

AUTOSTRADA A14: BOLOGNA-TARANTO
TRATTA VASTO SUD-TERMOLI

REALIZZAZIONE DI UNA BRETELLA AUTOSTRADALE
IN LOCALITÀ PETACCIATO
TRA IL km 461+938 E IL km 463+576
(VIADOTTI CACCHIONE E MARINELLA)

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI STABILITÀ
DEL VERSANTE IN FRANA

| | | |
|---|----------------------------|--------------------------|
| - | SEZIONE: GEOTECNICA | ELABORATO N. 4.02 |
|---|----------------------------|--------------------------|

| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |
|------|---------------------|--------------|-----------|------------|-----------|
| 3 | PROGETTO DEFINITIVO | MARZO 2009 | BONIZZONI | ROCCHI | ROCCHI |
| 2 | PROGETTO 2001 | OTTOBRE 2001 | - | - | - |
| 1 | PROGETTO 1996 | APRILE 1996 | - | - | - |

|  <p>STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l. ingegneria geotecnica-geologia applicata-ingegneria sismica</p> | IL DIRETTORE TECNICO Ing. GianFrancesco Rocchi Ord. Ingg. Milano N.16492 | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|-------------|-----------|-------------|------------|-----------|--|---|---------|---------|-------|-------|------------|--|--|--|--|
| | <table border="1"> <thead> <tr> <th>CODICE</th> <th>COMMESSA</th> <th>PROGRESSIVO</th> <th>ELABORATO</th> <th>EMISSIONE</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>7 6 2 2</td> <td>- 0 2 8</td> <td>R 0 2</td> <td>E 0 1</td> <td>MARZO 2009</td> </tr> </tbody> </table> | CODICE | COMMESSA | PROGRESSIVO | ELABORATO | EMISSIONE | | 0 | 7 6 2 2 | - 0 2 8 | R 0 2 | E 0 1 | MARZO 2009 | | | | |
| CODICE | COMMESSA | PROGRESSIVO | ELABORATO | EMISSIONE | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | 7 6 2 2 | - 0 2 8 | R 0 2 | E 0 1 | MARZO 2009 | | | | | | | | | | | | |

| | |
|---|--|
| <p>autostrade // per l'italia Società per azioni</p> <p>IL RESPONSABILE:</p> | |
|---|--|

AUTOSTRADE per l'ITALIA S.p.A.
Roma

A14

BOLOGNA-TARANTO

Tratta Vasto Sud-Termoli

**Bretella autostradale in località Petacciato
tra il km 461+938 e il km 463+576
(viadotti Cacchione e Marinella)**

Progetto Esecutivo

**Relazione di stabilità
del versante in frana**

I N D I C E

| | | |
|---------|--|----|
| 1. | INTRODUZIONE..... | 1 |
| 2. | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 3 |
| 3. | VERIFICHE DI STABILITA' - CONDIZIONE MORFOLOGICA ATTUALE | 4 |
| 3.1 | Condizioni statiche..... | 4 |
| 3.2 | Condizioni sismiche | 8 |
| 3.2.1 | Descrizione del metodo di analisi..... | 8 |
| 3.2.2 | Calcolo del fattore di accelerazione critico K_c | 10 |
| 3.2.3 | Accelerogrammi di progetto | 10 |
| 3.2.3.1 | Accelerogrammi su suolo rigido | 10 |
| 3.2.3.2 | Risposta sismica locale | 11 |
| 3.2.4 | Risultati delle analisi alla Newmark..... | 12 |
| 4. | VERIFICHE DI STABILITA' - IN PRESENZA DELLA BRETELLA | 15 |
| 5. | RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI..... | 17 |

FIGURE:

- 2.1: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1 nella sezione geologica V, [Doc.Rif.\[2\]](#)
- 2.2: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 2-9 nella sezione geologica V, [Doc.Rif.\[2\]](#)
- 2.3: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1 nella sezione geologica IV, [Doc.Rif.\[2\]](#)
- 2.4: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 4-7 nella sezione geologica IV, [Doc.Rif.\[2\]](#)
- 2.5: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1a nella sezione geotecnica 1, [Doc.Rif.\[10\]](#)
- 2.6: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1b nella sezione geotecnica 1, [Doc.Rif.\[10\]](#)
- 2.7: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 4a nella sezione geotecnica 4, [Doc.Rif.\[10\]](#)

- 2.8: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 4b nella sezione geotecnica 4, [Doc.Rif.\[10\]](#)
- 2.9: Schema dell'analogia tra massa di terreno instabile e blocco rigido secondo Newmark (1965)
- 2.10: Schema di calcolo dello spostamento a partire dall'accelerogramma
- 2.11: Accelerogrammi utilizzati nelle analisi 1D, non scalati (12s iniziali)
- 2.12: Rappresentazione schematica del modello costitutivo del terreno alla Kelvin-Voigt implementato in EERA
- 2.13: Modello lineare equivalente – Curva sforzi deformazioni con dissipazione per isteresi e degrado del modulo di taglio
- 2.14: Curve di degrado del modulo di taglio e dello smorzamento ciclico in funzione della deformazione di taglio disponibili in EERA per materiali argillosi
- 2.15: Andamenti dell'accelerazione massima con la profondità ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale
- 2.16: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità – Terremoto del Friuli, Stazione di Tolmezzo
- 2.17: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità – Terremoto del Lazio-Abruzzo, Stazione di Villetta Barrea
- 2.18: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità – Terremoto del Friuli, Stazione di San Rocco
- 3.1: Analisi di stabilità in presenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1a nella sezione geotecnica 1, [Doc.Rif.\[10\]](#)
- 3.2: Analisi di stabilità in presenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1b nella sezione geotecnica 1, [Doc.Rif.\[10\]](#)
- 3.3: Analisi di stabilità in presenza di opere - Superficie di scorrimento n. 4a nella sezione geotecnica 4, [Doc.Rif.\[10\]](#)
- 3.4: Analisi di stabilità in presenza di opere - Superficie di scorrimento n. 4b nella sezione geotecnica 4, [Doc.Rif.\[10\]](#)

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le verifiche di stabilità dell'ampia area franosa che si sviluppa fra l'abitato di Petacciato e la vicina costa adriatica. Come discusso nel [Doc.Rif.\[1\]](#), in tale area periodicamente si riattivano movimenti gravitativi profondi tali da creare problemi all'abitato, alla viabilità di accesso all'abitato e alle infrastrutture di trasporto situate nella parte bassa del versante (autostrada A14, ferrovia e Strada Statale).

In relazione alle notevoli profondità delle superfici di scorrimento, opere di stabilizzazione convenzionali (strutturali o drenanti) risultano non del tutto efficaci; basti pensare che gli interventi progettati ed eseguiti dalle Ferrovie dello Stato (pozzi di lunghezza 30-40 m) e dalla società Autostrade (pali trivellati di grande diametro tirantati) a seguito della riattivazione del 1979, non sono stati in grado di evitare gli effetti prodotti dalla successiva riattivazione del 1991.

Al fine di mitigare gli effetti prodotti in termini di tempi d'interruzione della viabilità, la società Autostrade per l'Italia S.p.A. si propone di realizzare una bretella a monte dei viadotti Cacchione e Marinella, costituita in gran parte da rilevati e trincee di modesta altezza, localmente sostenuti al piede da opere di presidio interrato; tali opere, anche se danneggiate da nuove riattivazioni dei movimenti gravitativi profondi, richiederanno infatti tempi di ripristino ragionevolmente inferiori a quelli necessari per le strutture dei viadotti.

Le verifiche di stabilità illustrate in questa sede hanno essenzialmente le seguenti finalità:

- Individuare il grado di sicurezza nei confronti dei fenomeni gravitativi profondi riferito alla situazione morfologica attuale e individuare le cause che presumibilmente provocano periodicamente le riattivazioni dei movimenti.
- Valutare gli effetti che possono essere prodotti da eventi sismici nella situazione morfologica attuale (per l'input sismico vedi quanto riportato nel [Doc.Rif.\[1\]](#)).
- Verificare che la realizzazione delle opere costituenti la bretella non altera le condizioni di equilibrio attuali del versante nei riguardi di fenomeni gravitativi profondi, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche; come evidenziato

ad esempio nel [Doc.Rif.\[11\]](#) la realizzazione delle opere può invece avere effetti positivi per le condizioni di stabilità dei terreni più superficiali.

Le verifiche di stabilità sono condotte in accordo all'inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico riportato nel [Doc.Rif.\[1\]](#), nonché alla caratterizzazione geotecnica riportata nel [Doc.Rif.\[9\]](#).

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

Elaborati di progetto 2009

1. Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica – **Elaborato: 3.01**
2. Carta e sezioni geologiche (1:5.000 - Riprese e leggermente modificate dallo studio dei Proff. V Cotecchia e G.Melidoro) – **Elaborato: 3.02**
3. Carta geomorfologica (1:5.000 - Ripresa e leggermente modificata dallo studio dei Proff.V Cotecchia e G.Melidoro) – **Elaborato: 3.03**
4. Carta delle evidenze geomorfologiche della riattivazione del movimento franoso del Gennaio 1991 (1:5.000) – **Elaborato: 3.04**
5. Indagini geognostiche in sito – **Elaborato: 3.06**
6. Planimetria ubicazione indagini geognostiche (1:5.000 - 1:2.500)– **Elaborato: 3.05**
7. Prove di laboratorio – **Elaborato: 3.07**
8. Letture inclinometriche – **Elaborato: 3.08**
9. Relazione di caratterizzazione geotecnica – **Elaborato: 4.01**
10. Sezioni geotecniche:
 - Sezioni n.1 n.2 (1:1000 – 1:2500) – **Elaborato: 4.03**
 - Sezioni n.3 n.4 n.5 (1:1000 – 1:2500) – **Elaborato: 4.04**
11. Verifiche geotecniche:
 - Rilevati, trincee stradali e opere di stabilizzazione locale – **Elaborato: 6.01**
 - Paratia dal km.0+300.45 al km.0+478.96– **Elaborato: 6.02**
 - Strada interpodere al km.0+619.42 – **Elaborato: 6.03**

Norme Tecniche

12. Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 Gennaio 2008.

3. VERIFICHE DI STABILITA' - CONDIZIONE MORFOLOGICA ATTUALE

3.1 Condizioni statiche

Al fine di valutare le condizioni di stabilità del versante nella condizione morfologica attuale sono state effettuate alcune analisi con il metodo dell'equilibrio limite globale e l'utilizzo del codice di calcolo SLOPE-W, versione 4.24.

