

# MISCELE CEMENTO-BENTONITE PER DIAFRAMMI PLASTICI: PROVE SPERIMENTALI E MODELLAZIONE COSTITUTIVA

Luca Flessati

*Politecnico di Milano*

*luca.flessati@polimi.it*

Gabriele Della Vecchia

*Politecnico di Milano*

*gabriele.dellavecchia@polimi.it*

Guido Musso

*Politecnico di Torino*

*guido.musso@polito.it*

## Sommario

I diaframmi plastici finalizzati alla riduzione del trasporto di contaminanti presenti nelle acque sotterranee sono comunemente realizzati in miscele di cemento-bentonite. Questo materiale artificiale è particolarmente adatto per la semplicità di messa in opera, la sua bassa permeabilità e il limitato degrado in ambienti chimicamente aggressivi. Tuttavia, il suo comportamento meccanico è in alcune circostanze fragile: è quindi cruciale poter prevedere se nel diaframma si possano sviluppare delle fessure che ne compromettono la funzionalità. In questa memoria sono riportati i risultati di una serie di prove sperimentali volte ad analizzare la microstruttura e a caratterizzare il comportamento meccanico del materiale. Questi risultati sono utilizzati per la definizione di una nuova legge costitutiva elastoplastica incrudente volto a modellare il legame tensio-deformativo del materiale.

## 1. Introduzione

Nella geotecnica ambientale i diaframmi plastici in cemento-bentonite sono utilizzati al fine di isolare idraulicamente i contaminanti che possono inquinare la falda (Jefferis, 1981; Opdyke & Evans, 2005; Joshi et al., 2010; Jefferis, 2012; Soga et al., 2013; Carreto et al, 2016; Royal et al., 2018; Guida et al., 2021). Le miscele in cemento-bentonite sono comunemente utilizzate per la loro bassa permeabilità e per la semplicità di messa in opera. Questo materiale artificiale è, in talune condizioni tensionali, caratterizzato da un comportamento fragile (Soga et al., 2013; Carreto et al, 2016; Royal et al., 2018). Pertanto, nei diaframmi plastici dove le sollecitazioni meccaniche sono elevate si potrebbero sviluppare delle fessure che, agendo come vie preferenziali per la filtrazione, possono compromettere la funzionalità della barriera. Al fine di poter prevedere se, in condizioni ultime e di esercizio, vi sia il rischio che si sviluppino fessure nei diaframmi è necessario l'introduzione di un modello costitutivo che riesca a riprodurre il comportamento meccanico post-picco delle miscele in cemento bentonite.

In questa memoria sono presentati i risultati di uno studio sperimentale che ha permesso lo sviluppo di un modello costitutivo elastoplastico incrudente *ad hoc* (Flessati et al., 2021). Il modello è basato sul Modified Cam Clay, opportunamente modificato introducendo una legge di flusso non associata e una legge di incrudimento che tiene conto della densità del materiale (Li & Dafalias, 2000).

## 2. Risultati sperimentali

Le prove di laboratorio sono state eseguite nel Laboratorio di Geotecnica del Politecnico di Torino. Dopo aver brevemente riportato la procedura di preparazione dei campioni sono riportati (i) una serie immagini della microstruttura del materiale ottenute da un microscopio a scansione elettronica (SEM) e i risultati di una serie di (ii) prove edometriche e (iii) triassiali non-drenate.

### 2.1 Preparazione dei campioni

Le miscele sono state preparate mescolando acqua, bentonite sodica (gravità specifica 2.95, limite liquido 535%, limite plastico 75%) e cemento Portland (CEM I 32.5N). Si sono studiate tre miscele, caratterizzate da differenti rapporti tra la massa di cemento e quella della bentonite (Tab. 1).

La preparazione si è articolata in tre fasi: (i) acqua e bentonite sono state mescolate tramite un miscelatore di laboratorio, (ii) dopo l'idratazione della bentonite (24 ore) si è aggiunto il cemento e (iii) la miscela è stata colata in stampini cilindrici delle dimensioni dei provini di laboratorio. I campioni sono stati posti in acqua e lasciati maturare per 28 giorni, tempo minimo richiesto per lo sviluppo delle reazioni tra cemento e bentonite. I valori di indice dei vuoti misurati al termine dell'invecchiamento sono riportati in Tab. 1.

