

XXIII CONVEGNO NAZIONALE GEOSINTETICI

OPERE DI PREVENZIONE E DI DIFESA DAL RISCHIO FRANE



a cura di Daniele Cazzuffi

Bologna, 27 ottobre 2010

PÀTRON EDITORE
BOLOGNA

RILEVATO PARAMASSI A PROTEZIONE DI SEDE STRADALE DA FRANA ATTIVA

1. Premessa

Il presente contributo tratta della problematiche legate alla progettazione e realizzazione di un rilevato in terra rinforzata atto a proteggere la sottostante strada provinciale dal rischio di crollo per scivolamento di una frana in roccia di elevata magnitudo (182.000 mc)

2. Inquadramento geologico e descrizione della frana

L'area di intervento è inserita nella porzione medio basale del versante NW della struttura carbonatica del M.te Subasio, nel territorio comunale di Assisi (PG) (Figura 1).

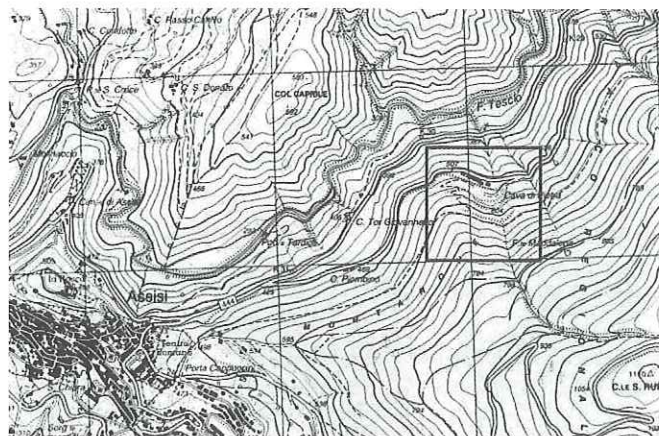


Fig. 1 - Individuazione dell'area di studio (stralcio IGM fg. 311 sez. II "Assisi")

La struttura del Monte Subasio è caratterizzata litologicamente dalle formazioni della Serie Umbro Marchigiana, che vanno dal Calcarea Massiccio alla Marnoso-Arenacea.

L'area in esame è caratterizzata dall'affioramento dei termini carbonatici della Formazione della Maiolica (Tettonico-Aptiano), che si presenta ben stratificata e costituita da calcari bianchi o grigio chiari micritici, con la caratteristica frattura concoide. Sono frequenti interstrati argillosi centimetrici da marroni a grigio scuro. In quest'area, lo spessore totale stimato è di circa 100 m. Il fronte di cava in oggetto risulta caratterizzato da estesi

affioramenti del basamento calcareo e, localmente, da depositi detritici e accumuli antropici. I versanti circostanti hanno pendenze medie nell'ordine dei 30°-35°.

La morfologia attuale è fortemente condizionata sia dalle fasi di antropizzazione subordinate allo sfruttamento estrattivo dell'area di cava (dismessa a fine anni '90) che dalle fasi di realizzazione della rete infrastrutturale presente (S.P. di Spello n. 249 e S.S. del Subasio n. 444). Lo scenario morfologico all'interno dell'area estrattiva si presenta quindi organizzato in scarpate gradonate (Figura 2) a partire dalla quota sommitale di 650 m s.l.m. fino al piazzale degli impianti appena a monte del tracciato della S.P. 249.

L'ammasso roccioso affiorante nell'area di cava si presenta intensamente fratturato, l'intersezione dei giunti di origine tettonica con la stratificazione individua prismi di roccia, di dimensione variabile, suscettibili a meccanismi di instabilità. Si è rilevata una generale assenza di falda a parte modeste circolazioni idriche in occasioni di eventi particolari.

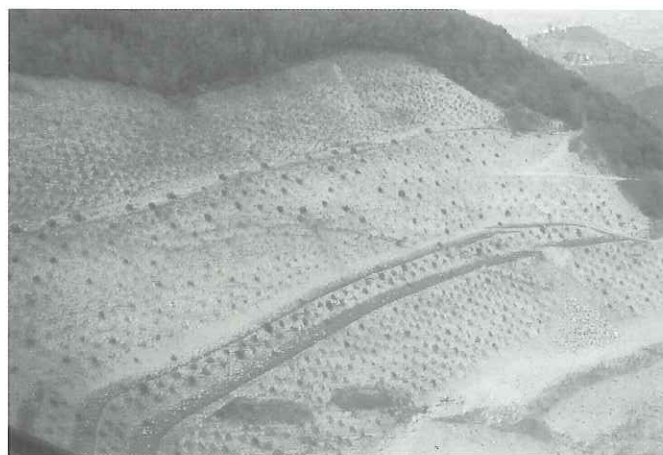


Fig. 2 - Vista panoramica del fronte di cava

I primi segnali del fenomeno di dissesto si sono riscontrati nel Maggio 2003 da parte del Corpo Forestale dello Stato che ha segnalato l'apertura di fratture di trazione in corrispondenza di un sentiero a monte dell'area di cava ed all'interno della stessa.