Le verifiche di stabilità sono state effettuate sulla base delle seguenti ipotesi di lavoro:

1. Si è fatto riferimento a superfici di scivolamento profonde, ipotizzate sulla base dei dati del monitoraggio inclinometrico (vedi quanto discusso nel [Doc.Rif.\[1\]](#)). In particolare sono state prese in considerazione le seguenti superfici:
 - La superficie di scorrimento n. 1 riportata nella sezione geologica V del [Doc.Rif.\[2\]](#) (vedi la [fig.2.1](#));
 - La superficie di scorrimento n. 2, che si raccorda con la superficie di scorrimento n. 9, riportata nella sezione geologica V del [Doc.Rif.\[2\]](#) (vedi la [fig.2.2](#));
 - La superficie di scorrimento n. 1 riportata nella sezione geologica IV del [Doc.Rif.\[2\]](#) (vedi la [fig.2.3](#));
 - La superficie di scorrimento n. 4, che si raccorda con la superficie di scorrimento n. 7, riportata nella sezione geologica IV del [Doc.Rif.\[2\]](#) (vedi la [fig.2.4](#)).
 - La superficie di scorrimento n. 1-a, riportata nella sezione geotecnica 1 del [Doc.Rif.\[10\]](#) (vedi la [fig.2.5](#));
 - La superficie di scorrimento n. 1-b, riportata nella sezione geotecnica 1 del [Doc.Rif.\[10\]](#) (vedi la [fig.2.6](#));
 - La superficie di scorrimento n. 4-a, riportata nella sezione geotecnica 4 del [Doc.Rif.\[10\]](#) (vedi la [fig.2.7](#));
 - La superficie di scorrimento n. 4-b, riportata nella sezione geotecnica 4 del [Doc.Rif.\[10\]](#) (vedi la [fig.2.8](#)).

2. Lungo le superfici di scorrimento si è fatto riferimento a condizioni drenate e a parametri geotecnici in termini di sforzi efficaci residui. In particolare sono stati messi in conto angoli di attrito residuo dati dalla seguente equazione (vedi il [Doc.Rif.\[9\]](#)):

$$\varphi_r' = 8.5 + \frac{11}{\left(1 + \frac{\sigma_n'}{200}\right)} \quad (^\circ)$$

essendo σ_n' la pressione normale alla superficie di scorrimento in kPa.

3. Sono state fatte diverse ipotesi in merito al regime delle pressioni interstiziali; per semplicità i livelli piezometrici sono stati determinati nell'ipotesi di gradienti di pressione pari a quello idrostatico con intercetta pari a zero in corrispondenza del p.c. o a quote superiori. Così operando è stata determinata per ciascuna superficie di scorrimento la condizione che determina il raggiungimento di condizioni di instabilità, caratterizzata da coefficienti di sicurezza pari a 1.
4. Si è fatto riferimento al metodo di Bishop semplificato.

Si rileva che:

- Le **figg. 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4** sono tratte dall'All.12 "Relazione sulle verifiche di Stabilità" facente parte degli studi a carattere geologico, geomorfologico, idrogeologico e geotecnico commissionati dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della protezione Civile alla Commissione Tecnico-Scientifica presieduta dai Proff. Vincenzo Cotecchia e Gregorio Melidoro, citati nel seguito; in tale relazione la formazione delle argille plio-pleistoceniche è suddivisa in zone caratterizzate da differenti parametri di resistenza al taglio di picco (zone a colorazione differente); tale suddivisione non è rilevante ai fini delle verifiche di stabilità presentate in questa sede, ove i parametri di resistenza al taglio introdotti sono quelli residui.
- Nelle **figg.2.5 e 2.6** è evidenziata nell'ambito della formazione delle argille plio-pleistoceniche una fascia superficiale di colore avana; anche in questo caso tale differenziazione non è rilevante ai fini delle verifiche di stabilità presentate in questa sede, ove i parametri di resistenza al taglio introdotti sono quelli residui.

I risultati conseguiti dalle analisi sono riportati nella **tab.2.1**.

**Tabella 2.1. : Fattori di sicurezza individuati dall'analisi di stabilità
riferiti alle condizioni attuali**

| | Superficie di scorrimento | Posizione della falda a partire dal p.c. [m] | F _s (-) |
|----------------------|------------------------------|--|--------------------|
| Sezione geologica IV | 1 | +2.5 | 1.30 |
| | (61 m) ⁽¹⁾ | +4.0 | 1.27 |
| | 4-7 | +2.5 | 1.57 |
| | (37 m) ⁽¹⁾ | +4.0 | 1.48 |
| Sezione geologica V | 1 | +2.5 | 1.04 |
| | (97 m) ⁽¹⁾ | +4.0 | 1.02 |
| | 2-9 | +2.5 | 1.04 |
| | (72 m) ⁽¹⁾ | +4.0 | 1.01 |
| Sezione geotecnica 1 | 1 a (20 m) ⁽¹⁾ | -3.0 | 1.42 |
| | | 0.0 | 1.33 |
| | | +2.5 | 1.15 |
| | | +4.0 | 1.05 |
| | 1 b (20 m) ⁽¹⁾ | -3.0 | 1.35 |
| | | 0.0 | 1.21 |
| | | +2.5 | 1.06 |
| | | +4.0 | ~1 |
| Sezione geotecnica 4 | 4 a (34 m) ⁽¹⁾ | 0.0 | 1.49 |
| | | +2.5 | 1.36 |
| | | +4.0 | 1.27 |
| | | +6.0 | 1.16 |
| | 4 b (40 m) ⁽¹⁾ | +8.0 | 1.04 |
| | | 0.0 | 1.03 |
| | | +1.5 | 1.02 |
| | | +2.0 | 1.05 |

⁽¹⁾ Profondità massima della superficie di scorrimento
Nota: il segno + indica livelli piezometrici al di sopra del p.c.

Si rileva che:

- I risultati riportati nella **tab.2.1** sono del tutto in linea con:
 - Le risultanze degli studi commissionati dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della protezione Civile alla Commissione Tecnico-Scientifica presieduta dai Proff. Vincenzo Cotecchia e Gregorio Melidoro; si fa in particolare riferimento ai seguenti elaborati:

❖ Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Presidenza della Regione Molise, Movimenti Franosi nel Comune di Petacciato (Provincia di Campobasso), Studi, Rilevamenti dell'Area in Frana, Indagini e Orientamenti Progettuali – Studi, Rilevamenti dell'Area In Frana e Indagini (Giugno 2002):

- All.00 – Relazione Generale
- All.02/a – Carta Geologica e Geomorfologica
- All.02/b – Andamento Livelli Piezometrici nel versante in Frana
- All.02/f – Deformate Inclino metriche
- All.04 – Stratigrafie dei Sondaggi Geognostici (Regione Molise)
- All.07 – Rilievi Inclino metrici e Piezometrici
- All.11 – Relazione Geotecnica
- All.12 – Relazione sulle Verifiche di Stabilità.

I risultati di tali studi hanno già costituito una base di dati per il progetto di ricerca finanziato dalla Comunità Europea LessLoss (www.lessloss.org) e sono raccolti in una monografia dedicata al sito di Petacciato inclusa tra gli elaborati del progetto Lessloss (conclusosi ad Agosto 2007).

❖ Le risultanze degli studi effettuati dalla società Autostrade nell'ambito del progetto ANIDRO.

- Dai risultati riportati in **tab.2.1** è evidente che condizioni d'incipiente rottura diventano compatibili solo grazie alla concomitanza di due fattori:
 - parametri di resistenza residui "operativi" lungo le superfici di scorrimento ipotizzate in linea con quelli determinati in laboratorio con prove di taglio anulare (vedi quanto riportato nel [Doc.Rif.\[9\]](#));
 - pressioni interstiziali negli strati profondi elevate, dell'ordine di quelle registrate nei piezometri installati nell'area di frana (vedi quanto riportato nel [Doc.Rif.\[1\]](#)).

Come già evidenziato nell'introduzione e nel [Doc.Rif.\[1\]](#), risulta difficile fare fronte a movimenti gravitativi profondi, quali quelli analizzati in questa sede, con interventi di stabilizzazione convenzionali (pozzi di grande diametro, pali, dreni superficiali e profondi, ecc.); una riprova di ciò è data dal fatto che gli interventi realizzati a seguito dell'evento del 1979 (vedi il [Doc.Rif.\[1\]](#)) non hanno impedito

durante la riattivazione del 1991 il verificarsi di rilevanti spostamenti e danni alle infrastrutture di trasporto. Per i fenomeni gravitativi profondi non resta che procedere con (vedi ad esempio [Melidoro & Mazzabotta, 1996](#)):

- Il ricorso al monitoraggio e alla sorveglianza continua dell'area;
- Periodici interventi di manutenzione delle opere con totale o parziale interruzione del traffico. Il progetto e realizzazione della bretella in oggetto va inquadrato nell'ambito della necessità di ridurre i tempi di interruzione del traffico autostradale; in caso di nuove riattivazioni dei movimenti gravitativi profondi, le opere della bretella (costituite essenzialmente da rilevati di modesta altezza, localmente sostenuti al piede da setti di diaframma) risultano molto meno sensibili dei viadotti esistenti Cacchione e Marinella agli effetti degli spostamenti e comunque assai più rapidamente ripristinabili.

Dando credito all'ipotesi che la periodica riattivazione dei movimenti sia imputabile al regime dei livelli piezometrici dell'acquifero in pressione profondo, una possibilità meritevole di approfondimento, ai fini di aumentare il grado di sicurezza dell'intero versante, potrebbe essere rappresentata da "relief wells" profondi aventi la funzione di sfogare l'eccesso di pressione interstiziale.

3.2 Condizioni sismiche

3.2.1 Descrizione del metodo di analisi

In condizioni di stabilità precarie quali quelle individuate al paragrafo 3.1, testimoniate dalle riattivazioni periodiche di movimenti franosi profondi, gli effetti prodotti da eventi sismici risultano evidentemente non trascurabili.

Come riportato nello studio del 1987 effettuato dagli scriventi per conto della società Autostrade, l'effetto principale che il terremoto produce in un pendio potenzialmente instabile è uno spostamento verso valle, la cui entità dipenderà dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del corpo potenzialmente instabile e da quelle del terremoto stesso.

Un metodo di verifica appropriato deve perciò in primo luogo mirare a valutare la grandezza dello spostamento atteso sotto l'azione del terremoto di riferimento. I metodi statico-equivalenti convenzionali, quand'anche conducano a stabilire che il coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche scende sotto l'unità, non sono in grado di determinare quanto il pendio si muoverà.

Nell'approccio che verrà seguito in questa sede il punto chiave sta nel passare dalle forze che determinano l'equilibrio agli spostamenti permanenti che conseguono all'eventuale perdita dell'equilibrio stesso.

Il metodo oggi più impiegato per il calcolo degli spostamenti permanenti è il metodo di [Newmark \(1965\)](#). Tale metodo modella la massa di terreno potenzialmente instabile come un blocco rigido poggiante su di una base inclinata che si muove sotto la sollecitazione del terremoto (si veda la **fig.2.9**). Il blocco rigido mobilita una resistenza per attrito di tipo rigido-plastico, ossia non si ha movimento rispetto alla base fissa sino a che l'accelerazione indotta dal sisma non supera un determinato valore di soglia, oltre il quale si genera uno spostamento relativo.