Miscela	Acqua/bentonite	Cemento/bentonite	$e_0$
CB4	18/1	4/1	8.8
CB5	18/1	5/1	7.29
CB6	18/1	6/1	6.25

Tab 1. Composizione delle miscele

### 2.2 Analisi della microstruttura

La microstruttura del materiale è stata osservata mediante immagini SEM a ingrandimenti da 500 a 16000 volte (Fig. 1, ottenuta considerando la miscela CB5 dopo 28 giorni di maturazione). Ad un ingrandimento di 500 volte (Fig. 1a), la microstruttura sembra essere costituita da elementi pressoché sferici di dimensione di poche decine di micron, fra i quali sono presenti pori di dimensione circa 10 $\mu$ m (Fig. 1b). Non è possibile distinguere fra le particelle di argilla originali e il materiale cementizio: le particelle solide sono un insieme di particelle di cemento indurito e aggregati di particelle di argilla ricoperte da cemento (Fig. 1c). Fra le particelle e gli aggregati sono evidenti degli aghi di ettringite (Fig. 1d), che però non formano una struttura reticolare.

### 2.3 Prove edometriche

I risultati delle prove edometriche sono illustrati in Fig. 2 (dove  $e$  e  $\sigma'_v$  rappresentano rispettivamente l'indice dei vuoti e gli sforzi verticali efficaci). I risultati mettono chiaramente in evidenza un cambio di compressibilità del materiale e una 'preconsolidazione apparente'. Dato che, da un punto di vista meccanico, il materiale è vergine, questo cambio di compressibilità non è da attribuire ad una sovraconsolidazione, bensì alla presenza di legami interparticellari sviluppatasi a seguito alle reazioni di idratazione del cemento e tra cemento e bentonite. Il valore di pressione di preconsolidazione aumenta con il rapporto cemento-bentonite (i valori per le miscele CB4, 5 e 6 sono rispettivamente 30, 80 e 140 kPa). I valori dell'indice di compressione ( $c_c$ ) e di ricomprensione ( $c_r$ ), leggermente influenzati dal rapporto cemento bentonite e circa pari a 3.2 e 0.08, sono significativamente inferiori rispetto a quelli della bentonite priva di cemento (rispettivamente 7.9 e 3.9). La pendenza del ramo di scarico è praticamente coincidente con la pendenza del ramo 'di ricarica' (sforzi inferiori alla preconsolidazione apparente), suggerendo che durante il carico vergine la struttura non si danneggia significativamente.

