

Modelli di calcolo per la valutazione dell'energia dissipabile da reti paramassi poco deformabili

P. Paronuzzi, A. Coccolo

Dip. di Georisorse e Territorio, Facoltà di Ingegneria, Università di Udine

Questo lavoro descrive un modello di calcolo utilizzabile per valutare l'energia dissipabile da una rete paramassi a bassa deformabilità. Nonostante questo tipo di barriera sia largamente impiegato nella difesa delle strade dell'arco alpino italiano, non esistono a tutt'oggi dei validi riferimenti per il calcolo dell'energia dissipabile. L'energia dissipata dalla rete in campo elastico è stata valutata con il modello dell'oscillatore lineare equivalente. Il comportamento della barriera in campo plastico è stato invece modellato con l'analisi limite applicata ai montanti d'estremità. Gli esempi numerici sviluppati per un caso reale di rete paramassi dimostrano che questa tipologia di barriera può essere in grado di assorbire un'energia di impatto sull'ordine dei 50 - 100 kJ. Queste energie di impatto sono spesso superate quando sul versante si mobilizzano volumi rocciosi superiori a 0.1-0.5 m³.

Calculation models to evaluate the impact energy dissipable by low deformation block catch nets

This paper describes a calculation model which can be used to estimate the impact energy dissipable by a low deformation block catch net. Although this type of protective barrier is employed extensively to defend the mountain roads of the Italian alpine region, there are to date no known suitable methods to calculate the dissipable block energy. The energy dissipated by the cable net for the elastic case is evaluated using the model of the linear equivalent oscillator. On the other hand, the behaviour of the block catch net for the plastic case is modelled by applying the limit analysis to the outermost steel posts. The numerical examples for a real cable net demonstrate that this type of barrier is able to dissipate a maximum impact energy ranging from 50 kJ to 100 kJ. These values of impact energy are often exceeded when rock masses having a volume greater than 0.1-0.5 m³ are mobilized on the slopes.

Modèles de calcul pour évaluer l'énergie d'impact pouvant être dissipée par des filets pare-blocs à basse déformation

Ce travail décrit un modèle de calcul pouvant être utilisé pour évaluer l'énergie d'impact pouvant être dissipée grâce à un filet pare-blocs à basse déformation. Bien que ce genre de barrière de protection soit utilisé en grande partie pour défendre les routes de montagne de la région alpine italienne, il n'existe jusqu'à présent aucune méthode adéquate capable d'évaluer l'énergie pouvant être dissipée. L'énergie dissipée par la propriété élastique du filet est évaluée en utilisant un modèle d'oscillateur linéaire correspondant. D'autre part, pour ce qui concerne la propriété plastique, le comportement de la barrière a été modélisé en appliquant l'analyse limite aux extrémités des pieux en acier. Les exemples numériques développés sur un câble de filet à retenue existant, démontrent que ce genre de barrière est capable d'absorber une énergie d'impact maximum allant de 50kJ à 100kJ. Ces valeurs d'énergie d'impact sont souvent dépassées lorsque des masses de roches ayant un volume supérieur à 0,1-0,5 m³ sont ressemblées sur les versants.

1. INTRODUZIONE

Le reti paramassi poco deformabili sono una delle prime tipologia di barriera realizzate per la difesa dai fenomeni di caduta massi. Come tali esse rappresentano il risultato delle prime esperienze progettuali ed hanno una capacità protettiva inferiore rispetto agli altri sistemi di difesa più evoluti (reti paramassi a media ed alta deformabilità) [COCCOLO, 1994].

Queste barriere, nonostante la loro riconosciuta minore capacità di dissipazione energetica, vengono a tutt'oggi diffusamente impiegate, in particolare per la protezione di tratti stradali e ferroviari del territorio alpino italiano. In tutti questi casi è quindi di fondamentale importanza pervenire ad una valutazione quantitativa abbastanza realistica della loro reale efficacia. Solo dopo aver proceduto ad una stima dell'energia d'impatto dissipabile da questa tipologia di barriera è possibile verificare il livello di sicurezza effettivamente garantito. Questo fatto è particolarmente importante in tutte quelle situazioni in cui tale sistema risulta già messo in opera: l'efficacia protettiva potrebbe risultare troppo bassa in rapporto al crollo di progetto [PARONUZZI E COCCOLO, 1995] e soprattutto rispetto allo stato di rischio attualmente esistente. Non si deve dimenticare infatti che nell'ultimo trentennio, in seguito all'espansione economica del territorio montano, molte infrastrutture stradali hanno subito un incremento del livello di rischio legato al considerevole aumento del traffico veicolare. Di conseguenza alcune sistemazioni effettuate in passato con barriere poco deformabili possono risultare oggi del tutto inadatte o parzialmente insufficienti rispetto al livello di sicurezza richiesto dall'attuale utilizzo del territorio montano.

Il presente lavoro descrive alcuni modelli di calcolo utilizzabili per valutare l'energia di impatto dissipabile dalle reti paramassi a bassa deformabilità. A tutt'oggi, nella letteratura specifica non si trova infatti alcuna considerazione quantitativa riguardo alla progettazione strutturale e dimensionale di dette opere: genericamente se ne consiglia il dimensionamento sulla base dell'eguaglianza tra l'energia cinetica del masso impattante e il lavoro di deformazione compiuto dalla barriera nel suo complesso, senza nulla specificare riguardo l'entità di quest'ultimo [AGOSTINI, MAZZALAI e PAPPETTI, 1988].

2. LE RETI PARAMASSI A BASSA DEFORMABILITÀ

Con il termine "reti paramassi a bassa deformabilità" [COCCOLO, 1994] si intendono tutte quelle opere di difesa passiva costituite da un fascio di funi orizzontali continue, prive di sistemi di frenaggio e sostenute da montanti metallici rigidamente incastrati alla base in plinti di calcestruzzo

(Fig.1 e Fig.7).

Dal punto di vista costruttivo, esse sono formate da montanti verticali intermedi IPE/HE 200÷240, eventualmente controventati a monte, alti 3÷5m e posti ad interasse di 3÷5m. I montanti portano su un'ala degli anelli passacavo, saldati con una spaziatura verticale generalmente pari a 20 cm, entro i quali alloggiavano le funi. Le testate d'estremità sono formate da putrelle IPE/HE 240÷260, dotate di guide scanalate reggicavo, e rinforzate da briglie diagonali IPE/HE 160÷180. Il sistema di intercettazione e contenimento dei massi è formato da una famiglia di funi metalliche continue aventi diametro $\Phi = 18\div 22$ mm, distanziate verticalmente con un passo di 20 cm e libere di scorrere all'interno degli anelli passacavo. Le funi, fissate alle testate d'estremità con morsetti ad "U", sono mantenute in posizione attraverso una moderata sollecitazione di trazione, tale da evitare un comportamento "a catenaria" dei cavi, e mediante l'utilizzo di graffe in ferro dolce.

