiancamento;
- stabilità del complesso rilevato – terreno di fondazione;
- calcolo del carico limite verticale.

7.1 Cedimenti

7.1.1 Codice di calcolo

L'analisi dello stato tensionale e delle deformazioni dei rilevati è stata svolta con il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D (versione 8), nell'ipotesi di stato piano di deformazione.

I domini di interesse, del sistema complessivo terreno-rilevato, sono stati discretizzati con elementi triangolari a 15 nodi. Ai nodi alla base della mesh sono impediti gli spostamenti sia orizzontali che verticali; ai nodi sul contorno laterale del dominio sono impediti solo gli spostamenti orizzontali.

Per simulare le fasi esecutive descritte nei paragrafi precedenti (scavo di scotico e realizzazione del rilevato), sono

stati analizzati domini a geometria variabile, disattivando gli elementi finiti triangolari corrispondenti alle aree di scavo (fase di scotico) ed attivando gli elementi finiti che modellano il corpo del rilevato durante le varie fasi di costruzione.

Per il comportamento del terreno è stato adottato un modello elasto-plastico con funzione di snervamento di Mohr-Coulomb. Le loro proprietà sono state definite mediante il modulo elastico, il coefficiente di Poisson, il peso dell'unità di volume, la coesione e l'angolo di attrito sopra definiti.

Le analisi sono state svolte in condizione drenate, data la natura dei terreni in esame.

Le fasi analizzate nel modello di calcolo sono di seguito descritte:

- Condizione iniziale (rilevato esistente e carichi permanenti e variabili);
- scavo di scotico;
- realizzazione della bonifica;
- realizzazione del rilevato;
- condizione finale (eventuale spostamento binari ed applicazioni dei carichi sul rilevato in affiancamento).

7.1.2 Sezioni di calcolo

Il calcolo dei cedimenti è stato condotto per le sezioni di rilevato critiche descritte nel paragrafo 5. Nella tabella 7.1 si riportano per ogni sezione, l'altezza massima del rilevato, lo spessore della bonifica e la stratigrafia corrispondente dei terreni di fondazione.

Sezione di calcolo	H_{max} [m]	Bonifica [m]	Stratigrafia
a	6,6	2,0	A
b	4,2	1,0	B
c	2,7	1,0	B
d	3,2	1,0	C

Tab. 7.1 – Spessori della bonifica per ciascuna sezione di calcolo

Nei calcoli relativi alla sezione “a” (stratigrafia A) è stata considerata la presenza della falda alla profondità media di 10 m dal piano campagna. In tutti gli altri casi esaminati, la falda è stata trascurata, dal momento che si rinviene sempre a profondità maggiori di 15 m.

I cedimenti sono stati calcolati in corrispondenza dell'asse del nuovo rilevato e delle due rotaie dei binari in esercizio. Tali cedimenti si considerano rappresentativi di tutta la tratta cui fa riferimento la sezione di calcolo.

In particolare, per ciascuna sezione trasversale sono stati esaminati i cedimenti differenziali tra le due rotaie del binario in esercizio (difetto trasversale) e l'andamento dei cedimenti lungo l'asse del binario su 200 m di distanza (difetto longitudinale).

Per la verifica del valore massimo del livello longitudinale, sono state scelte due coppie di sezioni trasversali distanti 200 m l'una dall'altra, in corrispondenza di quelle zone dove si prevede una variazione negli spessori dei terreni superficiali o nell'altezza del rilevato.

Le sezioni "b" e "c", seppur caratterizzate dagli stessi terreni di fondazione, sono state prese in esame al fine di valutare l'entità del difetto longitudinale su 200 m per altezze di rilevato differenti (2,7 m e 4,2 m).

Per ogni tipologia di intervento, nelle figure di seguito presentate (fig. 7.1 ÷ 7.3) sono indicati i punti in corrispondenza dei quali è stato effettuato il calcolo del cedimento.

Dal momento che i terreni di fondazione sono a grana grossa, è stato calcolato il cedimento immediato, che si verifica contestualmente all'applicazione del carico. Il decorso del cedimento nel tempo, infatti, si può ritenere rapido, praticamente contemporaneo alla realizzazione dell'opera.

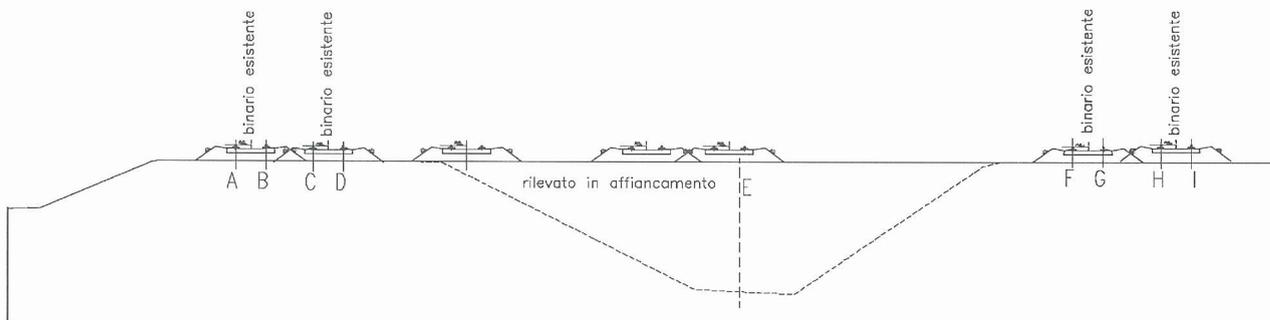
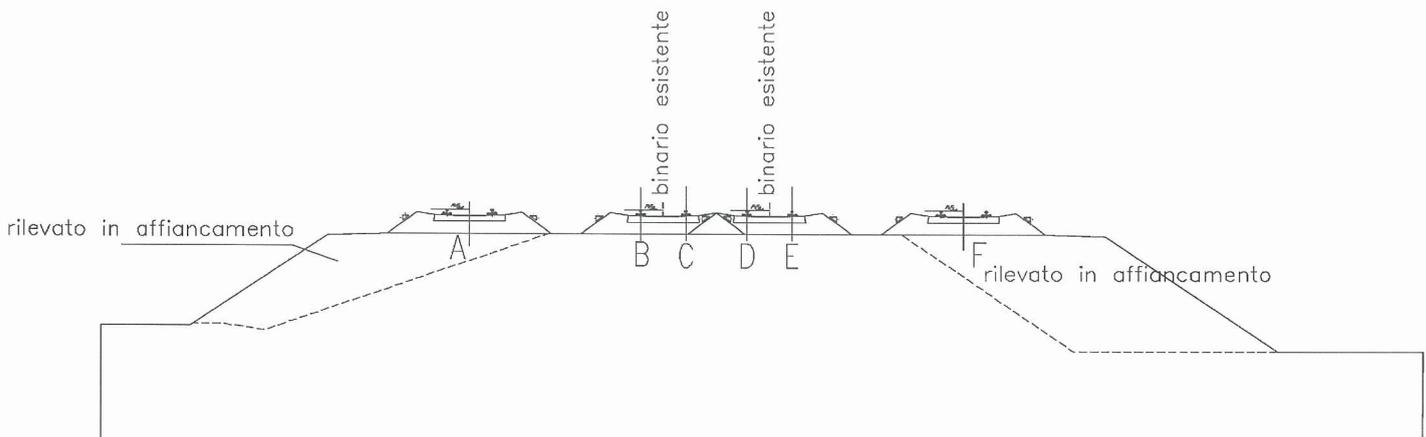


Fig. 7.1 – Sezione di calcolo "a"



	POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y					
	Rilevati – Relazione di calcolo	COMMESSA MDL1	LOTTO 12	CODIFICA D 26RB	DOCUMENTO RI 00 00001	REV. B

Fig. 7.2 - Sezioni di calcolo “b” – “c” - “d”

7.1.3 Risultati dei calcoli

Nei tabulati in Appendice si riportano, per ogni sezione esaminata, i dati di input (geometria, carichi, condizioni al contorno, caratteristiche della mesh e dei materiali), le fasi di calcolo ed i diagrammi relativi agli spostamenti totali nella condizione finale. Tali valori sono inoltre indicati in tabelle per ogni nodo della mesh.