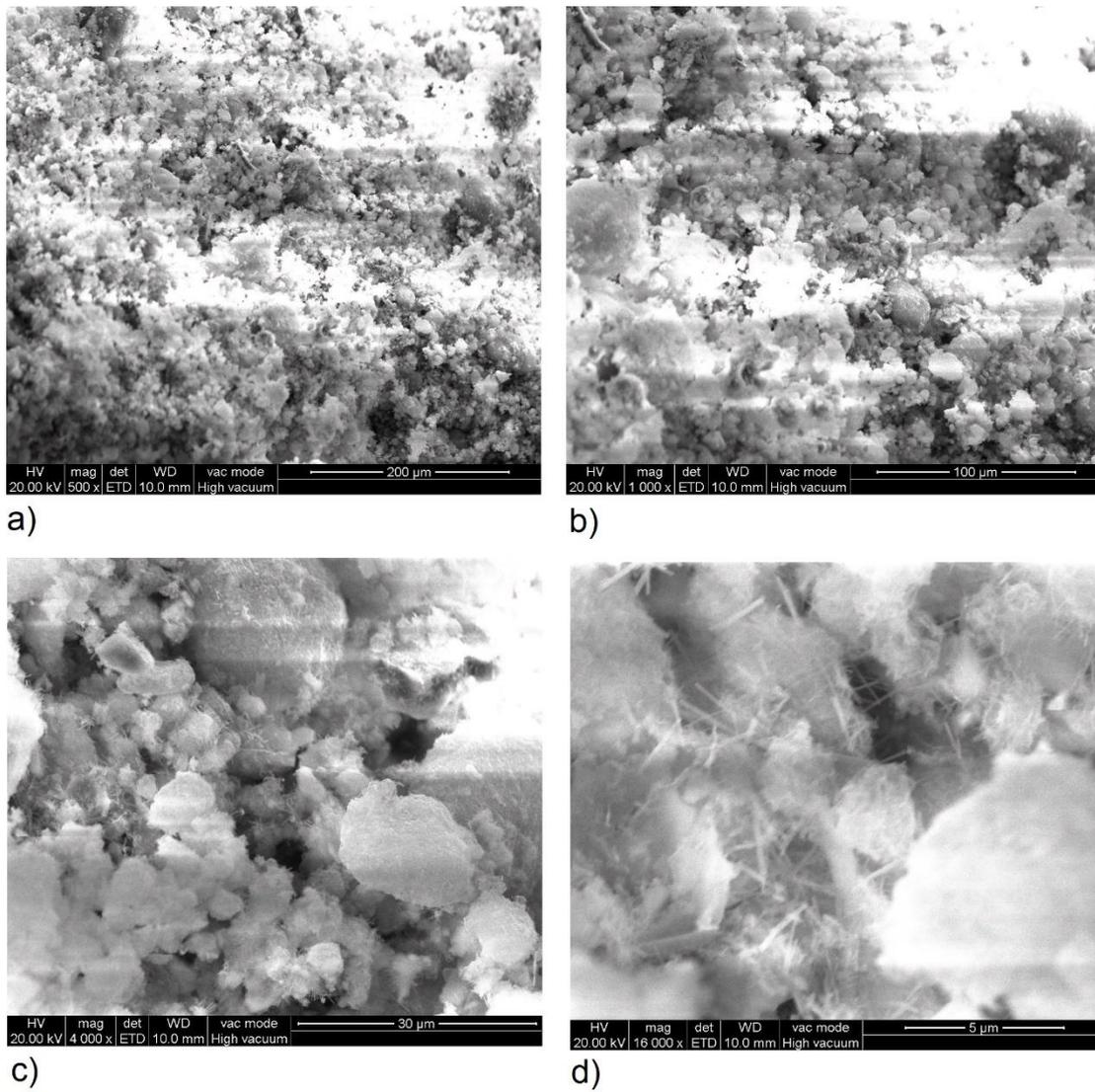


Fig. 1 Immagini SEM della miscela CB5 dopo 28g di maturazione ingrandimenti: (a) 500; (b) 1000, (c) 4000 e (d) 16000 volte

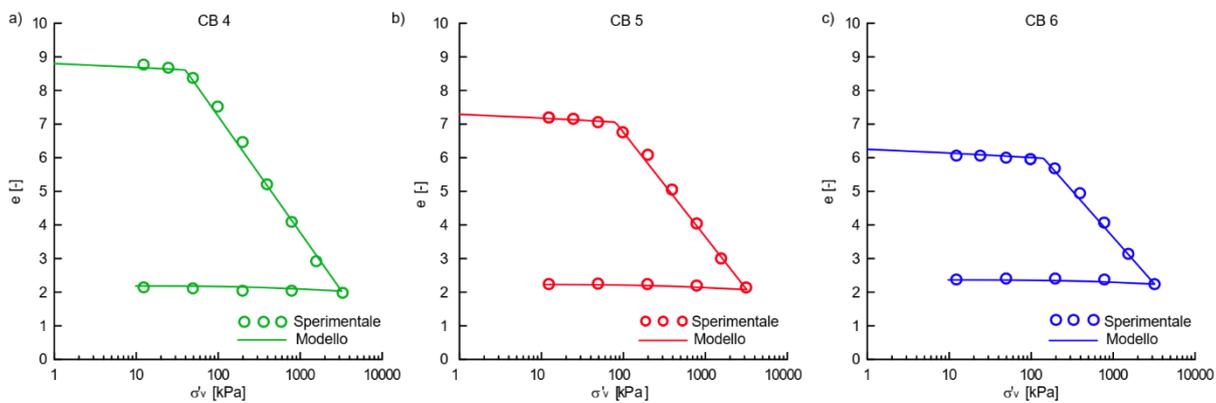


Fig 2. Risultati delle prove edometriche

### 2.3 Prove triassiali

I risultati delle prove triassiali consolidate non drenate sono riportati in Fig. 3-5 (linee tratteggiate). I risultati fanno riferimento a tre diversi valori di pressione di confinamento ( $p_c=20, 100$  e  $300\text{kPa}$ ). Per brevità sono solamente riportati i risultati nei piani  $q-\varepsilon_a$  (dove  $q$  è il deviatore mentre  $\varepsilon_a$  è la deformazione assiale) e  $q-p'$  (dove  $p'$  è la pressione efficace media).