La tipologia costruttiva di questi sistemi ne limita fortemente la possibilità d'impiego in tutte quelle situazioni in cui il pendio risulta poco accessibile o comunque privo di adeguate piste di servizio. Pertanto queste barriere vengono di fatto utilizzate prevalentemente a difesa di infrastrutture stradali o ferroviarie, dove vengono collocate alla sommità dei muri di sostegno della scarpata di monte.

Nel caso di pendii molto inclinati questo tipo di ubicazione, sostanzialmente verticale, può determinare una notevole riduzione dell'altezza efficace di intercettazione della barriera, considerata perpendicolarmente al pendio (Fig.7). Ne risulta una pericolosa diminuzione della reale capacità d'intercettazione della barriera che può venire agevolmente superata da blocchi in movimento per impatto-rimbollo sul pendio sovrastante.

La dissipazione dell'energia d'impatto dei blocchi avviene principalmente attraverso elevate deformazioni permanenti plastiche dei montanti di sostegno, e, in misura minore, grazie all'accumulo di energia potenziale elastica nelle funi orizzontali soggette all'impatto.

3. MODELLO DI CALCOLO IN CAMPO ELASTICO

Innanzitutto viene valutata l'energia dissipabile da una rete paramassi a bassa deformabilità, nell'ipotesi che questa complessivamente permanga in campo elastico lineare e perciò non subisca deformazioni permanenti tali da richiedere successivi interventi di riparazione. Nel modello di calcolo proposto vengono formulate le seguenti assunzioni:

a) Il sistema "funi-testate d'estremità-blocco" è assimilato ad un oscillatore ad un grado di libertà. Nell'analisi si assume per le funi un comportamento perfettamente elastico piuttosto

che viscoelastico. La costante elastica dell'oscillatore è valutata in funzione della rigidità flessionale dei montanti estremi e della rigidità assiale delle funi e dei controventi.

- b) L'impatto sulla barriera è modellato come urto anelastico: masso e barriera rimangono a contatto fino al compimento di un semiperiodo di oscillazione. Si suppone che l'impatto avvenga nella campata centrale di una barriera formata da un numero dispari di campate, con riferimento quindi ad una configurazione geometrica dotata di simmetria (Fig.2).
- c) Si considera trascurabile l'attrito tra anelli passacavo e funi.
- d) Dopo l'impatto le funi sollecitate non interagiscono

tra loro, formando un sistema di molle di eguale rigidità poste in parallelo tra loro ed in serie con le molle equivalenti che caratterizzano le testate d'estremità (Fig.3-c). Tutte le funi sono sollecitate dal medesimo sforzo.

e) Si prescinde dall'effettiva geometria del blocco impattante e dallo stato tensionale locale nella zona di contatto blocco-funi. Il blocco si considera animato da velocità esclusivamente traslazionale.

3.1. Caso non lineare e caso lineare

Nella situazione reale d'impatto blocco-rete il problema è geometricamente non lineare, in quanto il moto del blocco si sviluppa in direzione

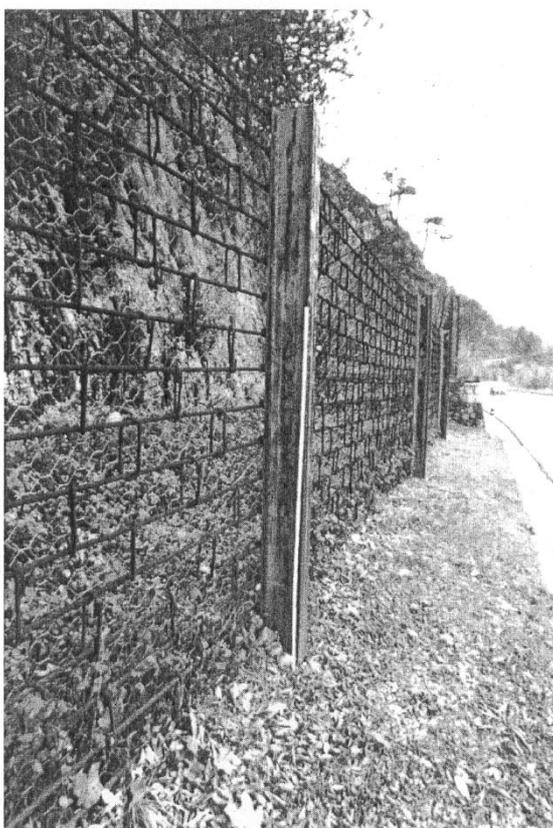


FIG. 1 - Barriera paramassi a bassa deformabilità utilizzata per la difesa di un tratto stradale montano (SS 13, Moggio Udinese, Alpi Friulane).

Low deformation cable net used to defend a mountain road by rockfall phenomena (National road SS 13, Moggio Udinese, Friuli Alps).

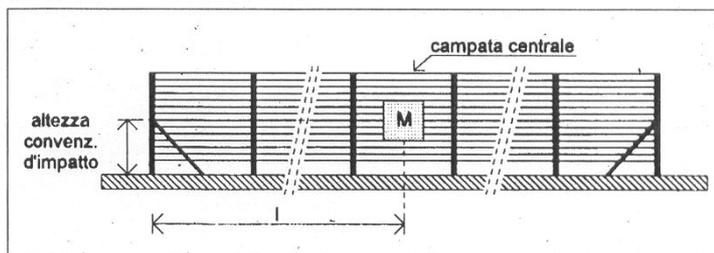


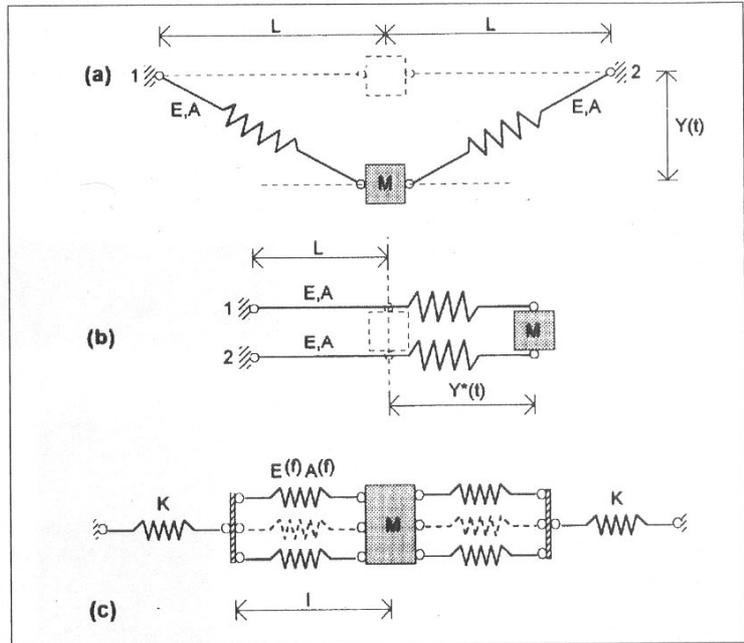
Fig. 2 - Rappresentazione schematica della condizione di impatto ipotizzata nel modello di calcolo: impatto centrale e simmetrico (M = massa del blocco; l = semilunghezza della barriera):

Schematic drawing of the impact condition assumed in the calculation model: central and symmetrical impact (M = block mass; l = half-length of the cable net).

