

MODELLAZIONE DEGLI EFFETTI INDOTTI DALLO SCAVO DI GALLERIE SUPERFICIALI SU STRUTTURE IN MURATURA

Angelo Amorosi

Dipartimento di Ingegneria delle Acque e Chimica, Politecnico di Bari

a.amorosi@poliba.it

Daniela Boldini

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali, Università di Bologna

daniela.boldini@unibo.it

Gianmarco de Felice e Marialaura Malena

Dipartimento di Strutture, Università di Roma Tre

defelice@uniroma3.it; mmalena@uniroma3.it

Sommario

In questa nota viene descritto un approccio numerico agli Elementi Finiti per la modellazione dei danni indotti dallo scavo di gallerie superficiali su strutture in muratura. Il comportamento meccanico della muratura, schematizzata come una struttura periodica costituita da blocchi e giunti, è descritto alla scala macroscopica come un mezzo omogeneo anisotropo. Il terreno, un materiale argilloso di media consistenza, è invece modellato attraverso un semplice legame costitutivo elastico-perfettamente plastico. Le analisi numeriche, condotte con il codice di calcolo *Abaqus*, hanno riguardato il comportamento di pareti in muratura e sono state condotte, in questa prima fase, adottando condizioni di deformazione piana per il terreno e di tensione piana per la struttura. Esse hanno fornito alcune prime indicazioni circa i complessi meccanismi di interazione terreno-struttura che si manifestano in corrispondenza di differenti valori del volume perso durante lo scavo della galleria.

Introduzione

In questa nota sono riassunti i risultati preliminari di un programma di ricerca multidisciplinare volto ad unificare, nell'ambito di analisi numeriche agli Elementi Finiti, gli approcci in uso nell'Ingegneria Geotecnica ed in quella Strutturale nel campo della modellazione dello scavo di gallerie e del comportamento di strutture in muratura. L'obiettivo di lungo termine dell'attività è quello di analizzare il problema del potenziale danno indotto dallo scavo di strutture in sotterraneo su murature antiche, adottando modelli costitutivi avanzati per il terreno e per le strutture nel contesto di metodi di analisi sofisticati (integrazione robusta dei legami costitutivi nei programmi agli Elementi Finiti, modellazione 3D dello scavo e della struttura, ecc..).

Nel seguito si farà riferimento allo scavo di una galleria ideale in un terreno argilloso di media consistenza. Le analisi numeriche, condotte in condizioni piane con il codice di calcolo *Abaqus*, sono state condotte sia in condizioni di campo libero sia simulando la presenza di una muratura in superficie (Amorosi et al., 2011). In questo ambito l'attenzione è rivolta alla modellazione costitutiva della muratura, mentre per il terreno è utilizzato un approccio più convenzionale.

Modelli costitutivi

Terreno

Il terreno è stato schematizzato come un mezzo elastico lineare – perfettamente plastico, caratterizzato da un criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e dilatanza nulla. Questa ipotesi costitutiva, assai semplificata, sarà rimossa nelle fasi successive della ricerca per meglio simulare l'effettivo comportamento del terreno in corrispondenza dei livelli di deformazioni tipici di questa classe di problemi al finito.

Muratura

Anche per la muratura è stato adottato un modello elastico lineare – perfettamente plastico ma caratterizzato da anisotropia sia delle proprietà elastiche sia per quanto attiene all'involuppo di resistenza. Il modello è formulato nel contesto della teoria della omogeneizzazione dei mezzi a struttura periodica, nel presente caso costituita da blocchi rettangolari a comportamento elastico e giunti verticali ed orizzontali caratterizzati da resistenza coesiva-attritiva. In queste condizioni è possibile definire la seguente espressione approssimata in forma chiusa dell'energia di deformazione elastica (de Felice et al., 2010):

$$W(\boldsymbol{\varepsilon}^e) = \frac{1}{2} \left(\frac{E_x}{1 - \nu_{xz}\nu_{zx}} (\varepsilon_{xx}^e)^2 + \frac{E_z}{1 - \nu_{xz}\nu_{zx}} (\varepsilon_{zz}^e)^2 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{2\nu_{xz}E_z}{1 - \nu_{xz}\nu_{zx}} \varepsilon_{xx}^e \varepsilon_{zz}^e + 4G (\varepsilon_{xz}^e)^2 \right) \quad (1)$$