I risultati ottenuti per valori di  $p_c$  pari a  $20\text{kPa}$  (inferiore rispetto al valore di sforzo di preconsolidazione) sono caratterizzati da un continuo incremento del deviatore. Nel caso delle miscele CB5 e CB6 il percorso degli sforzi efficaci nel piano  $q-p'$  mette in evidenza che, per valori di deformazione sufficientemente elevati, durante la prova si assiste ad una riduzione di pressione neutra all'interno del campione.

I risultati ottenuti per valori di  $p_c$  pari a  $100$  e  $300$  (superiori rispetto al valore di sforzo di preconsolidazione) nel piano  $q-\varepsilon_a$  sono caratterizzati dalla presenza di un evidente picco, seguito da un ramo di softening. Il ramo discendente del percorso degli sforzi efficaci nel piano  $q-p'$  è caratterizzato da una pendenza pari a 3:1, mettendo così in evidenza che la pressione neutra all'interno del campione si mantiene costante.

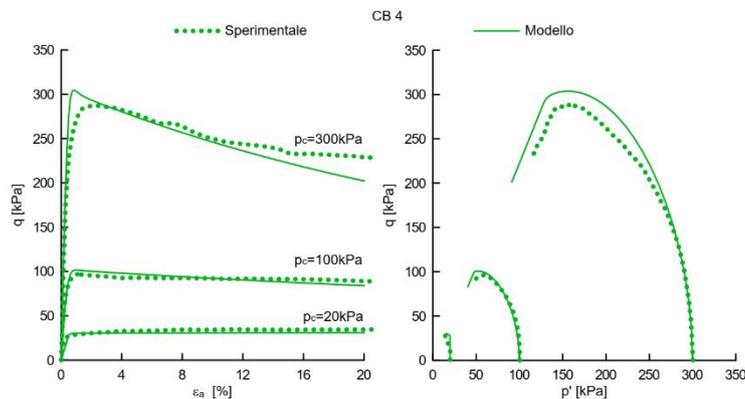


Fig. 3. Risultati delle prove triassiali relativi alla miscela CB4

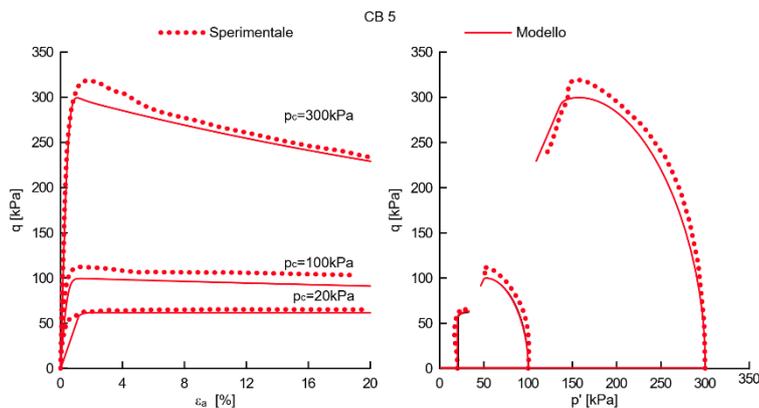


Fig. 4. Risultati delle prove triassiali relativi alla miscela CB5

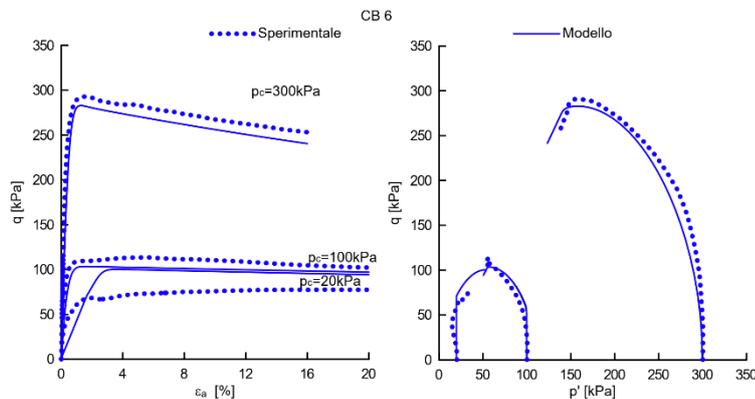


Fig. 5. Risultati delle prove triassiali relativi alla miscela CB6

### 3. Modellazione costitutiva

Per riprodurre il comportamento meccanico messo in evidenza dai risultati delle prove riportati nel paragrafo precedente, gli autori hanno proposto un legame costitutivo elastoplastico incrudente (Flessati et al., 2021). Si è assunta una legge elastica non-lineare in cui il coefficiente di Poisson ( $\nu$ ) è costante, mentre il modulo elastico volumetrico ( $K$ ) varia con la pressione efficace media. La legge utilizzata è quella del legame costitutivo Modified Cam Clay:

$$K = \frac{1+e_0}{\kappa} p' \quad (1)$$

dove  $\kappa$  è un parametro costitutivo che rappresenta la pendenza della linea di scarico-ricarico nel piano  $e-\ln p'$ . La superficie di snervamento ( $f$ ) è quella del modello Modified Cam Clay:

$$f = \frac{q^2}{M^2} - p'(p'_s - p'), \quad (2)$$

ove  $M$  è la pendenza della retta di stato critico nel piano  $q-p'$  mentre  $p'_s$  è la variabile di incrudimento.

Seguendo quanto proposto in Li & Dafalias (2000), la legge di flusso è espressa in termini di dilatanza ( $d$ ):

$$d = M \exp(g_1 \psi) - \eta, \quad (3)$$

dove  $g_1$  è un parametro costitutivo,  $\eta$  è l'obliquità (rapporto tra deviatore e pressione efficace), mentre  $\psi$  è il parametro di stato introdotto da Been & Jefferies (1985):

$$\psi = e - \left( \Gamma - \lambda \ln \frac{p'}{p_{ref}} \right), \quad (4)$$

dove  $\lambda$  rappresenta la pendenza della retta di stato critico nel piano  $e-\ln p'$ , mentre  $\Gamma$  rappresenta l'indice dei vuoti a stato critico per  $p' = p_{ref} = 1 \text{ kPa}$ .

Per quanto riguarda la legge di incrudimento, si definisce il modulo di incrudimento plastico:

$$H = \left( p'_s \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \right) h_1 \left[ \frac{M}{\eta} - \exp(h_2 \psi) \right], \quad (5)$$

dove  $h_1$  e  $h_2$  sono due parametri costitutivi. Nell'equazione 5 il termine  $p'_s(1+e_0)/(\lambda-\kappa)$  deriva dal modulo di incrudimento del modello Modified Cam Clay. Al contrario, il termine  $h_1[M/\eta - \exp(h_2 \psi)]$  è ispirato dalla legge di incrudimento proposta in Li & Dafalias (2000).

Per calibrare il modello è necessario definire i valori di 8 parametri costitutivi ( $\nu$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda$ ,  $M$ ,  $g_1$ ,  $h_1$ ,  $h_2$  e  $\Gamma$ ), dell'indice dei vuoti iniziale  $e_0$  e del valore iniziale della variabile di incrudimento ( $p'_{s0}$ ).

Il modello qui proposto è un'estensione del Modified Cam Clay, pertanto i valori di  $e_0$ ,  $\nu$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda$ ,  $M$  e  $p'_{s0}$  possono essere calibrati, seguendo procedure consolidate, sulla base dei risultati delle prove edometriche e triassiali.

Il parametro  $h_1$  può essere calibrato indipendentemente dagli altri parametri sulla base dei risultati delle prove edometriche, dato che durante percorsi di carichi vergini edometrici  $\eta$  e  $\psi$  non variano. I parametri  $g_1$  e  $h_2$  sono rispettivamente legati al valore del picco nel piano  $q-\varepsilon_a$  e alla pendenza del ramo di softening nel piano  $q-\varepsilon_a$ . Infine  $\Gamma$  va calibrato sui risultati sperimentali in modo da riprodurre correttamente la compattazione e la dilatanza quando la  $p'$  è maggiore o minore rispetto alla pressione di preconsolidazione.

Le linee continue di Fig. 2-5 sono state ottenute integrando le equazioni costitutive in cui si sono imposti i valori dei parametri riportati in Tab. 2.