Infine si riportano i grafici con l’andamento dei cedimenti in corrispondenza dei punti più significativi presi in esame nei diversi step di calcolo. I valori degli stessi cedimenti sono riportati nelle tabelle 7.2 ÷ 7.4.

Sezione di calcolo	Cedimenti assoluti [mm]							
	A	B	C	D	F	G	H	I
a	13	15	16	19	20	17	10	8,5

Tab. 7.2 – Cedimenti assoluti calcolati in corrispondenza della sezione di calcolo “a”

Per la sezione “a” i cedimenti assoluti sono risultati compresi tra 8,5 mm e 20 mm.

Si fa presente che il binario esistente (C-D) alla fine della costruzione del nuovo rilevato in affiancamento viene demolito e spostato sul nuovo; pertanto i valori dei cedimenti in corrispondenza dei punti C e D indicati in tabella 7.2 sono stati ricavati prima dello spostamento del binario (cfr. fig. 7.4). Inoltre, i cedimenti in corrispondenza delle rotaie dei binari sul rilevato di sinistra (v. fig. 7.1 e 7.4) sono stati determinati prima dell’applicazione dei carichi sul rilevato in affiancamento.

Per quanto riguarda i cedimenti dovuti alla realizzazione del nuovo rilevato, data la natura dei terreni, il decorso dei cedimenti nel tempo si considera rapido; pertanto i cedimenti del rilevato in affiancamento si considerano immediati.

Il cedimento massimo del rilevato in affiancamento (punto E) risulta pari a 72 mm al termine della costruzione (cfr. fig. 7.4: step 150) e 89 mm dopo la realizzazione della sovrastruttura ferroviaria e l’applicazione dei carichi permanenti e variabili (step finale). Poiché il cedimento dovuto alla realizzazione del rilevato si considera esaurito al termine della costruzione, pertanto il cedimento differenziale dopo l’applicazione dei carichi permanenti e variabili risulta pari a 17 mm.

Per quanto riguarda le altre sezioni di calcolo, i valori dei cedimenti ricavati in corrispondenza delle rotaie dei binari in esercizio raggiungono un valore massimo di 13 mm. I cedimenti in corrispondenza dell’asse del binario sul nuovo rilevato in affiancamento, nella condizione finale, variano da un minimo di 17 mm ad un massimo di 32 mm.

Sezione di calcolo	Cedimenti assoluti [mm]					
	A	B	C	D	E	F
b	24	11	10	11	13	30
c	22	9,2	8,3	9,4	12	31
d	28	6,4	4,6	2,9	2,0	*

Tab. 7.3 – Cedimenti assoluti per le sezioni di calcolo “b” – “c” – “d”

(*) nelle sezione “d” l’intervento consiste nel triplicamento della linea alla sinistra del rilevato esistente, pertanto non è presente il cedimento del punto F.

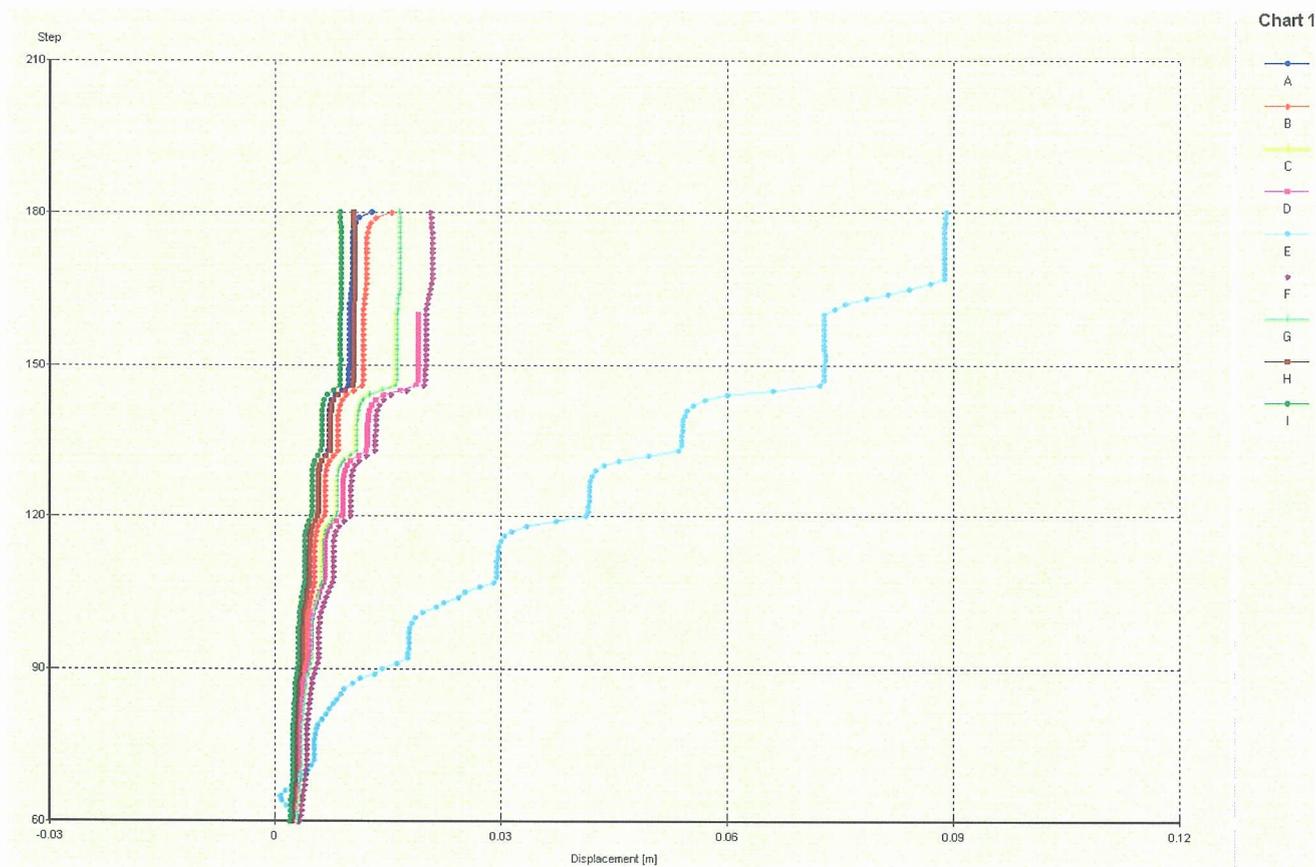


Fig. 7.4 – Sezione “a” - Curva degli spostamenti

7.1.4 Verifiche di compatibilità

Nelle tabelle 7.5 ÷ 7.6 si riportano i valori dei cedimenti differenziali tra le due rotaie dei binari in esercizio (difetto trasversale), mentre nelle tabelle 7.8 e 7.9 si riportano i cedimenti lungo l'asse del binario su una distanza di 200 m (difetto longitudinale).

