

## Αλληλεπίδραση Ανάστροφης Διάρρηξης με Θεμελιοδοκό Interaction of Foundation Beam with a Reverse Fault Rupture

Ιωάννης ΑΝΑΣΤΑΣΟΠΟΥΛΟΣ<sup>1</sup>, Γιώργος ΑΝΤΩΝΑΚΟΣ<sup>2</sup>, Σπύρος ΓΙΑΝΝΑΚΟΣ<sup>3</sup>,  
και Γιώργος ΓΚΑΖΕΤΑΣ<sup>4</sup>

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ :** Η διάρρηξη ενός σεισμογόνου ρήγματος στην επιφάνεια της γης, καθώς και οι επιπτώσεις του στις υπερκείμενες κατασκευές είναι ένα πρόβλημα με πολλαπλό διακλαδικό ενδιαφέρον. Στο άρθρο αυτό αναλύεται η αλληλεπίδραση ανάστροφης διάρρηξης–θεμελιολωρίδας. Η ανάλυση πραγματοποιείται με εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων. Η μή-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους προσομοιώνεται με ελαστο-πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb και ιστροπική χαλάρωση, η οποία επιτυγχάνεται με προγραμματισμό υπο-ρουτινάς. Αρχικά αναλύεται η διάδοση της διάρρηξης στο ελεύθερο πεδίο. Στην συνέχεια, γνωρίζοντας την θέση ανάδυσης της διάρρηξης, τοποθετείται η κατασκευή αναλύεται η αλληλεπίδραση. Εξετάζεται η επιρροή : (α) της θέσης της διάρρηξης  $s$ , και (β) του φορτίου της ανωδομής  $q$ . Δείχνεται ότι η θέση της διάρρηξης παίζει καθοριστικό ρόλο στην προκαλούμενη επιπόνηση της θεμελίωσης. Η αύξηση του φορτίου της ανωδομής οδηγεί σε εντονότερη εκτροπή της διάρρηξης και τροποποίηση της απόκρισης.

**ABSTRACT :** This paper analyses the interaction of a reverse fault rupture with a strip foundation of width  $B$  subjected to uniform loading  $q$ . The left edge of the foundation is placed at distance  $s$  from the free-field fault outcrop. The problem is analyzed in 2-D using non-linear finite elements. Soil behavior is modeled with a modified Mohr-Coulomb model with strain softening. A parametric study is conducted to illustrate the effect of the following factors : (a) the relative location  $s$  of the free-field fault outcrop from the left edge of the foundation, and (b) the uniformly distributed load  $q$  acting on the foundation. The role of  $q$  is dual because it compresses the soil and “flattens” any imposed soil anomalies, and also changes the stress field underneath the structure, leading to diversion of the fault rupture. Finally, depending on the exact position of the foundation on the outcropping fault rupture, loss of support may take place either at the two ends or at the middle.

<sup>1</sup> Λέκτορας ΠΔ407/80, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: [ianast@civil.ntua.gr](mailto:ianast@civil.ntua.gr)

<sup>2</sup> Πολιτικός Μηχανικός, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: [antonakosg@gmail.com](mailto:antonakosg@gmail.com)

<sup>3</sup> Υποψ. Διδάκτωρ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: [spigian@hotmail.com](mailto:spigian@hotmail.com)

<sup>4</sup> Καθηγητής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: [gazetas@ath.forthnet.gr](mailto:gazetas@ath.forthnet.gr)

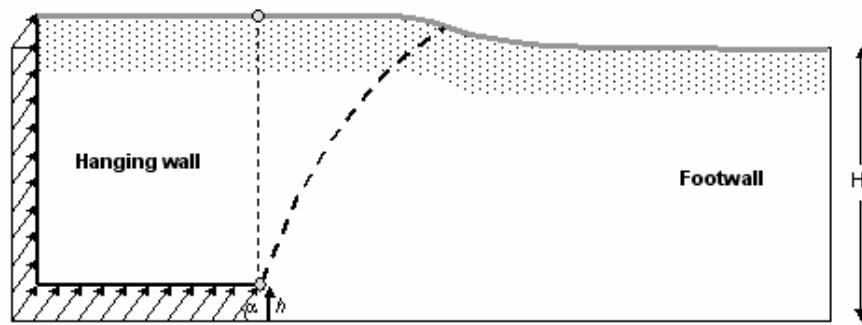
## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στον καταστροφικό σεισμό Mw 7.6 του Chi-Chi (Ταϊβάν, 1999), το σεισμογόνο ρήγμα Chelungpu αναδύθηκε στην επιφάνεια σε μήκος 100 km περίπου [Angelier et al., 2003], προκαλώντας κατακόρυφες ανυψώσεις έως και 10 m [Chen et al., 2001]. Η εντυπωσιακή αυτή επιφανειακή διάρρηξη προσέφερε πλήθος περιστατικών αλληλεπίδρασης με υπερκείμενες κατασκευές [Chang et al., 2000; Tsai et al., 2000; Kelson et al., 2001; Uzarski & Arnold, 2001; Dong et al., 2003]. Ένα τέτοιο παράδειγμα δείχνεται στο **Σχήμα 1**. Πρόκειται για πενταόροφο κτίριο (Κολέγιο Tze-Min) το οποίο υπέστη ανύψωση της τάξεως των 3 m. Παρά την εντονότατη παραμόρφωσή του και τις ανεπανόρθωτες βλάβες που υπέστη, επέζησε της επιβληθείσας διαρρήξεως.

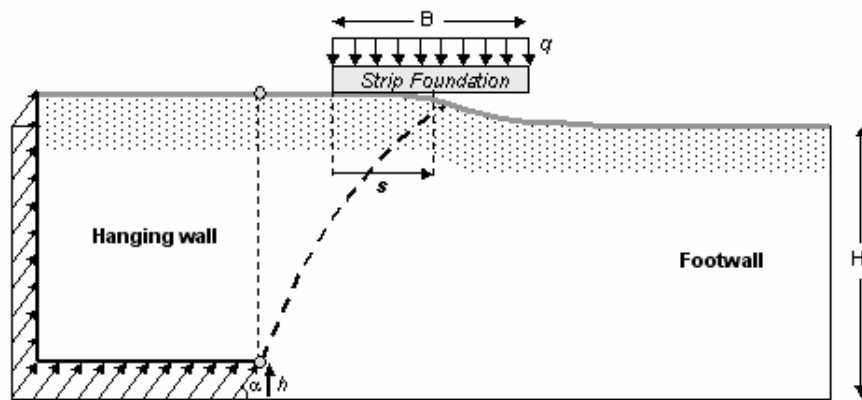
Το πρόβλημα που εξετάζεται στο παρόν άρθρο απεικονίζεται σχηματικά στο **Σχήμα 2**. Θεμελιολωρίδα πλάτους  $B$  με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο  $q$  εδραζόμενο σε ομοιόμορφη εδαφική στρώση πάχους  $H$ , υποβάλλεται σε ανάστροφη τεκτονική μετατόπιση κατακόρυφου εύρους  $h$  υπό γωνίαν  $\alpha$ . Η ανάλυση διεξάγεται σε δυο βήματα. Αρχικά, αναλύεται η διάδοση της διάρρηξης στο ελεύθερο πεδίο, αγνοώντας δηλαδή την παρουσία της κατασκευής (**Σχήμα 2a**). Στην συνέχεια, η θεμελιολωρίδα τοποθετείται σε απόσταση  $s$  από την (γνωστή από το προηγούμενο βήμα) θέση ανάδυσης της διάρρηξης στο ελεύθερο πεδίο και πραγματοποιείται η ανάλυση του συστήματος εδάφους–κατασκευής (**Σχήμα 2b**).