Il valore chiave per la valutazione dello spostamento del blocco rigido è stato individuato da Newmark nell'accelerazione critica, ossia quel valore dell'accelerazione del terreno necessaria a mobilitare la massa potenzialmente instabile, per la quale cioè il coefficiente di sicurezza convenzionale in condizioni sismiche diviene unitario. L'accelerazione critica è definita come $a_c = K_c \cdot g$, dove il fattore di accelerazione critica K_c è pari al coefficiente sismico orizzontale in grado di produrre un coefficiente di sicurezza pari a 1 in una analisi pseudo-statica di stabilità del pendio, mentre g è l'accelerazione di gravità.

Il significato dell'accelerazione critica è illustrato nella **fig.2.10**, in cui sono riportati un'accelerogramma e una linea orizzontale corrispondente all'accelerazione critica del corpo potenzialmente instabile. Se l'accelerogramma contiene un picco inferiore all'accelerazione critica non si manifesterà alcuno spostamento relativo tra il blocco e la base; nel caso contrario il metodo prevede l'integrazione della porzione di accelerogramma posta al di sopra del valore di accelerazione critica, determinando in tal modo la velocità e lo spostamento relativo (permanente) del blocco.

3.2.2 Calcolo del fattore di accelerazione critico K_c

Nel presente studio, la determinazione del fattore di accelerazione critica K_c è stata effettuata con il metodo dell'equilibrio limite globale utilizzando il codice di calcolo SLOPE-W, versione 4.24. In particolare sono state ripetute le analisi descritte nel paragrafo 3.1 introducendo una forza orizzontale statica equivalente tale da portare la massa di terreno potenzialmente instabile in condizioni limite caratterizzate da coefficienti di sicurezza pari a 1. Laddove già in condizioni statiche si hanno coefficienti di sicurezza pari a 1, il fattore di accelerazione critica K_c è, per definizione, pari a zero. Nella **tab.2.3** sono riportati i risultati conseguiti per tutti i casi considerati nel paragrafo 3.1.

3.2.3 Accelerogrammi di progetto

Il sito in esame è caratterizzato da un profilo di V_s inferiore a 700+800 m/s fino a profondità dal p.c. dell'ordine di 200 m (vedi la **fig.3.27** del **Doc.Rif.[9]**). La definizione degli accelerogrammi di progetto da utilizzare nelle analisi ha richiesto pertanto i seguenti passi:

- Definizione di accelerogrammi in condizioni di campo libero su suolo rigido con superficie topografica orizzontale, compatibili con il grado di sismicità del sito (vedi il paragrafo 3.2.3.1).
- Valutazione della risposta sismica locale in condizioni di campo libero e superficie topografica orizzontale, tenendo conto del profilo di deformabilità del sito (vedi il paragrafo 3.2.3.2).

3.2.3.1 Accelerogrammi su suolo rigido

Sono stati individuati accelerogrammi registrati ("reali") su suolo rigido, quale quello che si incontra nel sito in esame a profondità elevate (circa 200 m); come criterio di selezione si sono usati intervalli di valori di magnitudo (M_w) e, se possibile, distanza epicentrale (d) rappresentativi di quelli che hanno causato i risentimenti maggiori. In particolare, sulla base dell'analisi di disaggregazione di cui al progetto DPC-INGV-S1 (**Montaldo, 2007**) si tratta di eventi sismici con valori di magnitudo compresi tra $5 < M_w < 6$ e distanze comprese tra 20 e 30 Km. La necessità

di reperire registrazioni con valori di accelerazione di picco in prossimità del valore massimo indicato dal livello di pericolosità (accelerazione massima su suolo rigido $a_g=0.125g$ per un periodo di ritorno di 1000 anni, vedi il [Doc.Rif.\[1\]](#)), ha obbligato a considerare distanze epicentrali inferiori (6-15 Km).

Le caratteristiche salienti degli accelerogrammi reali, da scalare per l'analisi a un valore di $a_g=0.125g$, sono sintetizzate in **tab.2.2**; gli accelerogrammi non scalati sono illustrati in **fig.2.11**.

Tabella 2.2: Caratteristiche salienti degli accelerogrammi reali utilizzati nelle analisi

| Terremoto Data | Magnitudo Mw | Stazione | Profilo del suolo al sito di registrazione | Sigla identificativa | Distanza epicentrale (Km) | Componente del moto | a_g (g) |
|---|-----------------|--------------------|---|-------------------------|---------------------------------|------------------------|--------------|
| Friuli 16/09/1977 | 5.4 | Tolmezzo | A ⁽¹⁾ | 981 EW | 11 | EW | 0.09 |
| Lazio-Abruzzo (aftershock) 11/05/1984 | 5.5 | Villetta Barrea | A ⁽¹⁾ | 384 NS | 6 | NS | 0.15 |
| Friuli (aftershock) 11/09/1976 | 5.5 | San Rocco | B ⁽¹⁾ | 120 NS | 15 | NS | 0.09 |

⁽¹⁾ Vedi [Norme Tecniche per le Costruzioni del 4 Febbraio 2008](#)

3.2.3.2 Risposta sismica locale

Le analisi di propagazione monodimensionale, volte alla determinazione della risposta sismica locale, sono state svolte impiegando il programma di calcolo EERA ([Bardet et al., 2000](#)) che propaga verticalmente un assegnato segnale di accelerazione $a=a(t)$ definito in superficie (condizioni cosiddette di "outcropping"), riportato dal programma alla base del profilo di terreno considerato.

Nel programma di calcolo il comportamento sforzo-deformazione del terreno è descritto da un modello alla Kelvin-Voigt (visco-elastico lineare) come illustrato in **fig.2.12**. Nel caso di propagazione di onde S, o trasversali, si induce nel suolo una deformazione di taglio puro; lo sforzo di taglio τ dipende dalla deformazione di taglio γ e dalla velocità di deformazione $\dot{\gamma}$, secondo l'equazione:

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma}$$

dove con η si indica la costante di viscosità del materiale.

Rimandando al manuale d'uso di EERA per ulteriori dettagli, si osserva come esso approssimi il comportamento non lineare ed isteretico del materiale attraverso un'approssimazione lineare-equivalente, come rappresentato nella curva sforzi deformazioni di **fig.2.13**. Il modulo di taglio equivalente G viene assunto in ogni passo di calcolo pari al modulo di taglio secante G_s , funzione della ampiezza di deformazione di taglio γ . Inoltre, il fattore di smorzamento lineare equivalente ξ è tale da produrre in un singolo ciclo la stessa dissipazione di energia del materiale reale, caratterizzato da un comportamento sforzo-deformazione di tipo isteretico.

La descrizione del comportamento del materiale impiega curve di degrado del modulo di taglio e di corrispondente incremento del fattore di smorzamento, entrambi funzione della deformazione massima raggiunta. Curve di degrado da bibliografia per materiali argillosi, qui impiegate, sono già definite all'interno del codice di calcolo EERA (vedi **fig.2.14**).

Il modello 1D utilizzato nelle analisi è stato esteso fino a 200 m di profondità dal p.c., ove le velocità delle onde di taglio raggiungono valori dell'ordine di 700÷800 m/s (vedi la **fig.3.27** del [Doc.Rif.\[9\]](#)).

Le analisi sono state ripetute per tutti gli accelerogrammi selezionati, scalati all'accelerazione di riferimento su suolo rigido per il sito di Petacciato (0.125g).

Gli andamenti con la profondità delle accelerazioni massime ottenute dall'analisi di risposta sismica locale sono riportati nella **fig.2.15**.

Gli accelerogrammi ottenuti dalle analisi a tre profondità dal p.c. significative sono riportati nelle **figg.2.16, 2.17 e 2.18**.

Si rileva che nel caso specifico il coefficiente di amplificazione stratigrafica risulta essere dell'ordine di 1.4.

3.2.4 Risultati delle analisi alla Newmark

Le analisi alla Newmark sono state effettuate con l'ausilio del codice di calcolo "Newmark - Slope Performance during an Earthquake" ([Jibson et al., 2003](#)).

A ciascuna superficie di scivolamento analizzata (vedi il paragrafo 3.1) sono stati associati i valori di K_c riportati nella **tab.2.3** e gli accelerogrammi ottenuti dalla risposta sismica locale; per le superfici di scorrimento passanti ad una profondità massima fino a 20 m sono stati utilizzati gli accelerogrammi ottenuti a 10 m di profondità; per le superfici di scorrimento più profonde sono stati utilizzati gli accelerogrammi ottenuti a 30 m di profondità.

I risultati delle analisi sono riportati nella **tab.2.3**.

Gli spostamenti massimi attesi associabili a eventi sismici associabili al livello di pericolosità considerato (vedi il [Doc.Rif.\[1\]](#)) e a coefficienti di sicurezza in condizioni statiche poco superiori a 1 sono dell'ordine di 40÷60 cm. Nel caso di concomitanza dell'evento sismico con condizioni idrogeologiche sfavorevoli (coefficienti di sicurezza in condizioni statiche pari a 1) i valori suddetti possono diventare anche dell'ordine di 1 m.

Tabella 2.3: Fattore di accelerazione critico K_c e spostamenti attesi riferiti alle condizioni attuali

| | | | | Spostamenti attesi (cm) | | |
|----------------------|--------------------------|--|-----------|-------------------------|----------------------|---------------|
| | Sup. | Posizione della falda a partire dal p.c. [m] | K_c (g) | Friuli 981 EV | Lazio Abruzzo 384 NS | Friuli 120 NS |
| Sezione geologica IV | 1 (61m) ⁽¹⁾ | +2.5 | 0.025 | 1.9 | 0.7 | 0.4 |
| | | +4.0 | 0.022 | 2.6 | 0.8 | 0.5 |
| | 4-7 (37m) ⁽¹⁾ | +2.5 | 0.042 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| | | +4.0 | 0.035 | 0.6 | 0.3 | 0.2 |
| Sezione geologica V | 1 (97m) ⁽¹⁾ | +2.5 | 0.004 | 15.3 | 4.8 | 7.4 |
| | | +4.0 | 0.002 | 22.3 | 7.8 | 12.3 |
| | 2-9 (72m) ⁽¹⁾ | +2.5 | 0.004 | 15.3 | 4.8 | 7.4 |
| | | +4.0 | 0.001 | 29.4 | 12.3 | 17.8 |
| Sezione geotecnica 1 | 1-a (20m) ⁽¹⁾ | -3.0 | 0.045 | 6.1 | 0.1 | 0.2 |
| | | 0.0 | 0.035 | 8.5 | 0.2 | 0.5 |
| | | +2.5 | 0.016 | 16.1 | 1.5 | 2.1 |
| | | +4.0 | 0.005 | 34.2 | 5 | 10.6 |
| | 1-b (20m) ⁽¹⁾ | -3.0 | 0.040 | 7.2 | 0.1 | 0.3 |
| | | 0.0 | 0.024 | 12.2 | 0.6 | 1.0 |
| | | +2.5 | 0.006 | 30.8 | 4.4 | 9.2 |
| | | +4.0 | 0.0 | 97.1 | 42.1 | 45.0 |
| Sezione geotecnica 4 | 4-a (34m) ⁽¹⁾ | 0.0 | 0.04 | 0.3 | 0.2 | 0.2 |
| | | +2.5 | 0.03 | 1.1 | 0.5 | 0.3 |
| | | +4.0 | 0.02 | 3.2 | 0.9 | 0.6 |
| | | +6.0 | 0.01 | 7.8 | 2.2 | 2.5 |
| | | +8.0 | 0.0 | 51.8 | 38.9 | 30.4 |
| | 4-b (40m) ⁽¹⁾ | 0.0 | 0.01 | 7.8 | 2.2 | 2.5 |
| | | +1.5 | 0.005 | 13.1 | 4.1 | 6.2 |
| | | +2.0 | 0 | 51.8 | 38.9 | 30.4 |

⁽¹⁾ Profondità massima della superficie di scorrimento
Nota: il segno + indica livelli piezometrici al di sopra del p.c.