dove x e z rappresentano rispettivamente la direzione orizzontale e verticale. I parametri elastici nella (1) dipendono dalle costanti di Lamè del blocco (λ'_b, μ_b) e dalla rigidezza normale K_n e tangenziale K_t dei giunti, oltre che dall'altezza a e larghezza b dei blocchi secondo le seguenti espressioni:

$$\frac{1}{E_x} = \frac{4a}{4abK_n + b^2K_t} + \frac{1}{4\mu_b} + \frac{1}{4(\lambda'_b + \mu_b)} \quad (2)$$

$$\frac{1}{E_z} = \frac{1}{aK_n} + \frac{1}{4\mu_b} + \frac{1}{4(\lambda'_b + \mu_b)} \quad (3)$$

$$\frac{1}{G} = \frac{1}{aK_t} + \frac{4a}{4abK_t + b^2K_n} + \frac{1}{\mu_b} \quad (4)$$

$$\frac{\nu_{xz}}{E_x} = \frac{\nu_{zx}}{E_z} = \frac{\lambda'_b}{4\mu_b(\lambda'_b + \mu_b)} \quad (5)$$

Il dominio elastico è definito nel contesto della plasticità perfetta multi-superficie come:

$$E_\sigma = \left\{ \boldsymbol{\sigma} \mid f^\alpha(\boldsymbol{\sigma}) := \mathbf{n}^\alpha : \boldsymbol{\sigma} - c^\alpha \leq 0 \quad \forall \alpha \in [1, \dots, m] \right\} \quad (6)$$

dove $f^\alpha(\boldsymbol{\sigma})$ sono gli m piani indipendenti, caratterizzati da mutue intersezioni, che definiscono la superficie di snervamento a trazione, pure definita attraverso omogeneizzazione (de Buhan e de Felice, 1997). In particolare, se si assume che i blocchi siano infinitamente resistenti e che i giunti abbiano una resistenza caratterizzata da una coesione c e da un angolo di attrito φ , la superficie di snervamento è costituita da $m = 4$ piani che possono essere espressi in termini di componenti di tensione nel sistema di riferimento O_{xz} adottato per i giunti:

$$\begin{aligned} f^1 &:= \mu\sigma_{xx} + tg(\varphi)\sigma_{zz} + (1 + tg(\varphi)\mu)\sigma_{xz} - c - c\mu/tg(\varphi) \leq 0 \\ f^2 &:= \mu\sigma_{xx} + tg(\varphi)\sigma_{zz} - (1 + tg(\varphi)\mu)\sigma_{xz} - c - c\mu/tg(\varphi) \leq 0 \\ f^3 &:= \sigma_{zz} + 1/tg(\varphi)\sigma_{xz} - c/tg(\varphi) \leq 0 \\ f^4 &:= \sigma_{zz} - 1/tg(\varphi)\sigma_{xz} - c/tg(\varphi) \leq 0 \end{aligned} \quad (7)$$

in cui $\mu = 2a/b$ è il rapporto di forma altezza – larghezza dei blocchi.

L'evoluzione delle deformazioni plastiche ϵ_p è controllata da una legge di flusso associata secondo quanto proposto da Koiter (1960):

$$\dot{\epsilon}^p = \sum_{\alpha=1}^m \dot{\gamma}^{\alpha} \frac{\partial f^{\alpha}(\boldsymbol{\sigma})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (8)$$

dove $\dot{\gamma}^{\alpha}$ sono gli m moltiplicatori plastici soggetti alle condizioni di Kuhn-Tucker:

$$\dot{\gamma}^{\alpha} \geq 0 \quad f^{\alpha}(\boldsymbol{\sigma}) \leq 0 \quad \dot{\gamma}^{\alpha} f^{\alpha}(\boldsymbol{\sigma}) \equiv 0 \quad (9)$$

ed alla condizione di consistenza $\dot{\gamma}^{\alpha} \dot{f}^{\alpha}(\boldsymbol{\sigma}) \equiv 0$.

Il modello è stato implementato nel codice FE *Abaqus*, come discusso in de Felice et al. (2010), adottando una efficiente procedura numerica basata sulla minimizzazione quadratica (Goldfarb e Idnani, 1983).

Analisi numeriche

Geometria, condizioni al contorno ed iniziali, simulazione dello scavo

La geometria del modello numerico è illustrata in Figura 1. Il sistema di riferimento è scelto in modo che l'asse x rappresenti la distanza dall'asse della galleria in direzione orizzontale e l'asse z la profondità a partire dal piano campagna.

