

MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI TERRENI A GRANA FINE PER L'ANALISI DI PROBLEMI DI SCAVO

Fabiano Bertoldo

Sapienza Università di Roma
fabiano.bertoldo@uniroma1.it

Luigi Callisto

Sapienza Università di Roma
luigi.callisto@uniroma1.it

Sommario

Si discute dell'implementazione di un modello costitutivo avanzato in un codice di calcolo agli elementi finiti, e se ne descrive la risposta lungo percorsi tensionali tipici per problemi di scavo in terreni a grana fine.

1. Introduzione

Negli scavi a cielo aperto le sollecitazioni e gli spostamenti degli elementi strutturali sono legati all'evoluzione dello stato tensionale nel terreno interessato dallo scavo. Per scavi in terreni a grana fine, se le fasi di scavo avvengono in tempi relativamente brevi si generano sovrappressioni interstiziali negative tipicamente favorevoli per il comportamento dell'opera. Al trascorrere del tempo, le sovrappressioni indotte tendono a ridursi, fino al raggiungimento di una condizione idraulica stazionaria, e in generale questo fenomeno determina un peggioramento delle condizioni di sicurezza dello scavo.

Si osservino ad esempio i percorsi tensionali di due elementi situati in prossimità di una paratia a sostegno di uno scavo profondo in un terreno a grana fine (Fig. 1). I percorsi tensionali drenati (Fig. 1b), derivanti da considerazioni di carattere fisico, implicano una riduzione delle tensioni orizzontali a tensioni verticali costanti per l'elemento A posto a monte dell'opera, e una riduzione delle tensioni verticali a tensioni orizzontali costanti per l'elemento P posto a valle. I corrispondenti percorsi tensionali OA e OP (Fig. 1c) relativi alle condizioni non drenate, ricavati assumendo per il terreno un comportamento elastico isotropo, sono più lontani dalle condizioni limite dei rispettivi percorsi drenati OA' e OP' , proprio per effetto dello sviluppo nel terreno di sovrappressioni interstiziali negative. Per effetto della consolidazione, al tendere verso le condizioni drenate si verifica una progressiva equalizzazione delle pressioni interstiziali, e quindi un avvicinamento alle condizioni limite (percorsi AA' e PP').

Diverse osservazioni su opere in vera grandezza conducono a considerazioni analoghe. Si consideri ad esempio il caso dello scavo Lyon's Yard (Ng 1998): si tratta di un parcheggio sotterraneo realizzato a Cambridge mediante uno scavo profondo 10 metri sostenuto da paratie con più livelli di vincolo. Il sottosuolo è costituito da un riporto granulare di tre metri, seguito da un importante deposito di terreni argillosi (profondo fino a 40 metri), al di sotto del quale sono presenti terreni a grana grossa. Grazie all'installazione di un assestometro profondo e di due celle piezometriche è stato possibile effettuare misure di pressioni interstiziali e di spostamenti verticali al centro dello scavo. Durante le fasi costruttive, avvenute in tempi rapidi, si è registrato un progressivo decremento delle pressioni interstiziali, fino a raggiungere in alcune zone anche valori negativi (Fig. 2). Raggiunto il fondo scavo

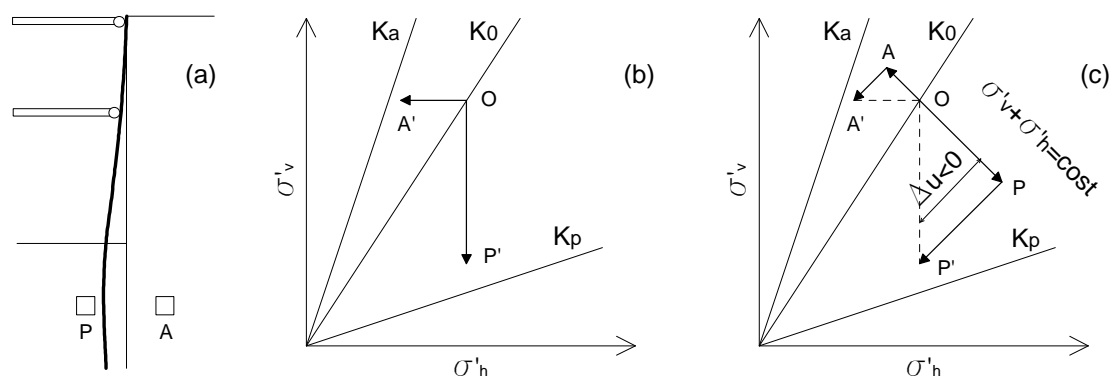


Fig 1. Percorsi tensionali ideali tipici dei problemi di scavo: (a) schema di uno scavo profondo; (b) percorsi drenati; (c) percorsi non drenati ed effetto della consolidazione; i pedici v e h indicano le direzioni verticale e orizzontale, rispettivamente.