Sezione di calcolo	H _{rilevato} [m]	Difetto trasversale [mm]			
		I binario (A - B)	II binario (C - D)	III binario (F - G)	IV binario (H - I)
a	4,2	1	2	3	1,5

Tab. 7.5 – Difetti trasversali

Sezione di calcolo	H _{rilevato} [m]	Difetto trasversale [mm]	
		I binario (B - C)	II binario (D - E)
b	4,2	1	2
c	2,7	0,9	2,6
d	3,2	1,8	0,9

Tab. 7.6 – Difetti trasversali

Sezione di calcolo	H _{rilevato} [m]	Difetto longitudinale [mm]	
		I binario (B/C)	II binario (D/E)
b	4,2	1,8 / 1,7	1,6 / 1
c	2,7		

Tab. 7.7 – Difetto longitudinale tra le sezioni "b" e "c"

Al fine di verificare il rispetto del livello di qualità geometrica del rilevato esistente, sono stati considerati i valori limiti dei difetti sopra descritti e riportati nella parte II delle “Norme tecniche sulla qualità del binario con velocità < 250 km/h” (doc. RFI TCAR ST AR 01 001C del 28-06-07) nel caso di rinnovo o nuova costruzione dell’armamento ferroviario.

I valori ammissibili del livello longitudinale L e trasversale ΔH , estratti dalla normativa citata, sono riportati nella tabella seguente, considerando che la velocità massima attesa, per la linea in esame, risulta inferiore a 200 km/h.

Difetto trasversale ΔH [mm]	3
Difetto longitudinale L [mm]	2

Tab. 7.8 – Valori ammissibili dei parametri geometrici a seguito dei lavori all’armamento

Dall’esame dei risultati sopra riportati e delle prescrizioni della normativa di riferimento, si evince quanto segue:

1. i cedimenti differenziali tra le due rotaie del binario in esercizio, in una stessa sezione trasversale, indotti dalla costruzione del rilevato in affiancamento, risultano in ogni caso inferiori a 3 mm.
2. l’andamento dei cedimenti lungo l’asse del binario mostra, per i casi esaminati, valori del difetto longitudinale inferiori a 2 mm.

Pertanto si conclude che i valori dei cedimenti dei rilevati in affiancamento e i difetti relativi alla qualità geometrica dei binari in esercizio risultano compatibili con i valori prescritti dalla normativa di riferimento.

7.2 Verifiche di stabilità

Le verifiche di stabilità è stata eseguita in corrispondenza delle sezioni di calcolo “b” corrispondente alla massima altezza del rilevato per la linea in esame.

La sezione “b”, ha un’altezza massima del rilevato pari a 4,2 m ed è caratterizzata dalla stratigrafia B; I parametri geotecnici dei terreni di fondazione sono riportati al capitolo 5.

Le verifiche sono state sviluppate utilizzando il metodo di Bishop semplificato, nell’ipotesi di stato di deformazione piano.

Per il calcolo del coefficiente di sicurezza, si considera una suddivisione in n blocchi del volume di terreno al di sopra della superficie di scorrimento prescelta. Il coefficiente di sicurezza F, definito come rapporto fra il momento delle forze resistenti M_r lungo la superficie di scorrimento S ed il momento delle forze agenti M_a rispetto al centro

Rilevati – Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	12	D 26RB	RI 00 00001	B	18 di 32

di S, si ottiene dall'espressione:

$$F = \frac{M_r}{M_a} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[c' \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) \operatorname{tg} \varphi' \right] \left[\frac{1}{\cos \alpha_i + \left(\frac{1}{F} \right) \operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'} \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

con:

- $W_i, \Delta x_i$ peso e larghezza del singolo blocco;
- u_i pressione neutra al centro della base del generico blocco;
- α_i inclinazione media sull'orizzontale della superficie di scorrimento in corrispondenza del blocco.

La ricerca del minimo coefficiente di sicurezza, fra quelli relativi alle diverse superfici di scorrimento cinematicamente possibili, è stata eseguita mediante un processo di ottimizzazione, di carattere iterativo.

I carichi applicati in sommità al rilevato sono quelli riportati al capitolo 6.

Le verifiche sono state eseguite in condizioni statiche ed in condizioni sismiche.

Per queste ultime, si è fatto riferimento alla zonizzazione sismica contenuta nella Ordinanza del 2003 e a quanto prescritto nel DM del 16-01-96.

La presenza del sisma è stata simulata con l'analisi pseudostatica, in cui l'azione dinamica del sisma è rappresentata da una forza di inerzia statica equivalente, proporzionale al peso W della massa potenzialmente instabile:

$$F_h = C \times W$$

dove C è il coefficiente d'intensità sismica.

I comuni interessati dall'opera in progetto, secondo la classificazione dell'ordinanza PCM del 2003, ricadono in zona sismica 4.

Per le opere ferroviarie ricadenti in zona sismica 4, il valore del grado di sismicità S è pari a 6. Pertanto, il coefficiente di intensità sismica $C = (S-2)/100$ (definito al punto B.4 del DM 1996) risulta pari a 0,04.

In condizioni sismiche, il sovraccarico dovuto al transito dei convogli ferroviari pari a 40 kPa è stato ridotto a 20 kPa.

Per ognuna delle sezioni esaminate, nelle figure che seguono (7.5 ÷ 7.7), si riportano gli schemi di calcolo e le superfici di scivolamento più critiche, in condizioni statiche e sismiche.

Rilevati – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26RB	RI 00 00001	B	19 di 32

La tabella 7.9 riporta i risultati ottenuti. I coefficienti di sicurezza ottenuti, sempre ampiamente maggiori del valore limite prescritto dalla normativa ($F > 1,30$) hanno evidenziato l'accettabile grado di sicurezza dell'opera con riferimento alle condizioni geotecniche del sito.

Sezione di calcolo	Condizione Statica	Condizione Sismica
b	3,02	2,97

Tab. 7.9 – Verifica di stabilità - Valori minimi del coefficiente di sicurezza

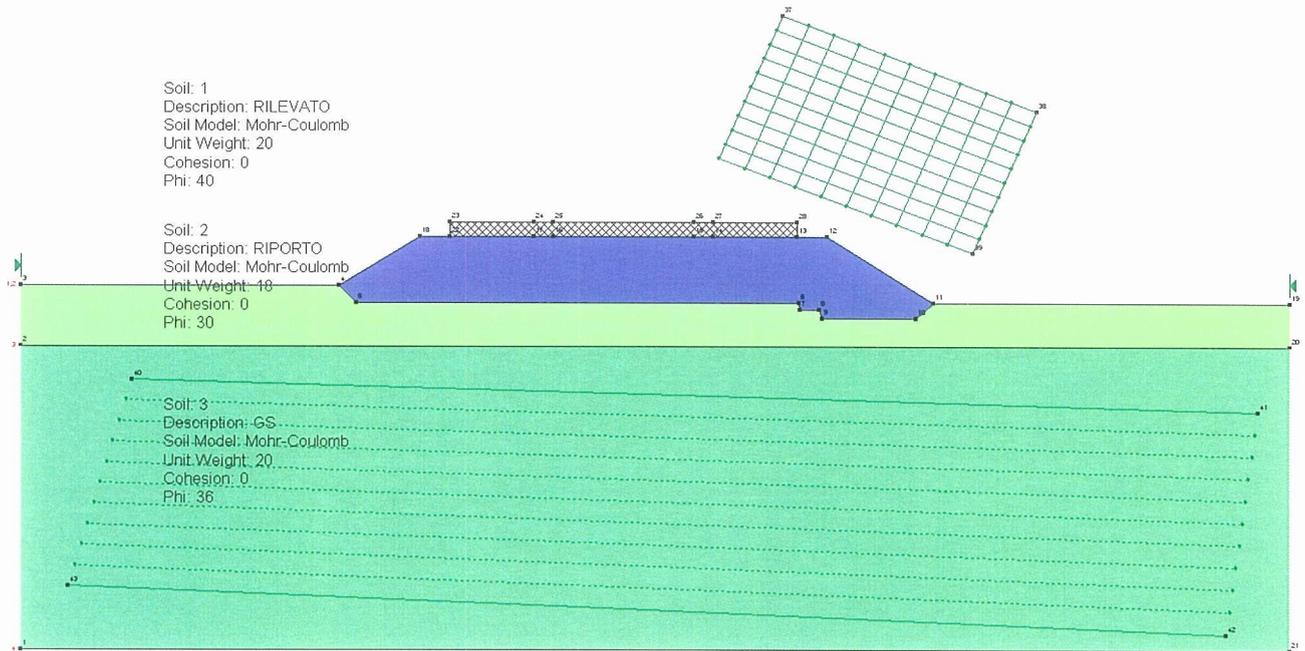


Fig. 7.5 - Schema di calcolo (Sezione "b")