DIFESA DEL SUOLO

FIG. 3 - Il modello dell'oscillatore lineare equivalente. a) modello semplificato massa-funi con oscillazione normale al piano della barriera; b) modello semplificato massa-funi con oscillazione nella direzione delle funi; c) modello linearizzato. Per i simboli vedi il testo.

The adopted model of the equivalent linear oscillator: a) the cable-mass simplified model with the mass oscillation normal to the cable net plan; b) the cable-mass simplified model with mass oscillating along the cable direction; c) the linearized model. For the symbols see text.



ortogonale al piano in cui giacciono le funi. Se si considera un modello massa-molla che tenga conto di queste condizioni (modello non lineare) (Fig.3-a), posti

- M = massa del blocco impattante
- L = lunghezza iniziale della fune
- A = sezione della fune
- E = modulo elastico della fune
- V₀ = velocità iniziale della massa

l'equilibrio dinamico della massa impattante è descritto dalla equazione differenziale

$$\ddot{Y}(t) + \frac{2EA}{ML} Y(t) - \frac{2EA}{ML} \frac{Y(t)}{\sqrt{1 + \frac{y^2(t)}{L^2}}} = 0 \quad (1)$$

dotata delle condizioni iniziali

$$Y(0) = 0, \dot{Y}(0) = V_0 \quad (2)$$

Tuttavia, ai fini del calcolo della tensione presente nelle funi quando si raggiunge la massima ampiezza di oscillazione, ed a parità di M e V₀, il precedente modello non lineare è equivalente a quello linearizzato in cui le funi vengono disposte nella direzione di moto del blocco (Fig.3-b). Le differenze sostanziali tra i due modelli riguardano invece l'ampiezza massima di oscillazione e l'entità del semiperiodo.

L'equilibrio dinamico nel caso lineare è retto dalla equazione differenziale

$$\ddot{Y}^*(t) + \omega^2 y^*(t) = 0, \quad \omega^2 = \frac{2EA}{ML} \quad (3)$$

con condizioni iniziali

$$Y^*(0) = 0, \dot{Y}^*(0) = V_0 \quad (4)$$

e ampiezza massima di oscillazione

$$Y_{max}^* = \frac{V_0}{\omega} \quad (5)$$

In definitiva, indipendentemente dal diverso sviluppo geometrico e temporale del moto, per valutare il massimo sforzo raggiunto nelle molle dei due oscillatori è sufficiente eguagliare l'energia cinetica iniziale posseduta dalla massa all'energia potenziale elastica posseduta dalle molle all'istante del loro massimo allungamento (corrispondente temporalmente al semiperiodo), energia che è legata allo sforzo cercato.

Nello sviluppo della trattazione numerica si farà riferimento a questa importante proprietà, prescindendo così dalle laboriose integrazioni numeriche che si renderebbero necessarie utilizzando equazioni del tipo della (1). Oltre tutto, così facendo, si evita di considerare l'ulteriore contri-

buto alla non linearità derivante dalla rigidità flessionale e torsionale dei montanti che delimitano la campata in cui avviene l'impatto.

3.2. Il modello dell'oscillatore lineare equivalente
Inizialmente è necessario valutare il momento critico corrispondente al limite elastico dei montanti d'estremità. Noti il tipo di acciaio impiegato, caratterizzato da una tensione di snervamento f_y, e la sezione del montante, dotata di un modulo di resistenza W_x, si trova il momento limite attraverso la

$$M^0 = f_y W_x \quad (6)$$

Lo schema statico dei montanti d'estremità delle reti a funi continue, che può considerarsi standard, ed è quello di una trave rigidamente incastata alla base ed incernierata alla briglia diagonale di controvento (Fig.4). Dopo aver stabilito il

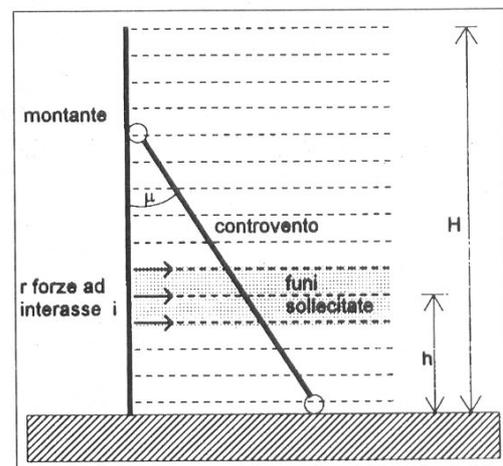


FIG. 4 - Elementi strutturali del montante in acciaio d'estremità di una rete paramassi poco deformabile: H = altezza del montante; h = altezza convenzionale d'impatto.

Structural components of the outermost steel post of a low deformation block catch net: H = post height, h = conventional impact height.

numero r di funi interessate all'impatto e l'interasse i delle medesime, è possibile determinare il minimo valore T_{min} dello sforzo nelle funi tale da far raggiungere il valore $M^{(s)}$ al momento flettente nel montante. Lo sforzo si calcola facendo variare in modo discreto la posizione dell'insieme di r forze (con un passo pari all'interasse i tra le funi), fino ad identificare un particolare punto, di seguito denominato "altezza convenzionale d'impatto" e caratterizzato dalla ordinata h , per la quale risulti verificata univocamente la condizione

$$T_{min} = T_{min}(h) \quad (7)$$

E' necessario inoltre valutare se le funi adottate nella barriera sono effettivamente in grado di trasmettere un valore di sforzo pari a T_{min} . A tal fine basta verificare che si abbia

$$T_{min} < T_{adm} = \alpha\beta T_r \quad (8)$$

dove con T_{adm} si è indicato il carico di esercizio delle funi. Tale carico è funzione del carico di rottura T_r , del grado di efficienza α degli attacchi e del coefficiente di sicurezza β ($\beta = 0.5 \div 0.7$).