La galleria è situata ad una profondità $z_0 = 20$ m ed è caratterizzata da un diametro $D = 10$ m. Essa è scavata in uno strato argilloso omogeneo di media consistenza, con la superficie piezometrica al piano campagna. Il coefficiente di spinta a riposo K_0 è stato posto pari a 0.593. Si è supposto, inoltre, che l'intero processo di scavo avvenga in condizioni non drenate.

La struttura in muratura rappresenta una tipica muratura antica caratterizzata da una larghezza di 40 m, da un'altezza di 5 m e da uno spessore unitario. Il piano principale della struttura è supposto parallelo alla sezione della galleria. La distanza tra il centro della struttura e l'asse della galleria, la cosiddetta eccentricità, è posta pari a 20 m (l'estremità destra della muratura si trova in corrispondenza dell'asse della galleria).

Le analisi numeriche sono state condotte con il programma agli Elementi Finiti *Abaqus*. Il reticolo di calcolo è composto da elementi ad 8 nodi in condizioni di deformazione piana per il terreno ed elementi a 4 nodi in condizioni di tensione piana per la muratura. Quest'ultima ipotesi si è resa necessaria per evitare di attribuire una rigidità non realistica alla struttura nell'ambito di analisi piane.

Dopo l'attivazione graduale della gravità nel terreno ed in seguito nella struttura, la simulazione dello scavo è stata condotta deattivando gli elementi di terreno interni alla galleria, sostituendoli con equivalenti forze nodali al contorno e riducendo poi progressivamente le suddette forze applicando dei tassi di rilascio via via crescenti. Nelle analisi numeriche sono state imposte riduzioni delle forze nodali equivalenti per passi percentuali del tasso di rilascio pari al 5%, od anche minori in prossimità del collasso.

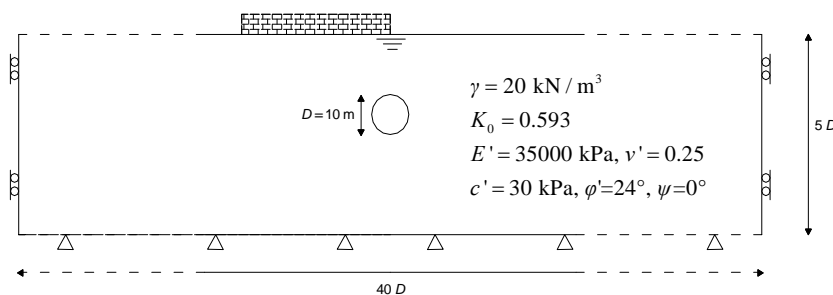


Figura 1. Geometria del problema e parametri del terreno adottati nelle analisi numeriche.

Parametri del terreno e della muratura

I parametri meccanici adottati per la muratura nelle analisi numeriche sono i seguenti: $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$, $a = 8 \text{ cm}$, $b = 32 \text{ cm}$, $E_b = 3.18 \text{ GPa}$, $\nu_b = 0.23$, $K_n = 3060 \text{ MN/m}^3$, $K_t = 1280 \text{ MN/m}^3$, $c = 5 \text{ kPa}$ e $\varphi = 31^\circ$. E_b e ν_b indicano rispettivamente il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson.

I parametri utilizzati per il terreno sono invece sintetizzati nella Figura 1.

Risultati numerici

In Figura 2 sono riportati i valori del volume perso ottenuti per diverse percentuali del tasso di rilascio. Sia per le condizioni di campo libero, sia in presenza della muratura, le curve sono caratterizzate da una fase iniziale lineare e da un comportamento non lineare per percentuali del tasso di rilascio superiore al 20%. Le condizioni di collasso sono raggiunte per un tasso di rilascio del 55% in condizioni di campo libero e del 43% in presenza della muratura.

La Figura 3 mostra i cedimenti al piano campagna (al netto degli spostamenti prodotti dall'attivazione della gravità) in condizioni di campo libero, in corrispondenza di due valori del volume perso V_L ed il confronto con le soluzioni semi-empiriche proposte da Peck (1969).