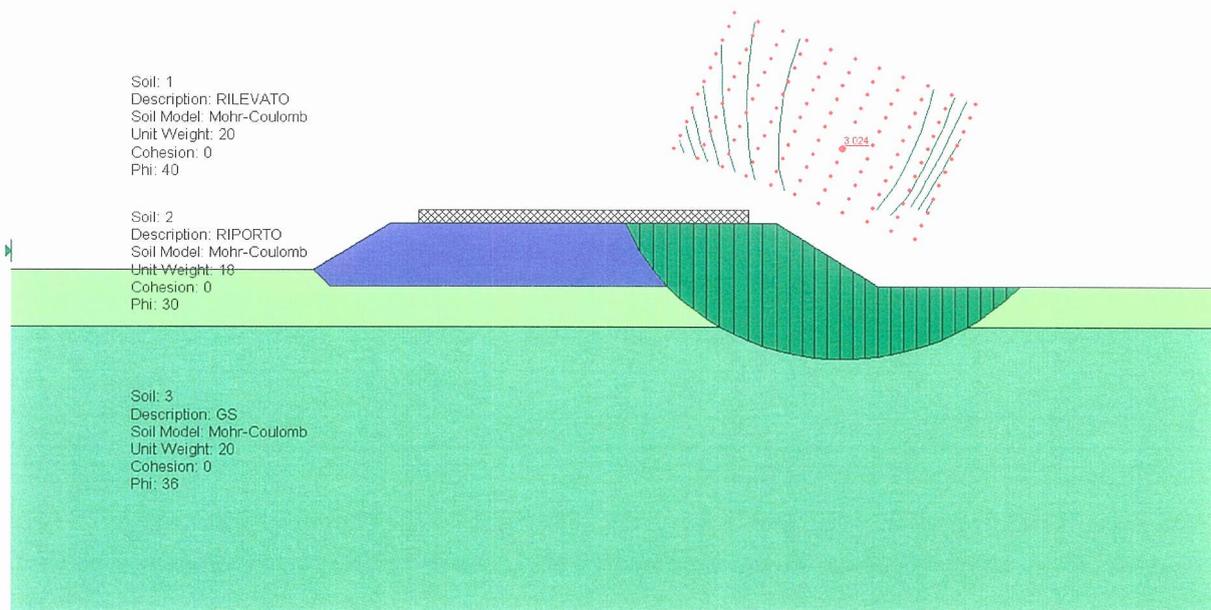


Fig. 7.6 – Condizione statica (Sezione "b")

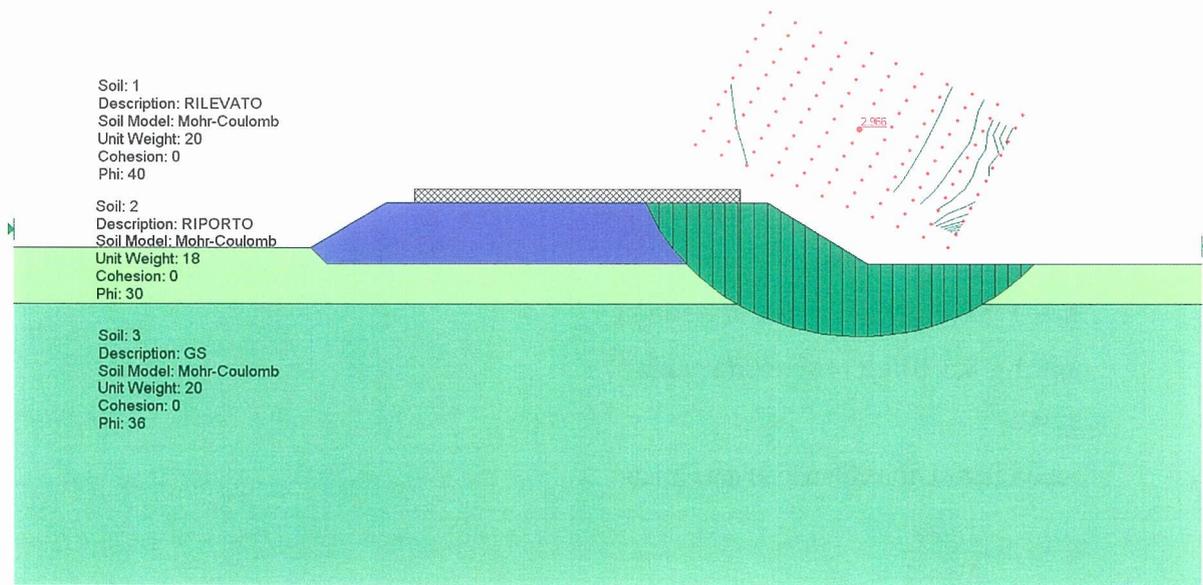


Fig. 7.7 – Condizione sismica (Sezione “b”)

7.3 Carico limite

La determinazione del carico limite è stata eseguita ipotizzando un meccanismo di rottura globale, adottando la formula proposta da Brinch Hansen, scritta in termini di pressioni effettive.

L'espressione della capacità portante q_{lim} è la seguente:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 B' \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

dove:

γ, c', φ' sono le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di fondazione;

B, L, D sono, rispettivamente, le dimensioni in pianta della fondazione e la profondità del piano di posa;

$q = \gamma \times D$ è la pressione effettiva agente sul piano di posa;

e è l'eccentricità della forza risultante rispetto al baricentro della superficie d'appoggio della fondazione;

$B' = B - 2e$ è la larghezza ridotta;

N_q, N_c, N_γ sono i coefficienti del carico limite dipendenti dall'angolo d'attrito;

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi'$$

Rilevati – Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	MDL1	12	D 26RB	RI 00 00001	B	22 di 32

d_c, d_q, d_γ sono i fattori di profondità;

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' (1 - \sin \phi')^2 k$$

$$d_c = d_q - ((1 - d_q) / (N_c \operatorname{tg} \phi'))$$

$$d_\gamma = 1$$

con $k = D/B$ se $D/B \leq 1$; $k = \operatorname{arctg} D/B$ se $D/B > 1$

s_c, s_q, s_γ sono i fattori di forma;

$$s_c = 1 + 0,2 (B/L)(1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$$

$$s_\gamma = 1 + 0,1 (B/L)(1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$$

$$s_q = s_\gamma$$

i_c, i_q, i_γ sono i fattori di inclinazione del carico;

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c_a \cot g \phi}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c_a \cot g \phi}\right)^{m+1}$$

con $m = (2 + B/L) / (1 + B/L)$

dove N e H sono, rispettivamente, la componente verticale ed orizzontale della risultante dei carichi, A_f è l'area efficace della fondazione ($A_f = B' \times L'$)

b_c, b_q, b_γ sono i fattori di inclinazione del piano di posa;

$$b_q = (1 - \eta \tan \phi)^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi}$$

$$b_\gamma = b_q$$

g_c, g_q, g_γ sono i fattori di inclinazione del pendio

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

Considerando la morfologia del terreno sede del rilevato ferroviario, l'angolo di inclinazione del pendio e l'inclinazione del piano di posa del rilevato sono state trascurate.

