

Σχεδιασμός Σιδηροδρομικών και Οδικών Γεφυρών έναντι Σεισμικής Διάρρηξης. Μέρος 1 : Θεμελίωση Design of Rail and Road Bridges against Seismic Faulting. Part 1 : Foundation

Ιωάννης ΑΝΑΣΤΑΣΟΠΟΥΛΟΣ¹, Βασίλης ΔΡΟΣΟΣ², Τάκης ΓΕΩΡΓΑΡΑΚΟΣ³,
Ράλλης ΚΟΥΡΚΟΥΛΗΣ⁴, και Γιώργος ΓΚΑΖΕΤΑΣ⁵

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Το άρθρο αυτό σε συνδυασμό με το συνοδευόν άρθρο (Μέρος 2) παρουσιάζει μια νέα μεθοδολογία ορθολογικού σχεδιασμού γεφυρών έναντι σεισμικής διάρρηξης ρήγματος. Το πρόβλημα αναλύεται σε δύο βήματα. Στο πρώτο βήμα (Μέρος 1) αναλύουμε την απόκριση ενός βάρου και της θεμελίωσής του υποβαλλομένου σε συγκεντρωμένη εδαφική μετατόπιση. Η ανωδομή της γέφυρας προσομοιώνεται με ρεαλιστική απλότητα στο βήμα αυτό. Στο δεύτερο βήμα (Μέρος 2) χρησιμοποιούμε τις υπολογισθείσες διαφορικές μετατοπίσεις και στροφές του πρώτου βήματος για την λεπτομερέστερη ανάλυση της ανωδομής. Εκτελείται παραμετρική διερεύνηση τυπικών συστημάτων πασσαλομάδων και φρεάτων θεμελίωσης γεφυρών. Δείχνεται ότι η απόκριση ομάδων πασσάλων αιχμής είναι ιδιαίτερος δυσχερής καθότι οι πάσσαλοι αστοχούν με μόλις 10 cm τεκτονικής μετατόπισης. Οι πάσσαλοι τριβής έχουν σαφώς μεγαλύτερα περιθώρια προτού φθάσουν σε κατάσταση αστοχίας. Αν μάλιστα εξοπλιστούν με αρθρωτή σύνδεση στις κεφαλές τους, δύνανται να αντεπεξέλθουν τεκτονικών μετατοπίσεων έως και της τάξεως του 1 m. Τα (άκαμπτα και στιβαρά) φρέατα θεμελίωσης επιτυγχάνουν την καλύτερη δυνατή απόκριση σχεδόν σε κάθε περίπτωση.

ABSTRACT : This and its companion paper (Part 2) present a methodology for design of bridges against faulting-induced deformation. The problem is decoupled in two analysis steps. The first step (Part 1) deals with the response of a single pier and its foundation to fault rupture propagating through soil ; the superstructure is modelled in a simplified manner. The second step (Part 2) analyses detailed models of the superstructure, subjected to the differential displacements of Step 1. A parametric study is conducted, investigating the response of typical pile groups and caisson foundations. Fixed-head pile foundations are shown to be vulnerable to faulting. End-bearing piles are unable to survive bedrock offsets exceeding 10 cm. Floating piles perform better. If combined with hinged pile-to-cap connections, they may sustain much larger offsets. Caisson foundations are shown to be almost invariably successful.

¹ Λέκτορας ΠΔ407/80, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: ianast@civil.ntua.gr

² Μεταδιδάκτωρ Ερευνητής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, drosos@mail.ntua.gr

³ Υπ. Διδάκτωρ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: takgeor@yahoo.gr

⁴ Υπ. Διδάκτωρ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: rallisko@yahoo.com

⁵ Καθηγητής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: gazetas@ath.forthnet.gr

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σε μεγάλου μεγέθους σεισμούς η διάρρηξη του σεισμογόνου ρήγματος πολλές φορές φτάνει μέχρι την επιφάνεια του εδάφους επηρεάζοντας τις υπερκείμενες κατασκευές. Οι τελευταίες μπορεί να υποστούν σημαντικές βλάβες έως και κατάρρευση. Για τον λόγο αυτόν οι παλιότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί απαγόρευαν την δόμηση στην άμεση γειτονία ενεργών ρηγμάτων. Μια τέτοια απαγόρευση όμως είναι πολλές φορές υπερβολικά αυστηρή έως ανεφάρμοστη, ιδίως στην περίπτωση κατασκευών μεγάλου μήκους όπως οι γέφυρες.

Οι σεισμοί του 1999 στην Τουρκία (Kocaeli και Düzce-Bolu) και την Ταιβάν (Chi-Chi) προσέφεραν πλήθος ιστορικών περιστατικών επιτυχούς συμπεριφοράς κατασκευών [Youd et al., 2000; Ulusay et al., 2002], επιβεβαιώνοντας την πεποίθηση [Duncan & Lefebvre, 1973; Berrill, 1983] ότι οι κατασκευές μας μπορούν να σχεδιαστούν ώστε να επιζήσουν ακόμη και μεγάλων τεκτονικών μετατοπίσεων.

Πέρα όμως από τις προαναφερθείσες απρόσμενες επιτυχίες, στον σεισμό του Chi-Chi σημειώθηκαν πλήθος αστοχιών γεφυρών [Pamuk et al., 2005]. Η γέφυρα Bei-Fung (**Σχήμα 1**) αποτελεί ένα σχετικό παράδειγμα. Το σεισμογόνο ανάστροφο ρήγμα Chelungpu διέσχισε την γέφυρα υποβάλλοντάς την σε διαφορεική μετατόπιση 7 m περίπου, προκαλώντας την κατάρρευση δύο ανοιγμάτων της.



Σχήμα 1. Παράδειγμα αστοχίας γέφυρας λόγω ανάστροφης τεκτονικής διάρρηξης στον σεισμό Chi-Chi (Taiwan) του 1999 : πτώση δύο ανοιγμάτων της οδικής γέφυρας Bei-Fung [Hwang, 2000].

Είναι σαφές ότι αστοχίες αυτού του είδους οφείλονται στην απουσία μιας ορθολογικής μεθοδολογίας σχεδιασμού έναντι σεισμικής διάρρηξης. Προκειμένου να καλυφθεί το εν λόγω γνωστικό κενό, τα τελευταία χρόνια έχει πραγματοποιηθεί σημαντική ερευνητική προσπάθεια η οποία συνεδύασε επιτόπου καταγραφή των ιστορικών περιστατικών, πειράματα φυγοκεντρική, και αριθμητική προσομοίωση του προβλήματος [Anastasopoulos & Gazetas 2007; Bransby et al. 2008 ; Faccioli et al. 2008 ; Anastasopoulos et al. 2007; 2008]. Η προσπάθεια αυτή ευοδώθηκε, οδηγώντας στην ανάπτυξη μιας νέας έγκυρης μεθοδολογίας για την ανάλυση και τον σχεδιασμό συστημάτων εδάφους-κατασκευής έναντι επιφανειακής διάρρηξης ρήγματος.

Ενώ όμως στην περίπτωση κτιριακών έργων η προσθήκη άκαμπτης και συνεχούς θεμελίωσης δίνει την λύση στο πρόβλημα, τα πράγματα δεν είναι τόσο απλά στην περίπτωση των γεφυρών, όπου η θεμελίωση των βάθρων είναι ανεξάρτητη. Ενώ λοιπόν ένα κτίριο με άκαμπτη και συνεχή θεμελίωση (π.χ. κοιτόστρωση) μπορεί να μετατρέψει την επιβαλλόμενη συγκεντρωμένη παραμόρφωση σε στροφή στερεού σώματος και να “γλιτώσει” έτσι τις δυσμενείς συνέπειές της, μια γέφυρα δεν μπορεί να αποφύγει τις διαφορικές μετατοπίσεις και στροφές ανάμεσα στα βάθρα της. Οι τελευταίες μπορούν να προκαλέσουν δομητική αστοχία της ανωδομής της γέφυρας ή πτώση καταστρωμάτων, ανάλογα με τον τύπο του φορέα.