**Σχήμα 1.** Παράδειγμα αλληλεπίδρασης διάρρηξης–εδάφους–κατασκευής από τον σεισμό του Chi-Chi, Ταϊβάν 1999 : πενταόροφο κτιρίου του Κολεγίου Tze-Min στο Wu-Fung Hsiang [Hwang, 2000].



(a)



(b)

**Σχήμα 2.** Ορισμός και γεωμετρία του προβλήματος : (a) διάδοση της διάρρηξης στο ελεύθερο πεδίο, και (b) αλληλεπίδραση με πεδιλοδοκό πλάτους  $B$  με ομοιόμορφο φορτίο  $q$ . Το αριστερό άκρο της θεμελίωσης βρίσκεται σε απόσταση  $s$  από το ίχνος του ρήγματος στο ελεύθερο πεδίο.

## ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η ανάλυση διεξάγεται με εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων σε δύο διαστάσεις, με θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης. Το έδαφος προσομοιώνεται με 2-Δ τετρακομβικά στοιχεία διαστάσεως  $d_{FE} = 1.0$  m, ώστε να επιτυγχάνεται ικανοποιητική διακριτοποίηση [Anastasopoulos et al. 2007]. Η θεμελιολωρίδα προσομοιώνεται με ελαστικά στοιχεία δοκού, συνδέεται δε με το έδαφος μέσω στοιχείων διεπιφάνειας, τα οποία προσομοιώνουν ρεαλιστικά την αποκόλληση και την ολίσθηση.

Η συμπεριφορά του εδάφους προσομοιώνεται με ελαστο-πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb με ιστροπική χαλάρωση, η οποία επιτυγχάνεται με προγραμματισμό ειδικής υπόρουτινας. Η χαλάρωση εφαρμόζεται στην γωνία τριβής  $\varphi_{mob}$  και την διαστολικότητα  $\psi_{mob}$  σε συνάρτηση με την πλαστική οκταεδρική παραμόρφωση. Οι παράμετροι του προσομοιώματος βαθμονομούνται με βάση τα αποτελέσματα πειραμάτων άμεσης διάτμησης. Η εν λόγω μεθοδολογία έχει επαληθευτεί εκτενώς μέσω γνήσιων προβλέψεων πειραμάτων φυγοκεντριστή [Anastasopoulos et al., 2007].

Διερευνάται παραμετρικά η επιρροή :

(a) της σχετικής θέσης  $s$  της διάρρηξης :  $s = 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13, 15$  και  $21$  m.

(b) του φορτίου  $q$  της ανωδομής :  $q = 10, 20, 40, 60, 80,$  και  $100$  kPa.

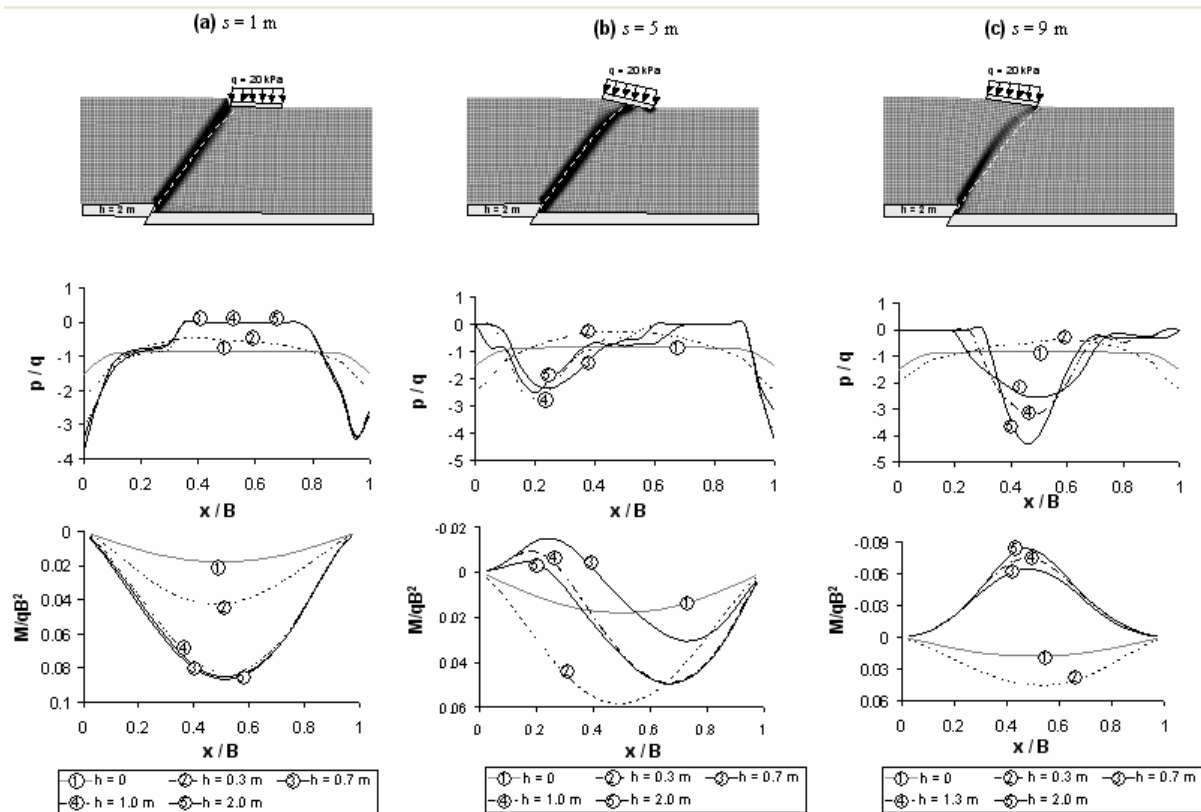
Η κλίση του ρήγματος  $\alpha$  λαμβάνεται ίση με  $60^\circ$  σε όλες τις αναλύσεις, η δε θεμελίωση θεωρείται πρακτικά άκαμπτη ( $EI = 10^8$  kNm<sup>2</sup>, όπου  $E$  το μέτρο ελαστικότητας της θεμελίωσης και  $I$  η ροπή αδρανείας της).

### ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΘΕΣΗΣ ΤΗΣ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ

Η επιρροή της θέσης  $s$  της διάρρηξης δείχνεται στα **Σχήματα 3** και **4**, σε όρους παραμορφωμένου καννάβου και πλαστικών παραμορφώσεων, κανονικοποιημένων καμπτικών ροπών της θεμελίωσης  $M/qB^2$  και αδιάστατων τάσεων εδράσεως  $p/q$ . Προκειμένου να εστιάσουμε την προσοχή μας στην θέση  $s$  της διάρρηξης, τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε ένα φορτίο ανωδομής μόνο :  $q = 20$  kPa. Η σύγκριση των τριών πρώτων θέσεων,  $s = 1, 5,$  και  $9$  m (οι οποίες αντιστοιχούν σε ανάδυση της διάρρηξης εντός των ορίων της θεμελίωσης) παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3**.

Για  $s = 1$  m (**Σχήμα 3a**), η διάρρηξη εκτρέπεται προς τα αριστερά (δηλαδή προς το ανερχόμενο τέμαχος). Παρά την εκτροπή αυτή, η θεμελίωση υφίσταται έντονη καταπόνηση. Αρχικά, για  $h = 0$  m, η θεμελίωση είναι σε πλήρη επαφή με το έδαφος: ο λόγος  $p/q$  ισούται με  $-1.0$  σε όλο το πλάτος. Για  $h = 0.3$  m, προτού δηλαδή η διάρρηξη αναδυθεί στην επιφάνεια, μόνο μια πολύ μικρή αλλαγή στην κατανομή των  $p/q$  μπορεί να παρατηρηθεί. Για  $h = 0.7$  m, η διάρρηξη αναδύεται στο αριστερό άκρο της θεμελίωσης, προκαλώντας απώλεια στήριξης (αποκόλληση,  $p/q = 0$ ) περί το μέσον αυτής :  $x/B = 0.4$  έως  $0.8$ . Αυτό σημαίνει ότι η θεμελίωση τείνει να συμπεριφερθεί ως αμφιέριστη δοκός, στηριζόμενη στα άκρα επί ελαστικών στηρίξεων. Περαιτέρω αύξηση της επιβαλλόμενης τεκτονικής παραμόρφωσης δεν προκαλεί σημαντική διαφοροποίηση. Τα παραπάνω αντικατοπτρίζονται καί στην καμπτική επιπόνηση της θεμελίωσης. Αρχικά, για  $h = 0.3$  m, η αδιάστατη καμπτική ροπή  $M/qB^2$  γίνεται σχεδόν διπλάσια από την αρχική της τιμή  $M_0$  (για  $h = 0$ , δηλαδή πριν την εφαρμογή της επιβαλλόμενης μετατόπισης). Η αύξηση της τεκτονικής μετατόπισης  $h$  στα  $0.7$  m οδηγεί σε περαιτέρω αύξηση της  $M/qB^2$ , η οποία γίνεται σχεδόν τετραπλάσια της  $M_0$ . Από το σημείο αυτό και μετά, η αύξηση της επιβαλλόμενης μετατόπισης δεν προκαλεί αύξηση της καμπτικής καταπόνησης.

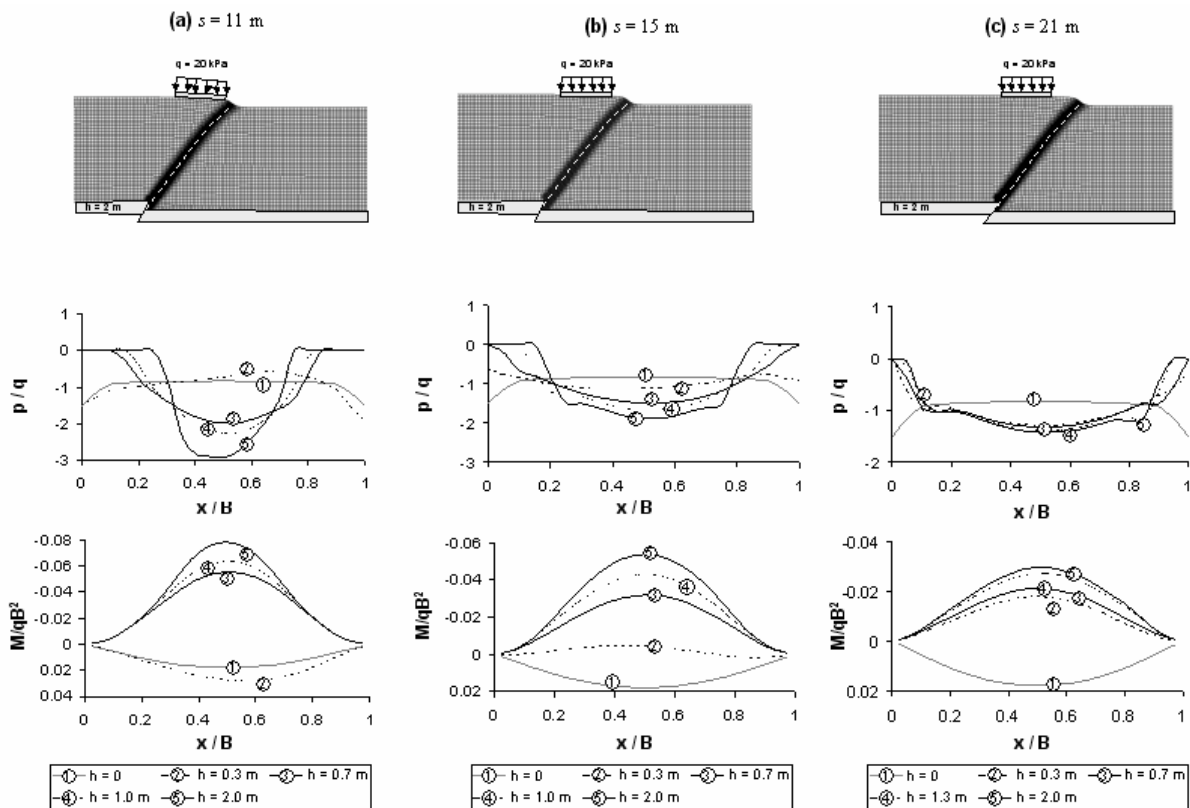
Μετακινώντας την διάρρηξη στην μέση του θεμελίου,  $s = 5$  m, η όλη απόκριση διαφοροποιείται σημαντικά (**Σχήμα 3b**). Σε αντίθεση με την προηγούμενη περίπτωση, δεν παρατηρείται σημαντική εκτροπή της διάρρηξης, αλλά σημαντική διάχυση των πλαστικών παραμορφώσεων ακριβώς κάτω από την θεμελίωση. Για  $h = 0.7$  m, η διάρρηξη αναδύεται στην επιφάνεια, και η θεμελίωση υφίσταται απώλεια στήριξης ( $p/q \approx 0$ ) στις άκρες της :  $x/B = 0$  έως  $0.15$  και από  $0.6$  έως  $0.9$ . Ως εκ τούτου, η καμπτική ροπή αντιστρέφεται : κάμψη προς τα πάνω. Η αύξηση της επιβαλλόμενης τεκτονικής παραμόρφωσης δεν προκαλεί σημαντική διαφοροποίηση.