Gli studi successivi (Alta Scuola, 2006; Casagli et al., 2006), hanno consentito di individuare un fenomeno di instabilità principale, attualmente attivo, che interessa la parte sommitale dell'ex cava e un'ampia fascia dell'area boscata di monte, in cui è localizzabile un prisma di roccia instabile (Figura 3).

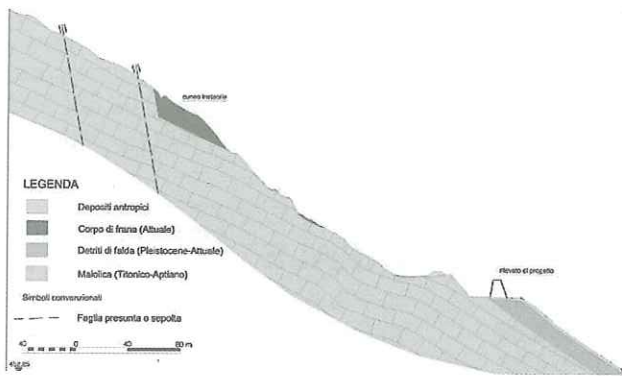


Fig. 3 - Sezione geologica del versante con individuazione cuneo instabile

Tale prisma è isolato dall'ammasso roccioso da due giunti (il piano di strato con immersione media stimata pari a circa 355° ed inclinazione di $24-28^\circ$ ed un giunto tettonico con immersione media stimata pari a circa $72-74^\circ$ ed inclinazione di $78-82^\circ$) e, a monte, da un'ampia frattura di trazione subverticale con direzione E-O dell'ampiezza di oltre 2 metri e profondità di circa 20 m. Il giunto di strato presenta un riempimento limoso argilloso marrone rossastro, plastico ed umido, di spessore centimetrico, con presenza di clasti calcarei e di calcite angolosi. I controlli effettuati su tale frana (estensimetri, inclinometri, pluviometro,...) hanno mostrato che in corrispondenza della frattura di trazione a monte nel periodo compreso fra Febbraio 2005 e Maggio 2005 si sono raggiunte velocità verticali ed orizzontali dell'ordine rispettivamente di 1 e 2 mm/giorno, con picchi nell'Aprile 2005 di 2.7 mm/giorno, con spostamenti medi annui di circa 45 cm. La velocità di spostamento del blocco principale instabile sono strettamente correlate al regime pluviometrico. Nell'area a monte del blocco instabile una campagna di tomografie sismiche ha evidenziato la presenza di settori ad elevato grado di fratturazione con spessore variabile da 10 a 20 m.

Ad integrazione del rilievo topografico è stata effettuata una campagna di monitoraggio con la tecnica dell'interferometria radar da terra ed un rilievo laser scanning terrestre; con la prima è stato possibile definire i limiti della massa in movimento e gli spostamenti della stessa rilevando un comportamento assimilabile sostanzialmente a quello di un blocco rigido con un movimento di traslazione lungo il piano di strato parzialmente rallentato dal giunto tettonico laterale, mentre con la seconda si è riusciti ad identificare la geometria 3D del blocco instabile, il cui volume è risultato pari a 182 000 m³ (Figura 4). Il prof. Casagli ha effettuato la modellazione del fenomeno franoso mediante diversi e successivamente sempre più approfonditi modelli di analisi arrivando a concludere che, una volta superata la resistenza nel settore occidentale del blocco, si possa verificare una brusca perdita di resistenza, con un conseguente meccanismo di rottura di tipo fragile e relativa accelerazione della massa lungo la direzione di im-

mersione del piano basale. Una volta abbandonato il piano di scorrimento, la massa tenderebbe a disgregarsi ed a muoversi lungo la linea di massima pendenza, con le caratteristiche dinamiche tipiche della roccia asciutta frammentata. Dalle simulazioni effettuate utilizzando i codici DAN-W e DAN 3D (Hungar, 1995; Mcdougall e Hungar, 2004), che simulano la fase di propagazione del fenomeno franoso rispettivamente in 2D ed in 3D., sono stati valutati gli spessori e le velocità di transito del potenziale fenomeno franoso, finalizzati alla scelta della tipologia ed al dimensionamento di opere per la messa in sicurezza degli elementi a rischio posti a valle del piazzale di cava.