è stata realizzata la platea di fondo, lasciando un'intercapedine tra l'opera e il terreno. Nei mesi successivi alla fine dei lavori è stato osservato l'effetto della consolidazione e della relativa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, che ha portato ad un rigonfiamento del terreno a grana fine e contemporaneamente ad un incremento degli spostamenti orizzontali delle opere di sostegno.

Nei problemi di scavo la variazione delle pressioni interstiziali, legata alle fasi costruttive e al trascorrere del tempo, ha un effetto diretto sul comportamento delle opere di sostegno, e in particolare sugli spostamenti e sulle sollecitazioni. La progettazione dovrebbe quindi essere basata su un accurato studio delle condizioni di drenaggio e degli effetti della dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, in relazione ai tempi di costruzione e tenendo conto di eventuali ritardi o interruzioni dei lavori. Per seguire un approccio di questo tipo occorre ovviamente rinunciare alla prassi di esprimere, in condizioni non drenate, la resistenza del terreno in termini di tensioni totali. Infatti, oltre a risultare discutibile dal punto di vista concettuale, tale approccio non consente una valutazione diretta delle pressioni interstiziali.

Le variazioni delle pressioni interstiziali in condizioni non drenate dipendono dall'effettivo comportamento meccanico del terreno. Di conseguenza, una previsione rigorosa delle sovrappressioni interstiziali e degli effetti delle condizioni di drenaggio può essere svolta solo con analisi numeriche nelle quali si utilizzi un appropriato modello costitutivo per descrivere il comportamento dei terreni a grana fine. Questa nota descrive sinteticamente l'implementazione in un codice agli elementi finiti di un modello costitutivo avanzato, e ne descrive la risposta lungo percorsi tensionali e condizioni di drenaggio di interesse per problemi di scavo.

2. Descrizione e implementazione del modello costitutivo

Il modello costitutivo sviluppato da Rouainia & Muir Wood (2000) consente di riprodurre molteplici aspetti del comportamento delle argille naturali, tra cui l'evoluzione della rigidità e la non linearità a piccole deformazioni dovuta allo sviluppo di deformazioni plastiche, la progressiva degradazione della microstruttura, la dipendenza della risposta dalla direzione dei percorsi tensionali, nonché alcuni effetti legati all'anisotropia del comportamento meccanico; è inoltre un modello gerarchico, nel senso che può essere fatto degenerare in modelli costitutivi più semplici (ad esempio Cam Clay).

Si tratta di un modello elasto-plastico con *bounding surface*, basato sulla formulazione della legge d'incrudimento cinematico proposta da Hashiguchi (1988). Esso prevede due superfici nello spazio delle tensioni (Fig. 3): una superficie di plasticizzazione (*yield surface*, $\bar{y} = 0$) che delimita gli stati elastici da quelli elastoplastici ed una superficie esterna (*bounding surface*, $\hat{y} = 0$) che ne determina il grado di struttura. Le leggi costitutive sono scritte in forma incrementale. Il legame tra tensioni e

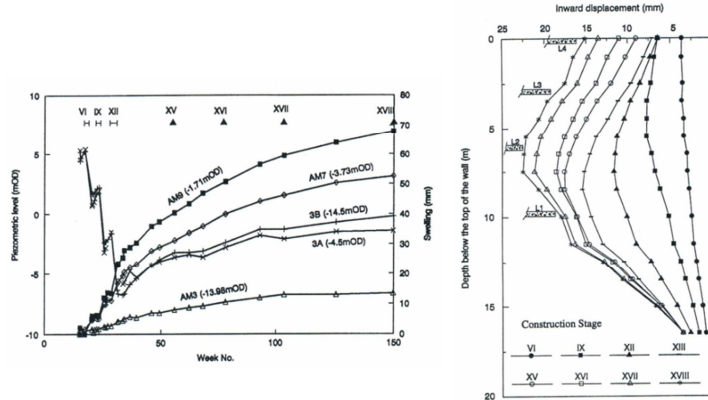


Fig 2. Scavo di Lyon's Yard: variazione nel tempo delle pressioni interstiziali all'interno dello scavo e sviluppo di spostamenti orizzontali dell'opera a seguito della consolidazione (Ng 1998).