Προσβλέποντας στην καλύτερη δυνατή γεφύρωση του κενού αυτού, το άρθρο τούτο αναπτύσσει μια νέα μεθοδολογία αντισεισμικού σχεδιασμού γεφυρών έναντι σεισμικής διάρρηξης.

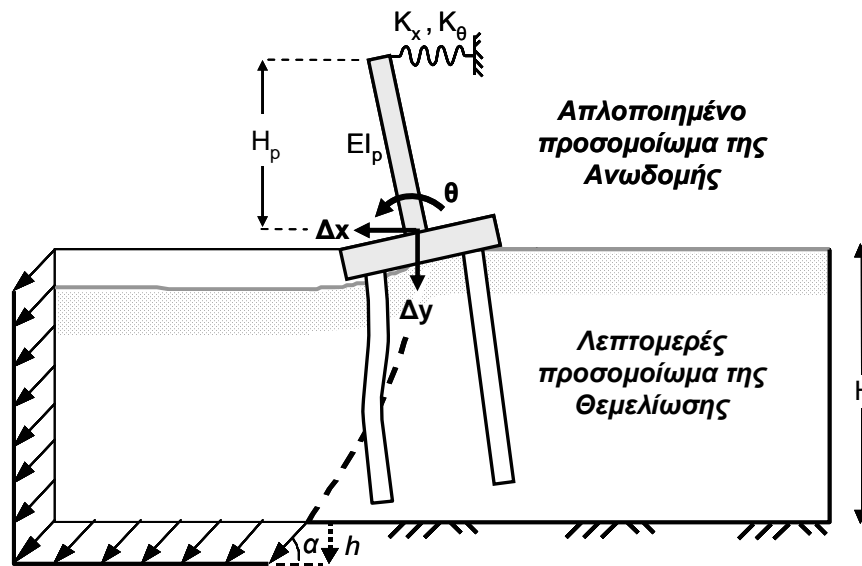
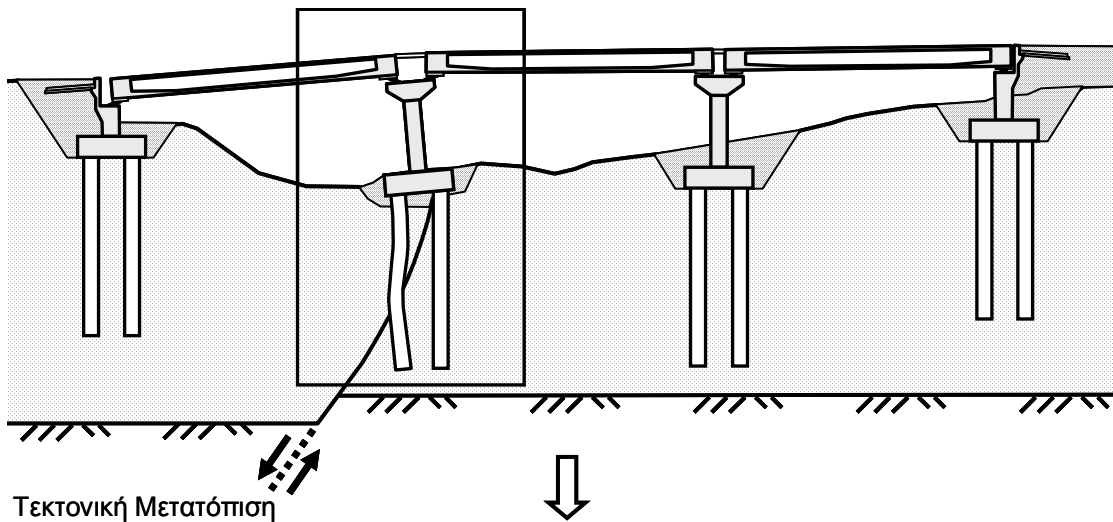
ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 2**, η ανάλυση του συστήματος εδάφους–κατασκευής περιλαμβάνει 2 βήματα. Στο πρώτο βήμα αναλύουμε την απόκριση ενός μεμονωμένου βάθρου υποβαλλόμενου σε σεισμική διάρρηξη. Σε αυτήν την *τοπικού επιπέδου* ανάλυση προσομοιώνουμε με λεπτομέρεια την Αλληλεπίδραση Διάρρηξης–Εδάφους–Θεμελίωσης–Ανωδομής (ΑΔΕΘΑ), η δε ανωδομή προσομοιώνεται με ένα απλοποιημένο προσομοίωμα : το βάθρο ύψους H_p και δυσκαμψίας διατομής EI_p συμπεριλαμβάνεται στην ανάλυση, το δε κατάστρωμα υποκαθίσταται με ένα διαμήκης και ένα στροφικό ελατήριο, K_x και K_θ , αντιστοίχως. Στο δεύτερο βήμα χρησιμοποιούμε τις υπολογισθείσες διαφορικές μετατοπίσεις και στροφές του πρώτου βήματος για την λεπτομερέστερη ανάλυση της ανωδομής (*καθολική ανάλυση*).

Το παρόν άρθρο καλύπτει το πρώτο βήμα της μεθοδολογίας, το δε συνοδευόν άρθρο (Μέρος 2) πραγματεύεται το δεύτερο βήμα. Μετά από εκτενή βιβλιογραφική ανασκόπηση, οι υφιστάμενες τυπολογίες γεφυρών κατηγοριοποιήθηκαν σύμφωνα με τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά, το στατικό τους σύστημα, και τον τύπο της θεμελίωσής τους. Ως προς την θεμελίωση (η οποία αποτελεί το αντικείμενο του παρόντος), τέσσερα τυπικά συστήματα επελέγησαν για παραμετρική διερεύνηση (**Σχήμα 3**) :

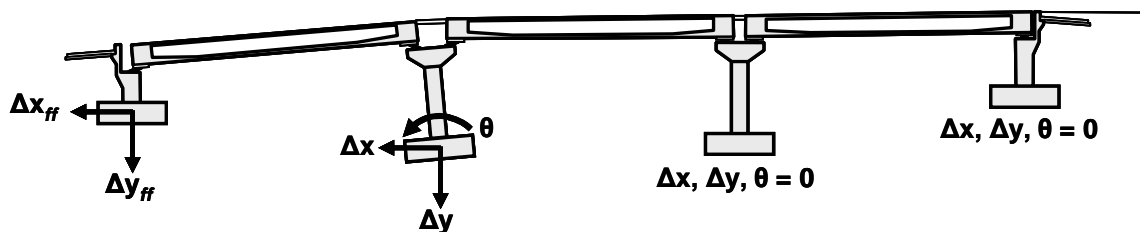
- (α) Πασσαλομάδα 2 x 4, $d = 1.0$ m, $L = 15$ m (κατάλληλη για μικρές γέφυρες),
- (β) Πασσαλομάδα 3 x 3, $d = 1.5$ m, $L = 15$ m (για κοιλαδογέφυρες μικρών ανοιγμάτων),
- (γ) Φρέαρ 5 m x 5 m x 10 m (κατάλληλο για κοιλαδογέφυρες μικρών ανοιγμάτων), και
- (δ) Φρέαρ 10 m x 10 m x 15 m (κατάλληλο για κοιλαδογέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων).

Καί στις τέσσερις περιπτώσεις, εξετάστηκαν διάφορα σενάρια ως προς το εδαφικό προφίλ, με την στρώση 1 να κυμαίνεται από εξιδανικευμένη χαλαρή έως πυκνή άμμο [Anastasopoulos et al., 2007], και την στρώση 2 (για τις πασσαλομάδες) από εξιδανικευμένη πυκνή άμμο έως βραχώδες υλικό. Με τον τρόπο αυτόν εξετάστηκε τόσο η περίπτωση θεμελίωσης μέσω πασσάλων τριβής (θεωρώντας το υλικό της στρώσης 1 όμοιο με αυτό της στρώσης 2), όσο και η θεμελίωση μέσω πασσάλων αιχμής (θεωρώντας το υλικό της στρώσης 2 σαφώς πιο δύσκαμπτο από αυτό της στρώσης 1).