Nel caso in esame, inoltre, considerando l'ipotesi di fondazione nastriforme, i coefficienti di forma S_c , S_q , S_γ sono pari all'unità.

Le verifiche a carico limite sono state effettuate in corrispondenza delle sezione "b", corrispondente alla massima altezze del rilevato (pari rispettivamente a 4,2 m). La larghezza del rilevato alla base è pari a 38 m,

Le verifiche sono state eseguite considerando, cautelativamente, per i terreni di fondazione le caratteristiche meccaniche dei terreni superficiali S.

I carichi applicati sul piano di posa del rilevato sono:

- peso proprio del rilevato;
- carichi permanenti (peso sovrastruttura ferroviaria)
- carichi variabili (sovraccarico dei convogli ferroviari)

Le verifiche in presenza di sisma sono state eseguite considerando la componente orizzontale H pari al prodotto del coefficiente di intensità sismica C per il peso al metro lineare del corpo del rilevato.

Nella tabella seguente si riportano, per entrambe le combinazioni di carico, i valori della capacità portante limite q_{lim} ed i corrispondenti valori ammissibili q_{amm} , considerando un coefficiente di sicurezza pari a 3 (D.M. 11/3/1988).

Le verifiche si ritengono ampiamente soddisfatte, dal momento che le pressioni sul piano di posa dei rilevati (q_{posa}), riportate nella tabella 7.10, risultano notevolmente inferiori ai valori della capacità portante ammissibile.

Sezione di calcolo	Condizione	q_{lim} [kPa]	q_{amm} [kPa]	q_{posa} [kPa]
b	Statica	7988	2663	128
	Sismica	7642	2547	128

Tab. 7.10 – Risultati delle verifiche a carico limite

8 VERIFICHE DI SICUREZZA DI STABILITÀ DEGLI SCAVI

8.1 Caratteristiche dei terreni

I terreni che ricadono nel volume di terreno significativo ai fini geotecnici, sono stati raggruppati in 5 classi, per ciascuna delle quali possono distinguersi i termini principali indicati nella tabella seguente.

Terreni di copertura	
	Ghiaia con sabbia e sabbia limosa di colore marrone, sciolta o poco addensata (S). Localmente materiale di riporto costituito di ghiaia sabbiosa, di colore grigio, con frammenti di laterizi e calcestruzzo (R).
LS	Limo sabbioso, a tratti limo argilloso debolmente sabbioso, di colore marrone.
SL	Sabbia limosa debolmente ghiaiosa, di colore giallastro, con qualche elemento lapideo di dimensioni centimetriche.
SG	Sabbia ghiaiosa debolmente limosa di colore marrone.
GS - G	Ghiaia sabbiosa di colore marrone (GS), con presenza di clasti integri da arrotondati a sub angolari. Localmente si rinvencono lenti di sabbia ghiaiosa SG . A tratti è intercalata a ghiaia in matrice sabbiosa (G). Locale presenza di elementi di dimensioni maggiori di 60 mm.

Tabella 1 – Classificazione geotecnica dei terreni

I terreni **GS** sono stati ulteriormente suddivisi in due classi (**GS'** – **GS''**) in funzione della profondità dal piano di campagna. In particolare, alla classe **GS'** appartengono i campioni prelevati entro i primi 5 m dal p.c., mentre alla classe **GS''** appartengono i campioni più profondi. Gli stessi terreni **GS** includono anche livelli di ghiaia in matrice sabbiosa (indicati con la sigla **G**). Tali livelli, che derivano essenzialmente da considerazioni di carattere stratigrafico, vengono distinti solo negli elaborati relativi ai rapporti opere-terreni ed alla caratterizzazione geotecnica.

8.2 Sezioni analizzate

Le sezioni così individuate, rappresentative del tracciato per ciascuna tratta e, nella condizione più sfavorevole (caratteristiche dei terreni, altezza massima di scavo) sono state utilizzate per la verifica dell'opera. Da un esame delle sezioni trasversali di progetto, il tracciato si può suddividere fondamentalmente in 2 grandi macro - tratti:

- dalla (pk 0+000) fino alla progressiva 9+080 → allargamento della sezione tipo ferroviaria in rilevato da 2 a 4 binari;

Rilevati – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26RB	RI 00 00001	B	25 di 32

4. dalla pk 9+000 circa alla pk (9+817.33)→ allargamento da 2 a 3 binari

Dall'esame dei profili geotecnici (elaborati MDL112D26F5GE0005001A÷2A) è stato possibile suddividere l'intero tracciato in tratti caratterizzati da stratigrafia omogenea.

Si riportano di seguito le descrizioni delle stratigrafie utilizzate per le "sezioni di calcolo", individuate lungo il tracciato, insieme alle progressive di riferimento ed alle altezze di scavo massime per le trincee in progetto.

Sezione calcolo	di	Progressiva pk.	H _{max} [m]	Stratigrafia
a		0+300	6.0	A
b		6+600	6.0	B
d		9+400	6.0	C

STRATIGRAFIA A (da 0+000 a 1+500)

da 0 a 3 m → riporto R

da 3 m a 10 m → ghiaie sabbiose GS'

da 10 m a 11 → limo sabbioso LS

da 11 m in poi → ghiaie sabbiose GS''

La falda si rinviene ad una profondità di 10 m dal p.c..

STRATIGRAFIA B (pk 1+500÷8+000)

da 0 a 3 m → riporto R

da 3 m a 5 m → ghiaie sabbiose GS'

da 5 m in poi → ghiaie sabbiose GS''

La falda si rinviene ad una profondità di 15 ÷ 20 m dal p.c..

STRATIGRAFIA C (8+000÷ a fine tratta)

da 0 a 1,5 m → riporto R

da 1,5 m a 5 m → ghiaie sabbiose GS'

da 5 m in poi → ghiaie sabbiose GS''

La falda si rinviene ad una profondità di 25÷30 m dal p.c..

Nella tabella 2 si riportano i parametri fisico-meccanici dei terreni (peso dell'unità di volume γ , coesione efficace c' , angolo di resistenza al taglio f' e il modulo di Young E) adottati nei calcoli, ricavati da quanto riportato nella relazione geotecnica generale.

Parametri	GS'	GS''	G	LS	R
γ [kN/m ³]	20	20	20	20	18
φ' [°]	36	37	38	25	30
c' [kPa]	5	5	0	20	0
E [MPa]	20	30	35	10	10

Tabella 2 – Parametri fisico – meccanici adottati nei calcoli

Per i terreni GS (suddividi in GS' e GS'') l'analisi granulometrica, riportata in relazione geotecnica generale MDL112D26RBGE0005001A alle figure 8÷12, evidenzia che la composizione del materiale ghiaioso-sabbioso ha una discreta componente di materiale fine coesivo. Tale condizione permette di assumere, per il calcolo, un valore di coesione efficace apparente (c') stimata in 5KPa, come precedentemente riportato in Tabella 2.

Si riportano al paragrafo seguente i risultati dell'analisi di stabilità effettuati per le tre sezioni di calcolo.