deformazioni elastiche, di tipo isotropo, è governato dal coefficiente di Poisson ν e dalla pendenza κ^* della linea di rigonfiamento nel piano $\ln v - \ln p'$, dove v è il volume specifico e p' è la tensione efficace media. Le due superfici sono descritte in termini di invarianti dalle relazioni

$$\bar{y} = \frac{\bar{q}^2}{\bar{M}^2} + \bar{p}^2 - (Rp_c)^2 = 0 \quad \hat{y} = \frac{\hat{q}^2}{\hat{M}^2} + \hat{p}^2 - (rp_c)^2 = 0$$

dove \bar{p} e \bar{q} sono gli invarianti del tensore $\bar{\sigma} = \sigma - \bar{\alpha}$, mentre \hat{p} e \hat{q} sono gli invarianti del tensore $\hat{\sigma} = \sigma - \hat{\alpha}$, con $\bar{\alpha}$ ed $\hat{\alpha}$ corrispondenti ai centri delle due superfici. I termini \bar{M} ed \hat{M} , funzione dell'angolo di Lode e dei parametri M ed m , determinano la forma delle superfici; p_c è una tensione di riferimento rispetto alla quale sono definite le dimensioni delle superfici, attraverso gli scalari adimensionali R ed r .

L'evoluzione della variabile interna p_c è legata alle deformazioni volumetriche plastiche secondo la seguente relazione:

$$\frac{\dot{p}_c}{p_c} = \frac{\dot{\epsilon}_p^p}{\lambda^* - \kappa^*}$$

La destrutturazione, quantificata dalla variazione del grado di struttura \dot{r} , dipende dalle deformazioni plastiche volumetriche e deviatoriche secondo la relazione

$$\frac{\dot{r}}{r-1} = -\frac{k}{\lambda^* - \kappa^*} \sqrt{(1 - A_d)(\dot{\epsilon}_p^p)^2 + A_d(\dot{\epsilon}_q^p)^2}$$

Essa può essere più o meno rapida a seconda del valore che assume la velocità di destrutturazione k . La legge d'incrudimento cinematico, che regola l'evoluzione della superficie di plasticizzazione, è ottenuta imponendo la condizione di non intersezione delle due superfici; essa si esprime nella forma:

$$\dot{\bar{\alpha}} = \dot{\hat{\alpha}} + \left(\frac{\dot{p}_c}{p_c} + \frac{\dot{r}}{r-R} \right) (\bar{\alpha} - \hat{\alpha}) + \frac{\bar{n}^T \left[\dot{\hat{\sigma}} - \left(\frac{\dot{p}_c}{p_c} + \frac{\dot{r}}{r-R} \right) \hat{\sigma} + \frac{\dot{r}}{r-R} \bar{\sigma} \right]}{\bar{n}^T \beta} \beta$$

Questa relazione, ricavata sulla base delle ipotesi di Hashiguchi (1988), differisce da quella di Rouainia & Muir Wood (2000), che non sembra rispettare effettivamente la condizione di non intersezione. L'ipotesi di legge di flusso associata e la condizione di non intersezione portano alla seguente definizione del moltiplicatore plastico:

$$\dot{\lambda} = \frac{\bar{n}^T \dot{\sigma}}{\bar{D} + H}$$

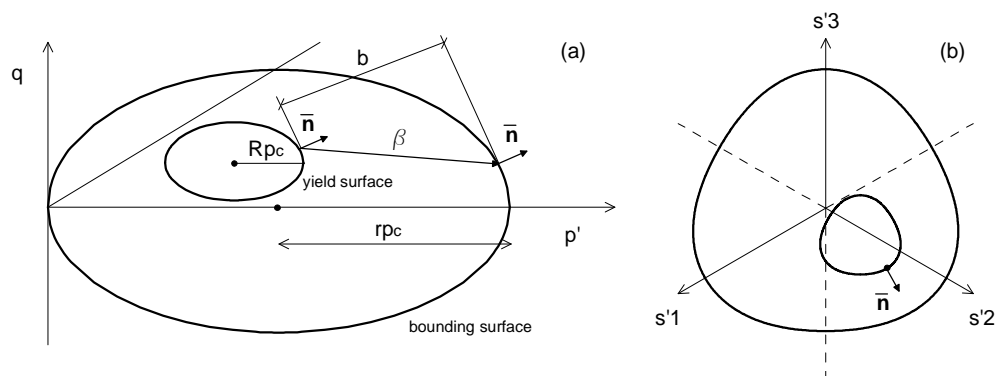


Fig 3. Rappresentazione delle superfici del modello: (a) sul piano degli invarianti; (b) sul piano deviatorico.