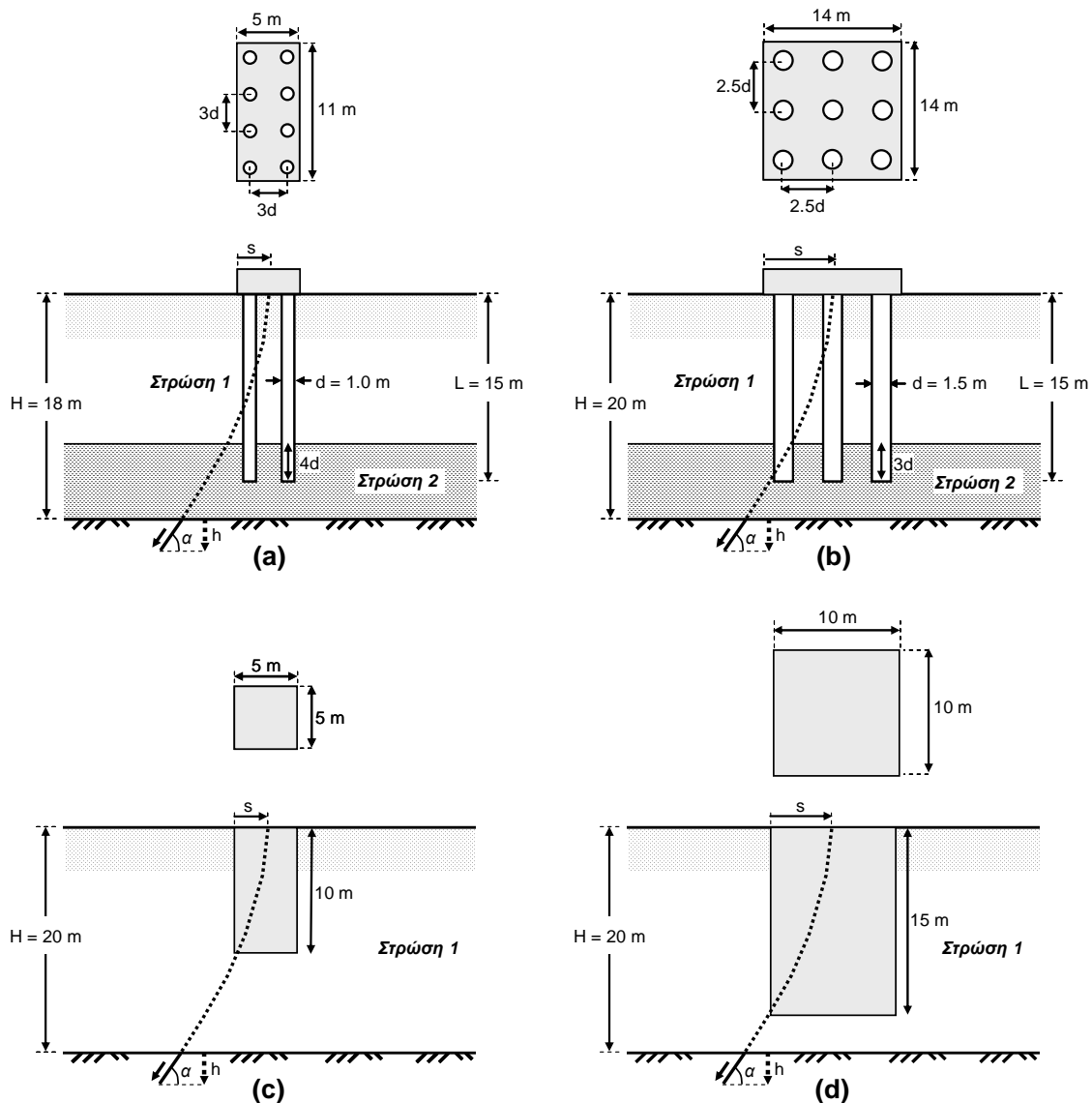
↓
Βήμα 2

Λεπτομερές Προσομοίωμα της Ανωδομής



Σχήμα 2. Ορισμός του προβλήματος και μεθοδολογία ανάλυσης. Η ανάλυση του συστήματος εδάφους-κατασκευής περιλαμβάνει 2 βήματα. Στο Βήμα 1 αναλύουμε την απόκριση ενός μεμονωμένου βάθρου υποβαλλόμενου σε σεισμική διάρρηξη, προσομοιώνοντας με λεπτομέρεια την Αλληλεπίδραση Διάρρηξης-Εδάφους-Θεμελίωσης-Ανωδομής (ΑΔΕΘΑ). Στο Βήμα 2, το λεπτομερές προσομοίωμα της ανωδομής υποβάλλεται στις υπολογισθείσες μετατοπίσεις και στροφές του πρώτου βήματος.

Για το κάθε σύστημα θεμελιώσεως δημιουργήθηκαν και αναλύθηκαν διαφορετικά σενάρια ως προς την σχετική θέση της διάρρηξης. Στην επόμενη ενότητα περιγράφεται η μεθοδολογία ανάλυσης με εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 3. Παραμετρικώς αναλυθέντα τυπικά συστήματα θεμελιώσεως γεφυρών : (a) πασσαλομάδα 2 x 4, $d = 1.0 \text{ m}$, $L = 15 \text{ m}$ (κατάλληλη για μικρές άνω διαβάσεις) ; (b) πασσαλομάδα 3 x 3, $d = 1.5 \text{ m}$, $L = 15 \text{ m}$ (κατάλληλη για κοιλαδογέφυρα μικρών ανοιγμάτων) ; (c) “μικρό” φρέαρ 5 m x 5 m x 10 m (κατάλληλο για κοιλαδογέφυρα μικρών ανοιγμάτων) ; και (d) “μεγάλο” φρέαρ 10 m x 10 m x 15 m (κατάλληλο για κοιλαδογέφυρα μεγάλων ανοιγμάτων).

ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Προκειμένου να προσομοιώσουμε το πρόβλημα με ρεαλισμό, η ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων πραγματοποιείται σε 3 διαστάσεις (3-Δ). Κάνοντας χρήση του κώδικα ABAQUS, προσομοιώνουμε το έδαφος με 3-Δ εξαεδρικά στοιχεία διαστάσεως $d_{FE} = 1 \text{ m}$ ώστε να επιτύχουμε ικανοποιητική διακριτοποίηση [βλ. Anastasopoulos et al. 2007]. Τα φρέατα θεμελιώσεως προσομοιώνονται με ίδιου τύπου στοιχεία, θεωρούνται όμως ελαστικά : $E = 25 \text{ GPa}$ (σκυρόδεμα).

Η επιρροή της ανωδομής λαμβάνεται υπόψιν όπως εξηγήθηκε προηγουμένως (βλ. **Σχήμα 2**). Πιο συγκεκριμένα, το βάθρο προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού, το δε κατάστρωμα αντικαθίσταται με καταλλήλως βαθμονομημένα ελατήρια. Σε όλες τις περιπτώσεις, εκμεταλλευόμενοι την συμμετρία του προβλήματος αναλύουμε μόνον το ήμισυ (κατά πλάτος) του συστήματος εδάφους–θεμελίωσης–ανωδομής.

Στην περίπτωση των πασσαλομάδων, η διακριτοποίηση γίνεται πυκνότερη στην άμεση γειτονία των πασσάλων ($d_{FE} \approx 0.25$ m) προκειμένου να προσομοιωθεί ρεαλιστικά η όλη αλληλεπίδραση. Οι πάσσαλοι προσομοιώνονται με στοιχεία δοκού, τα οποία όμως συνδέονται με το φέρον έδαφος με ειδικούς κινηματικούς περιορισμούς στην πραγματική περιφέρεια του πασσάλου. Με τον τρόπο αυτόν, η αλληλεπίδραση πασσάλου–εδάφους προσομοιώνεται με ρεαλισμό. Οι πάσσαλοι συνδέονται με άκαμπτο κεφαλόδεσμο, ο οποίος προσομοιώνεται με 3-Δ εξαεδρικά στοιχεία. Τόσο οι πάσσαλοι όσο και ο κεφαλόδεσμός θεωρούνται ελαστικοί, με $E = 25$ GPa (σκυρόδεμα).