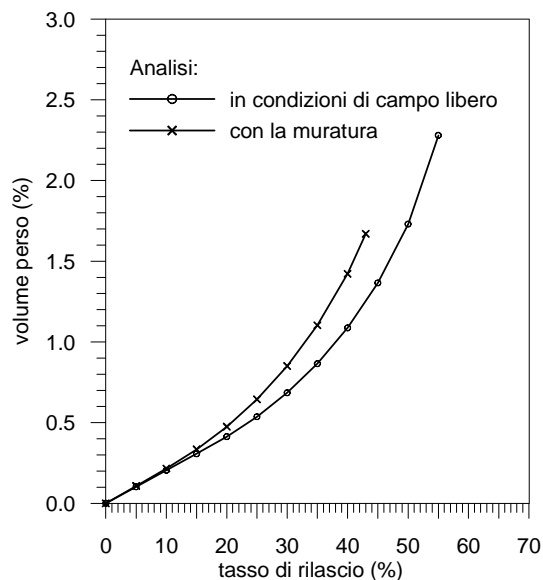


Figura 2. Relazione tra tasso di rilascio e volume perso.

Il primo valore ($V_L = 0.68\%$, figura sulla sinistra) può essere considerato come rappresentativo di uno scavo eseguito con successo da macchine tipo EPB, mentre il secondo valore ($V_L = 2.28\%$, figura sulla destra) rappresenta condizioni prossime al collasso per il problema studiato. Nel primo caso l'accordo con le curve gaussiane, calcolate per valori del parametro K pari a 0.6 e 0.7, è scarso sia in termini di cedimento massimo sia per forma, mentre migliora nettamente in corrispondenza di valori del volume perso elevati, in relazione allo sviluppo di deformazioni plastiche nel terreno.

In Figura 4 sono illustrate le configurazioni deformate (il fattore di amplificazione adottato è sempre lo stesso) del reticolo di

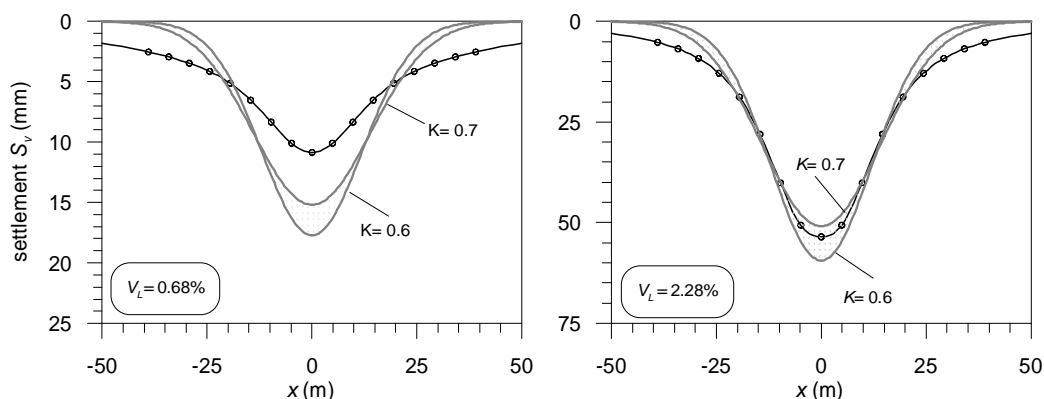


Figura 3. Cedimenti (al netto dell'attivazione della gravità) per un volume perso dello 0.68% (sinistra) e del 2.28% (destra) in condizioni di campo libero e confronto con le soluzioni semi-empiriche.

calcolo nelle varie fasi delle analisi in condizioni di campo libero (sulla sinistra) ed in presenza della muratura (sulla destra).

L'attivazione della gravità produce nella struttura un'inflessione simmetrica rispetto al proprio asse.

Nell'analisi in campo libero la progressiva riduzione delle forze nodali equivalenti induce una curva di subsidenza in superficie, simmetrica rispetto all'asse della galleria, caratterizzata da valori del cedimento massimo crescenti; inoltre, in relazione al valore di K_0 adottato e per effetto della gravità, la sezione della galleria tende ad ovalizzarsi con asse maggiore orizzontale.

L'analisi con la muratura evidenzia un percorso deformativo del terreno completamente differente, largamente influenzato dalla distribuzione delle deformazioni pre-esistenti allo scavo ed indotte dall'applicazione della gravità. In questo caso la sezione della galleria si deforma ellitticamente con asse maggiore diagonale. La struttura è caratterizzata, invece, da un moto prevalentemente rigido verso il centro della galleria ed è interessata dallo sviluppo di deformazioni per taglio in corrispondenza della sua estremità destra.

La Figura 6 mostra nel dettaglio l'accumulo delle deformazioni plastiche di taglio nella muratura (al netto di quelle generate durante l'attivazione della gravità), in accordo con il quadro degli spostamenti messo in evidenza dalla Figura 5.