**Σχήμα 3.** Επιρροή της θέσης της διάρρηξης  $s$  – θεμελίωση  $B = 10$  m,  $EI = 10^8$  kNm<sup>2</sup>, με ομοιόμορφο καταναμημένο φορτίο  $q = 20$  kPa : (a)  $s = 1$  m, (b)  $s = 5$  m, και (c)  $s = 9$  m. Από πάνω προς τα κάτω: παραμορφωμένος κάρναβος με ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων, αδιαστατοποιημένες τάσεις εδράσεως  $p/q$  και καμπτική ροπή  $M/qB^2$ .

Μετακινώντας την διάρρηξη ακόμα πιο δεξιά σε απόσταση  $s = 9$  m, ώστε να αναδύεται οριακά στο δεξιό άκρο της θεμελίωσης (**Σχήμα 3c**), δεν παρατηρείται πλέον ούτε εκτροπή της διάρρηξης ούτε διάχυση της παραμόρφωσης. Για  $h = 0.3$  m, όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, οι τάσεις  $p/q$  μεταβάλλονται ελάχιστα σε σχέση με την αρχική κατάσταση ( $h = 0$  m). Στην συνέχεια, για  $h = 0.7$  m, η διάρρηξη αναδύεται ακριβώς κάτω από το δεξιό άκρο της θεμελίωσης. Οι αδιάστατες τάσεις  $p/q$  μειώνονται στα δυο άκρα, και η θεμελίωση αποκολλάται από το έδαφος από  $x/B = 0$  έως  $0.3$  και από  $0.7$  έως  $1.0$ . Τα δύο αυτά ανυποστήρικτα τμήματα συμπεριφέρονται ως πρόβολοι επί μιας κεντρικής ελαστικής στηρίξεως. Το αποτέλεσμα είναι η πλήρης αντιστροφή της  $M/qB^2$  : κάμψη προς τα κάτω.

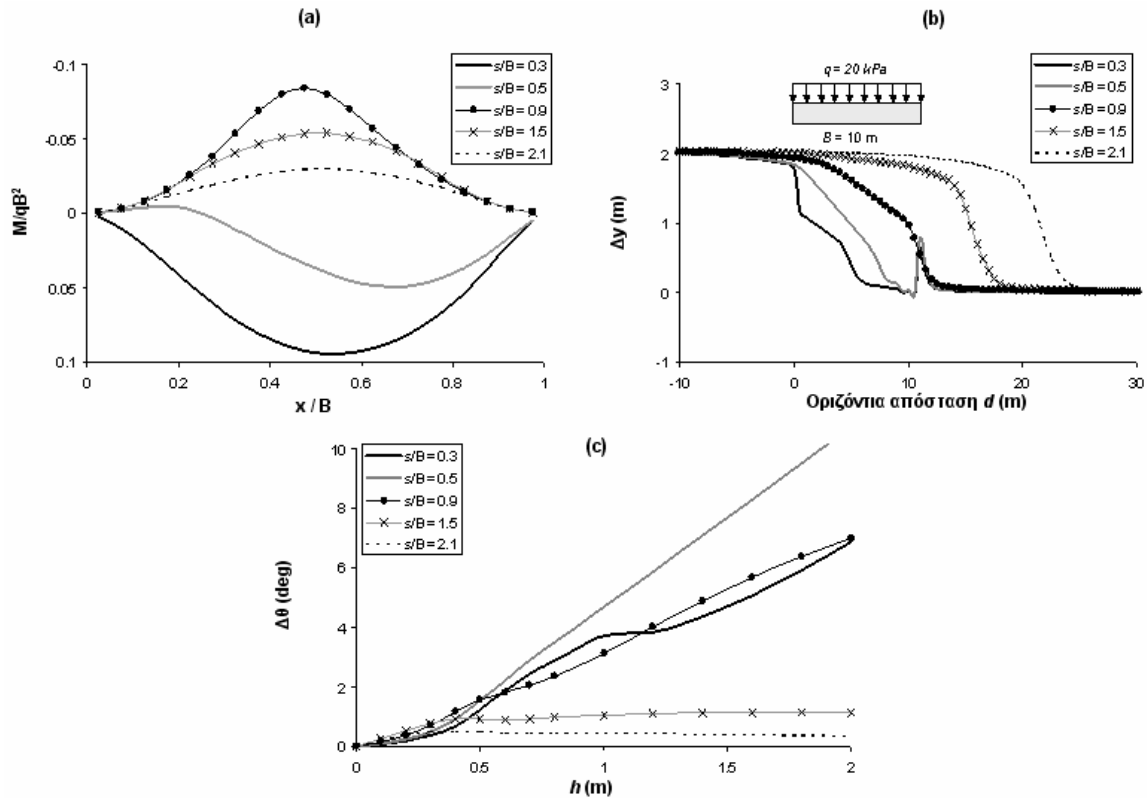
Στο **Σχήμα 4** παρουσιάζεται η απόκριση της θεμελίωσης για την περίπτωση διάρρηξης εκτός των ορίων αυτής :  $s = 1.1, 1.5$ , και  $2.1$ . Για  $s = 11$  m (**Σχήμα 4a**), η διάρρηξη εμφανίζεται αρκετά κοντά στο δεξιό άκρο της θεμελίωσης. Παρότι η διάρρηξη αναδύεται εκτός των ορίων της κατασκευής, η όλη απόκριση είναι παρόμοια με την προηγούμενη περίπτωση. Για  $h = 2.0$  m, το εύρος των ανυποστήρικτων “προβόλων” είναι πρακτικά το ίδιο:  $x/B = 0$  έως  $0.3$  και  $0.7$  έως  $1.0$ . Αναπόφευκτά, και η αναπτυσσόμενη  $M/qB^2$  είναι σχεδόν η ίδια με την περίπτωση  $s = 9$  m. Η προοδευτική μετατόπιση της διάρρηξης προς τα δεξιά οδηγεί σε σταδιακή μείωση του εύρους των αναπτυσσόμενων “προβόλων”. Ακόμη και για  $s = 21$  m, εξακολουθεί να σημειώνεται απώλεια στήριξης από  $x/B = 0$  έως  $0.05$  και από  $0.95$  έως  $1.0$ .