Η ανάλυση πραγματοποιείται σε 2 επιμέρους βήματα. Αρχικά αναλύουμε την διάδοση της διάρρηξης στο ελεύθερο πεδίο, αγνοώντας την επίδραση της θεμελίωσης. Στην συνέχεια, γνωρίζοντας το σημείο ανάδυσης της διάρρηξης, τοποθετούμε την θεμελίωση σε τέτοια θέση ώστε η (ανεπηρέαστη) διάρρηξη να αναδύεται σε απόσταση s από την αριστερή παρειά της. Στην περίπτωση της “μικρής” πασσαλομάδας 2×4 εξετάστηκαν πέντε σενάρια : $s = 2, 5, 7, 8, 9, 10$, και 11 m. Αντιστοίχως, για την “μεγάλη” πασσαλομάδα 3×3 εξετάστηκαν έξι σενάρια ($s = 3, 7, 11, 15, 16$, και 20 m), για το “μικρό” $5 \times 5 \times 10$ φρέαρ τρία σενάρια ($s = 2, 4$, και 8 m), και για το “μεγάλο” $10 \times 10 \times 15$ φρέαρ έξι σενάρια ($s = 1, 5, 9, 13, 14$, and 18 m).

Η συμπεριφορά του εδάφους προσομοιώνεται με ελαστο-πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα με κριτήριο διαρροής Mohr-Coulomb και ιστροπική χαλάρωση, η οποία επιτυγχάνεται με την δημιουργία ειδικής υπό-ρουτίνας. Η χαλάρωση εφαρμόζεται στην γωνία τριβής φ_{mob} και την διαστολικότητα ψ_{mob} σε συνάρτηση με την πλαστική οκταεδρική παραμόρφωση. Οι παράμετροι του προσομοιώματος βαθμονομούνται με βάση το πείραμα άμεσης διάτμησης. Στην διεξαχθείσα παραμετρική διερεύνηση χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω εξιδανικευμένα εδαφικά και βραχώδη υλικά :

- Χαλαρή άμμος : $\varphi_p = 32^\circ$, $\varphi_{res} = 30^\circ$, $\psi_p = 3^\circ$, $\gamma_y = 0.030$, $\gamma_p^P = 0.06$, $\gamma_f^P = 0.0616$
- Πυκνή άμμος : $\varphi_p = 45^\circ$, $\varphi_{res} = 30^\circ$, $\psi_p = 18^\circ$, $\gamma_y = 0.015$, $\gamma_p^P = 0.05$, και $\gamma_f^P = 0.0516$
- Βράχος : $\varphi_p = 37^\circ$, $\varphi_{res} = 25^\circ$, $\psi_p = 15^\circ$, $\gamma_y = 0.002$, $\gamma_p^P = 0.02$, και $\gamma_f^P = 0.0205$

όπου γ_y είναι μια παράμετρος η οποία ελέγχει την “ελαστική” απόκριση του εδάφους, γ_p^P η πλαστική παραμόρφωση διαρροής, φ_{res} η παραμένουσα γωνία τριβής, ψ_p η μέγιστη γωνία διαστολικότητα, και γ_f^P η πλαστική παραμόρφωση στο τέλος της χαλάρωσης [Gerolymos et al., 2007].

Η εν λόγω μεθοδολογία ανάλυσης έχει επαληθευτεί εκτενώς μέσω : (α) *ποιοτικών* συγκρίσεων με πειραματικά δεδομένα της βιβλιογραφίας [Horsfield, 1977; Cole & Lade, 1984] και παλιότερα ιστορικά περιστατικά [Slemmons, 1957; Brune & Allen, 1967; Taylor et al., 1985] ; (β) *ημί-ποσοτικές* συγκρίσεις με ιστορικά περιστατικά από τους σεισμούς του 1999 της Τουρκίας και της Ταϊβάν [Anastasopoulos & Gazetas, 2007; Faccioli et al., 2008] ; και (γ) μέσω γνήσιων *ποσοτικών* προβλέψεων πειραμάτων φυγοκεντρική [Anastasopoulos et al. 2008].

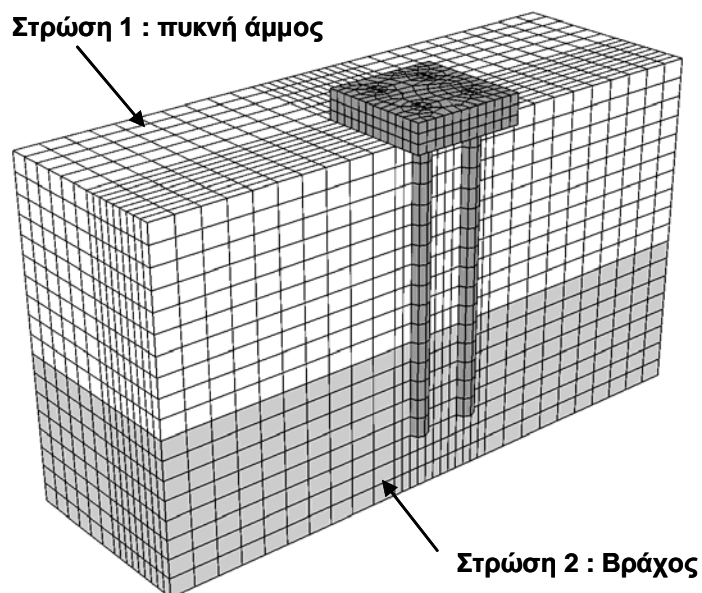
ΠΑΣΣΑΛΟΜΑΔΕΣ

Οι ομάδες πασσάλων χρησιμοποιούνται προκειμένου να μειωθούν οι καθιζήσεις και στροφές των βάθρων και να επιτευχθεί έτσι η βέλτιστη δυνατή θεμελίωσή τους. Παρόλα αυτά, η συμπεριφορά τους σε υποβαλλόμενη συγκεντρωμένη παραμόρφωση δεν είναι πάντα ευνοϊκή. Μάλιστα, σε ορισμένα πρόσφατα ιστορικά περιστατικά έχει διαφανεί ότι οι πάσσαλοι έπαιξαν καθοριστικό αρνητικό ρόλο. Ένα τέτοιο παράδειγμα είναι η αστοχία του θεμελιωμένου με πασσάλους Σταδίου Attatürk στην κοινότητα Denizerler κατά τον σεισμό της Νικομήδειας του 1999 [Anastasopoulos & Gazetas, 2007a ; 2007b].

Η παρούσα ενότητα συνοψίζει τα βασικά αποτελέσματα και συμπεράσματα της διενεργηθείσας τοπικού επιπέδου ανάλυσης. Δεδομένου ότι δεν είναι δυνατή η παράθεση όλων των αποτελεσμάτων, εστιάζουμε την προσοχή μας στα σημαντικότερα αποτελέσματα.

Πασσαλομάδα 2 x 4

Ξεκινάμε με την “μικρή” πασσαλομάδα η οποία είναι κατάλληλη για μικρές γέφυρες (π.χ. άνω διαβάσεις). Το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων δείχνεται στο **Σχήμα 4**. Η Στρώση 1 θεωρείται ως εξιδανικευμένη πυκνή άμμος, η δε Στρώση 2 βραχώδης : πρόκειται δηλαδή για πασσάλους αιχμής. Το κατακόρυφο αξονικό φορτίο θεωρήθηκε $V = 2500$ kN, τιμή τυπική για αυτού του είδους γέφυρες. Η ανωδομή προσομοιώνεται με απλοποιημένο τρόπο, όπως περιγράφηκε προηγουμένως.