8.3 Analisi di stabilità

Le sezioni verificate vedono uno scavo di trincea, per le fasi temporanee di cantiere, con pendenza 1:1 e di profondità massima pari ad $H = 6.0\text{m}$. Le verifiche sono state effettuate considerando agente in sommità un sovraccarico da cantiere pari a 10 kPa.

Per l'analisi di stabilità viene utilizzato il software *Stable for Windows*, impostando un'analisi di equilibrio limite per lo scivolamento della superficie circolare, secondo la teoria rigorosa di Bishop. Dallo sviluppo delle analisi risulta un fattore di sicurezza sempre superiore al valore limite minimo $F_s=1,3$.

STRATIGRAFIA A

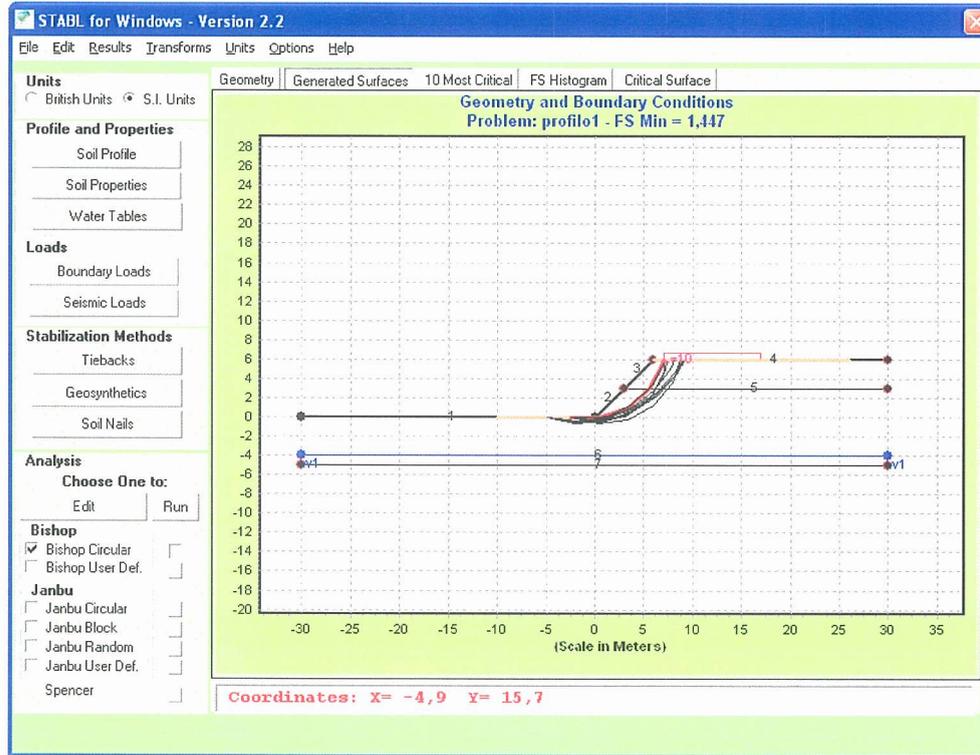


Figura 1 – Sezione : involucro delle superfici di rottura

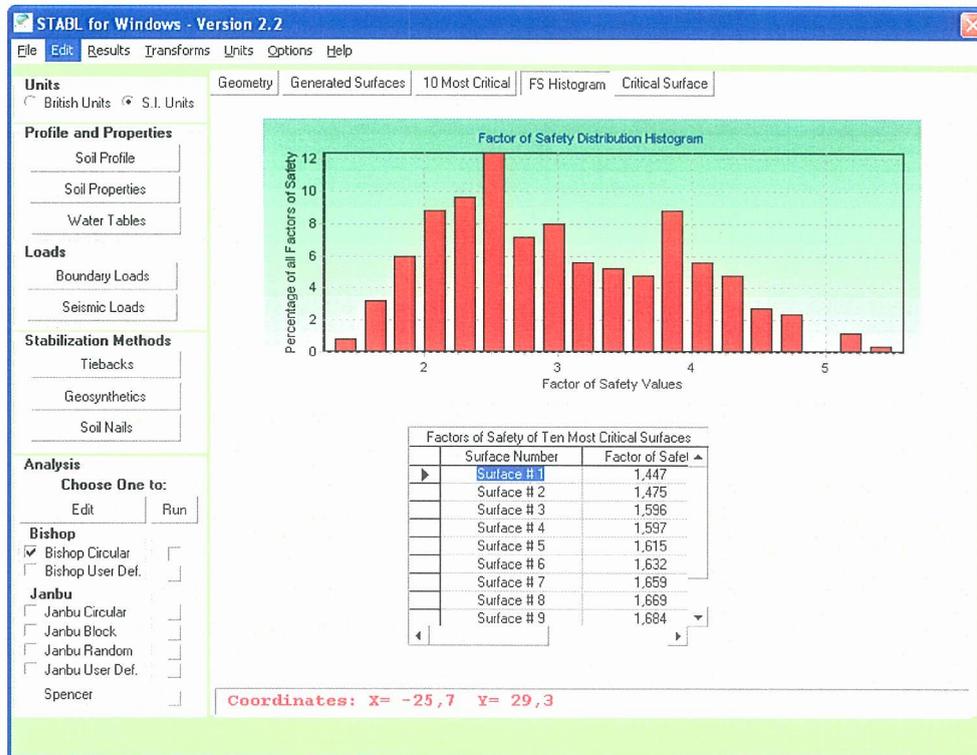


Figura 2 – Istogramma dei Fs per le superfici di rottura

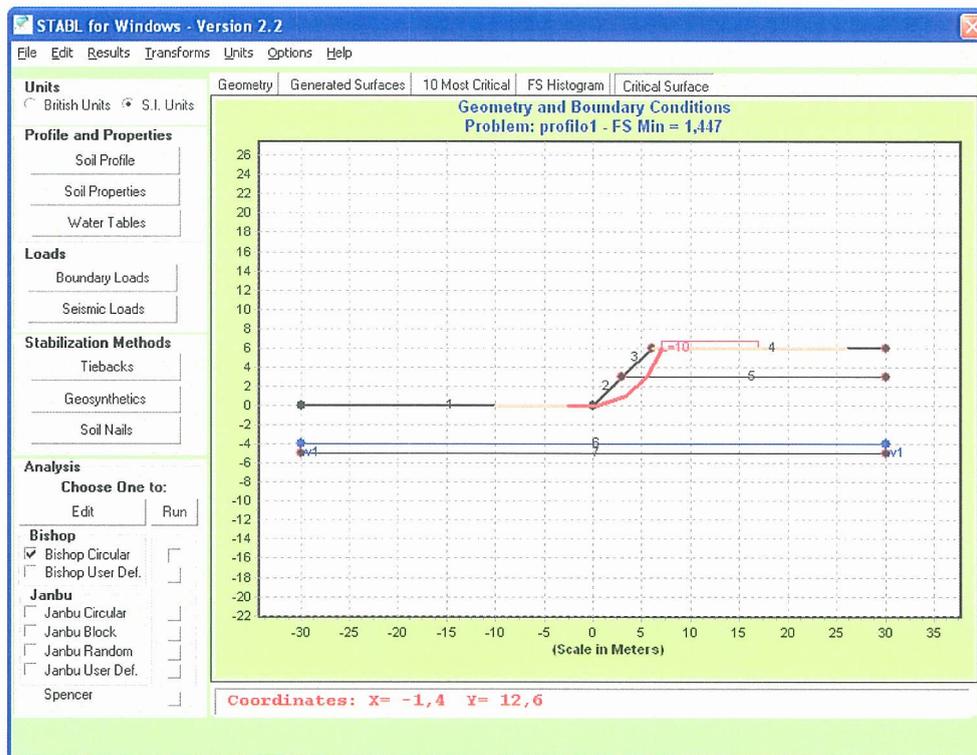


Figura 3 – Superficie critica $F_{s_{min}}=1.447$

STRATIGRAFIA B

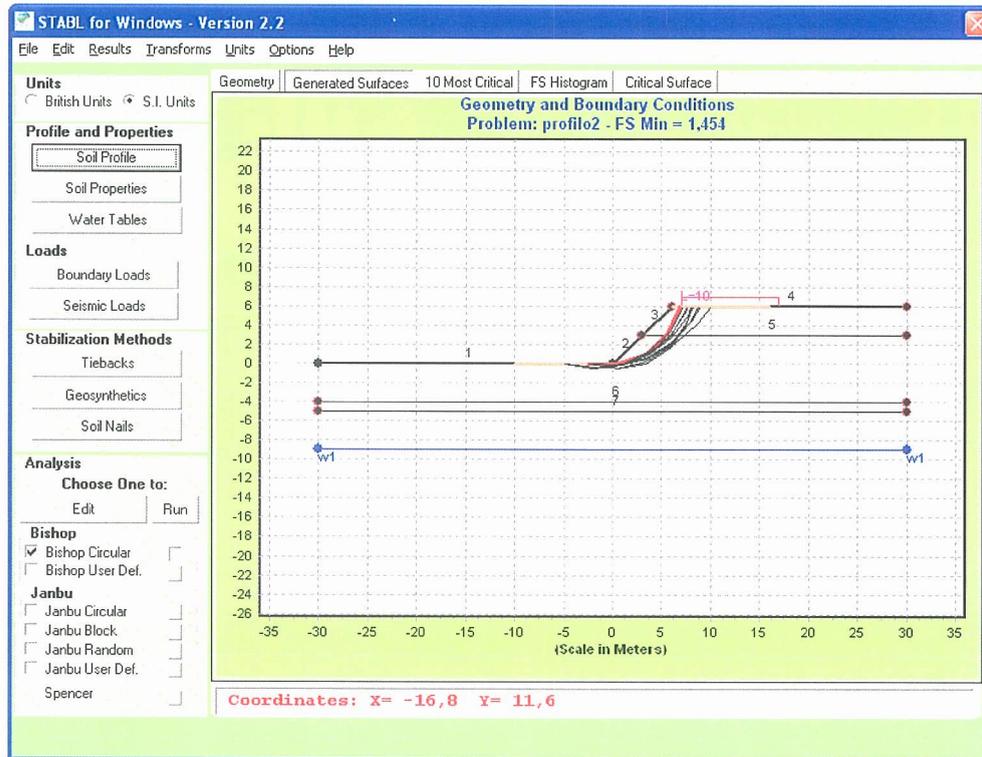


Figura 4 – Sezione : involucro delle superfici di rottura