4. VERIFICHE DI STABILITA' – IN PRESENZA DELLA BRETELLA

Il progetto della bretella è stato concepito in modo tale da non alterare significativamente la morfologia e quindi le condizioni di stabilità del versante nei confronti di fenomeni gravitativi profondi, come quelli che si riattivano periodicamente (vedi il [Doc.Rif.\[1\]](#)).

A dimostrazione di ciò sono state effettuate analisi di stabilità, analoghe a quelle descritte nel paragrafo 3.1, in presenza delle opere.

Nelle analisi in presenza di opere sono state considerate in particolare le situazioni che si determinano in corrispondenza delle sezioni geotecniche 1 e 4 del [Doc.Rif.\[10\]](#) (vedi le **figg.3.1, 3.2, 3.3 e 3.4**); nelle **figg.3.1 e 3.2** è rappresentato lo scavo che verrà sostenuto da una paratia di pali tirantata; nelle **figg.3.3 e 3.4** è rappresentato il rilevato della bretella.

In analogia a quanto effettuato nel paragrafo 3.1, le analisi di stabilità sono state condotte con riferimento alle superfici di scorrimento n. 1-a e 1-b (sezione geotecnica 1) e alle superfici di scorrimento n. 4-a e 4-b (sezione geotecnica 4).

I risultati delle analisi di stabilità in condizioni statiche sono riportate nella **tab.3.1**; il confronto con la **tab.2.1** indica che i coefficienti di sicurezza in presenza delle opere sono sostanzialmente comparabili a quelli della condizione attuale, ante-operam. Analoghe considerazioni valgono per le condizioni sismiche; infatti, poichè il coefficiente di sicurezza in condizioni statiche non cambia, non viene modificato neppure il fattore di accelerazione critica e lo spostamento permanente atteso.

**Tabella 3.1: Fattori di sicurezza individuati dall'analisi di stabilità
in presenza della bretella**

| | Sup. | Posizione della falda a partire dal p.c. [m] | F _s |
|----------------------|--------------------------|--|----------------|
| Sezione geotecnica 1 | 1-a(20m) ⁽¹⁾ | -3.0 | 1.42 |
| | | 0.0 | 1.33 |
| | | +2.5 | 1.15 |
| | | +4.0 | 1.05 |
| | 1-b(20m) ⁽¹⁾ | -3.0 | 1.33 |
| | | 0.0 | 1.20 |
| | | +2.5 | 1.04 |
| | | +4.0 | ~1 |
| Sezione geotecnica 4 | 4-a(34m) ⁽¹⁾ | 0.0 | 1.49 |
| | | +8.0 | 1.04 |
| | 4-b (40m) ⁽¹⁾ | 0.0 | 1.13 |
| | | +2.0 | 1.06 |

⁽¹⁾ Profondità massima della superficie di scorrimento

Come già anticipato, ai fini dei fenomeni d'instabilità superficiale, la costruzione della bretella conduce ad un miglioramento rispetto alle condizioni attuali.

5. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Bardet, J.P., ICHII, K. e Lin C.H. (2000) "EERA A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits", University of Southern California.

Jibson, R.W. and Jibson, M.W. (2003) Java Programs For Using Newmark's Method And Simplified Decoupled Analysis To Model Slope Performance During Earthquakes, United States Department Of The Interior and United States Geological Survey. Web site: http://earthquake.usgs.gov/resources/software/slope_perf.php.

Melidoro G., Mezzabotta M. (1996) "Monitoraggio ultrasecolare delle deformazioni gravitative costiere adriatiche" Convegno Internazionale, La Prevenzione delle Catastrofi Idrogeologiche: il Contributo della Ricerca Scientifica, 343-356.

Montaldo V., 2007 "Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D2", <http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>

Newmark N.M. (1965) "Effects of earthquakes on dams and embankments" Géotechnique 15, n° 2, 139-160.

SGI (1987) "Raccomandazioni e metodi per le verifiche di pendii instabili in zona sismica - Fasi I-II" Rapporto n° 3836/3-FAC/COT/BAS/rc del 19 Ottobre 1987, Autostrade SpA, Roma.

FIGURE

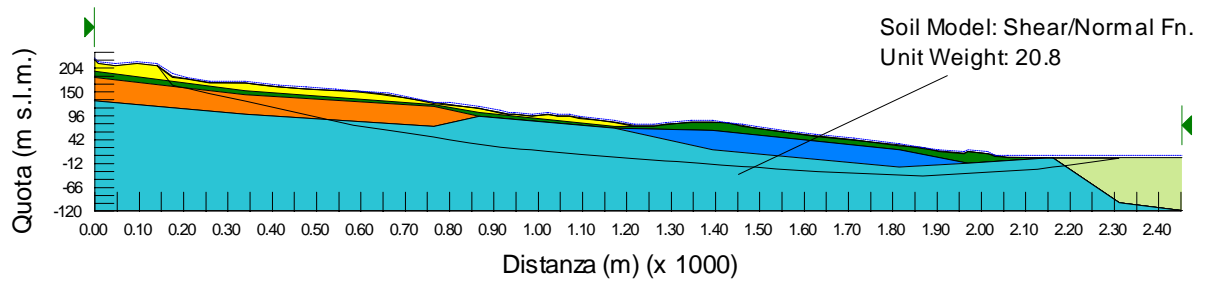


Figura 2.1: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1 nella sezione geologica V, Doc. Rif. 1

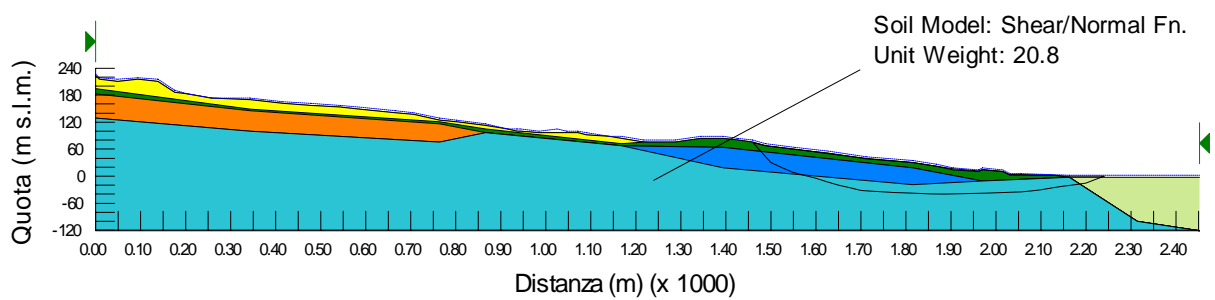


Figura 2.2: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 2-9 nella sezione geologica V, Doc. Rif. 1

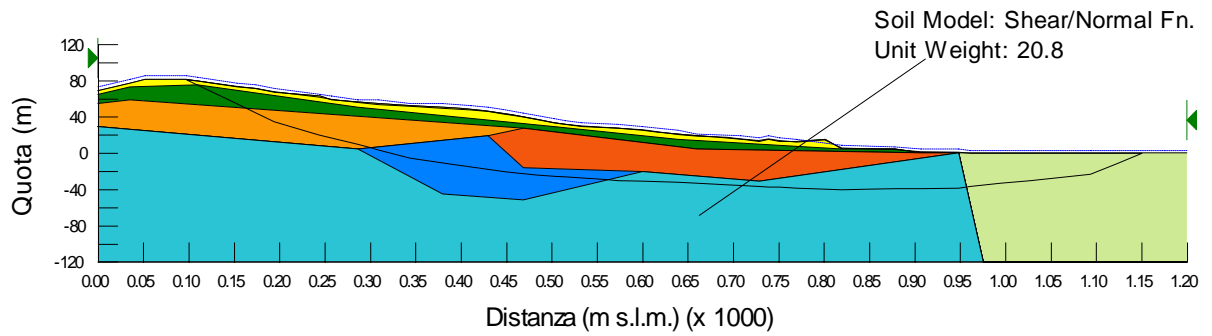


Figura 2.3: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1 nella sezione geologica IV, Doc. Rif. 1