Σχήμα 4. Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για την περίπτωση της πασσαλομάδας 2 x 4.

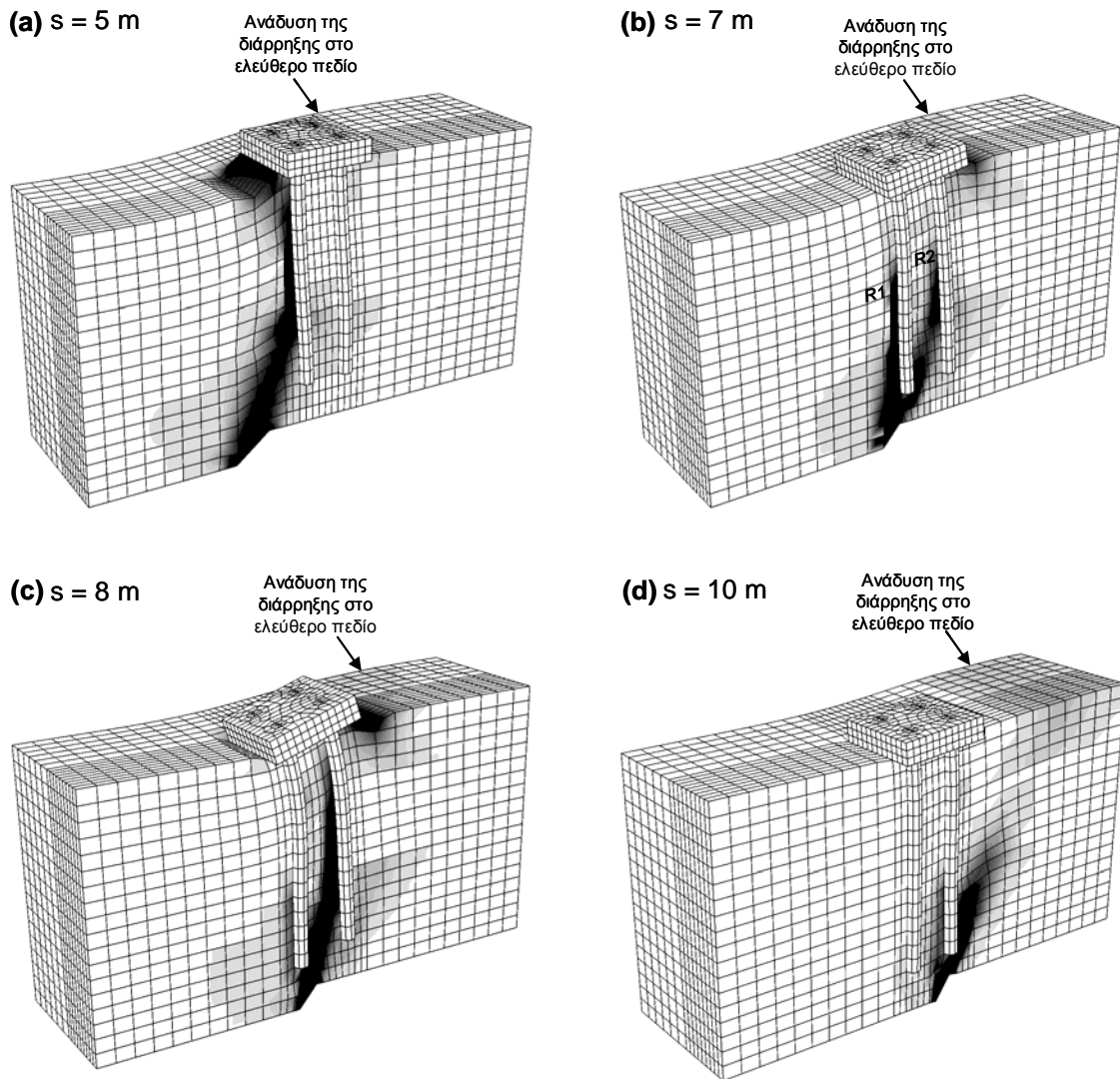
Στο **Σχήμα 5** παρουσιάζονται χαρακτηριστικά αποτελέσματα της ανάλυσεως υπό μορφήν παραμορφωμένου καννάβου πεπερασμένων στοιχείων και ισοϋψών πλαστικών παραμορφώσεων, για επιβαλλόμενη κανονική τεκτονική μετατόπιση $h = 0.05$ m σε απόσταση

$s = 5, 7, 8,$ και 10 m. Η επιβολή μιας τόσο μικρής μετατόπισης έγινε σκόπιμα, ώστε να καταδειχθεί η ευαισθησία των πασσάλων σε αυτού του είδους την φόρτιση. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 5a**, για $s = 5$ m (στο ελεύθερο πεδίο η διάρρηξη θα αναδύονταν κοντά στην αριστερή ακμή του κεφαλόδεσμου), η πασσαλομάδα εκτρέπει την διάρρηξη προς τα αριστερά χωρίς να υφίσταται σημαντική παραμόρφωση και άρα καταπόνηση : οι καμπτικές ροπές των πασσάλων δεν ξεπερνούν τα 600 kNm (με “βαριά” όπλιση η καμπτική ροπή αντοχής M_{ult} των διαμέτρου 1.0 m πασσάλων είναι της τάξεως των 3000 kNm). Επίσης, ο κεφαλόδεσμος δεν υφίσταται κάποια αξιοσημείωτη στροφή ή μετατόπιση.

Μετακινώντας την διάρρηξη σε απόσταση $s = 7$ m (δηλαδή η διάρρηξη στο ελεύθερο πεδίο θα αναδύονταν σε απόσταση 2 m από την δεξιά ακμή του κεφαλόδεσμου), η απόκριση της πασσαλομάδας καθίσταται ιδιαιτέρως δυσμενής (**Σχήμα 5b**). Η διάρρηξη διακλαδίζεται σε δύο κλάδους, με τον πρώτο ($R1$) να εκτρέπεται προς τα αριστερά της πρώτης σειράς πασσάλων και τον δεύτερο ($R2$) ανάμεσα στις δύο σειρές πασσάλων. Το αποτέλεσμα είναι η πρώτη σειρά πασσάλων να ωθείται προς τα αριστερά και κάτω ακολουθώντας το κατερχόμενο τέμαχος, και η δεύτερη σειρά να προσπαθεί να αντισταθεί στην κίνηση αυτήν όντας καθηλωμένη στο αμετακίνητο τέμαχος. Σε συνδυασμό με τους κινηματικούς περιορισμούς που επιβάλλει ο κεφαλόδεσμος, η επιβαλλόμενη αυτή διαφορική παραμόρφωση οδηγεί στην αυξημένων καμπτικών ροπών της τάξεως των 1500 kNm. Η μετατόπιση και στροφή του κεφαλόδεσμου είναι πλέον ορατές δια γυμνού οφθαλμού.