**Σχήμα 4.** Επιρροή της θέσης της διάρρηξης  $s$  – θεμελίωση  $B = 10$  m,  $EI = 10^8$  kNm<sup>2</sup>, με ομοιόμορφο καταναμημένο φορτίο  $q = 20$  kPa : (a)  $s = 11$  m, (b)  $s = 15$  m, και (c)  $s = 21$  m. Από πάνω προς τα κάτω: παραμορφωμένος κάρναβος με ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων, αδιαστατοποιημένες τάσεις εδράσεως  $p/q$  και καμπτική ροπή  $M/qB^2$ .

Στο **Σχήμα 5** συνοψίζεται η επιρροή της  $s$  : (a) στην αδιαστατοποιημένη καμπτική ροπή  $M/qB^2$  (για  $h = 2$  m), (b) στην κατακόρυφη μετατόπιση  $\Delta y$  στην επιφάνεια του εδάφους (για  $h = 2$  m), και (c) στην στροφή  $\Delta\theta$  της θεμελίωσης συναρτήσει της επιβαλλόμενης μετατόπισης  $h$ .

Μετατοπίζοντας την διάρρηξη προς τα δεξιά (δηλαδή προς το αμετακίνητο τέμαχος), η  $M/qB^2$  αντιστρέφεται. Για  $s/B \leq 0.5$  (δηλαδή διάρρηξη αριστερά από το μέσον), η θεμελίωση υπόκειται σε κάμψη προς τα κάτω. Για  $s/B > 0.5$  (δηλαδή διάρρηξη δεξιά από το μέσον), η θεμελίωση κάμπτεται προς τα πάνω. Η στροφή  $\Delta\theta$  λαμβάνει την μέγιστη τιμή της για  $s/B = 0.5$  :  $\Delta\theta = 10^\circ$  για  $h = 2$  m. Όταν η διάρρηξη είναι εντός των ορίων της θεμελίωσης ( $s/B \leq 1.0$ ), παρατηρείται αύξηση της  $\Delta\theta$  με την αύξηση της επιβαλλόμενης μετατόπισης  $h$ . Όταν η διάρρηξη είναι εκτός των ορίων της θεμελίωσης,  $s/B > 1.0$ , η  $\Delta\theta$  είναι σημαντικά μικρότερη: για  $s/B \geq 1.5$  δεν ξεπερνά την  $1^\circ$  (για  $h = 2$  m), παραμένει δε σχεδόν σταθερή για  $h \geq 0.4$  m. Μετά την ανάδυση της διάρρηξης ( $h \geq 0.4$ ), η θεμελίωση φτάνει σε μια σταθερή ισορροπία με απώλεια στήριξης στα άκρα, αλλά χωρίς περαιτέρω μετατόπιση και χωρίς να επηρεάζεται περαιτέρω από την ανύψωση του ανερχόμενου τεμάχους. Αντιθέτως, για  $s/B < 1.0$ , η αύξηση της  $h$  οδηγεί σε ανακατανομές και αλλαγές του μηχανισμού ισορροπίας, οι οποίες είναι υπεύθυνες για την σχεδόν γραμμική αύξηση της  $\Delta\theta$  με την  $h$ .

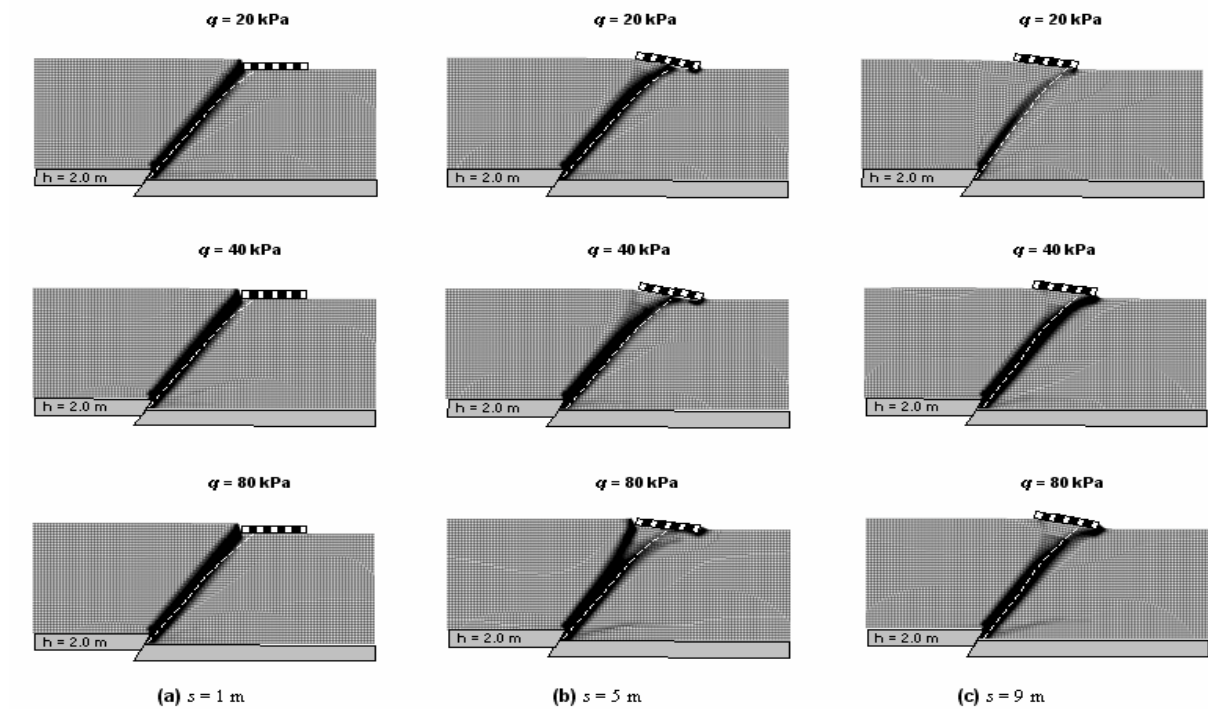


**Σχήμα 5.** Επιρροή της θέσης της διάρρηξης  $s$  – θεμελίωση  $B = 10$  m,  $EI = 10^8$  kNm<sup>2</sup>, με ομοιόμορφο καταναμημένο φορτίο  $q = 20$  kPa : (a) αδιαστατοποιημένη καμπτική ροπή  $M/qB^2$  (για  $h = 2$  m), (b) κατακόρυφη μετατόπιση  $\Delta y$  στην επιφάνεια του εδάφους (για  $h = 2$  m), και (c) περιστροφή της θεμελίωσης  $\Delta\theta$  σε σχέση με την επιβαλλόμενη μετατόπιση  $h$ .