La costante elastica equivalente K dei montanti d'estremità può essere stimata mediando gli spostamenti trasversali s_j , ($j:1, \dots, r$) corrispondenti agli r punti di applicazione di T_{min} e scrivendo quindi

$$K = \frac{rT_{min}}{\sum_1^r s_j} = \frac{r^2 T_{min}}{\sum_1^r s_j} \quad (9)$$

La costante elastica equivalente \hat{K} del sistema di funi può essere determinata in funzione del modulo elastico $E^{(0)}$ e della sezione $A^{(0)}$ delle singola fune, nonché in funzione della semilunghezza l della barriera (Fig.3-c), essendo

$$\hat{K} = \frac{rE^{(0)}A^{(0)}}{l} \quad (10)$$

Si perviene infine alla determinazione della costante elastica dell'oscillatore lineare equivalente per mezzo della

$$\bar{K} = \frac{K \hat{K}}{K + \hat{K}} = \frac{r^2 E^{(0)} A^{(0)} T_{min}}{r l T_{min} + E^{(0)} A^{(0)} \sum_1^r s_j} \quad (11)$$

Indicata con M la massa del blocco impattante, con V_0 la sua velocità d'impatto e con E_{cin} la sua energia cinetica, si può scrivere l'equazione differenziale del moto in analogia alla (3)

$$\ddot{Y}(t) + \left(\frac{2\bar{K}}{M}\right) Y(t) = 0 \quad (12)$$

con le condizioni iniziali

$$Y(0) = 0, \dot{Y}(0) = V_0 \quad (13)$$

Posto quindi

$$\omega^2 = \frac{2\bar{K}}{M} \quad (14)$$

si determina l'ampiezza massima al semiperiodo

$$Y_{max} = \frac{V_0}{\omega} = \frac{V_0}{\sqrt{\frac{2\bar{K}}{M}}} = \sqrt{\frac{E_{cin}}{\bar{K}}} \quad (15)$$

il massimo sforzo nelle molle dell'oscillatore equivalente

$$\bar{F} = \bar{K} Y_{max} = \sqrt{E_{cin} \bar{K}} \quad (16)$$

ed il massimo sforzo nelle funi

$$T = \frac{\bar{F}}{r} \quad (17)$$

Poichè l'uscita dal campo di comportamento elastico lineare del montante si verifica nella condizione $T=T_{min}$, si può calcolare l'energia cinetica limite attraverso la

$$T_{min} r = \sqrt{E_{cin} \bar{K}} \quad (18)$$

dalla quale si ricava

$$E_{cin}^{min} = \frac{(rT_{min})^2}{\bar{K}} = \frac{T_{min}^2 r l}{E^{(0)} A^{(0)}} + T_{min} \sum_1^r s_j = E_{funi} + 2 \cdot E_{testata} \quad (19)$$

L'energia cinetica limite così determinata è una "energia critica", associata all'altezza convenzionale d'impatto h ed indicante la minima energia d'impatto necessaria a far raggiungere alle testate d'estremità il limite elastico.

La relazione (19) rappresenta un "bilancio energetico" tra l'energia cinetica di impatto e l'energia elastica temporaneamente immagazzinata nelle funi, nei montanti terminali della barriera e nei controventi. Di conseguenza i due addendi possono venire determinati anche utilizzando il teorema di Clapeyron, valido per i continui tridimensionali elastici [SOLLAZZO e MARZANO, 1988]. In particolare il termine

$$E_{funi} = \frac{T_{min}^2 r l}{E^{(0)} A^{(0)}}$$

equivalente all'energia di deformazione elastica immagazzinata nelle $(2 \cdot r)$ funi aventi lunghezza l , è ottenibile attraverso la

$$E_{funi} = \frac{1}{2} \cdot \left[(2r) \cdot T_{min} \cdot \frac{T_{min} l}{E^{(0)} A^{(0)}} \right] = \frac{T_{min}^2 r l}{E^{(0)} A^{(0)}} \quad (20)$$

mentre il termine

$$2 \cdot E_{testata} = T_{min} \sum_1^r s_j \quad (21)$$

rappresenta l'energia complessivamente immagazzinata nei montanti e controventi d'estremità al raggiungimento del limite elastico nei montanti. Essa è ricavabile, trascurando la deformabilità a taglio, con la

$$E_{testata} = \frac{1}{2} \cdot T_{min} \sum_1^r s_j = \frac{1}{2} \int_{mont.} \frac{M^2(z)}{E_j} dz + \frac{1}{2} \int_{cont.} \frac{N^2(z)}{EA^c} dz \quad (21)$$

dove $M(z)$ indica la distribuzione dei momenti flettenti lungo il montante al raggiungimento del limite elastico, $N(z)$ la distribuzione dello sforzo assiale nel controvento nella medesima condizione, A^c la sezione trasversale del controvento.

3.3 Esempio di calcolo

Si illustra un caso pratico di applicazione del modello di calcolo, facendo riferimento ad una configurazione tipo di rete poco deformabile largamente utilizzata (Fig. 5). I dati generali della barriera e dell'impatto modellato sono riassunti nella Tab. 1.

3.3.1. Impatto in campata

Nel caso di impatto del blocco nella parte medio-inferiore della barriera (impatto in campata), l'analisi numerica indica il raggiungimento del momento limite $M^{(s)}$ all'incastro di base quando l'altezza convenzionale d'impatto assume il valore

$$h \cong 120 \text{ cm}$$

e lo sforzo nelle tre funi solleccitate, posizionate alle distanze di 100cm, 120cm e 140 cm dall'incastro di base, raggiunge il valore

$$T_{min} \cong 90000 \text{ N} < T_{adm}$$

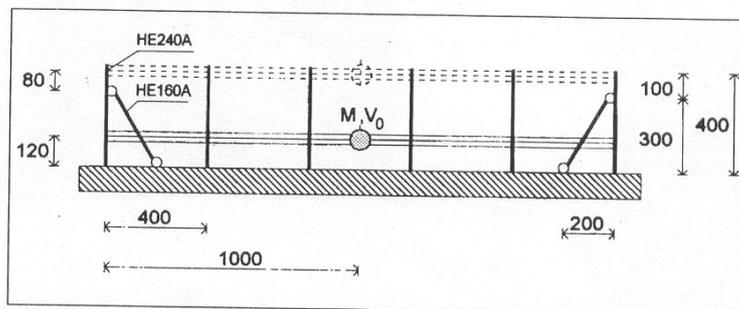


Fig. 5 - Schema di calcolo e dati geometrici (cm) relativi al caso reale analizzato (Tab. 1).
Calculation scheme and geometrical data (cm) for the analyzed real case (see Table 1).

TAB. 1 - Caratteristiche geometriche e tecniche della rete paramassi e dell'impatto considerati nell'esempio di calcolo.
Geometrical and technical data of the catch net and of the impact considered in the calculation example.