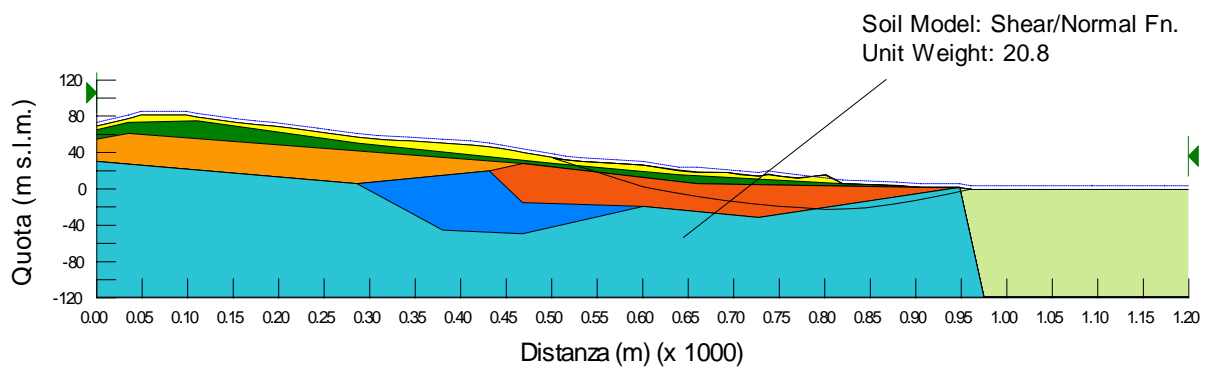
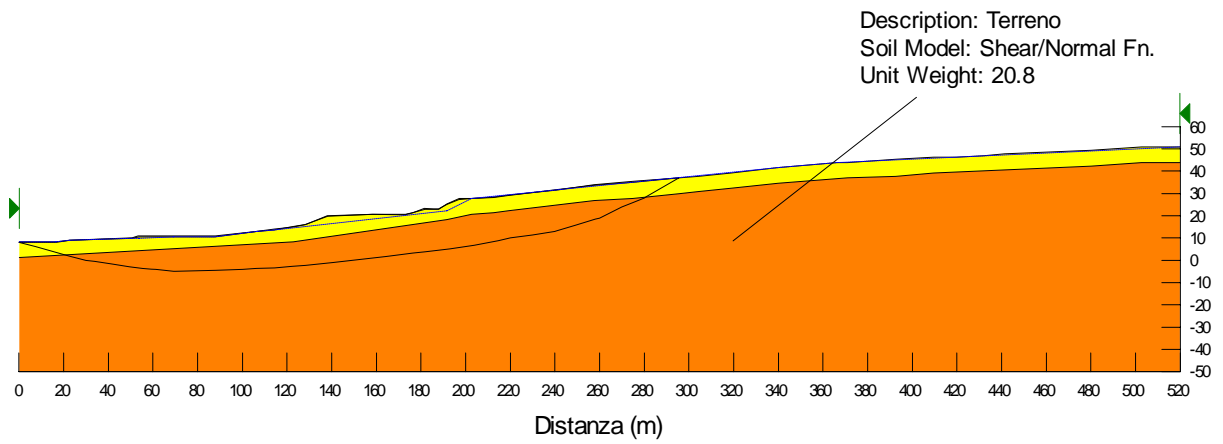
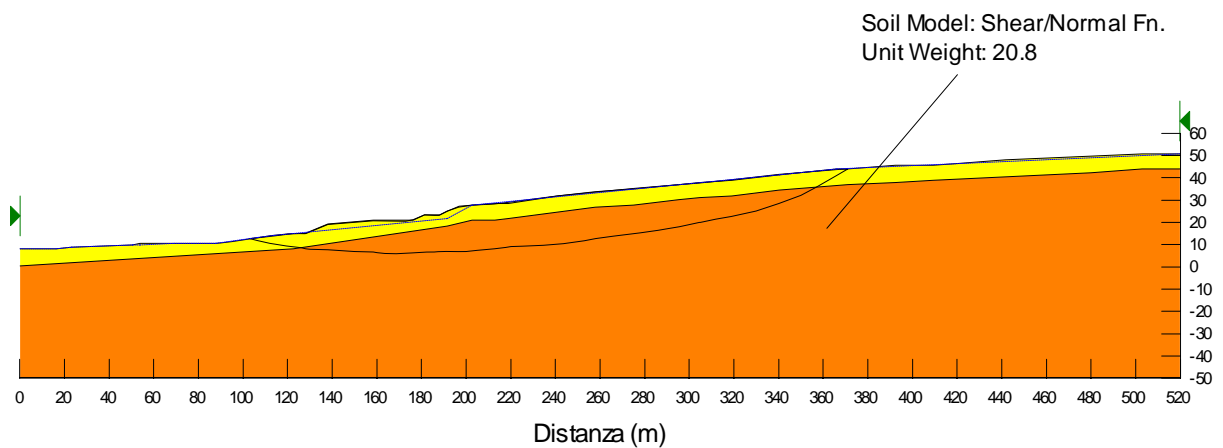


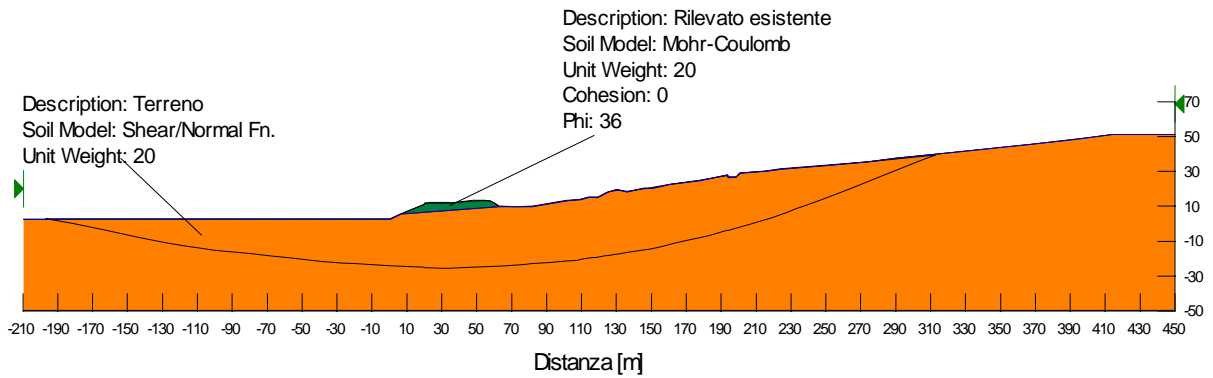
Figura 2.4: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 4-7 nella sezione geologica IV, Doc. Rif. 1



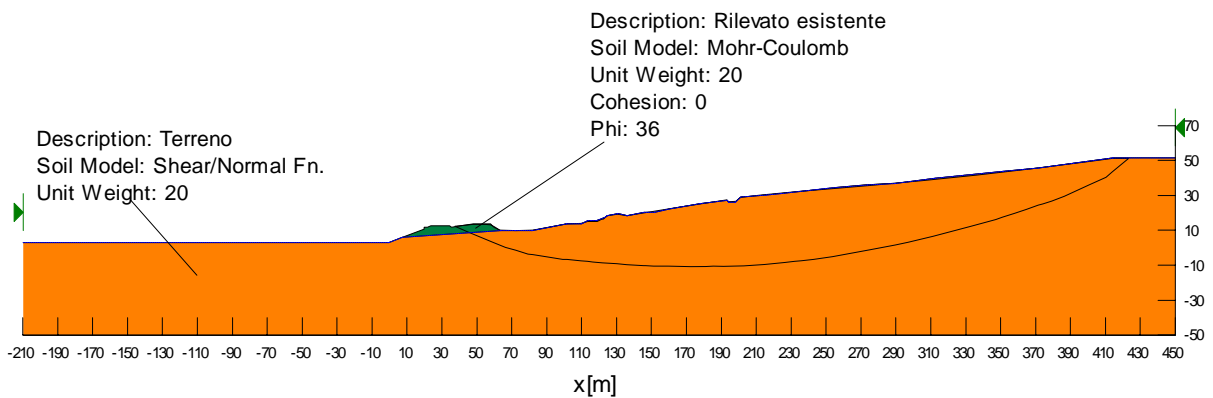
**Figura 2.5: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1a
nella sezione geotecnica 1, Doc. Rif. 10**



**Figura 2.6: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1b
nella sezione geotecnica 1, Doc. Rif. Doc. Rif. 10**



**Figura 2.7: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 4a
nella sezione geotecnica 4, Doc. Rif. Doc. Rif. 10**



**Figura 2.8: Analisi di stabilità in assenza di opere - Superficie di scorrimento n. 4b
nella sezione geotecnica 4, Doc. Rif. Doc. Rif. 10**

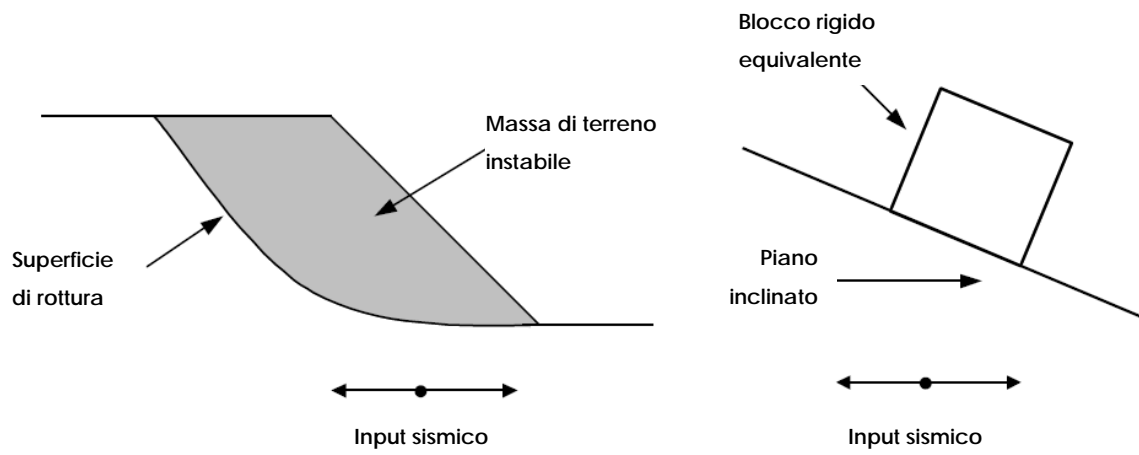


Figura 2.9: Schema dell'analogia tra massa di terreno instabile e blocco rigido secondo [Newmark \(1965\)](#)