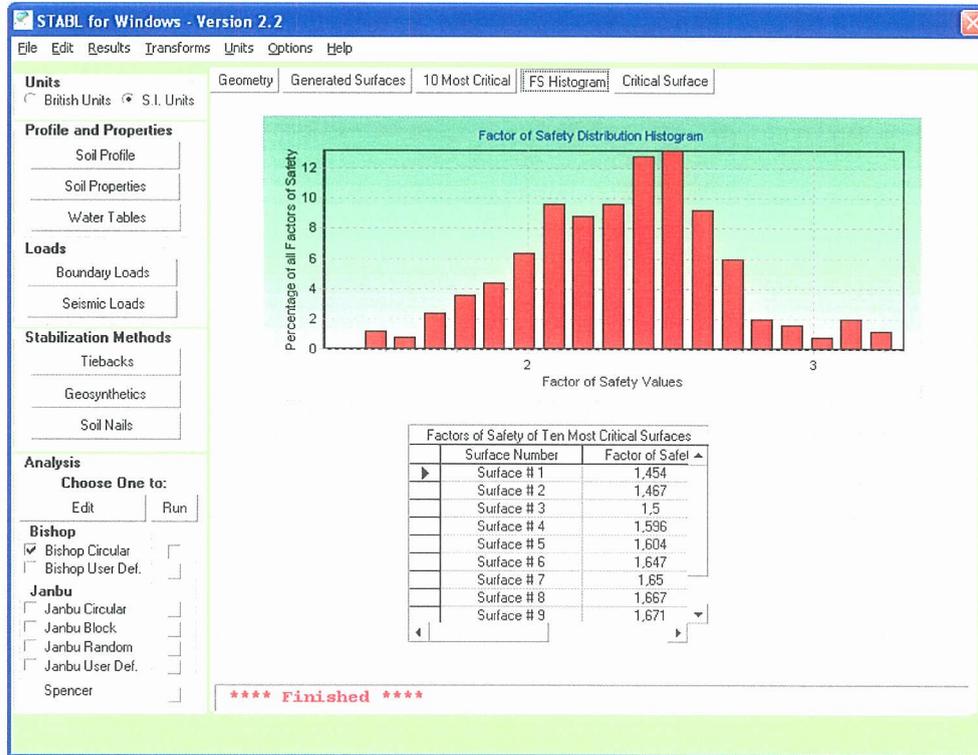


Figura 5 – Istogramma dei Fs per le superfici di rottura

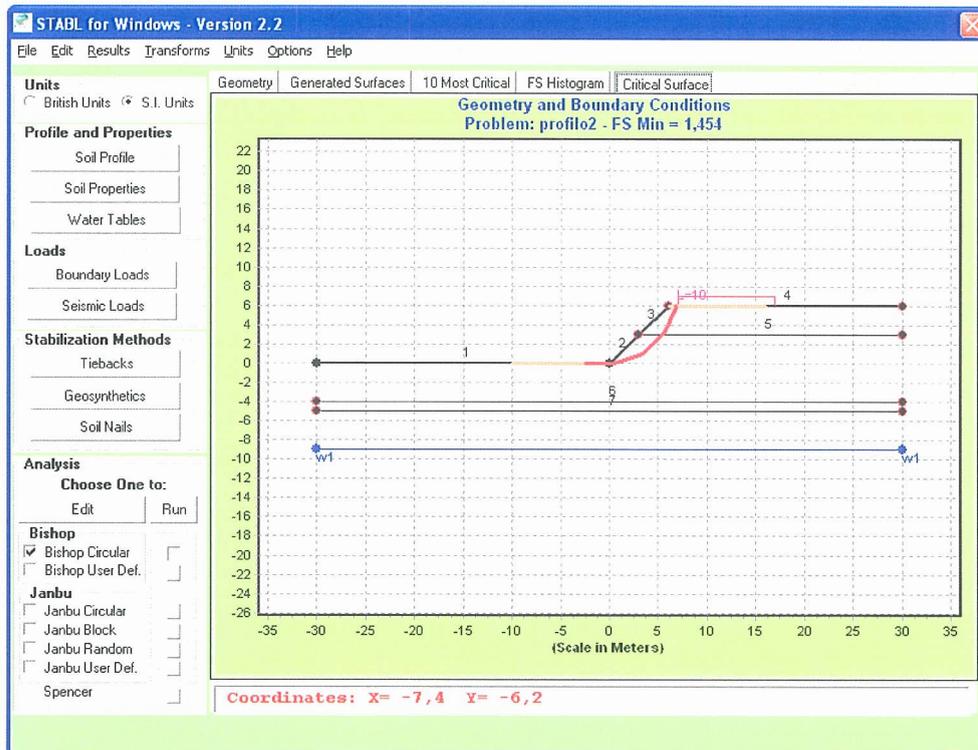


Figura 6 – Superficie critica $F_{s_{min}}=1.454$

STRATIGRAFIA C

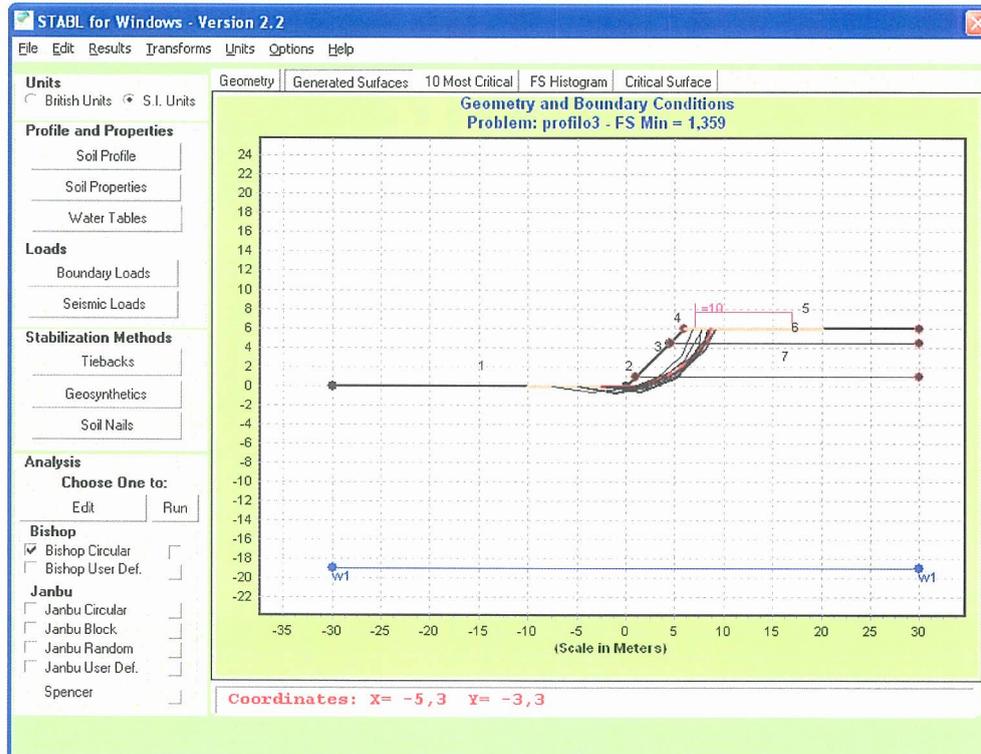


Figura 7 – Sezione : involuppo delle superfici di rottura

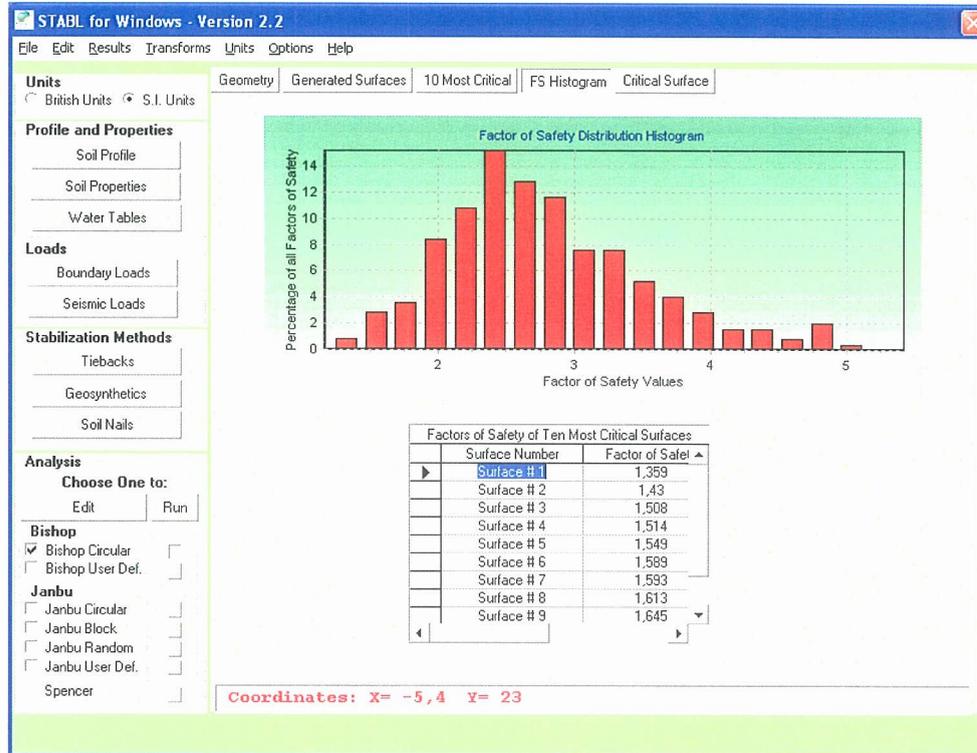


Figura 8 – Istogramma dei Fs per le superfici di rottura

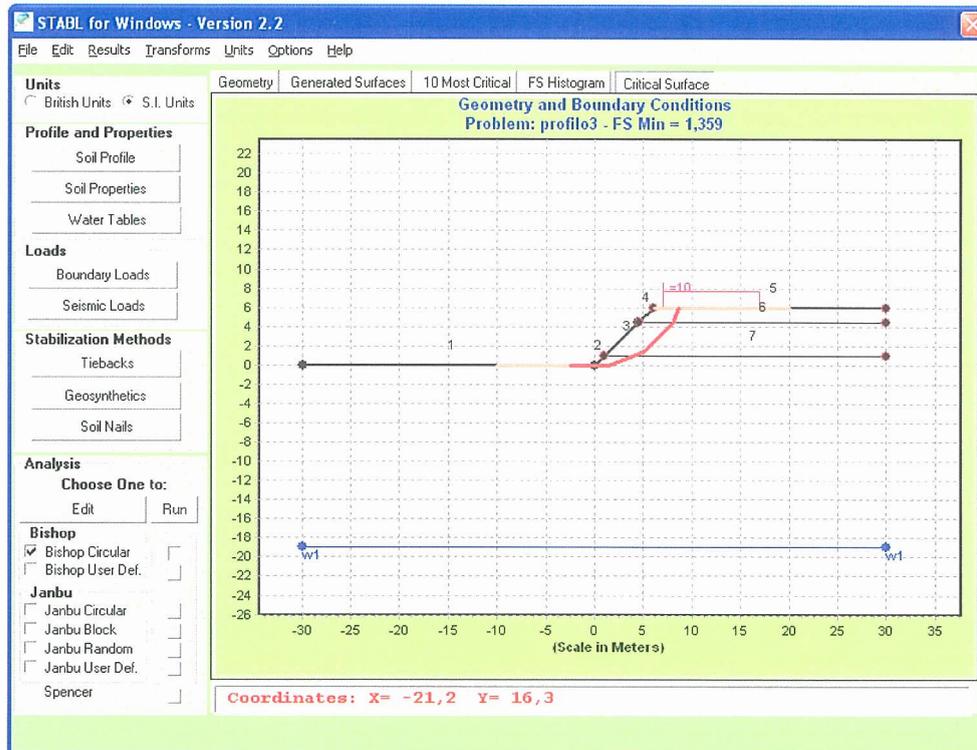


Figura 9 – Superficie critica $F_{s_{min}}=1.359$