CARATTERISTICHE GENERALI DELLA BARRIERA	
interasse tra i montanti:	400 cm
semilunghezza della barriera:	l = 1000 cm
altezza dei montanti:	400 cm
CARATTERISTICHE DEI MONTANTI D'ESTREMITÀ	
lunghezza campata:	H = 300 cm
tipo:	HE240A, Fe360, $f_y = 23500 \text{ N/cm}^2$, $W_x = 675 \text{ cm}^3$
momento al limite elastico:	$M^0 = f_y W_x = 15.800.000 \text{ Ncm}$
modulo di resistenza plastico:	$W_{pl} \cong 707 \text{ cm}^3$
momento "fully plastic":	$M_{pl} = f_y W_{pl} = 16.500.000 \text{ Ncm}$
CARATTERISTICHE DEI CONTROVENTI	
angolo tra montante e controvento:	$\mu = \arctg(200/300) = 33^\circ 69'$
tipo:	HE160A
sezione trasversale:	$A^0 = 38.8 \text{ cm}^2$
lunghezza:	$c = l/\cos\mu = 361 \text{ cm}$
modulo elastico:	$E^0 = 21.000.000 \text{ N/cm}^2$
momento d'inerzia minimo:	$J^0 = 616 \text{ cm}^4$
CARATTERISTICHE DELLE FUNI	
tipo:	6(6+1) + AT, $\phi = 22 \text{ mm}$, $A^0 = 1.78 \text{ cm}^2$
carico di rottura:	$T_r = 270.000 \text{ N}$
efficienza dell'attacco:	$\alpha = 0.82$ (morsetti a cavalletto)
carico di esercizio:	$T_{adm} = 0.7 \alpha T_r \cong 155.000 \text{ N}$
modulo elastico:	$E^0 = 12.000.000 \text{ N/cm}^2$
CARATTERISTICHE DELL'IMPATTO	
numero di funi interessate:	$r = 3$
altezza d'impatto sommitale:	$h = 80 \text{ cm}$
altezza d'impatto in campata:	$h = 120 \text{ cm}$
spostamento trasversale ipotizzato:	$\delta = 10 \text{ cm}$

Gli spostamenti trasversali dei tre punti di applicazione di T_{min} valgono rispettivamente

$$s_{(100)} \cong 0.27 \text{ cm}$$

$$s_{(120)} \cong 0.32 \text{ cm}$$

$$s_{(140)} \cong 0.36 \text{ cm}$$

Le costanti elastiche K e \bar{K} , calcolate mediante le relazioni (9) e (11) assumono i valori

$$K = \frac{9 T_{min}}{s_{(100)} + s_{(120)} + s_{(140)}} \cong 85.500.000 \text{ N/m}$$

$$\bar{K} = \frac{9 E^0 A^0 T_{min}}{3 I T_{min} + E^0 A^0 (s_{(100)} + s_{(120)} + s_{(140)})} \cong 6.000.000 \text{ N/m}$$

Infine, applicando la (19) si ha:

$$E_{cin}^{min} = \frac{3 T_{min}^2 l}{E^0 A^0} + T_{min} (s_{(100)} + s_{(120)} + s_{(140)}) \cong 12500 \text{ J}$$

3.3.2. Impatto sommitale

Nel caso di impatti nella parte alta della barriera (impatto sommitale) l'analisi numerica mostra invece che viene raggiunto il valore limite $M^{(s)}$ all'attacco del controvento, quando l'altezza con-

venzionale d'impatto, rispetto a quel punto, assume il valore

$$h \cong 80 \text{ cm}$$

e lo sforzo nelle tre funi sollecitate, posizionate alle distanze di 60cm, 80cm e 100 cm dal punto sopraccitato, raggiunge il valore

$$T_{min} \cong 65000 \text{ N} < T_{adm}$$

Gli spostamenti trasversali dei tre punti di applicazione di T_{min} valgono rispettivamente

$$s_{(60)} \cong 1.20 \text{ cm}$$

$$s_{(80)} \cong 1.46 \text{ cm}$$

$$s_{(100)} \cong 1.74 \text{ cm}$$

La valutazione di K attraverso la (9) fornisce

$$K = \frac{9 T_{min}}{s_{(60)} + s_{(80)} + s_{(100)}} \cong 13.300.000 \text{ N/m}$$

mentre dalla (11) si ha

$$\bar{K} = \frac{9 E^0 A^0 T_{min}}{3 I T_{min} + E^0 A^0 (s_{(60)} + s_{(80)} + s_{(100)})} \cong 4.300.000 \text{ N/m}$$

In ultimo, applicando la (19) si calcola

$$E_{cin}^{min} = \frac{3 T_{min}^2 l}{E^0 A^0} + T_{min} (s_{(60)} + s_{(80)} + s_{(100)}) \cong 8800 \text{ J}$$

4. MODELLO DI CALCOLO IN CAMPO PLASTICO

La stima dell'energia dissipabile in campo plastico può essere effettuata sulla base dell'analisi limite applicata ai montanti d'estremità, considerando la sola situazione di collasso e trascurando l'evoluzione passo-passo dell'intero processo di carico (fase elastica ed elasto-plastica).

L'ipotesi fondamentale che si assume è che gli spostamenti dei punti della struttura durante la fase elasto-plastica si mantengano piccoli (teoria del 1° ordine), dimodochè le deformazioni in tale fase risultino ininfluenti sul raggiungimento del cinematismo che si attiva al collasso (Fig. 6). Ne segue che le grandezze che caratterizzano il collasso non cambiano al variare ipotetico del modulo di elasticità del materiale, ed in particolare rimangono le stesse anche se il valore di detto modulo tende all'infinito [BALDACCI, CERADINI e GIANGRECO, 1988]. Ciò permette di fatto di poter considerare la struttura a comportamento rigido-plastico, assumendo una condizione di plasticizzazione per sola flessione e supponendo che forza normale e taglio non influiscano sul raggiungimento del carico di rottura.

Ai fini dell'applicazione dell'analisi limite ai montanti estremi di una rete paramassi conviene fare delle ulteriori ipotesi semplificative, supponendo che il carico trasmesso dalle r funi interessate all'impatto sia concentrato totalmente nell'altezza convenzionale d'impatto h e che l'appoggio offerto dal controvento alla trave sia fisso (Fig. 6). Come nell'analisi elastica, si suppone che l'impatto avvenga nella campata centrale di un numero dispari di campate, assumendo quindi una configurazione geometrica dotata di simmetria. Indicati con

H = lunghezza della campata del montante d'estremità

T_{pl} = carico di collasso del montante

M_{pl} = momento "fully plastic" della sezione adottata

δ = spostamento finito del punto di applicazione di $r T_{pl}$ in seguito all'impatto

si possono determinare la condizione di collasso e l'energia dissipabile nel meccanismo di flessione plastica nei due casi d'impatto possibili (in campata e sommitale), ricordando che lo spostamento δ dipende direttamente dalla duttilità dei montanti d'estremità.

La stima analitica di δ risulta difficile, in quanto negli elementi duttili i processi deformativi che portano a rottura in genere non coinvolgono solo le caratteristiche flessionali, ma anche la deformabilità al taglio e le proprietà di stretching della struttura [STRONGE e YU, 1993]. Una stima analitica precisa di δ prescinde dagli scopi del presente lavoro, per il quale risulta adeguato il riferimento a valori di spostamento desunti da analisi a posteriori di casi di impatto reali. Si tenga inoltre presente che valori significativi di flessione dei montanti causati da impatti di blocchi su que-

sto tipo di barriere sono purtroppo assai scarsi, se non praticamente assenti, nella letteratura tecnica. Nell'unico caso sinora analizzato [PARONUZZI e COCCOLO, 1994], è stato accertato uno spostamento per flessione pari a $\delta \approx 20$ cm, riferito ad un montante IPE200 inflesso nel piano d'inerzia minima. Fino a quando δ assume valori di poche decine di centimetri, l'ordine di grandezza dell'energia dissipabile nelle cerniere plastiche del cinematisma può venire stimato con sufficiente precisione attraverso il principio dei lavori virtuali, eguagliando il lavoro plastico compiuto nelle cerniere al lavoro prodotto dallo spostamento δ del punto di applicazione di rT_{pl} .