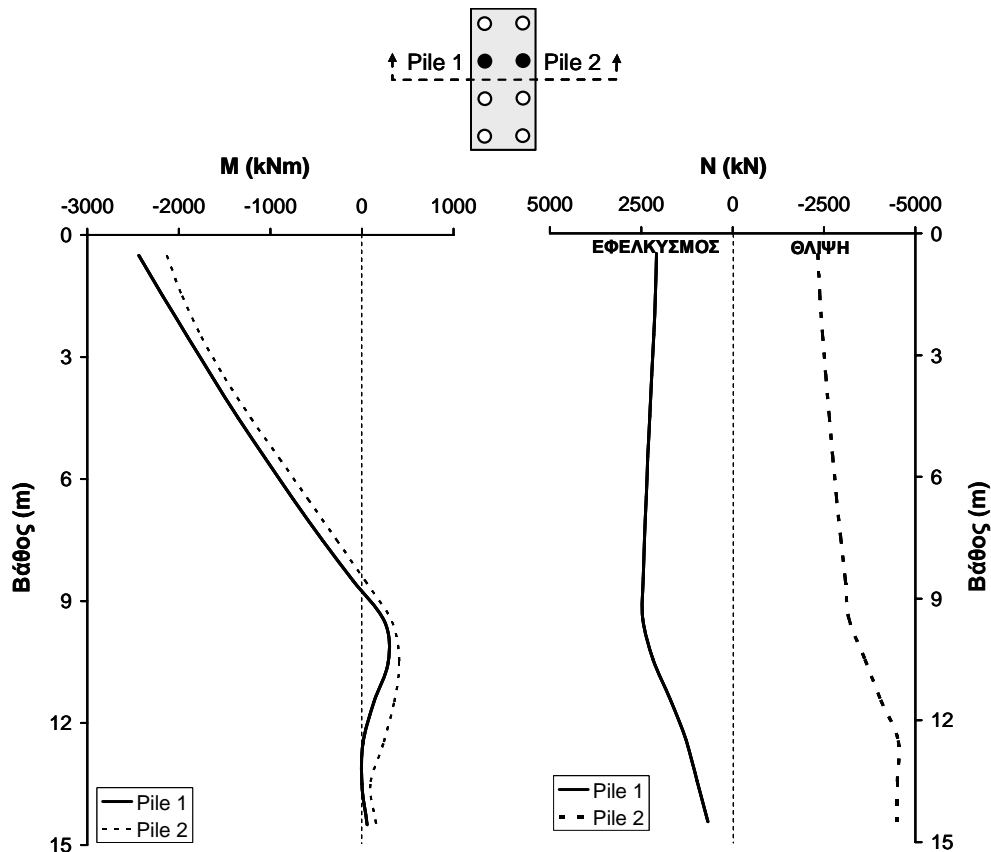
Η καταπόνηση της πασσαλομάδας μεγιστοποιείται για $s = 8$ m (**Σχήμα. 5c**). Σε αντίθεση με την προηγούμενη περίπτωση, η διάρρηξη οριακά “αποφεύγει” τις αιχμές των πασσάλων της πρώτης σειράς (αριστερά). Αυτή η μικρή λεπτομέρεια προκαλεί δραματική αύξηση της καταπόνησης. Ενώ στην προηγούμενη περίπτωση, ακριβώς λόγω της “διασταύρωσής” της με τις αιχμές των πασσάλων, η διάρρηξη υπέστη διακλάδωση και διάχυση της παραμόρφωσης, τώρα που τέτοια “ανακουφιστικά” φαινόμενα δεν αναπτύσσονται η διάρρηξη “αφήνεται ελεύθερη” να αναδυθεί ανάμεσα στις δύο σειρές μεγιστοποιώντας την παραμόρφωση. Το αποτέλεσμα είναι η καμπτική ροπή των πασσάλων να αγγίζει τα 2800 kNm (σχεδόν ίση με την M_{ult}). Η μετατόπιση και στροφή του κεφαλόδεσμου είναι επίσης αυξημένες. Είναι ενδιαφέρον να φανταστούμε την κατάσταση αυτή στην πραγματικότητα: ένας παρατηρητής στην επιφάνεια του εδάφους θα παρατηρούσε ότι η διάρρηξη δεν “πείραξε” την θεμελίωση, λόγω όμως της κεκλιμένης διάδοσής της θα είχε ξεγελαστεί.

Μετακινώντας την διάρρηξη σε απόσταση $s = 10$ m (**Σχήμα. 5d**) η καταπόνηση των πασσάλων μειώνεται. Η διάρρηξη τώρα διασταυρώνεται με τις αιχμές των πασσάλων της δεύτερης σειράς, και υφίσταται τοπική διακλάδωση και διάχυση της παραμόρφωσης. Τώρα, και οι δύο σειρές πασσάλων μετακινούνται με το κατερχόμενο τέμαχος, χωρίς να υφίστανται σημαντική διαφορική μετατόπιση. Ως εκ τούτου, η καμπτική ροπή M των πασσάλων δεν ξεπερνά τα 300 kNm. Η στροφή του κεφαλόδεσμου, η οποία σχετίζεται άμεσα με την διαφορική μετατόπιση των δύο σειρών πασσάλων είναι σαφώς μειωμένη. Αντιθέτως, καθότι ολόκληρη η πασσαλομάδα μετακινείται με το κατερχόμενο τέμαχος, μεγιστοποιείται η κατακόρυφη και οριζόντια μετατόπιση.



Σχήμα 5. Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων και ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων για την πασσαλομάδα 2 x 4, υποβαλλόμενη σε κανονική διάρρηξη $h = 0.05$ m (κλίμακα γραφικής επαύξησης παραμορφώσεων = 40) : (a) $s = 5$ m, (b) $s = 7$ m, (c) $s = 8$ m, και (d) $s = 10$ m.

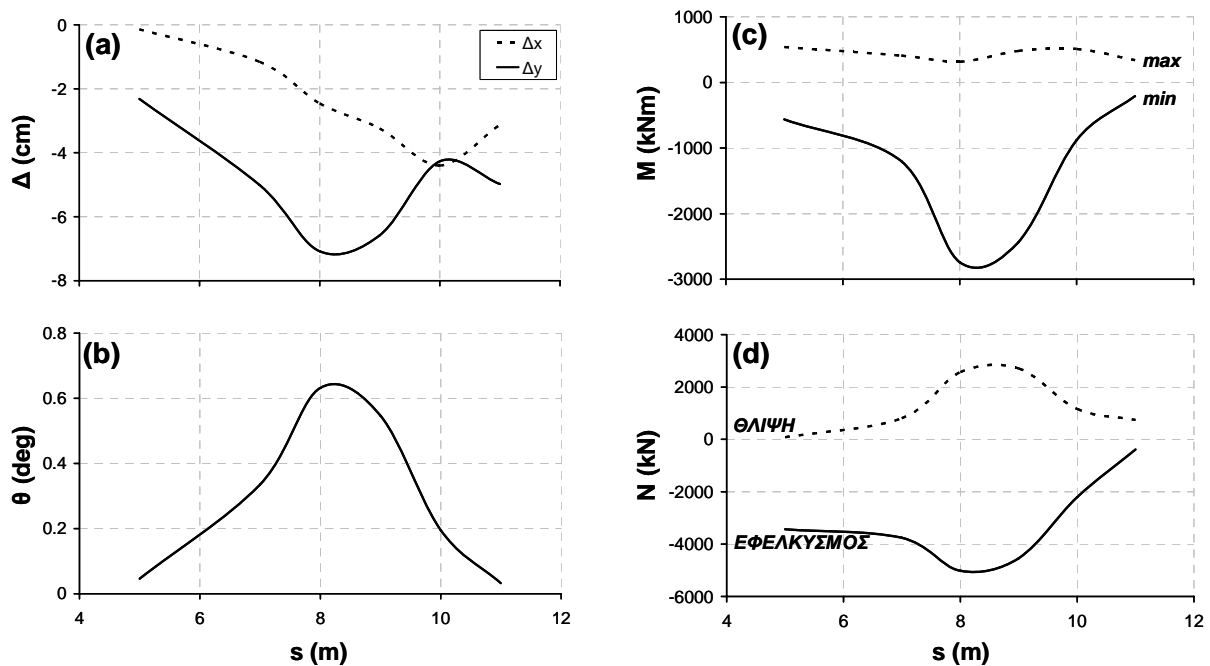
Το Σχήμα 6 παρουσιάζει την κατανομή με το βάθος των καμπτικών ροπών M και των αξονικών δυνάμεων N των πασσάλων για το δυσμενέστερο σενάριο ($s = 8$ m). Δείχνουμε την καταπόνηση αποκλειστικά λόγω της επιβαλλόμενης τεκτονικής μετατόπισης (έχει αφαιρεθεί η καταπόνηση λόγω στατικών φορτίων). Καί για τις δύο σειρές πασσάλων η καμπτική ροπή M μεγιστοποιείται στην σύνδεση με τον κεφαλόδεσμο. Όπως θα αναμένονταν (λόγω της προς τα κάτω εξόλκευσής τους), στην πρώτη σειρά πασσάλων αναπτύσσεται εφελκυσμός ($N \approx 2500$ kN). Οι πάσσαλοι της δεύτερης σειράς (οι οποίοι θεμελιώνονται στο αμετακίνητο τέμαχος) ανθίστανται στην μετατόπιση αυτή και αναπτύσσουν θλίψη : $N \approx -5500$ kN. Η θλιπτική αυτή ένταση μεγιστοποιείται στην διεπιφάνεια του βραχώδους υποβάθρου (σε βάθος 12 m περίπου). Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι ο εφελκυσμός στην πρώτη σειρά πασσάλων μεγιστοποιείται λίγα μέτρα ψηλότερα, σε βάθος 10 m περίπου. Αυτό οφείλεται στην πλαστικοποίηση της βραχώδους στρώσεως 2 λόγω της επιβαλλόμενης από την διάρρηξη παραμόρφωσης στην περιοχή αυτήν.