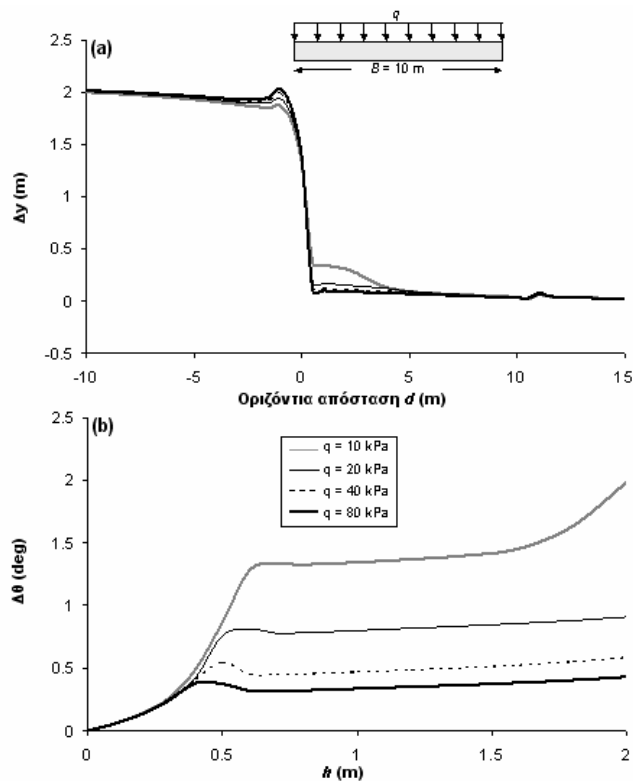
## ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΤΗΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

Προκειμένου να εστιάσουμε την προσοχή μας στην επιρροή του φορτίου της ανωδομής  $q$ , συγκρίνουμε την απόκριση θεμελιώσεως  $B = 10$  m υποβαλλόμενη σε διάρρηξη σε θέσεις  $s = 1$  m, 5 m, και 9 m, για  $q = 20$  kPa, 40 kPa και 80 kPa.

Στο **Σχήμα 6** συνοψίζεται η σύγκριση για  $s/B < 1.0$  σε όρους παραμορφωμένου καννάβου με ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων (για  $h = 2.0$  m). Για  $s = 1$  m (δηλαδή η διάρρηξη είναι κοντά στο αριστερό άκρο της θεμελίωσης), η αύξηση του φορτίου  $q$  προκαλεί εντονότερη εκτροπή της διάρρηξης και μείωση της στροφής  $\Delta\theta$  (**Σχήμα 6a**). Η επιρροή του φορτίου  $q$  στο προφίλ των καθιζήσεων  $\Delta y$  και της στροφής  $\Delta\theta$  παρουσιάζεται αναλυτικότερα στο **Σχήμα 7**. Ενώ για  $q = 10$  kPa η θεμελίωση υφίσταται αισθητή απώλεια στήριξης, η αύξηση του  $q$  στα 20 kPa είναι αρκετή, ώστε η θεμελίωση να διατηρεί πλήρη επαφή με το έδαφος (**Σχήμα 7a**). Η αύξηση του  $q$  προκαλεί και έντονη μείωση της  $\Delta\theta$  (**Σχήμα 7 b**) : από 2° για  $q = 10$  kPa, σε μόλις 0.4° για  $q = 80$  kPa.



**Σχήμα 6.** Επιρροή του κατανεμημένου φορτίου  $q$  – θεμελίωση  $B = 10 \text{ m}$ ,  $EI = 10^8 \text{ kNm}^2$  : (a)  $s = 1 \text{ m}$ , (b)  $s = 5 \text{ m}$ , και (c)  $s = 9 \text{ m}$ . Παραμορφωμένος κάρναβος με ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων. Από πάνω προς τα κάτω :  $q = 20 \text{ kPa}$ ,  $40 \text{ kPa}$ , και  $80 \text{ kPa}$ .



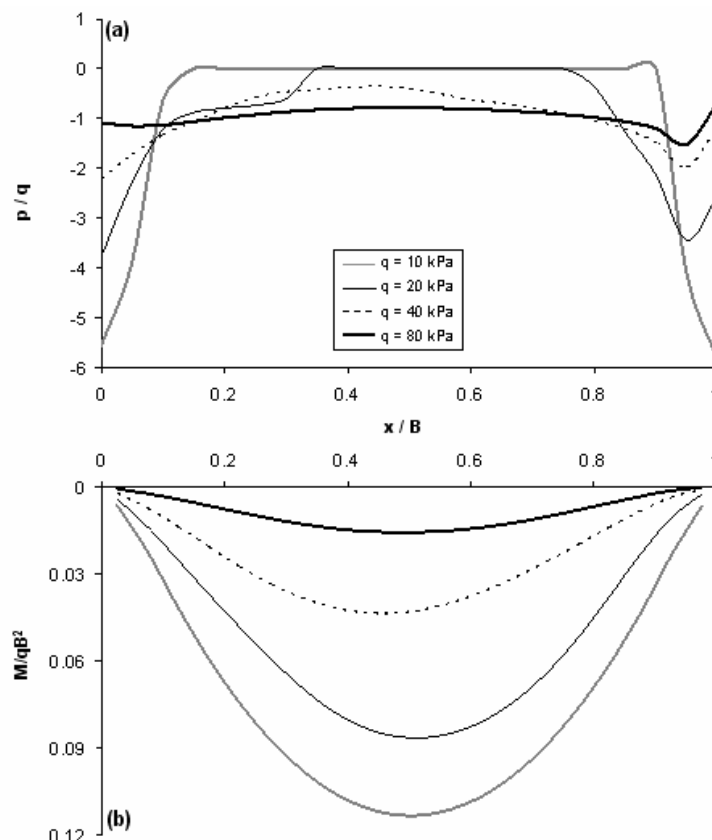
**Σχήμα 7.** Επιρροή του κατανεμημένου φορτίου  $q$  – θεμελίωση  $B = 10 \text{ m}$ ,  $EI = 10^8 \text{ kNm}^2$ , διάρρηξη σε απόσταση  $s = 1 \text{ m}$  : (a) κατακόρυφη μετατόπιση  $\Delta y$  στην επιφάνεια του εδάφους ( $h = 2 \text{ m}$ ), και (b) στροφή  $\Delta\theta$  της θεμελίωσης σε σχέση με την μετατόπιση του βραχύδους υποβάθρου  $h$ .