Infine, in Figura 7 sono riportati i cedimenti al piano campagna (sempre al netto degli spostamenti indotti dall'applicazione della gravità) nell'analisi in condizioni di campo libero ed in quella con la muratura. Si può osservare come la presenza della muratura modifichi significativamente l'andamento dei cedimenti, sia in termini di intensità sia di forma. In particolare, la curva di subsidenza è caratterizzata da valori maggiori rispetto all'analisi in

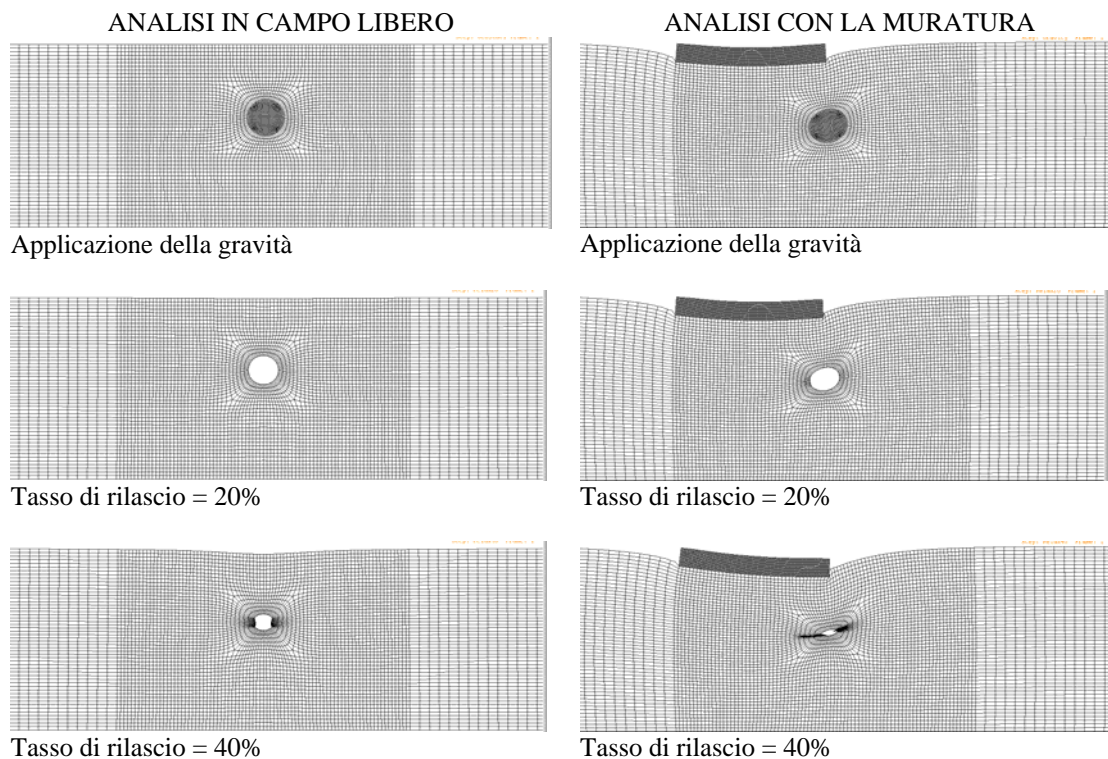


Figura 4. Deformata del reticolo di calcolo per diverse percentuali del tasso di rilascio in condizioni di campo libero (sulla sinistra) e nell'analisi con la muratura (sulla destra).