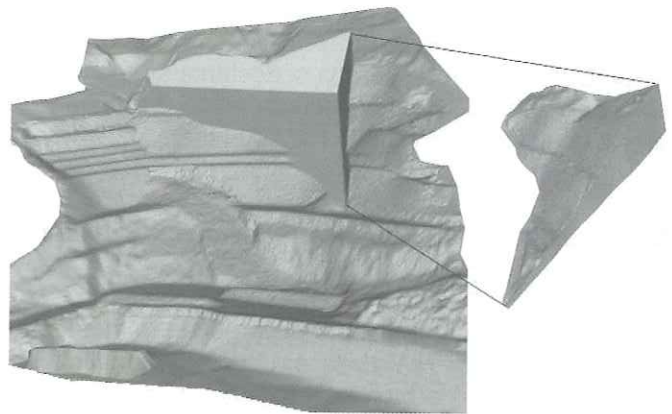


Fig. 4 - Geometria del blocco instabile estratta dal DEM ottenuto col rilievo laser scanning

La Figura 5 mostra la simulazione della distribuzione degli spessori di detrito in funzione del tempo dall'istante di collasso.

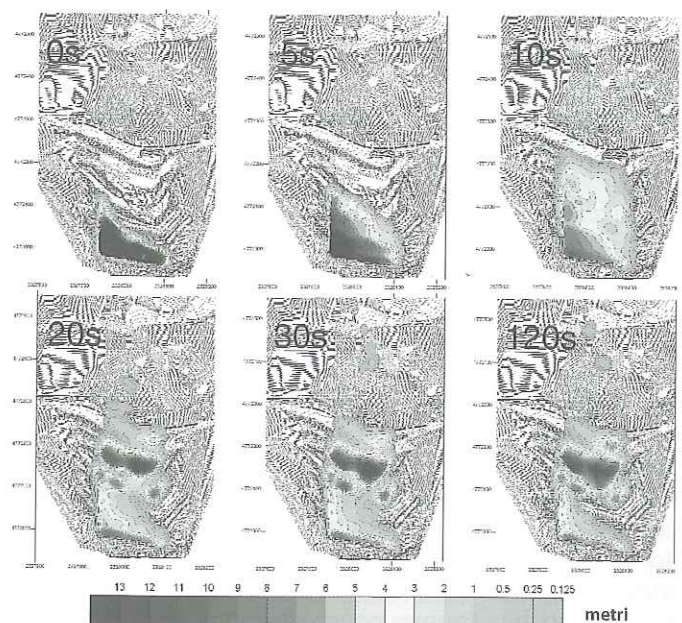


Fig. 5. - Simulazione di runout 3D: spessori di detrito dopo 0, 5, 10, 20, 30, 120 secondi

Come si può notare, il fenomeno si manifesta in un tempo molto breve. Una minima parte di detrito (circa 1000 m³) supera completamente la strada provinciale, incanalandosi nell'impluvio presente a valle. Dovendo progettare un'opera a protezione della strada provinciale la stessa sarebbe dovuta essere in grado di contenere tutti gli spessori massimi transitanti oltre la sezione ipotetica di realizzazione del rilevato.

Dalla suddetta modellazione opportunamente corretta è stato possibile determinare le altezze dei depositi nelle varie sezioni (h max 7.5 m) e le massime velocità di impatto ($v = 6$ m/s).

3. Obiettivi progettuali e requisiti dell'opera

Gli obiettivi della Committenza erano quelli di realizzare un'opera in tempi molto brevi; sono stati impiegati 4 mesi per tutte le fasi di indagini integrative, progettazione e conferenza di servizi, 2 mesi per l'appalto e 6 mesi per la realizzazione dell'opera.

I requisiti richiesti all'opera erano i seguenti:

- Consentire la riapertura della sede stradale in tempi rapidi
- Possedere elevati standard di sicurezza in fase di realizzazione ed esercizio;
- Non limitare la fruibilità della strada lasciando almeno 1 corsia per senso di marcia;
- Avere una geometria tale da consentire un'elevata capacità di accumulo dei detriti a tergo in caso di collasso dell'ammasso instabile
- Corretto inserimento ambientale
- Costi contenuti nei limiti del finanziamento assentito (2.5 MI €)

4. Scelte progettuali e dimensionamento dell'opera

In sede di progettazione preliminare sono state esaminate le seguenti ipotesi:

- Demolizione controllata del blocco instabile
- realizzazione di un rilevato in terra rinforzata a fianco della strada provinciale;
- realizzazione di una galleria artificiale alla quota del piazzale impianti.