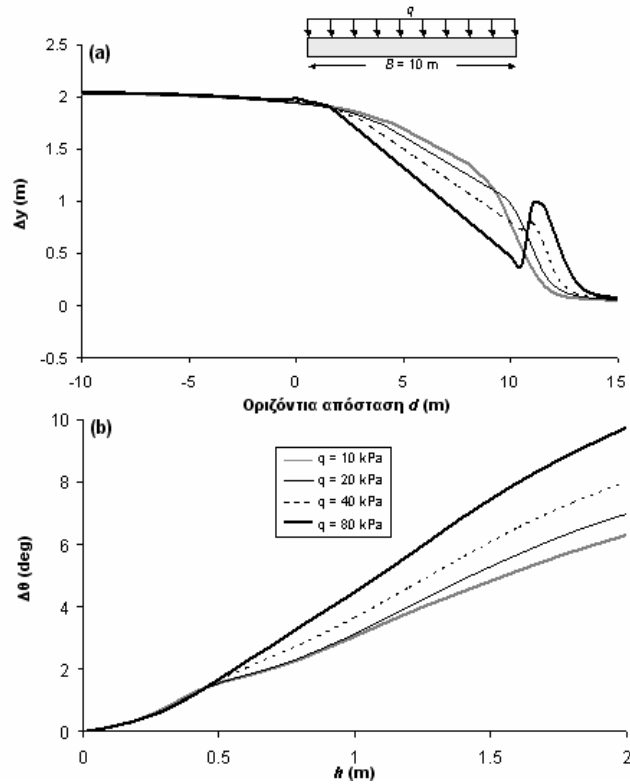
Στο **Σχήμα 8** συνοψίζεται η επιρροή του φορτίου  $q$  στις τάσεις αδιάστατες τάσεις εδράσεως  $p/q$  και καμπτικές ροπές  $M/qB^2$ , επίσης για  $s = 1$  m. Σύμφωνα με τα προηγούμενα, η αύξηση του φορτίου  $q$  μειώνει το εύρος των ζωνών αποκόλλησης. Ενώ για  $q = 10$  kPa η θεμελίωση αποκολλάται από το έδαφος για  $x/B$  από 0.1 έως 0.9, διατηρώντας την επαφή μόνο στα δυο άκρα της ( $x/B = 0$  έως 0.1 και 0.9 έως 1.0), για  $q \geq 40$  kPa επιτυγχάνεται πλήρης επαφή με το έδαφος σε όλο το πλάτος της θεμελίωσης (**Σχήμα 8a**). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, η μέγιστη αναπτυσσόμενη καμπτική ροπή  $M/qB^2$  να μειώνεται δραστικά με την αύξηση του φορτίου της ανωδομής  $q$  (**Σχήμα 8b**).

Για  $s = 9$  m (**Σχήμα 6c, 9**), η αύξηση του φορτίου  $q$  προκαλεί αύξηση της στροφής  $\Delta\theta$ , σε πλήρη αντίθεση με την προηγούμενη περίπτωση ( $s = 1$  m). Όμως το εύρος των ανυποστήρικτων τμημάτων της θεμελίωσης μειώνεται με την αύξηση του φορτίου  $q$ . Για  $q = 10$  kPa, η θεμελίωση υφίσταται απώλεια στήριξης καί στα δυο άκρα της :  $x/B = 0$  έως 0.4 και 0.7 έως 1.0. Αύξηση του  $q$  στα 20 kPa είναι αρκετή για την επίτευξη πλήρους επαφής με το έδαφος στο δεξιό άκρο της θεμελίωσης, αλλά ο αριστερός πρόβολος παραμένει, αλλά με μειωμένο μήκος.

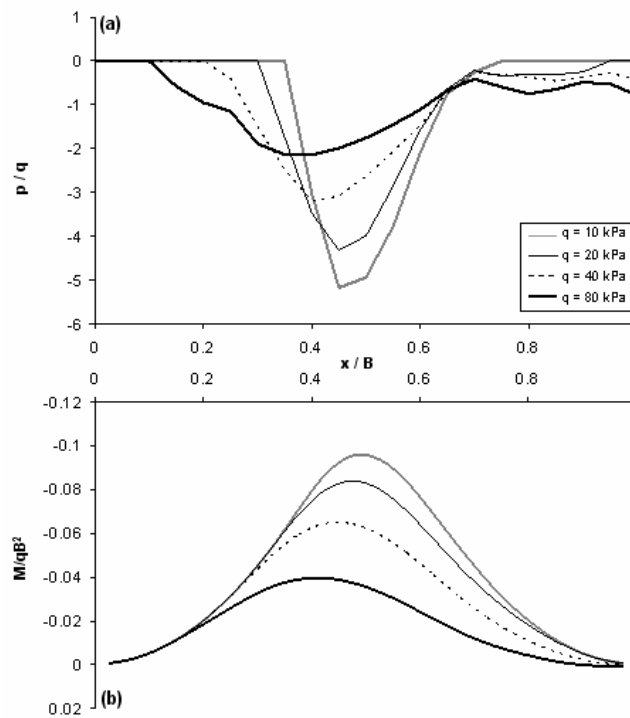
Στο **Σχήμα 10** συνοψίζεται η επιρροή του φορτίου  $q$  στις τάσεις εδράσεως  $p/q$  και την καμπτική ροπή  $M/qB^2$ .



**Σχήμα 8.** Επιρροή του κατανεμημένου φορτίου  $q$  – θεμελίωση  $B = 10$  m,  $EI = 10^8$  kNm<sup>2</sup>, διάρρηξη σε απόσταση  $s = 1$  m : (a) αδιαστατοποιημένες τάσεις εδράσεως  $p/q$ , και (b) αδιαστατοποιημένη καμπτική ροπή  $M/qB^2$  (αμφότερες για  $h = 2$  m).



**Σχήμα 9.** Επιρροή του καταμεμημένου φορτίου  $q$  – θεμελίωση  $B = 10$  m,  $EI = 10^8$  kNm<sup>2</sup>, διάρρηξη σε απόσταση  $s = 9$  m : (a) κατακόρυφη μετατόπιση  $\Delta y$  στην επιφάνεια του εδάφους (για  $h = 2$  m), και (b) στροφή  $\Delta\theta$  της θεμελίωσης σε σχέση με την μετατόπιση του βραχώδους υποβάθρου  $h$ .