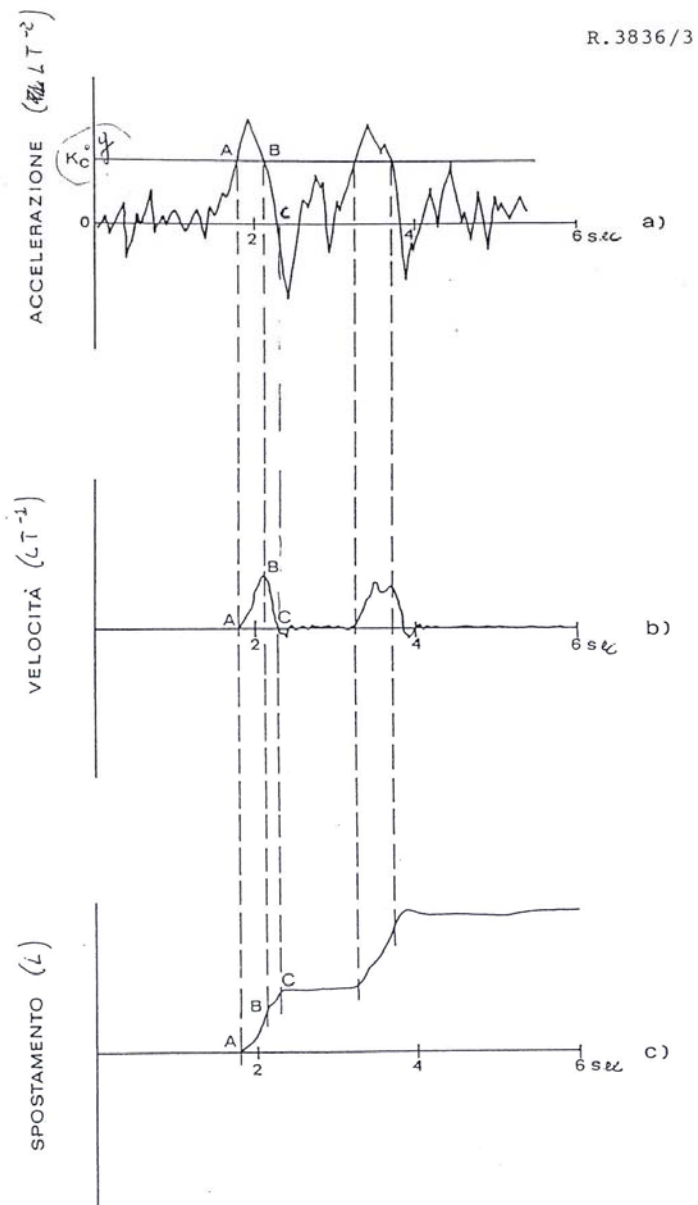


Figura 2.10: Schema di calcolo dello spostamento a partire dall'accelerogramma

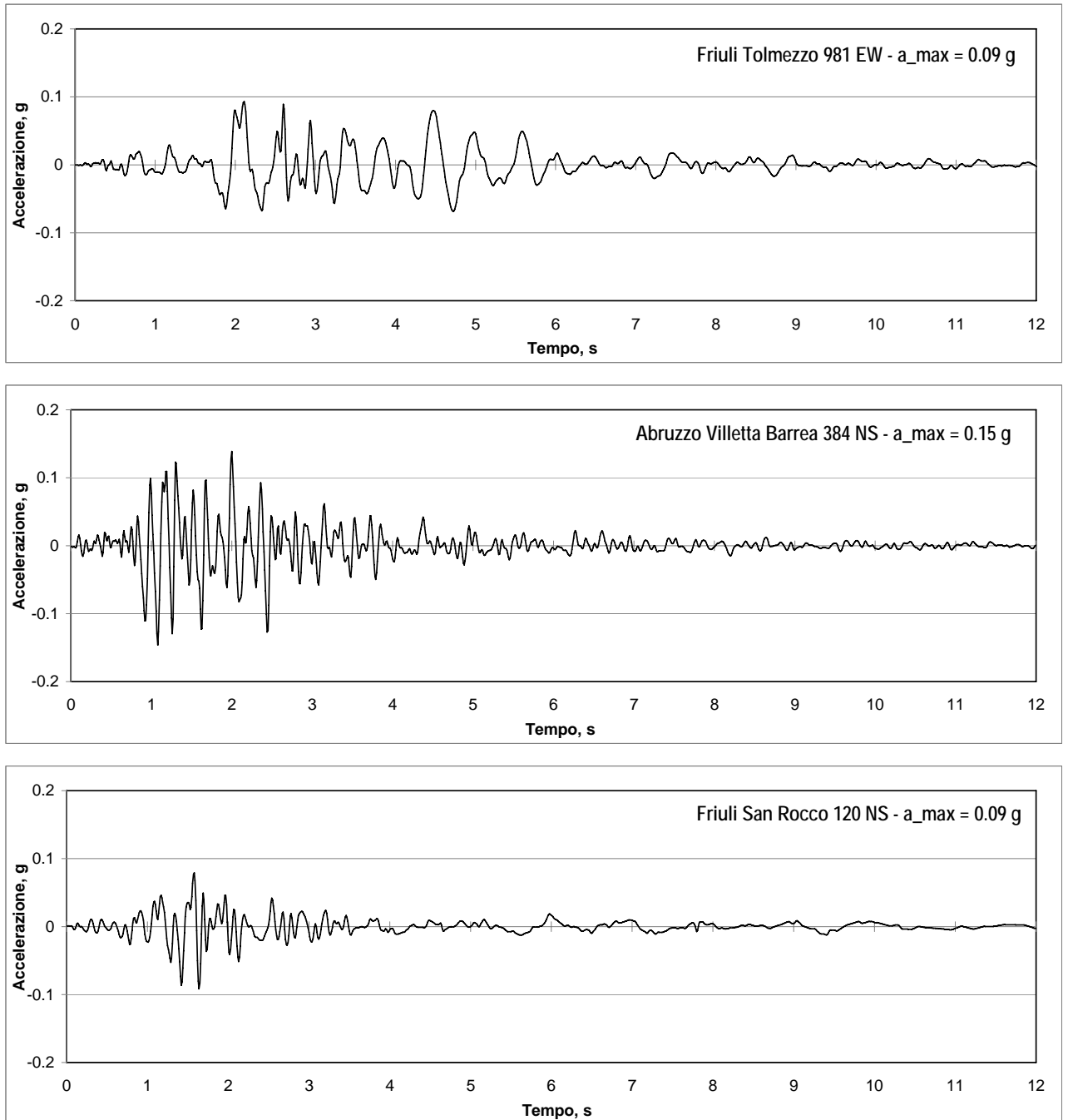


Figura 2.11: Accelerogrammi utilizzati nelle analisi 1D, non scalati, (12s iniziali)

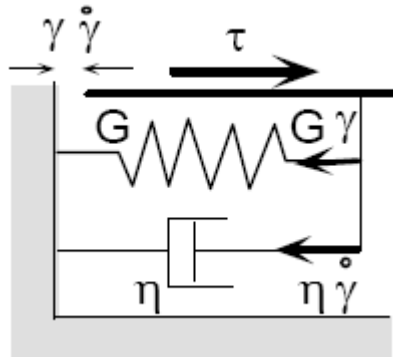


Figura 2.12: Rappresentazione schematica del modello costitutivo del terreno alla Kelvin-Voigt implementato in EERA

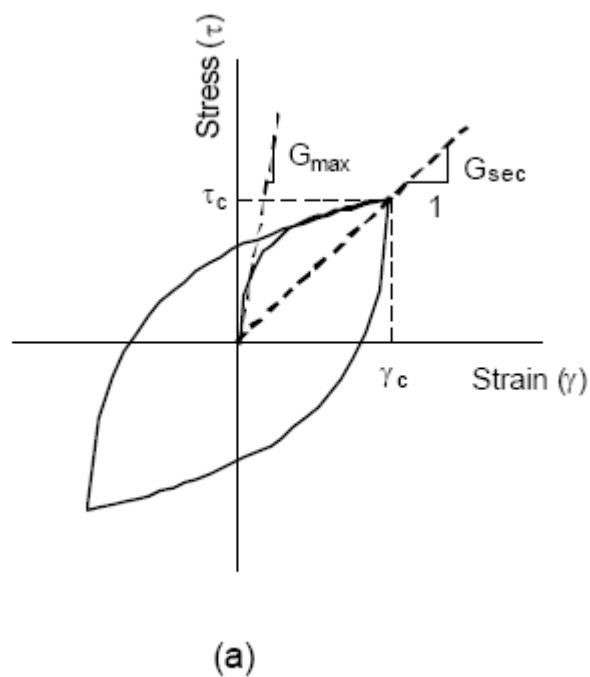


Figura 2.13: Modello lineare equivalente - Curva sforzi deformazioni con dissipazione per isteresi e degrado del modulo di taglio

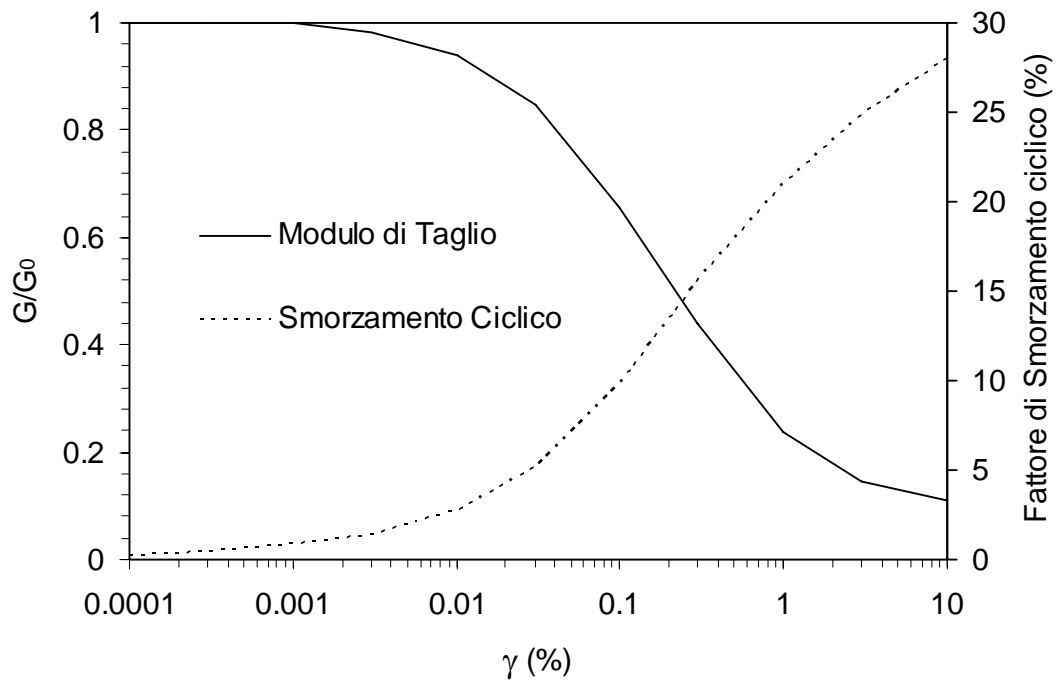


Figura 2.14: Curve di degrado del modulo di taglio e dello smorzamento ciclico in funzione della deformazione di taglio disponibili in EERA per materiali argillosi