La prima soluzione è stata scartata in quanto presentava tempi lunghi, costi elevati ed elevati rischi, mentre le altre due soluzioni proposte, pur garantendo entrambe efficacia nel risultato, presentavano differenze notevoli in termini di costi; la galleria artificiale necessitava di risorse economiche per circa 3.6 MI €, mentre la soluzione del rilevato rientrava nelle risorse assegnate e garantiva una tempistica di esecuzione dell'opera compatibile con le esigenze della stazione appaltante. Si è optato quindi per il rilevato in terre rinforzate. L'opera progettata è classificata tra le opere di difesa passiva atte ad intercettare il crollo di singoli massi ed a contenere la frana di roccia individuata come evento critico, ed è costituita da un rilevato in terre rinforzate realizzato lungo la Strada Provinciale, di altezza variabile da un minimo di circa 6 metri a un massimo di quasi 14 metri dal

piano stradale, per una lunghezza complessiva di 190 m. Il paramento di monte ha una pendenza di 80° per ridurre al minimo la larghezza della fondazione del rilevato, mentre quello di valle ha una pendenza di 70° per favorire un migliore attecchimento della vegetazione; infatti ad opera finita il paramento di valle, quello cioè più esposto visivamente, è stato realizzato disponendo all'interno strati di almeno 30 cm di terreno vegetale protetto da una rete in poliestere (grandezza di maglia 3.5 mm) per il controllo d'erosione, e successivamente trattato con idrosemina a spessore con il risultato di una omogenea coltre di rivestimento vegetativo. Le superfici complessive delle facce del rilevato sono pari a circa 3.800 mq.

Per la realizzazione di tale rilevato, al fine di contenere l'apporto di materiale esterno, sono stati utilizzati anche i materiali di risulta provenienti dalla demolizioni di due preesistenti rilevati di modeste dimensioni realizzati all'interno dell'area di cava, con funzione di protezione contro la caduta massi, opportunamente miscelati con materiale proveniente dall'esterno per ottenere i requisiti prestazionali richiesti.

Particolare attenzione è stata posta nella scelta delle geogriglie di rinforzo in funzione delle caratteristiche fisiche, geometriche e meccaniche delle stesse

Sono state utilizzate geogriglie in fibre di poliestere di diversa resistenza proporzionata allo stato di sollecitazione effettivo nei vari livelli, con elevata rigidità e basso creep. Visto il tasso di lavoro delle geogriglie nelle condizioni di esercizio che risultavano pari a circa il 50% delle tensioni nominali sono stati prescritti anche i valori delle deformazioni massime e per creep a 10 anni al 50% della tensione massima nominale valutate mediante certificati rilasciati da istituti certificati indipendenti e norme EN ISO di riferimento. I parametri ed i requisiti delle geogriglie sono riportati in Tabella 1.

Tab. 1 - Valori di progetto delle geogriglie di rinforzo

Tipo geogriglia	Tipo 5	Tipo 4	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1
Resistenza minima a breve termine [kN/m]	≥ 35	≥ 55	≥ 80	≥ 110	≥ 1.000 (fig. 6)
Deformazione massima alla resistenza nominale [%]	≤ 8,5	≤ 8,5	≤ 8,5	≤ 8,5	≤ 10
Deformazione massima al 50% della tensione nominale [%]	≤ 5,5	≤ 5,5	≤ 5,5	≤ 5,5	≤ 6,0
Deformazione massima per creep a 10 anni, al 50% della tensione nominale [%]	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0
Fattore di rid. massimo per il danneggiamento meccanico della geogriglia in contatto con ghiaia sabbiosa ($d_{50} = 6$ mm)	≤ 1,15	≤ 1,15	≤ 1,15	≤ 1,10	≤ 1,02