dove \bar{D} può essere ricavato a partire dalla condizione di consistenza e H è una funzione positiva della distanza b tra le due superfici, che deve annullarsi quando le due superfici si trovano in contatto:

$$H = \frac{B p_c^3}{(\lambda^* - \kappa^*) R \|\bar{n}\|^2} \left(\frac{b}{b_{max}} \right)^\psi$$

Il modello è stato implementato in linguaggio Fortran seguendo le linee guida proposte da Sloan et al. (2001); l'integrazione delle leggi costitutive è di tipo esplicito ed è eseguita utilizzando lo schema di Eulero modificato con controllo dell'errore.

Tab 1. Parametri del modello.

ν	κ^*	λ^*	m	M	R	k	A_d	B	ψ	η_0
0.22	0.025	0.15	0.88	1	0.1	2.5	0.5	5	2	0

Tab 2. Valori iniziali delle variabili interne.

Caso	p_c (kPa)	r	$\bar{\alpha}_x$ (kPa)	$\bar{\alpha}_y$ (kPa)	$\bar{\alpha}_z$ (kPa)	$\bar{\alpha}_{xy}$ (kPa)	$\bar{\alpha}_{yz}$ (kPa)	$\bar{\alpha}_{zx}$ (kPa)
1	90	1	72.5	72.5	125	0	0	0
2	60	1.5	72.5	72.5	125	0	0	0

3. Risposta del modello in condizioni di deformazione piana

Avendo implementato il modello costitutivo in un codice agli elementi finiti, è stato possibile studiarne la risposta in condizioni non drenate lungo percorsi delle tensioni totali tipici degli scavi, ovvero percorsi di compressione ed estensione, in condizioni di deformazione piana. Lo stato tensionale efficace iniziale è caratterizzato da simmetria assiale e coincide col centro della superficie interna: la tensione verticale efficace vale 125 kPa e quella orizzontale è di 72.5 kPa. I parametri del modello sono stati scelti in modo da risultare rappresentativi di un'argilla poco consistente (assumendo come riferimento di massima l'argilla di Pisa). Sono stati analizzati due diversi casi, con grado di struttura $r = 1$ ed $r = 1.5$. In entrambi i casi la posizione iniziale della superficie esterna è stata scelta in modo da ottenere un grado di sovraconsolidazione $OCR \cong 1.5$.

In primo luogo sono state effettuate delle simulazioni numeriche a controllo di spostamento: ciò ha permesso di ottenere la risposta del modello in condizioni non drenate fino al raggiungimento dello stato critico, con la possibilità di percorrere anche i tratti associati a una caduta di resistenza. I percorsi tensionali ricavati da queste analisi, mostrati in Fig. 4a, hanno inizialmente un andamento simile a quello illustrato in Fig. 1c; nel caso in cui il grado di struttura iniziale vale $r = 1.5$ tuttavia si osserva un comportamento fortemente non lineare a partire dalla condizione in cui la superficie esterna viene raggiunta. Rappresentando i risultati sul piano deviatorico (Fig. 4b) si osserva che in entrambe le condizioni limite attiva e passiva l'angolo di Lode vale circa 10 gradi, e la resistenza disponibile risulta intermedia tra quella triassiale in compressione ed estensione. Riportando su tale piano anche le sezioni delle due superfici nella condizione di stato critico è possibile osservare che nel caso con