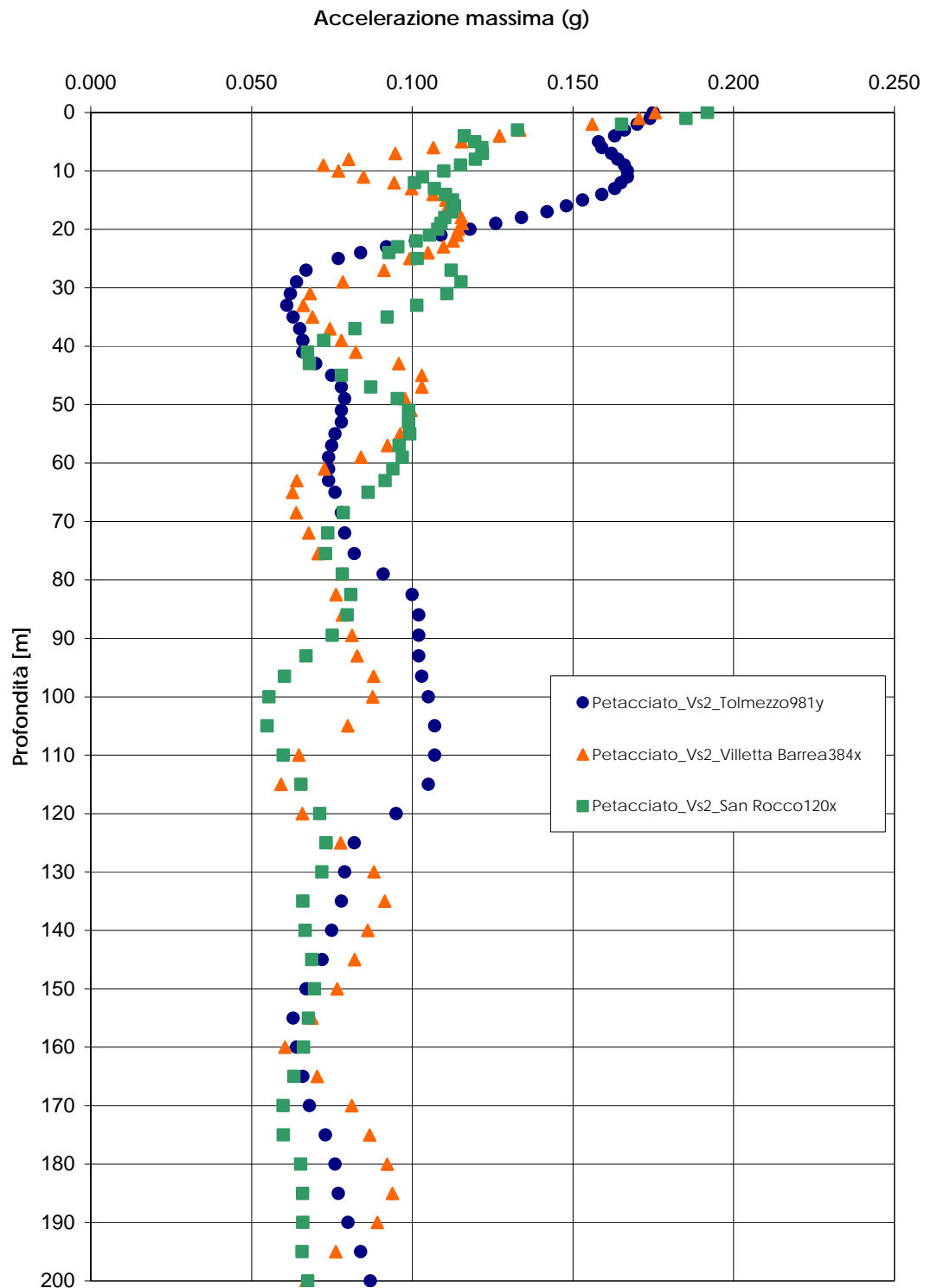


Figura 2.15: Andamenti dell'accelerazione massima con la profondità ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale

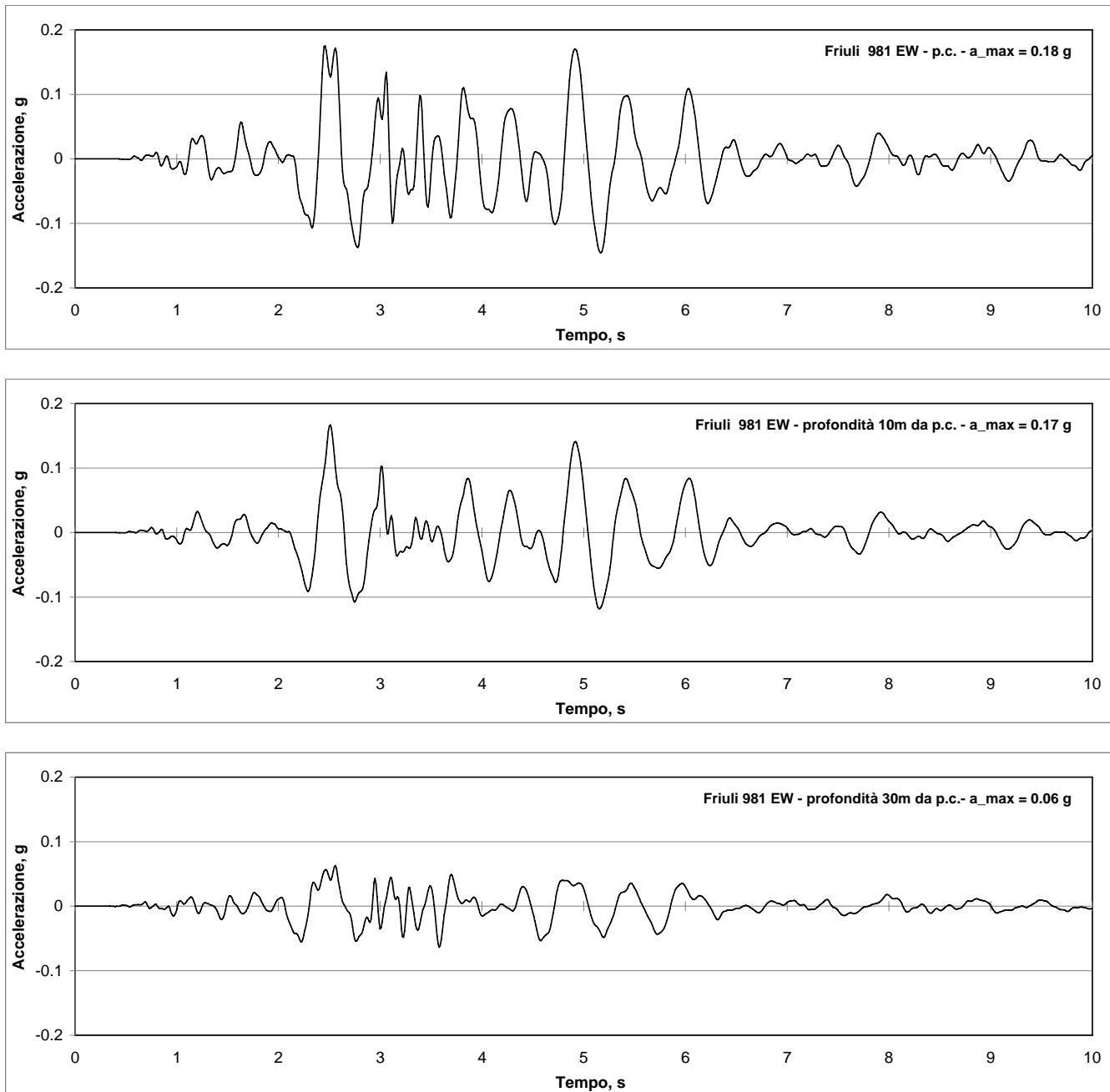


Figura 2.16: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità - Terremoto Friuli Stazione Tolmezzo

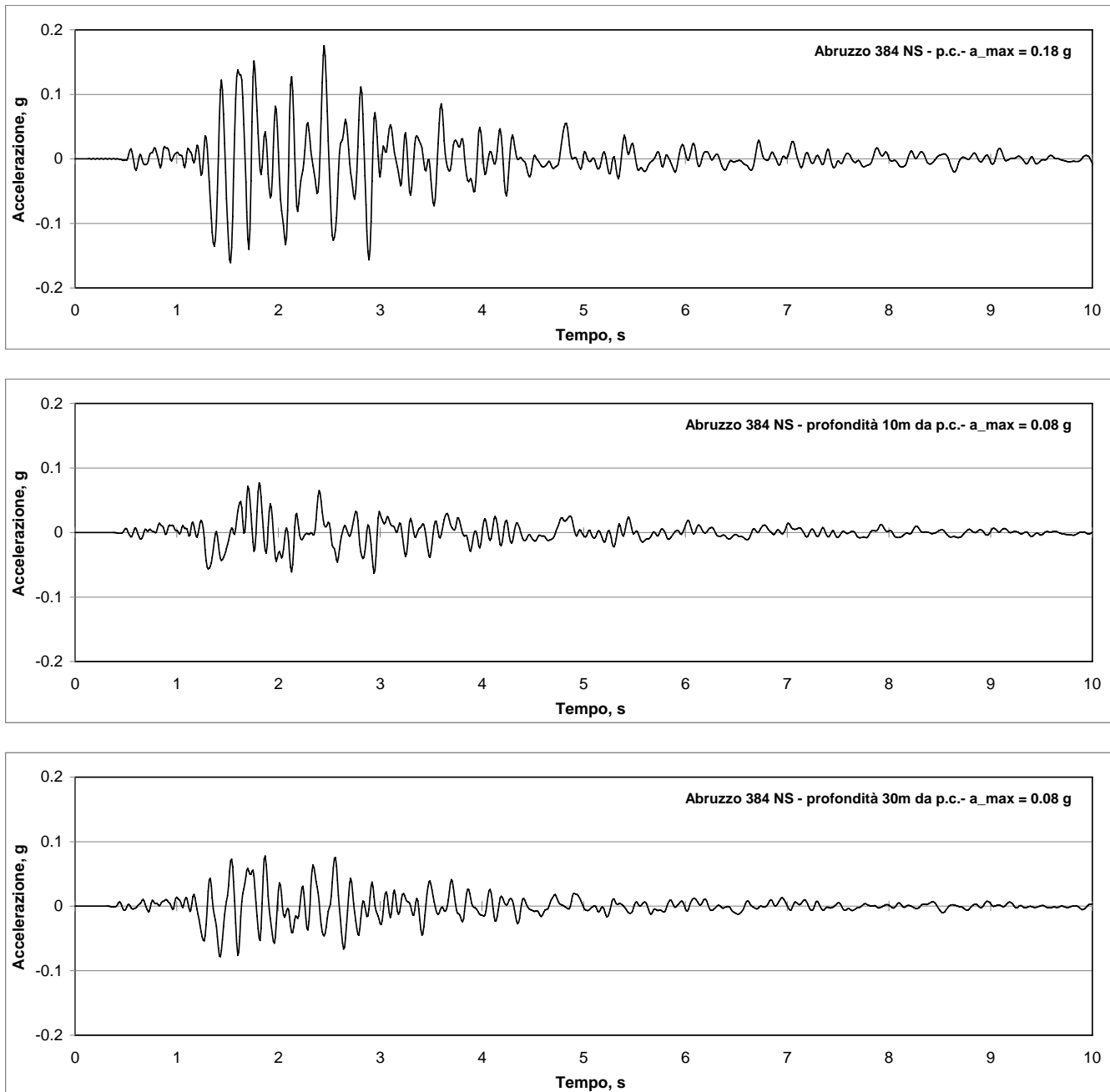


Figura 2.17: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità - Terremoto Lazio-Abruzzo Stazione Villetta Barrea