**Σχήμα 10.** Επιρροή του καταμεμημένου φορτίου  $q$  – θεμελίωση  $B = 10$  m,  $EI = 10^8$  kNm<sup>2</sup>, διάρρηξη σε απόσταση  $s = 9$  m : (a) αδιαστατοποιημένες τάσεις εδράσεως  $p/q$ , και (b) αδιαστατοποιημένη καμπτική ροπή  $M/qB^2$  (αμφότερες για  $h = 2$  m).

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα κυριότερα συμπεράσματα της εργασίας συνοψίζονται ως εξής :

- [1] Η καταπόνηση της θεμελίωσης οφείλεται κυρίως σε απώλεια στήριξης λόγω του σχηματιζόμενο αναβαθμού ή της παραμόρφωσης της επιφανείας του εδάφους.
- [2] Ανάλογα με την θέση της διάρρηξης, η εν λόγω απώλεια στήριξης μπορεί να λάβει χώρα είτε στα δυο άκρα της θεμελίωσης είτε στο κέντρο. Στην πρώτη περίπτωση, τα δύο ανυποστήρικτα άκρα συμπεριφέρεται ως πρόβολοι στηριζόμενοι σε μια κεντρική “ελαστική” στήριξη, υποβάλλοντας την θεμελίωση σε κάμψη προς τα πάνω. Στην δεύτερη περίπτωση, το ανυποστήρικτο μεσαίο άνοιγμα συμπεριφέρεται ως αμφιέριστη δοκός στηριζόμενη σε “ελαστικές” στηρίξεις στα άκρα, και υποβάλλει την θεμελίωση σε κάμψη προς τα κάτω.
- [3] Η επίδραση του φορτίου της ανωδομής  $q$  είναι ιδιαίτερως σημαντική. Η αύξησή του γενικά οδηγεί σε μείωση του εύρους των ανυποστήρικτων ανοιγμάτων, σε μερικές δε περιπτώσεις η αποκόλληση μπορεί να εξαιρεθεί πλήρως.
- [4] Ο ρόλος του φορτίου  $q$  είναι διπλός: (α) πιέζοντας την θεμελίωση προς τα κάτω, συμπιέζει το έδαφος και “εξομαλύνει” τις τεκτονικώς επιβαλλόμενες ανωμαλίες, και (β) τροποποιεί το εντατικό πεδίο κάτω από την κατασκευή, οδηγώντας σε εκτροπή της διάρρηξης.

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα εργασία αποτελεί μέρος του προγράμματος “Σιδηροδρομική Γέφυρα επί Ενεργού Σεισμογόνου Ρήγματος : Ανάπτυξη Νέας Πρότυπης Μεθοδολογίας Υπολογισμού της Καταπόνησης – Διερεύνηση και Ανάλυση Μεθόδων Αντιμετώπισης της Σεισμικής Διαρρήξεως” το οποίο χρηματοδοτήθηκε από τον Οργανισμό Σιδηροδρόμων Ελλάδος.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Anastasopoulos I., & Gazetas G. (2007a), Foundation-Structure Systems over a Rupturing Normal Fault : Part I. Observations after the Kocaeli 1999 Earthquake, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5 (3), pp. 253–275.
- Anastasopoulos I., & Gazetas G. (2007b), Behaviour of Structure–Foundation Systems over a Rupturing Normal Fault : Part II. Analysis of the Kocaeli Case Histories, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5 (3), pp. 277–301.
- Anastasopoulos I., Gazetas G., Bransby M.F., Davies M.C.R., and El Nahas A. (2007), Fault Rupture Propagation through Sand : Finite Element Analysis and Validation through Centrifuge Experiments, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133 (8), pp. 943–958.
- Anastasopoulos I., Gazetas G., Bransby M.F., Davies M.C.R., and El Nahas A. (2008), Normal Fault Rupture Interaction with Strip Foundations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 134 (8).
- Angelier, J., Lee, J-C, Hu, J-C, Chu, H-T (2003), Three-dimensional deformation along the rupture trace of the September 21st, 1999, Taiwan earthquake : a case study in the Kuangfu school, *Journal of Structural Geology*, Vol. 25, pp. 351-370.

- Bransby, M.F., Davies, M.C.R., and El Nahas, A. (2008a), Centrifuge modelling of normal fault-foundation interaction, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Special Issue : Integrated approach to fault rupture- and soil-foundation interaction, 6 (4) (in press).
- Bray, J.D. (2001), Developing Mitigation Measures for the Hazards Associated with Earthquake Surface Fault Rupture, *Workshop on Seismic Fault-Induced Failures – Possible Remedies for Damage to Urban Facilities*, University of Tokyo Press, pp. 55-79.
- Chang, K.C., Chang, D.W., Tsai, M.H., Sung, Y.C. (2000), Seismic Performance of Highway Bridges, *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 2, No. 1, pp. 55–77.
- Chen, Y-G, Chen, W-S, Lee, J-C, Lee, Y-H, Lee, C-T, Chang, H-C, and Lo, C-H (2001), Surface Rupture of 1999 Chi-Chi Earthquake Yields Insights on Active Tectonics of Central Taiwan, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 91, No. 5, pp. 977–985.
- Dong, J.J., Wang, C.D., Lee, C.T., Liao, J.J., Pan, Y.W. (2003), The influence of surface ruptures on building damage in the 1999 Chi-Chi earthquake: a case study in Fengyuan City, *Engineering Geology*, Vol. 71, pp. 157–179.
- Hwang, H.Y. (2000), *Taiwan Chi-Chi Earthquake 9.21.99. Bird's eye view of Cher-Lung-Pu Fault*, Flying Tiger Cultural Publ., Taipei, Taiwan, pp. 150.
- Kelson, K.I., Kang, K.-H., Page, W.D., Lee, C.-T., and Cluff, L.S. (2001), Representative styles of deformation along the Chelungpu fault from the 1999 Chi-Chi (Taiwan) Earthquake: Geomorphic characteristics and responses of man-made structures, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 91, No. 5, pp. 930-952.
- Tsai, K.C., Hsiao, C.P., Bruneau, M. (2000), Overview of Building Damages in 921 Chi-Chi Earthquake, *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 2, No. 1, pp. 93–108.
- Uzarski, J., Arnold, C. (2001), Chi-Chi, Taiwan, Earthquake of September 21, 1999: Reconnaissance Report, *Earthquake Spectra*, Suppl. A to Vol. 17, pp. 183.