Σχήμα 6. Καμπτικές ροπές και αξονικές δυνάμεις πασσάλων για την πασσαλομάδα 2 x 4, υποβαλλόμενη σε κανονική διάρρηξη $h = 0.05$ m σε απόσταση $s = 8$ m.

Το Σχήμα 7 συνοψίζει τα αποτελέσματα των αναλύσεως δίδοντας έμφαση στην επιρροή της θέσης της διάρρηξης s : (α) στην οριζόντια Δx και κατακόρυφη μετατόπιση Δy στην βάση του βάθρου, (β) στην στροφή θ στην βάση του βάθρου, (γ) στις μέγιστες και ελάχιστες καμπτικές ροπές M των πασσάλων, και (δ) στις μέγιστες και ελάχιστες αξονικές δυνάμεις N των πασσάλων. Θα ήταν λογικό να περιμένει κανείς οι μετατόψεις Δx και Δy να αυξάνονται με την αύξηση της s : μετακινώντας την διάρρηξη προς τα αριστερά, η πασσαλομάδα βρίσκεται όλο και περισσότερο στο κατερχόμενο τέμαχος και άρα υφίσταται όλο και μεγαλύτερες μετατοπίσεις. Όμως οι Δx και Δy εξαρτώνται καί από την στροφή θ του κεφαλόδεσμου, η οποία εξαρτάται άμεσα από την διαφορική μετατόπιση ανάμεσα στις δύο σειρές πασσάλων, η οποία είναι μέγιστη για $s = 8$ m. Ως εκ τούτου, η Δy επίσης μεγιστοποιείται για την ίδια s . Αντιθέτως, η οριζόντια μετατόπιση Δx δεν επηρεάζεται στον ίδιο βαθμό από την θ , και παρουσιάζει την μέγιστη τιμή της για $s = 10$ m. Η καμπτική επιπόνηση των πασσάλων, όντας το άμεσο αποτέλεσμα της μεταξύ τους διαφορικής μετατόπισης, γίνεται μέγιστη για $s = 8$ m.

Συνοψίζοντας, η παρούσα ενότητα κατέστησε σαφές ότι ακόμη και για μια πολύ μικρή επιβαλλόμενη τεκτονική παραμόρφωση ($h = 0.05$ m στην περίπτωση που παρουσιάσαμε), οι πάσσαλοι αιχμής φτάνουν εύκολα την μέγιστη δομητική τους αντοχή, ακόμη κι αν είναι αρκετά “βαριά” ωπλισμένοι.

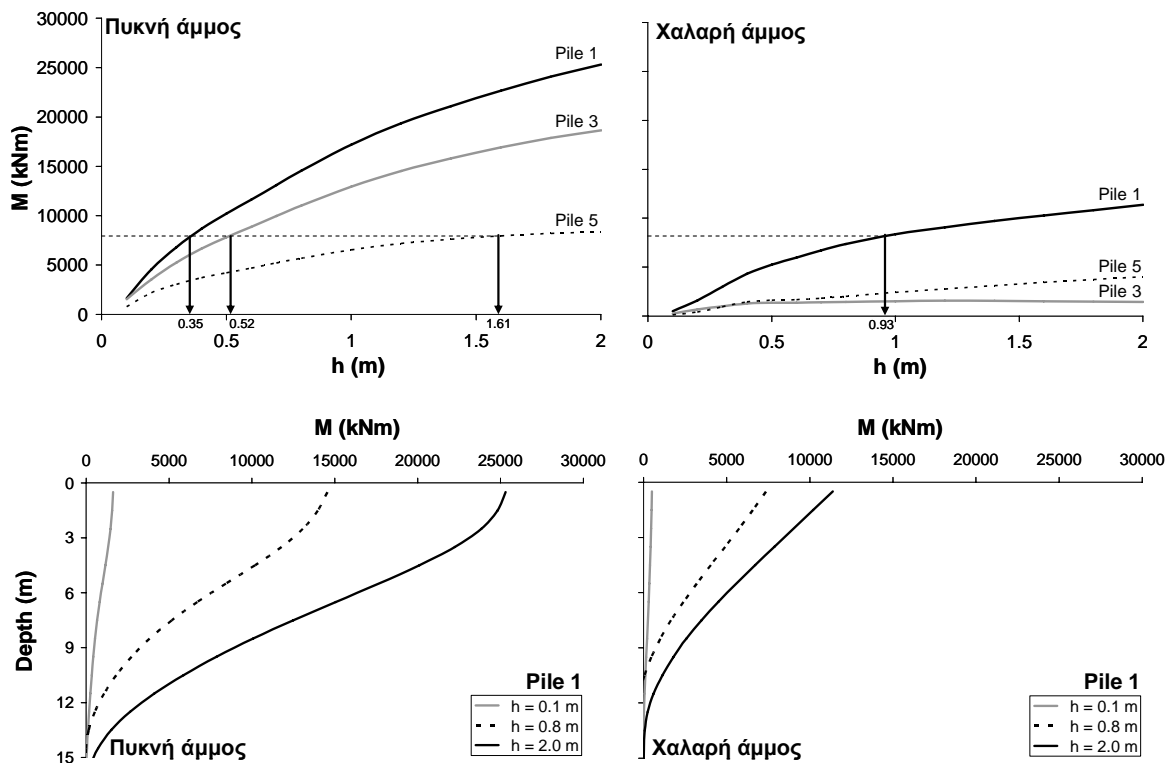
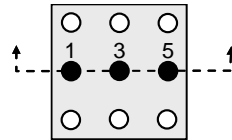


Σχήμα 7. Σύνοψη αποτελεσμάτων για την πασσαλομάδα 2 x 4, υποβαλλόμενη σε κανονική διάρρηξη $h = 0.05$ m. Επιρροή της θέσης της διάρρηξης s : (a) στην προκαλούμενη οριζόντια Δx και κατακόρυφη μετατόπιση Δy στην βάση του βάθρου ; (b) στην στροφή θ στην βάση του βάθρου ; (c) στις μέγιστες και ελάχιστες καμπτικές ροπές M των πασσάλων ; και (d) στις μέγιστες και ελάχιστες αξονικές δυνάμεις N των πασσάλων.

Πασσαλομάδα 3 x 3

Στην παρούσα ενότητα αναλύονται τα κυριότερα αποτελέσματα για την “μεγάλη” πασσαλομάδα, η οποία είναι κατάλληλη για κοιλαδογέφυρες μικρών ανοιγμάτων. Έχοντας καταλήξει στο συμπέρασμα ότι οι πάσσαλοι αιχμής είναι εξαιρετικά ευάλωτοι, εστιάζουμε την προσοχή μας σε πασσάλους τριβής. Προς τούτο, θεωρούμε την Στρώση 2 όμοια με την Στρώση 1 (εξιδακτευμένη πυκνή ή χαλαρή άμμο). Το κατακόρυφο στατικό φορτίο της ανωδομής λαμβάνεται ίσο με 7000 kN, τυπική τιμή για αυτού του είδους τις γέφυρες.