4.1. Impatto in campata

La condizione di attivazione del meccanismo plastico di collasso si ha quando

$$rT_{pl} = M_{pl} \frac{2H - h}{Hh - h^2} \quad (22)$$

e di conseguenza una stima approssimata dell'energia dissipabile in campo plastico è fornita dalla

$$E_{pl} = 2M_{pl} \frac{2H - h}{Hh - h^2} \delta \quad (23)$$

verificando sempre che, in conformità alla (8), valga la

$$T_{pl} = \frac{M_{pl}}{r} \frac{2H - h}{Hh - h^2} < T_{adm} \quad (24)$$

È significativo osservare che la (22) è una funzione $T_{pl} = T_{pl}(h)$ che ha un minimo per valori di h prossimi ad $H/2$. Perciò, ai fini dell'attivazione del meccanismo di collasso, la zona più pericolosa d'impatto è quella della mezzera della campata del montante.

4.2. Impatto sommitale

In questo caso si trova che

$$rT_{pl} = \frac{M_{pl}}{h} \quad (25)$$

e di conseguenza

$$E_{pl} = 2 \frac{M_{pl}}{h} \delta \quad (26)$$

sempre verificando che

$$T_{pl} = \frac{M_{pl}}{rh} < T_{adm} \quad (26)$$

4.3. Stabilità del controvento

È necessario verificare che la reazione fornita dal controvento durante il collasso del montante sia tale da non produrre instabilità. Indicati allora

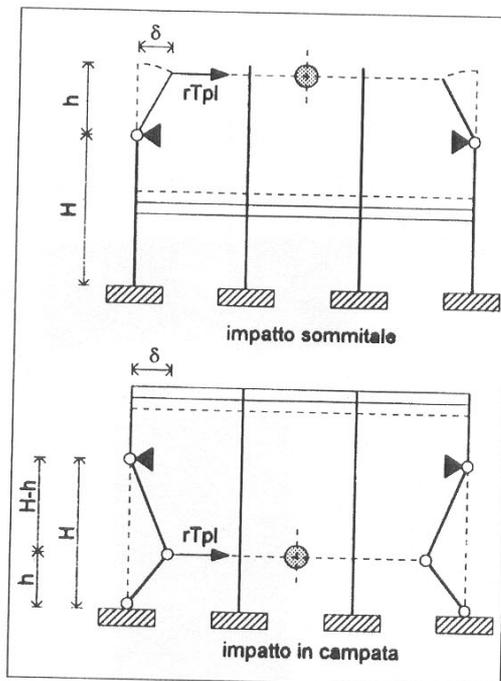


FIG. 6 - Visione frontale dei due cinematismi di collasso plastico ipotizzati per i montanti.

Frontal view of the two assumed kinematic models for the plastic failure of the posts.

con $\mu =$ angolo compreso tra montante e controvento

$c = H/\cos\mu$ lunghezza del controvento

$E^{(c)}$ = modulo elastico del controvento

$J^{(c)}$ = momento d'inerzia minimo della sezione del controvento

si osserva che la reazione del controvento può essere calcolata con la

$$V = \frac{M_{pl}}{H - h} \quad (28)$$

nel caso di impatto in campata, e tramite la

$$V = \frac{M_{pl}}{h} \quad (29)$$

nel caso di impatto sommitale.

Consequentemente lo sforzo che deve sopportare il controvento vale in entrambi i casi

$$V' = \frac{V}{\sin\mu} \quad (30)$$

e quindi, ponendo cautelativamente una condizione di vincolo cerniera ad entrambi gli estremi del controvento, è possibile effettuare la verifica di stabilità attraverso la

$$\frac{M_{pl}}{(H - h) \sin\mu} < \frac{\pi^2 E^{(c)} J^{(c)}}{c^2} \quad (31)$$

nel caso di impatto in campata, e tramite la

$$\frac{M_{pl}}{h \sin\mu} < \frac{\pi^2 E^{(c)} J^{(c)}}{c^2} \quad (32)$$

nel caso di impatto sommitale.

4.4. Esempio di calcolo

Per effettuare un confronto omogeneo tra la capacità di dissipazione in campo elastico e quella in campo plastico si considera la medesima barriera dell'esempio di calcolo precedente (Tab. 1) (Fig.5).

4.4.1. Impatto in campata

Ricordando la (23) si ottiene

$$E_{pl} \approx 73500 \text{ J}$$

mentre dalla (24) si ha

$$T_{pl} = \frac{M_{pl}}{r} \frac{2H - h}{Hh - h^2} = 122300 \text{ N} < T_{adm}$$

la verifica di stabilità del controvento attraverso la (31) fornisce

$$\frac{M_{pl}}{(H - h) \sin\mu} = 166000 \text{ N} < \frac{\pi^2 E^{(c)} J^{(c)}}{c^2} = 980000 \text{ N}$$

4.4.2. Impatto sommitale

Ricordando la (26) si ottiene

$$E_{pl} \approx 41300 \text{ J}$$

mentre dalla (27) si ha

$$T_{pl} = \frac{M_{pl}}{rh} = 68800 \text{ N} < T_{adm}$$

la verifica di stabilità del controvento attraverso la (32) fornisce

$$\frac{M_{pl}}{h \sin\mu} = 372000 \text{ N} < \frac{\pi^2 E^{(c)} J^{(c)}}{c^2} = 980000 \text{ N}$$

5. CONCLUSIONI

Nell'ultimo ventennio le reti paramassi a bassa deformabilità sono state installate con frequenza nell'areale alpino e prealpino italiano, lungo la gran parte delle infrastrutture stradali e ferroviarie soggette al rischio di crolli litoidi (Fig. 1). E' per questa ragione, più che per la possibilità di uno sviluppo evolutivo del sistema, che in questo lavoro è stata descritta una procedura per la valutazione della capacità di assorbimento di questa tipologia di barriere. Nel caso esaminato è stato considerato esclusivamente il fenomeno di impatto singolo sulle funi, tralasciando di esaminare problematiche più complesse connesse ad impatti su montanti o impatti multipli dovuti a "sciame" di blocchi.

Il modello di calcolo che ipotizza un comportamento elastico della barriera, consente di valutare la potenziale capacità dissipativa in assenza di danneggiamenti permanenti. I risultati dei calcoli eseguiti per una situazione di barriera reale dimostrano che l'energia dissipabile in campo elastico può essere valutata sull'ordine dei 10000÷15000J.