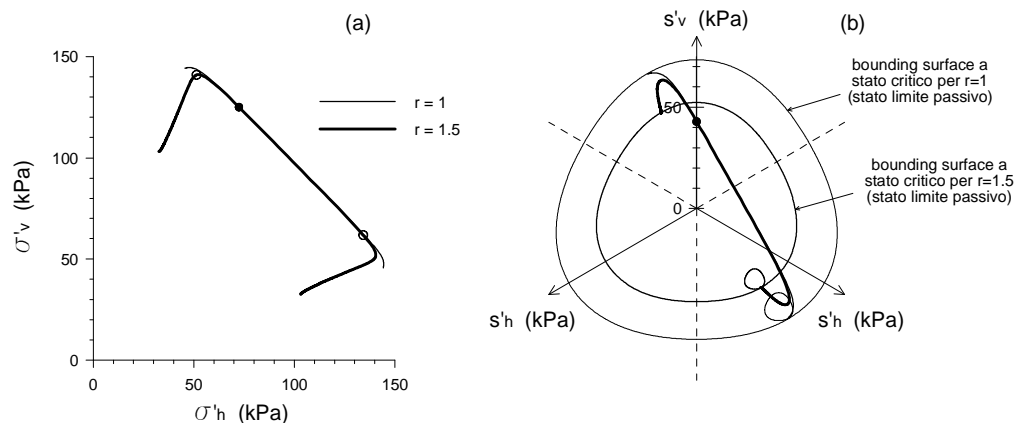


Fig. 4. Percorsi tensionali in condizioni non drenate: (a) sul piano σ'_h - σ'_v ; (b) sul piano deviatorico.

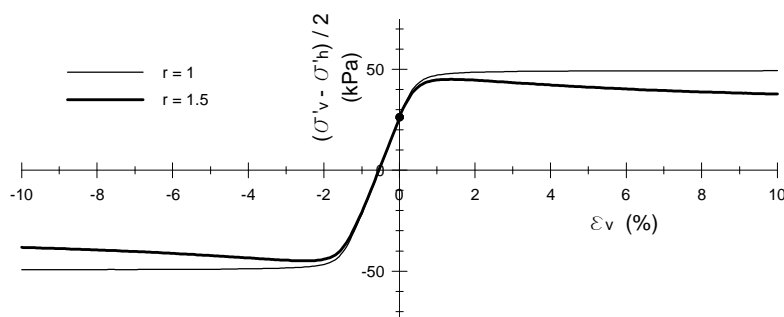


Fig. 5. Diagramma tensioni-deformazioni in condizioni non drenate.

$r = 1.5$ si verifica un picco di resistenza con successivo decadimento, e si tende allo stato critico per valori della tensione deviatorica più bassi; questo comportamento può essere osservato anche nel piano tensioni-deformazioni (Fig. 5).

Successivamente sono state svolte alcune simulazioni a controllo di forze: per il percorso di compressione si è imposto un decremento della tensione totale orizzontale a tensione totale verticale costante, mentre per il percorso di estensione è stata assegnata una riduzione di tensione totale verticale a tensione totale orizzontale costante. Una prima fase delle simulazioni è stata condotta in condizioni non drenate fino ad ottenere una deformazione orizzontale pari a circa l'1 % (stati tensionali con simbolo vuoto in Fig. 4a e 6a); in seguito si è studiato l'effetto della progressiva dissipazione delle sovrappressioni interstiziali. I risultati, mostrati in Fig. 6a, indicano che a seguito della consolidazione si verifica un progressivo sviluppo di deformazioni plastiche. Poiché il comportamento in condizioni non drenate nel caso con grado di struttura $r = 1.5$ è associato a una caduta di resistenza, la dissipazione delle pressioni interstiziali indotte determina una condizione di instabilità numerica che indica una divergenza delle deformazioni. Nelle figure 6b e 6c i percorsi tensionali sono diagrammati nel piano deviatorico, insieme alle superfici esterne raggiunte, per il percorso passivo, al termine della fase non drenata (punto P) e al termine della consolidazione (punto Q). È interessante notare che l'effetto della consolidazione risulta sfavorevole per due motivi distinti; da un lato la consolidazione produce delle variazioni di tensioni efficaci che dirigono lo stato tensionale verso zone del piano deviatorico prossime alla condizione di estensione, e perciò caratterizzate da una minore resistenza disponibile; dall'altro essa induce, per entrambi i valori di r , un incrudimento negativo della superficie esterna.