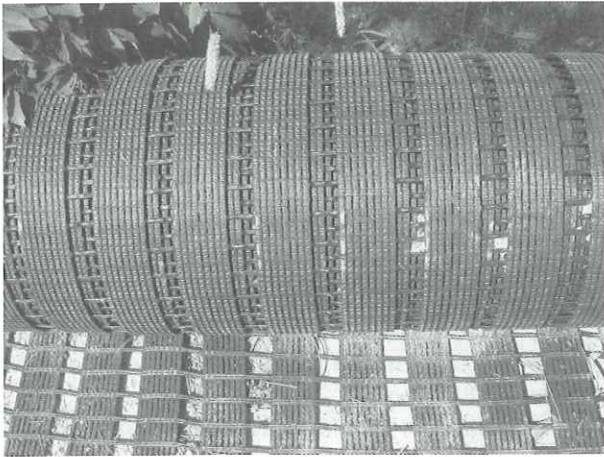


Fig. 6 - Geogriglia in poliestere da 1.000 kN/m

Particolare attenzione è stata posta all'eventualità che in caso di collasso non si venissero a creare pericolose sovrappressioni nei depositi a tergo del rilevato e pertanto il primo strato del rilevato fuori terra al di sopra della fondazione è stato realizzato con materiale arido drenante in grado di consentire una rapida circolazione idrica. Lo strato di drenaggio è stato protetto contro l'occlusione con un adeguato rivestimento in geotessile tessuto (Figura 7). È stato scelto questo tipo di geotessile, a causa non solo della sua alta permeabilità e della minore tendenza all'occlusione, ma anche per l'alta resistenza contro i danni meccanici durante l'istallazione.

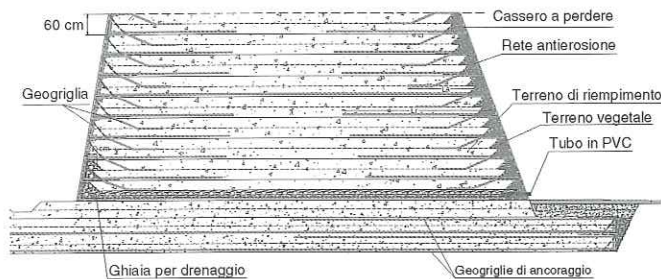


Fig. 7 - Dettaglio della sezione. Strato di drenaggio con geotessile tessuto

In base ai risultati della campagna geognostica effettuata nell'Ottobre 2007 in prossimità dell'area di sedime dell'opera in progetto è stata rilevata la presenza di coperture antropiche e detritiche con spessori massimi superiori ai 10 m, sovrastanti il substrato roccioso, come riportato nella sottostante sezione litostratigrafica (Figura 8).

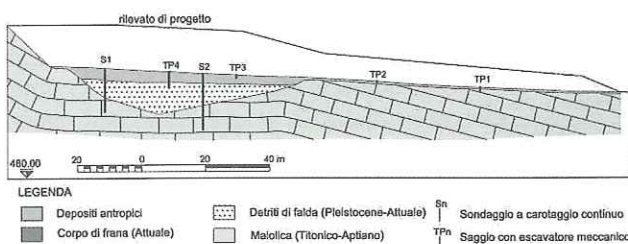


Fig. 8 - Sezione geologica lungo l'opera di difesa passiva

Tale scenario ha richiesto l'adozione di adeguate soluzioni progettuali in merito al dimensionamento delle fondazioni del rilevato, per garantire le stabilità interna e globale del rilevato stesso. In funzione di ciò, si è reso necessario posizionare due strati di geogriglie al piede del rilevato, opportunamente prolungate oltre il paramento di valle per intercettare le superfici di scorrimento critiche che potevano interessare il rilevato nel suo complesso, anche nella condizione in cui il bacino a tergo fosse riempito con i detriti di frana (Figura 9).

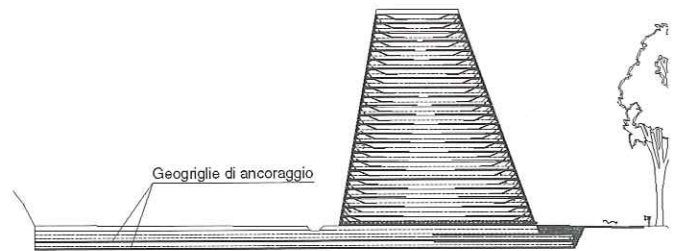


Fig. 9 - Sezione tipo sistema di ancoraggio

In particolare nella porzione di rilevato di maggiore altezza si è reso necessario realizzare un ancoraggio al piede per garantire condizioni di stabilità all'opera sia in condizioni statiche che sismiche. Inizialmente si è valutato se realizzare una paratia o un placcaggio con tiranti al piede di valle del rilevato per fornire un adeguato contributo stabilizzante, ma poi si è scelto di realizzare tale ancoraggio con geogriglie opportunamente ancorate per semplice attrito in uno strato di 1,5 m di spessore, sia per motivi economici, sia per le caratteristiche di omogeneità con la restante parte dell'opera realizzata (infatti l'ancoraggio risulta deformabile come il rilevato realizzato con la stessa tipologia di materiale), che per le caratteristiche esecutive che hanno consentito la realizzazione in tempi molto brevi sfruttando il riempimento eseguito con il materiale in posto.