Successivamente è stata valutata l'energia dissipabile dalla barriera in campo plastico, una volta innescato il meccanismo di collasso dei montanti e dopo che si sono sviluppate le deformazioni plastiche permanenti nelle testate d'estremità. Pur potendosi sviluppare a riguardo una trattazione matematica semplice, sussistono oggettive difficoltà nella quantificazione delle risorse di duttilità offerte dalle testate nei confronti di sollecitazioni impulsive, a causa dei pochi esempi studiati a posteriori di impatti di blocchi su barriere. L'esempio numerico sviluppato sulla base dell'unico caso sinora analizzato [PARONUZZI e COCCOLO, 1994], indica un intervallo caratteristico dell'energia assorbibile di 50000÷100000J. Tutto considerato, sembra quindi lecito quantificare la capacità di dissipazione delle barriere a bassa deformabilità in un ordine di grandezza di 10⁵J.

È auspicabile che i valori di energia dissipabile desunti con i modelli numerici descritti in questo lavoro vengano verificati con i risultati sperimentali di specifiche prove di impatto eseguite in vera grandezza, analogamente a quanto recentemente fatto per altre tipologie di barriere paramassi (PEILA, PELIZZA e SASSUDELLI, 1995). Prove di questo tipo consentirebbero infatti di testare i modelli di calcolo utilizzati e di valutare nel contempo il comportamento della barriera nel suo complesso (fondazioni, montanti, funi e pannelli). I valori di riferimento in termini di energia dissipabile sono particolarmente utili se confrontati con le energie di traslazione possedute dai blocchi nei più comuni processi di caduta massi. La Tab. 2 riassume sinteticamente le energie traslazionali relative a volumi rocciosi compresi tra

0.01 m³ e 5 m³ per un campo di velocità realistico (5÷25 m/s). L'esame di Tab. 2 mostra che le reti poco deformabili possono essere efficacemente impiegate sui versanti quando i blocchi di progetto hanno volumi inferiori a 0.1 m³. Se i volumi rocciosi mobilizzabili sono compresi nell'intervallo 0.1÷0.5 m³ l'efficacia della barriera risulta limitata ai soli casi di basse velocità (V < 10 m/s). Nel caso, infine, di blocchi di progetto

con volumi superiori ad 1 m³ è necessario ricorrere ad altre tipologie di barriere paramassi o ad integrare opportunamente il sistema già realizzato. Questo fatto deve indurre a considerare con particolare attenzione e cautela tutti quegli interventi paramassi costituiti esclusivamente da barriere monofilare a bassa deformabilità disposte in adiacenza a strade e ferrovie (Fig.7): esse potrebbero offrire capacità di dissipazione non adeguate

TAB. 2 - Energie di traslazione (J) possedute da blocchi per diversi casi di propagazione reale: il campo in grigio corrisponde alle situazioni in cui le reti poco deformabili possono avere una certa efficacia.

Block translation energy (J) for various real propagation cases: the shaded gray area portrays the cases for which the low deformation cable nets can, to a certain extent, be effective.

Vol. (m ³)	P (kg)	V1 = 5 m/s	V2 = 10 m/s	V3 = 15 m/s	V4 = 20 m/s	V5 = 25 m/s
		E1 (J)	E2 (J)	E3 (J)	E4 (J)	E5 (J)
0.01	26	325	1300	2925	5200	8125
0.05	130	1625	6500	14625	26000	40625
0.1	260	3250	13000	29250	52000	81250
0.2	520	6500	26000	58500	104000	162500
0.3	780	9750	39000	87750	156000	243750
0.4	1040	13000	52000	117000	208000	325000
0.5	1300	16250	65000	146250	260000	406250
1	2600	32500	130000	292500	520000	812500
2	5200	65000	260000	585000	1040000	1625000
3	7800	97500	390000	877500	1560000	2437500
4	10400	130000	520000	1170000	2080000	3250000
5	13000	162500	650000	1462500	2600000	4062500

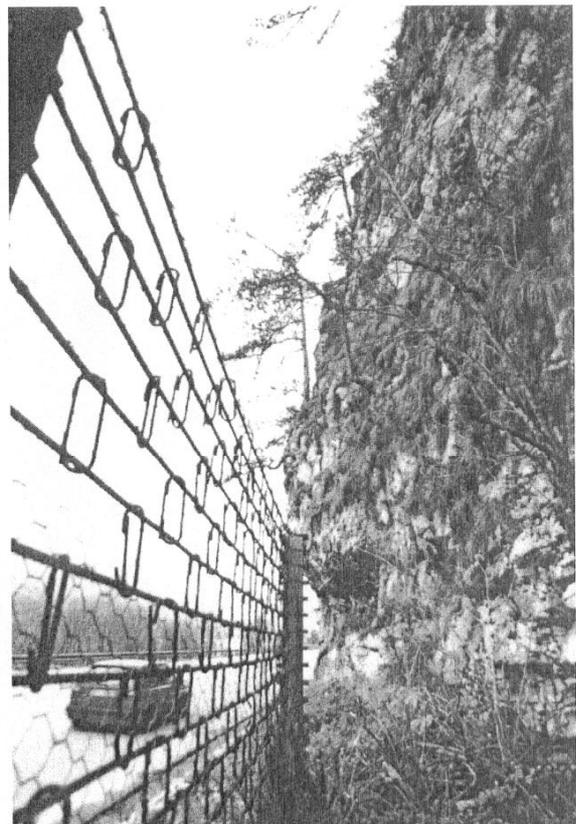


FIG. 7 - Infelice collocazione di una rete paramassi a bassa deformabilità: (S.S.13, Alpi Friulane): la prossimità della scarpata rocciosa sovrastante limita fortemente la reale efficacia protettiva della barriera.

Inadequate location of a low deformable block catch net (SS 13, Friuli Alps): the proximity of the overhanging rockscarp greatly reduces the effective protective capacity of the cable net.

ad arrestare eventuali blocchi in movimento sul versante. Infatti lo studio fondamentale per la valutazione di qualsiasi intervento in zone a rischio di caduta massi non è la progettazione strutturale in senso stretto, bensì la preliminare caratterizzazione geomeccanica del versante, necessaria per definire il potenziale crollo di progetto, il conseguente blocco di progetto [PARONUZZI e COCCOLO, 1995] e le simulazioni cinematiche di propagazione [PARONUZZI et Al., 1996].

Mediante lo schema di calcolo proposto, si osserva come sia pressochè impossibile dissipare energie di impatto significative mantenendo l'opera

integralmente in campo elastico. Perciò è necessario progettare gli elementi resistenti della barriera sulla base di principi dissipativi di natura sostanzialmente plastica, accettando che parti dell'opera subiscano deformazioni permanenti di notevole entità [PARONUZZI e COCCOLO, 1994]. In alternativa è necessario ricorrere a sistemi di rete tipologicamente differenti e più evoluti (reti paramassi a media ed alta deformabilità), dotati di punti di dissipazione concentrati (freni ad attrito) [NERI, 1986; BRESCIA, 1988; PEILA, PELIZZA e SASSUDELLI, 1995].