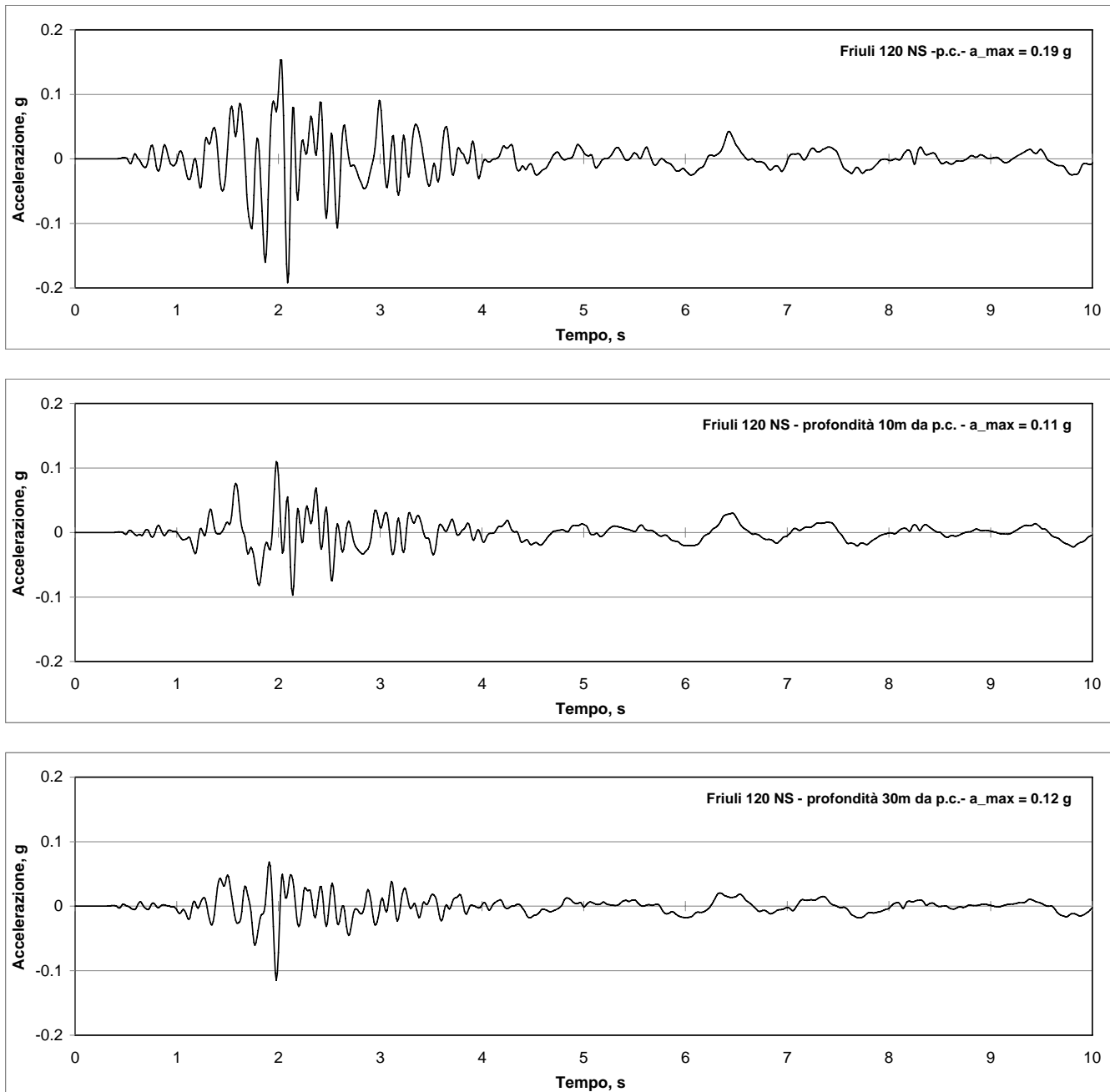
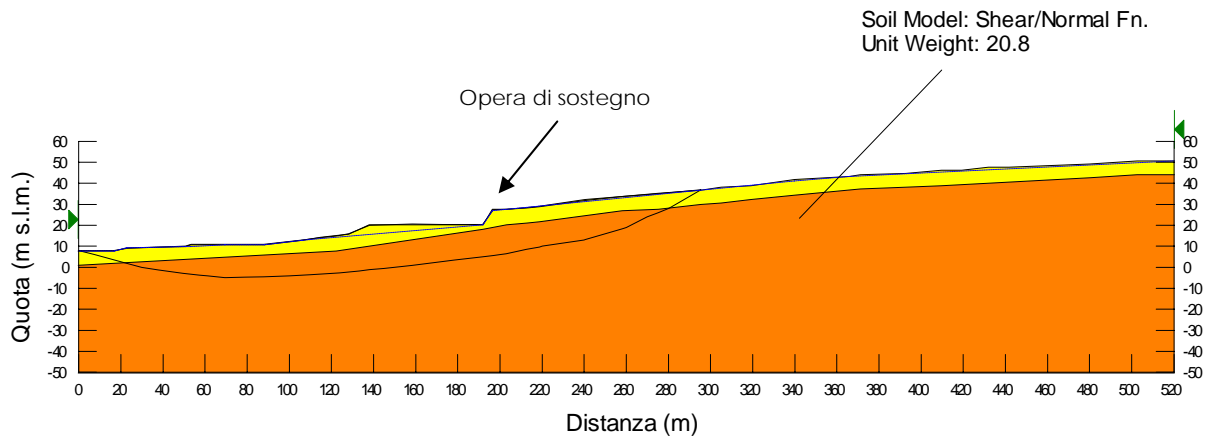
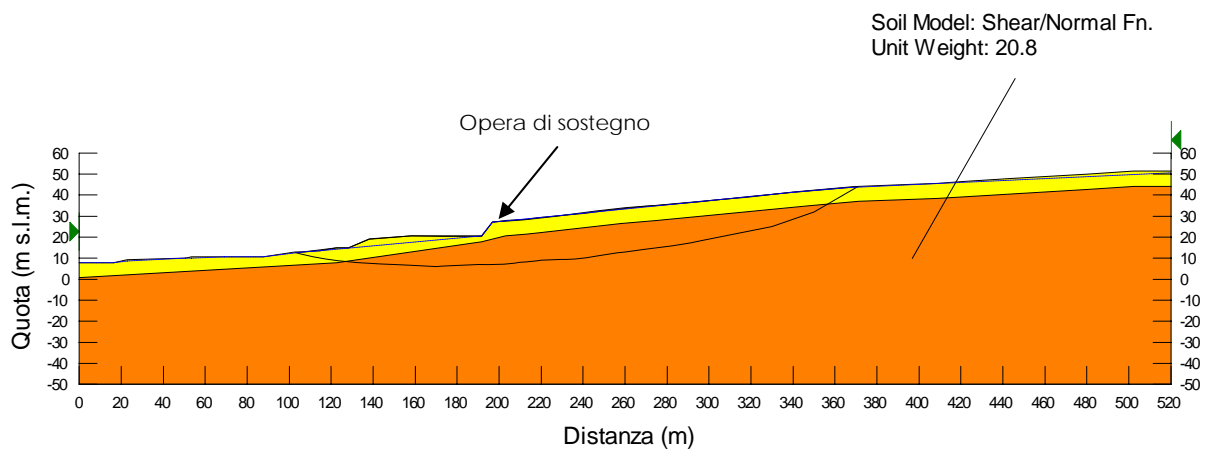


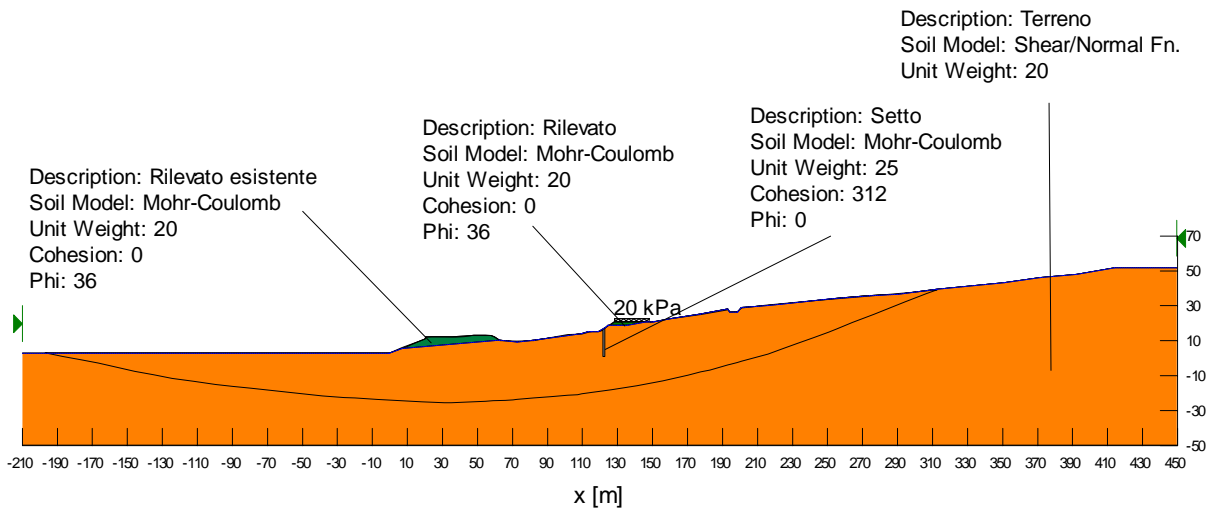
Figura 2.18: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità - Terremoto Friuli Stazione San Rocco.



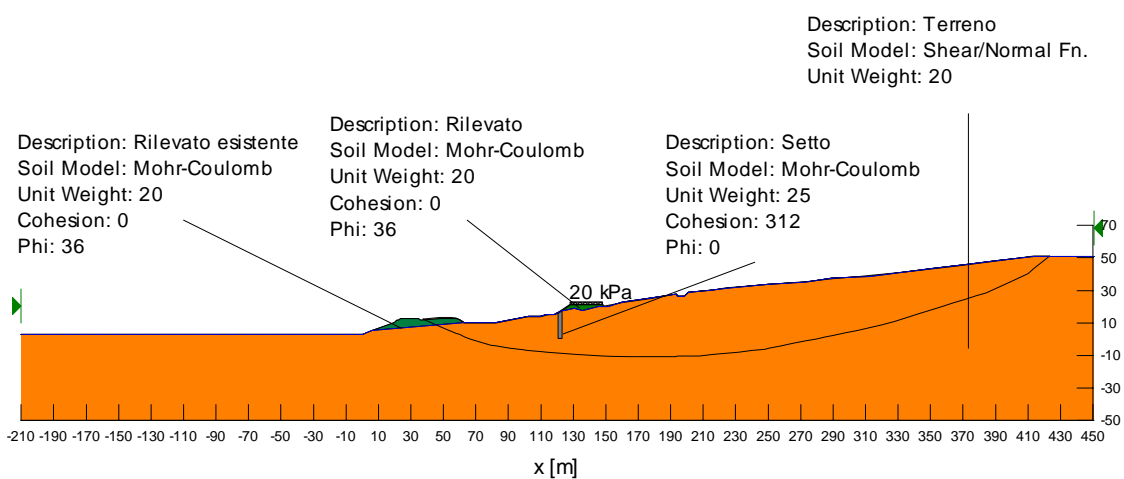
**Figura 3.1: Analisi di stabilità in presenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1a
nella sezione geotecnica 1, Doc. Rif. Doc. Rif. 10**



**Figura 3.2: Analisi di stabilità in presenza di opere - Superficie di scorrimento n. 1b
nella sezione geotecnica 1, Doc. Rif. Doc. Rif. 10**



**Figura 3. 3: Analisi di stabilità in presenza di opere - Superficie di scorrimento n. 4a
nella sezione geotecnica 4, Doc. Rif. Doc. Rif. 10**



**Figura 3. 4: Analisi di stabilità in presenza di opere - Superficie di scorrimento n. 4b
nella sezione geotecnica 4, Doc. Rif. Doc. Rif. 10**