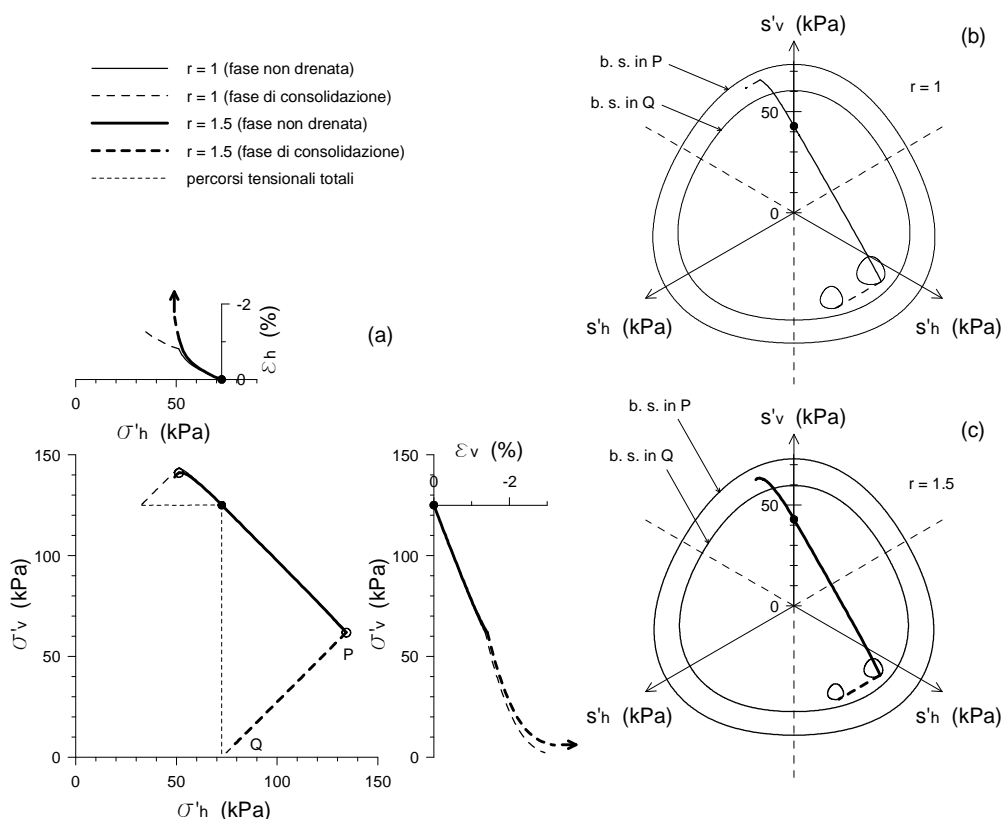


Fig 6. Effetto della consolidazione: (a) percorsi tensionali di compressione ed estensione e deformazioni sviluppate; rappresentazione sul piano deviatorico dei percorsi tensionali e delle superfici esterne relative ai percorsi di estensione (b) per $r = 1$ e (c) per $r = 1.5$.

4. Conclusioni

Il comportamento di uno scavo profondo in terreni a grana fine è intimamente legato alle condizioni di drenaggio e all'effetto del tempo: la progressiva dissipazione delle sovrappressioni interstiziali negative generate nelle condizioni di breve termine è in grado di produrre un rapido peggioramento del comportamento dello scavo. I percorsi tensionali efficaci di elementi di terreno posti a monte e a valle delle opere di sostegno sono significativamente influenzati dalla risposta meccanica del terreno, che deve perciò essere descritta attraverso un adeguato modello costitutivo. Lo studio della risposta di un particolare modello costitutivo lungo percorsi delle tensioni totali tipici di problemi di scavo ha mostrato che in condizioni non drenate e di deformazione piana i percorsi delle tensioni efficaci tendono verso zone in cui la resistenza disponibile è intermedia tra quella triassiale in compressione ed estensione; i terreni con grado di struttura non trascurabile manifestano una progressiva caduta di resistenza che, nel corso della dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, dà luogo a un comportamento meccanico instabile.

Bibliografia

- Hashiguchi K. (1988). "A mathematical modification of two surface model formulation in plasticity", *International Journal of Solids and Structures*, 24, 987-1001.
 Ng C. W. W. (1998). "Observed performance of multipropped excavation in stiff clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124, 889-905.
 Rouainia M. & Muir Wood D. (2000). "A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure", *Géotechnique*, 50, 153-164.
 Sloan S. W., Abbo A. J. & Sheng D. (2001). "Refined explicit integration of elastoplastic models with automatic error control", *Engineering Computations*, 18, 121-154.