Per quanto riguarda il dimensionamento del rilevato si è fatto riferimento ad Hungr et al. (1984) e alle esperienze maturate nel settore della realizzazione delle strutture di controllo dei debris flow.

La forza di impatto dinamico è definita dalla seguente relazione:

$$F = K \cdot \gamma / g \cdot h \cdot v^2 \cdot \sin \beta \quad (1)$$

In cui, in fase di dimensionamento delle opere, sono stati assunti i seguenti valori:

- K = 2: coefficiente dinamico di impatto
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$: peso di volume del materiale
- g = 9.81 m/s²: accelerazione di gravità
- h = variabile: altezza del flusso di detrito
- v = 6 m/s: velocità del detrito
- $\beta = 80^\circ$: angolo tra la direzione del flusso e la faccia della struttura.

Gli autori (Hungr et al.) raccomandano che la spinta calcolata con la suddetta formula sia distribuita su un'altezza-

za pari a 1.5 volte l'altezza del detrito passante, venendo così a configurare un fattore di sicurezza sull'altezza che stima la crescita del detrito dietro l'opera.

Da quanto sopra ne consegue che il rilevato di maggiore altezza, dimensionato per uno spessore dei depositi pari a 7.5 m., doveva essere in grado di sopportare una spinta complessiva $F = 1084 \text{ kN}$ sul paramento di monte per lunghezza unitaria di rilevato, corrispondente ad una spinta verticale uniformemente ripartita di 96 kN/m per ogni metro lineare di rilevato.

Sono state inoltre effettuate le verifiche di stabilità interne ed esterne con diverse combinazioni di azioni e in particolar modo sono stati analizzati i seguenti stati limite:

- (a) Resistenza di taglio contro lo scorrimento alla base del rilevato ed a ogni livello di geogriglie di rinforzo. Con questa condizione è stato adottato un angolo di attrito ridotto (fattore di riduzione 0.8) lungo l'interfaccia geogriglia/terreno
- (b) Sicurezza contro il ribaltamento (min FS > 1.5)
- (c) Capacità portante del terreno di fondazione alla base della rilevato
- (d) Cedimento lungo le sezioni trasversali del rilevato. Cedimenti massimi stimati: al centro $\delta_{\max} = 10.3 \text{ cm}$, sui fianchi $\delta_{\max} = 4.0 \text{ cm}$.
- (e) Stabilità interna ed esterna del rilevato, utilizzando superfici circolari (Bishop) e poligonali (Janbu). Simulazioni in condizioni diverse: prima e dopo della frana, con e senza azione sismica, con e senza pressione neutra. (Figure 10 and 11). I parametri geotecnici dei terreni interessati sono riportati nella Tabella 2:

Tab. 2 - Parametri del terreno

Descrizione di terreno	Angolo di attrito interno [°]	Coesione [kN/m ²]	Peso specifico [kN/m ³]
Terreno di riporto	35	0	18.5
Strato di superficie	28	0	19
Detrito	32	10	19.5
Fondo roccioso	30	175	24

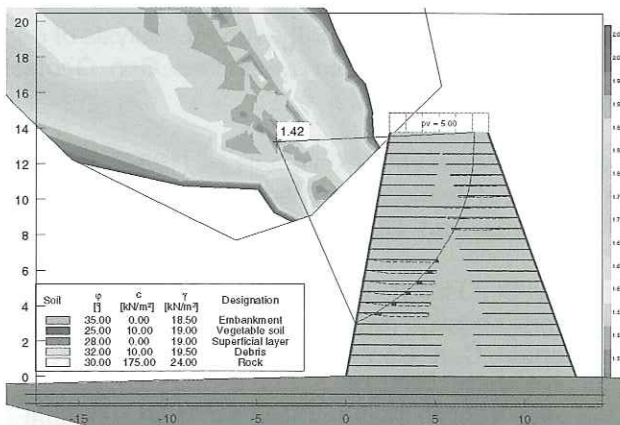


Fig. 10 - Esempio di calcolo della stabilità interna (parte posteriore)

- (f) Impatto di una massa concentrata con diametro di 1.5 m, peso di 4,600 kg, velocità 15 m/s con una energia cinetica di 52.7 kJ.