Va infine ricordato che nella progettazione di qualsivoglia sistema di rete paramassi assume

una certa importanza anche il caso di impatto diretto sui montanti di sostegno intermedi. Tale evento, caratterizzato da una probabilità di accadimento tutt'altro che trascurabile [PARONUZZI e COCCOLO 1995], è estremamente pericoloso in quanto può comportare lo scompaginamento dell'intera barriera senza che questa abbia raggiunto i propri limiti meccanici di resistenza e duttilità. In definitiva l'analisi effettuata dimostra che l'utilizzo migliore delle barriere a funi continue è quello di "elemento paraschegge", con funzioni di efficace intercettazione nei confronti di massi aventi volume minore di 0.1m³ e velocità inferiori a 20÷25m/s (25 000÷80 000J).

BIBLIOGRAFIA

AGOSTINI R., MAZZALAI P., PAPETTI A. (1988): *Le reti metalliche a maglia esagonale nella difesa dei versanti*. Officine Maccaferri S.p.A., Bologna, 111pp.

BALDACCI R., CERADINI G., GIANGRECO E. (1988): *Plasticità*. Collana tecnico scientifica per la progettazione di strutture in acciaio, Volume II.A, Siderservizi Milano, 307pp.

BRESCIA M. (1988): "Moderne strutture di protezione contro la caduta delle masse rocciose". *Le Strade*, 1251, settembre 1988, 863-870.

COCCOLO A. (1994): *Aspetti progettuali delle barriere paramassi a rete*. Università degli Studi di Udine, Facoltà di Ingegneria, tesi di laurea, A.A. 1992/93, Udine, 227 pp.

NERI M. (1986): "Barriere paramassi deformabili ad elevato assorbimento di energia". *Quarry and Construction*, maggio 1986, 79-85.

PARONUZZI P., COCCOLO A. (1994): Impatto di blocchi contro barriere paramassi su versanti naturali (Friuli). *Geologia Tecnica ed Ambientale*, 1994/4, 15-29.

PARONUZZI P., COCCOLO A. (1995): Crollo di progetto ed affidabilità delle barriere paramassi. *GEAM*, XXXII, n°2-3, giugno-settembre 1995, 147-154.

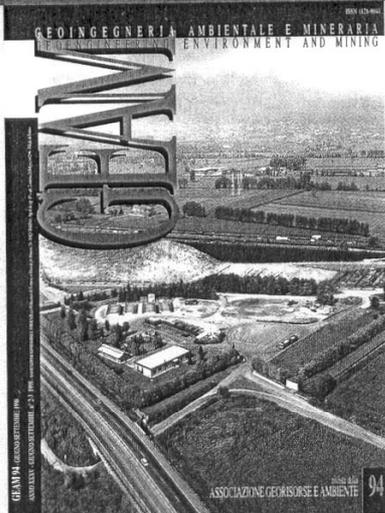
PARONUZZI P., BLASI L., CAUTILLI F., TASSONI E. (1996): La falesia delle "Acque Dolci" di Monte Argentario - modellazione cinematica di caduta massi e progettazione delle opere di difesa.

Quarry and Construction, n°2, febbraio 1996, 79-94.

PEILA D., PELIZZA S., SASSUDELLI F. (1995): "Prove in scala reale su barriere paramassi deformabili a rete". *GEAM*, XXXII, n°2-3, giugno-settembre 1995, 155-163.

SOLLAZZO A., MARZANO S. (1988): *Scienza delle Costruzioni, vol.2. Elementi di meccanica dei continui e resistenza dei materiali*. UTET, Torino, 349pp.

STRONGE W.J., YU T.X. (1993): *Dynamic Models for Structural Plasticity*. Springer-Verlag, London.



GEAM

Geingegneria Ambientale e Mineraria

Rivista dell'Associazione Georisorse e Ambiente Riconosciuta dal C.N.R. quale rivista nazionale del settore Geo-Minerario, viene pubblicata sotto gli auspici e con il contributo finanziario del CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE (Comitato per le Scienze Geologiche e Minerarie) Anagrafe Naz. Ricerche 518915NF

Anno XXXV, n. 2-3
giugno-settembre 1998

Comitato Scientifico

Antonio Di Molfetta
Giulio Gecchele
Emilio Gerelli
Gian Paolo Giani
Mario Govi
Michel Ianoz
Renato Mancini
Paul Marinos
Aurelio Misisi
Sebastiano Pelizza
Ray Sterling

Comitato di Redazione

Giannantonio Bottino
Mauro Fornaro
C'ulio Gecchele
Giuseppe Genon
Mario Manassero
Daniele Peila
Alberto Quaglino

Direzione e redazione

Associazione Georisorse e Ambiente
c/o Dipartimento Georisorse e Territorio
Politecnico di Torino
Corso Duca degli Abruzzi, 24
10129 Torino
Tel. 011/5647629 / Fax 011/5647689
e-mail geam@vdiaget.polito.it

Direttore Responsabile

Vanni Badino

Segretaria di redazione

Wilma Cuniberti

Fotocomposizione e stampa

Litografia GEDA
via Villa Glori 6 - Torino

Autorizzazione del Tribunale di Torino,
n. 1682 del 20-11-1964

In copertina:

Impianto Barricalla di smaltimento per rifiuti solidi industriali. Collegno (TO)

107 Editoriale

Attività estrattiva

109

G. Ardità
Abbattimento con esplosivo nelle vulcaniti etnee

115

P.P. Oreste, D. Peila
Cava Madre di Candoglia: back-analysis della caverna per l'estensione della coltivazione mineraria

123

R. Maglione, R. Romagnoli
The role of rheology optimisation in the drilling mud design

133

R. Varvelli
Crisi petrolifere e prezzo del barile negli ultimi cinquanta anni

Geologia e geotecnica ambientale

139

R. Revelli, L. Ridolfi
Influenza dell'eterogeneità negli acquiferi freatici. Primi risultati

147

F. Boccalaro
Analogia tra la chiodatura e l'apparato radicale delle piante nel consolidamento dei pendii in terra

Tutela dell'ambiente

153

M. Civita, C. Musto, P. Poggio
Uno strumento operativo per i piani di bonifica di aree inquinate: l'analisi di sito

171

E. Comino, A. Quaglino, D. Riva, F. Taiariol, L. Calvano
Applicabilità del regolamento EMAS ai siti di telecomunicazioni

Difesa del suolo

177

D. Tropeano, L. Turconi
Colate detritiche del 12, 15 e 16 agosto 1998 in alta Valle di Susa (Piemonte)

189

P. Paronuzzi, A. Cocco
Modelli di calcolo per la valutazione dell'energia dissipabile da reti paramassi poco deformabili

197

D. Peila, S. Pelizza
Linee guida per la classificazione e la certificazione di comportamento di barriere paramassi a rete

201 NOTIZIE

207 ATTI DELL'ASSOCIAZIONE

Assemblea generale ordinaria del 21/4/98
Assemblea generale del 29/6/98
Statuto
Regolamento