Miscela	$e_0$	$\nu$	$\kappa$	$\lambda$	M	$p'_{s0}$ (kPa)	$g_1$	$h_1$	$h_2$	$\Gamma$
CB4	8.8	0.25	0.06	1.5	2	30	0.05	0.75	0.1	12.8
CB5	7.29	0.25	0.06	1.35	1.96	65	0.05	0.75	0.1	11.5
CB6	6.25	0.25	0.06	1.2	1.84	110	0.05	0.75	0.1	10.2

Tab 2. Valori dei parametri costitutivi

### 4. Conclusioni

In questa memoria sono riportati i risultati di una serie di prove di laboratorio volte ad analizzare il

comportamento meccanico di miscele di cemento-bentonite. La microstruttura di questo materiale è dominata da particelle di dimensione paragonabile a quella dei limi, costituite da aggregati di particelle di argilla ricoperti da cemento, connesse fra loro da legami intergranulari. I risultati delle prove edometriche sono analoghi a quelli attesi per materiali sovraconsolidati, tuttavia la preconsolidazione apparente non deriva da una storia di carico progressiva bensì dalla presenza di legami dovuti alle reazioni di idratazione del cemento e tra cemento e bentonite. I risultati delle prove triassiali mostrano che per basse pressioni di confinamento il materiale ha un comportamento duttile e dilatante, mentre per alte pressioni di confinamento il materiale ha un comportamento fragile e tende a contrarre.

Per riprodurre il comportamento meccanico di questo materiale, gli autori hanno introdotto un nuovo legame costitutivo elastoplastico incrudente, che potrà essere utilizzato per valutare se in condizioni ultime o di esercizio possano formarsi fessure in diaframmi plastici in cemento bentonite.

### **Ringraziamenti**

L'attività di ricerca del primo autore è stata finanziata fra un accordo di collaborazione fra il Politecnico di Milano (Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale) e il Ministero dello Sviluppo Economico, Direzione Generale per la Sicurezza anche Ambientale delle Attività Minerarie ed Energetiche–Ufficio Nazionale Minerario per gli Idrocarburi e le Georisorse–Programma Clypea.

### **Bibliografia**

- Been, K., and Jefferies, M. G.. 1985. "A state parameter for sands." *Géotechnique* 35 (2): 99–112. <https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.2.99>
- Carreto, J. M. R., Caldeira, L. M. M. S., and Neves, E. J. L. M. D. (2016). "Hydromechanical characterization of cement-bentonite slurries in the context of cutoff wall applications." *J. of Mater. Civ. Eng.*, 28(2), 04015093
- Flessati, L., Della Vecchia, G., and Musso, G. (2021). "Mechanical behavior and constitutive modeling of cement-bentonite mixtures for cutoff walls." *J. of Mater. Civ. Eng.*, 33(3), 04020483.
- Guida, G., Musso, G., Sanetti, G., di Prisco, C., and Della Vecchia, G. (2021). "A procedure to estimate cutoff wall transport properties from monitoring wells." *Int. J. Numer. Anal. Methods.*, 37 45, 1282–1299.
- Li, X. S., and Y. F. Dafalias. 2000. "Dilatancy for cohesionless soils." *Géotechnique* 50 (4): 449–460. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.4.449>
- Jefferis, S. (2012). "Cement-bentonite slurry systems." *Grouting and Deep Mixing 2012*, 1–24.
- Jefferis, S. A. (1981). "Bentonite-cement slurries for hydraulic cut-offs." *Proceedings, Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, Vol. 1*, 435–440.
- Joshi, K., Kechavarzi, C., Sutherland, K., Ng, M. Y. A., Soga, K., and Tedd, P. (2010). "Laboratory and in situ tests for long-term hydraulic conductivity of a cement-bentonite cutoff wall." *J. of Geotech. Geoenviron. Eng.*, 136(4), 562–572.
- Opdyke, S. M. and Evans, J. C. (2005). "Slag-cement-bentonite slurry walls." *J. of Geotech. and Geoenviron. Eng.*, 131(6), 673–681.
- Royal, A., Opukumo, A., Qadr, C., Perkins, L., and Walenna, M. (2018). "Deformation and compression behaviour of a cement-bentonite slurry for groundwater control applications." *Geotech. and Geol. Eng.*, 36(2), 835–853.
- Soga, K., Joshi, K., and Evans, J. (2013). "Cement bentonite cutoff walls for polluted sites." *Proceedings of the 1st international symposium on Coupled Phenomena in Geotechnical Engineering, Manassero et al. (Eds), Taylor Francis Group, London*, 149–165.