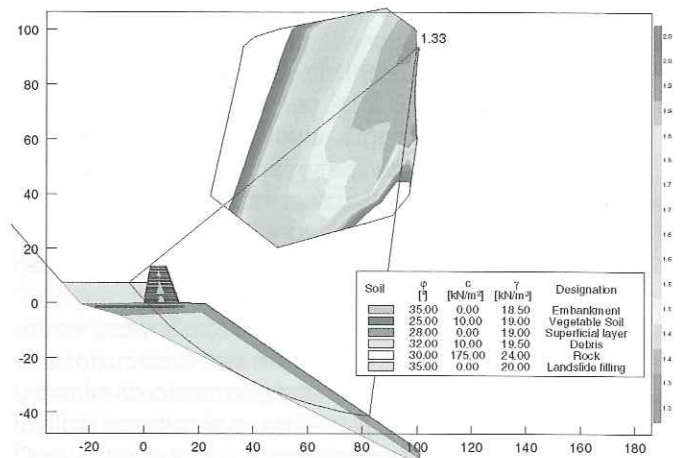


Fig. 11 - Esempio di calcolo della stabilità globale



Fig. 12 - Vista da retro durante la fase di costruzione

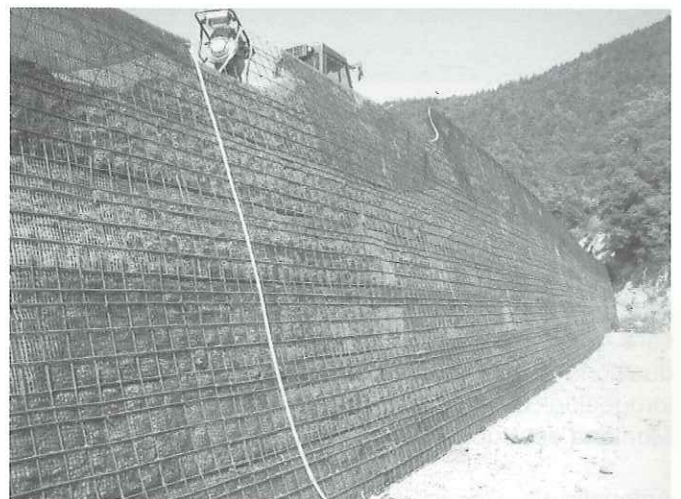


Fig. 13 - Fronte retrostante durante la costruzione

5. Conclusioni

La realizzazione dell'opera di presidio della strada mediante l'esecuzione di un rilevato in terra rinforzata ha comportato una serie di vantaggi che possono avere valenza generale in situazioni di questo genere quali:

- costi inferiori alle soluzioni alternative contenuti in circa 1 MI di lavori oltre 1.5 ML€ per somme a disposizioni per indagini, monitoraggio, studi, consulenze, demolizione impianti esistenti, spese tecniche, sistemi di monitoraggio ed allarme, rimozione dell'amianto.
- grazie all'adozione delle geogriglie di alta resistenza (1,000 kN/m) è stata possibile di evitare l'utilizzo di pali e/o tiranti.
- tempi di esecuzione contenuti in circa 5 mesi, nettamente inferiori a quelli necessari per l'esecuzione di soluzioni alternative; questo ha permesso di minimizzare le condizioni di rischio nel caso di collasso della di frana durante le fasi lavorative;
- versatilità nell'adattarsi alla morfologia dell'area;
- flessibilità esecutiva nella realizzazione dei fronti anche particolarmente ripidi per superare restrizioni geometriche relative all'ingombro dell'area di base ed al volume di accumulo a tergo;
- inserimento ambientale particolarmente riuscito in un contesto di elevato valore paesaggistico (Figura 12, 13, 14)
- possibilità di riutilizzo di materiale preesistente in loco con un significativo risparmio di risorse ambientali



Fig. 14 - Paramento di valle ad opera finita

BIBLIOGRAFIA

Alta Scuola (2006). Studio del fenomeno franoso in essere in località Torgiovannetto di Assisi (PG) ed individuazione degli interventi volti alla riduzione del rischio idrogeologico - Relazione finale. Committente: Comunità Montana del Subasio.

Antonello G., Casagli N., Farina P., Leva D., Nico G., Sieber A.J., Tarchi D. (2004). Groundbased SAR inter-

ferometry for monitoring mass movements. *Landslides* 1, pp. 21-28.

Atzeni C., Canuti P., Casagli N., Leva D., Luzi G., Moretti S., Pieraccini M., Sieber A.J., Tarchi D. (2003). A portable device for landslide monitoring using radar interferometry. *Landslide News Intl. Newsl.* 14/15, pp. 19-22.

British Standard BS 8006 (1995). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.

Casagli N., Gigli G., Lombardi L., Nocentini M. (2006). Valutazione delle distanze di propagazione relative ai fenomeni franosi presenti sul fronte della cava di Torgiovannetto (PG) - Rapporto finale. Committente: Dipartimento della Protezione Civile.