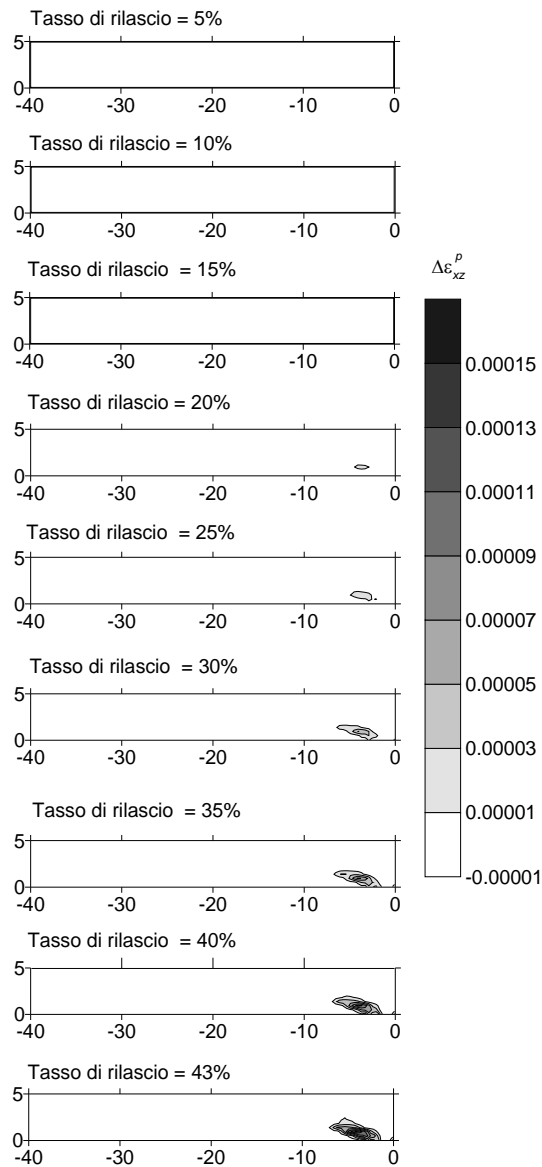


Figura 5. Incrementi delle deformazioni plastiche di taglio (al netto dell'attivazione della gravità) nella struttura in muratura per diverse percentuali del tasso di rilascio.

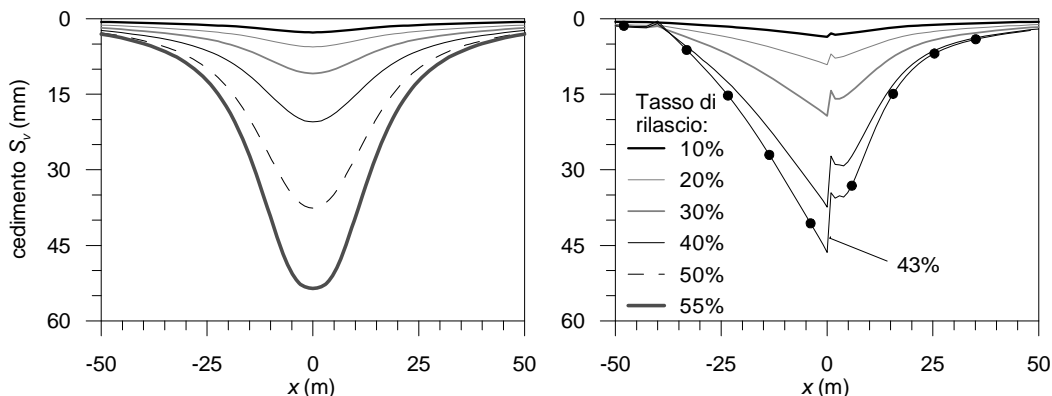


Figura 6. Confronto tra i cedimenti (al netto dell'attivazione della gravità) in condizioni di campo libero (sulla sinistra) e nell'analisi con la muratura (sulla destra) per diverso percentuali del tasso di rilascio.

condizioni di campo libero a parità di tasso di rilascio applicato, per effetto del peso proprio della struttura. Al di sotto della struttura il profilo dei cedimenti è caratterizzato da una curvatura minore di tipo *hogging*. Inoltre, per $x = 0$, è presente una forte discontinuità causata dalla marcata differenza di rigidità tra il terreno e la muratura.

Bibliografia

- Amorosi, A., Boldini, D., de Felice, G. & Malena, M. 2011. Tunnelling-induced deformation on a masonry structure: a numerical approach. *7th Int. Sympo. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. In stampa.
- de Buhari, P. & de Felice, G. 1997. A homogenisation approach to the ultimate strength of brick masonry. *J. Mech. Phys. Solids* 45(7): 1085–1104.
- de Felice, G., Amorosi, A. & Malena, M. 2010. Elasto-plastic analysis of block structures through a homogenization method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 34: 221–247.
- Goldfarb, D. & Idnani, A. 1983. A numerical stable dual method for solving strictly convex quadratic programs. *Mathematical Programming* 27: 1–33.
- Koiter, W.T. 1960. General theorems for elastic-plastic solids. In N. Sneddon and R Hill (eds), *Progress in Solids Mechanics*: 165–221. Amsterdam: North-Holland.
- Peck, R. B. 1969. Deep excavations and tunneling in soft ground. *7th int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State of the art volume, Proc. Int. Symp.*: 225–290.