Casagli N., Gigli G., Lombardi L., Nocentini M., Mattiangeli L., Vannocci P. (2007). Indagini geofisiche e geotecniche e modellazione dinamica della frana di Torgiovannetto (Pg) - Rapporto Finale. Committente: Provincia di Perugia.

Casagli N., Università degli Studi di Firenze (2008). Indagini geofisiche e geotecniche e modellazione della frana di Torgiovannetto (PG).

Catani F., Farina P., Moretti S., Nico G., Strozzi T., 2005. On the application of SAR interferometry to geomorphological studies: estimation of landform attributes and mass movements. *Geomorphology* 66, pp. 119-131.

ERA report n. 2007-0072. Assessment of the long term durability of Fortrac T geogrids and derivation of reduction factors.

Frohlich C. e Mettenleiter M. (2004). Terrestrial laser scanning-new perspectives in 3D surveying. In: Thies M, Koch B, Spiecker H, Weinacker H, editors. *Laser-scanners for forest and landscape assessment*, 36. International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences. p.8/W2.

Hungr O. (1995). A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. *Can. Geotech. J.* 32, pp. 610-623.

Hungr O., Morgan G.C., Kellerhals R. (1984). Quantitative analysis of debris torrent hazards for design of remedial measures. *Can. Geotech. J.* 21, pp. 663-677.

Mcdougall S. e Hungr O., (2004). A model for the analysis of rapid landslide runout motion across three-dimensional terrain. *Can. Geotech. J.* 41, pp. 1084-1097.

Rocscience, (2004). *Swedge Ver. 4.0. User's manual.*

Soccodato C., Scuola di Alta Specializzazione e Centro Studi per la Manutenzione e Conservazione dei Centri

Storici in Territori Instabili. Studio del fenomeno franoso in essere in località Torgiovanetto di Assisi ed individuazione degli interventi volti alla riduzione del rischio idrogeologico.

Tarchi D., Casagli N., Moretti S., Leva D., Sieber A.J. (2003). Monitoring landslide displacements by using ground-based radar interferometry: Application to the Ruinon landslide in the Italian Alps. *J. Geophys. Res.* 108, pp. 101-114.

RIASSUNTO

Rilevato paramassi a protezione di sede autostradale da frana attiva

La presente pubblicazione riguarda la costruzione di un rilevato trapezoidale di grandi dimensioni al piede di una vecchia cava inattiva. Lungo il versante della cava si era attivato un movimento franoso e, per questa ragione, si è reso necessario creare una barriera di sicurezza come protezione provvisoria della strada provinciale SP 249 che passa al piede della cava. Dovuto alla situazione di elevato rischio, la strada era stata chiusa tagliando la principale via di accesso, tra le due strade possibili, di due paesi di montagna

Per queste ragioni è stato necessario per trovare una soluzione tecnica che potesse essere eseguita in un periodo di tempo molto breve e, al tempo stesso, fosse sicura, rispettosa dell'ambiente ed economicamente realizzabile. Quindi, per soddisfare i requisiti tecnici, geometrici, temporali, finanziari ed estetici, la soluzione si è indirizzata alla realizzazione di un rilevato trapezoidale realizzato con la tecnica delle terre rinforzate con geogriglie. Per definire la geometria del rilevato sono stati considerati il volume della frana in atto e l'energia d'impatto. Problemi di stabilità globale sono stati risolti mediante l'utilizzo di lunghi teli di geogriglie ad alta resistenza (1.000 kN/m) posti alla base del rilevato. È stato realizzato anche uno strato drenante alla base del rilevato, utilizzando materiale drenante inerte filtrato con un geotessile tessuto, per evacuare le venute d'acqua provenienti da monte.

ABSTRACT

Reinforced embankment as road protection vs. an active landslide

This paper relates the construction of a huge trapezoidal embankment at the side of an old inactive quarry, in which a massive landslide body has been activated, in order to create a safety barrier as a provisional protection of the provincial road SP 249 that runs along the toe. Due to the risky situation, the road was closed cutting off the main of the two possible ways to reach two mountain villages. For these reasons it was necessary to find out a technical solution that could be executed in a very short period of time and, at the same time, had to be safe, environmental friendly and cost effective. Therefore, to fulfil technical, geometrical, temporal and aesthetics requirements, has been adopted a double face steep slope reinforced with geogrids.

The impact energy and the landslide volume have been considered to define the embankment geometry. Overall stability problems have been solved by means of long high strength geogrids (1,000 kN/m) placed at the base of the embankment. A drainage blanket of stones filtered with high permeability woven geotextile has been adopted to evacuate the water coming from the back.