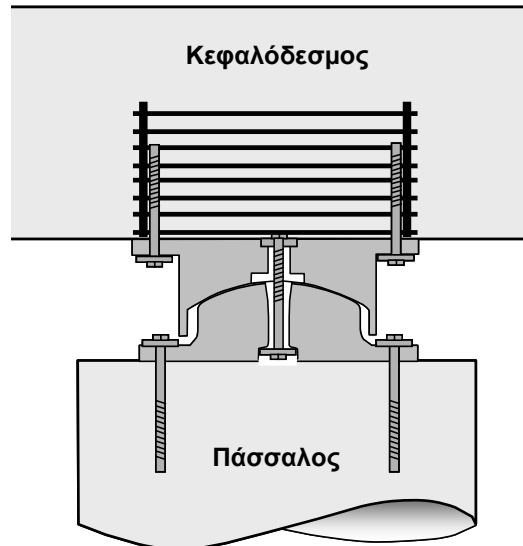
Προκειμένου να καταδειχθεί ο ρόλος της ενδοσιμότητας του εδάφους, συγκρίνουμε την απόκριση της πασσαλομάδας εντός πυκνής και χαλαρής άμμου. Στο **Σχήμα 8** δείχνεται η εξέλιξη των καμπτικών ροπών M των πασσάλων με την αύξηση της τεκτονικής μετατόπισης h (από 0 έως 2 m) για την περίπτωση κανονικής διάρρηξης σε απόσταση $s = 11$ m (το δυσμενέστερο σενάριο). Στην πυκνή άμμο όλοι οι πάσσαλοι υφίστανται έντονη καταπόνηση, με την πρώτη σειρά (προς το κατερχόμενο τέμαχος) να υποφέρει περισσότερο και την τρίτη (προς την μεριά του αμετακίνητου τεμάχους) λιγότερο. Η ενδοσιμότητα του εδάφους είναι σαφώς ευνοϊκή σε όρους καταπόνησης των πασσάλων : στην χαλαρή άμμο η αναπτυσσόμενη M των πασσάλων είναι μόλις το ένα τρίτο απ’ ότι στην περίπτωση της πυκνής άμμου. Βέβαια, η αναπτυσσόμενη ένταση ξεπερνά κατά πολύ την M_{ult} των πασσάλων διαμέτρου 1.5 m : με πολύ “βαριά” όπλιση της τάξης του 4%, η M_{ult} θα ήταν της τάξεως των 8000 kNm. Αυτό σημαίνει ότι στην πυκνή άμμο η πρώτη σειρά πασσάλων θα αστοχούσε πρώτη, για $h = 0.35$ m, με επόμενη την δεύτερη σειρά, για $h = 0.52$ m, και τελικά την τρίτη σειρά, για $h = 1.61$ m. Αντιθέτως, στην χαλαρή άμμο μόνον η πρώτη σειρά θα αστοχούσε, και μάλιστα για σαφώς υψηλότερη επιβαλλόμενη μετατόπιση : $h = 0.93$ m.



Σχήμα 8. Η επιρροή της ενδοσιμότητας του εδάφους – πασσαλομάδα 3 x 3 υποβαλλόμενη σε κανονική διάρρηξη $h = 0.1$ έως 2 m σε απόσταση $s = 11$ m : εξέλιξη των καμπτικών ροπών M των πασσάλων με την αύξηση της επιβαλλόμενης μετατόπισης για εξιδανικευμένη πυκνή και χαλαρή άμμο.

Λύση του Προβλήματος : Αρθρωτή Σύνδεση με τον Κεφαλόδεσμο

Όπως είδαμε, σε όλες τις περιπτώσεις η καμπτική επιπόνηση των πασσάλων μεγιστοποιείται στην σύνδεση με τον κεφαλόδεσμο, καθιστώντας την θέση αυτή την πλέον επιρρεπή για την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης. Ως εκ τούτου, η αποτροπή της αστοχίας αυτής με εκ των προτέρων ηθελημένη δημιουργία αρθρωτής σύνδεσης είναι λογική. Σημειώνεται ότι δυναμικές αναλύσεις (ταλάντωση) πασσαλομάδων έχουν δείξει ότι η εισαγωγή αρθρωτής σύνδεσης πασσάλου–κεφαλόδεσμου επηρεάζει σημαντικότερα την απόκρισή, μειώνοντας αισθητά την καταπόνηση με τίμημα την αύξηση των μετακινήσεων και στροφών [Tazoh et al., 2002 ; Gerolymos et al., 2008]. Η ιδέα αυτή πρωτό-εμφανίστηκε μετά τον σεισμό του Kobe (1995). Το **Σχήμα 9** παρουσιάζει σχηματικά μία συσκευή η οποία επιτρέπει την υλοποίηση μιας τέτοιας σύνδεση, σχεδιασμένη και κατασκευασμένη από τις εταιρείες Shimizu Co. & Kubota Co. [Tazoh et al., 2002]. Η συσκευή αποτελείται από μια σφαιρική βάση και μια σφαιρική κεφαλή, συνδεδεμένες μέσω ενός κοχλία υψηλής αντοχής για την παραλαβή των εφελκυστικών δυνάμεων. Οι διατμητικές δυνάμεις μεταφέρονται μέσω τριβής στην διεπιφάνεια βάσης–κεφαλής. Με τον τρόπο αυτόν επιτυγχάνεται σχεδόν μηδενική αντίσταση σε στροφή. Η συμπεριφορά της εν λόγω συσκευής έχει ελεγχθεί με πειράματα πραγματικής κλίμακας, στην Ιαπωνία δε εφαρμόζεται ήδη στην πράξη.

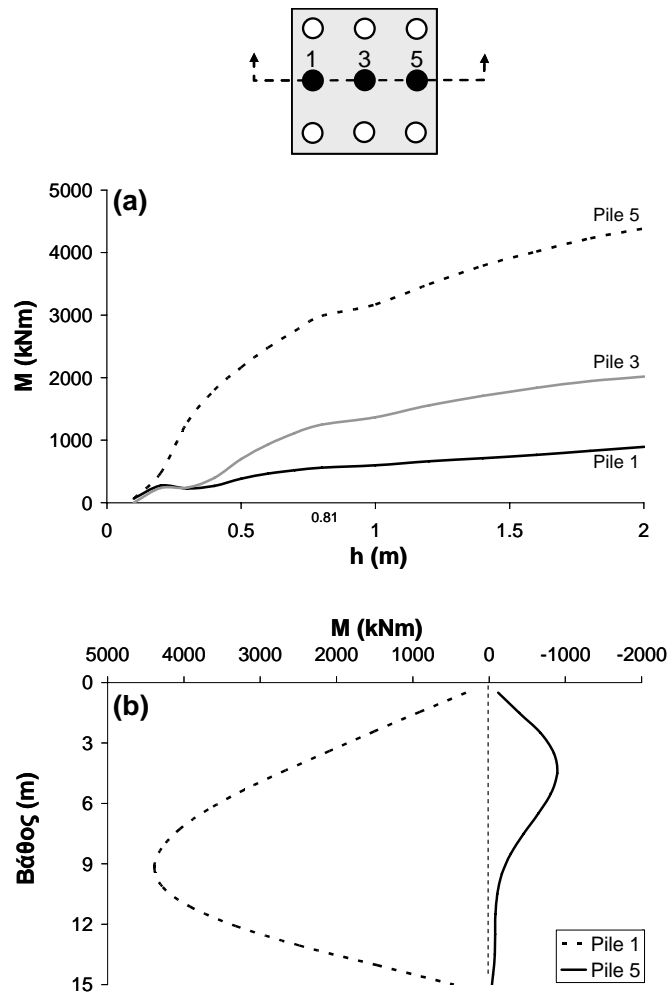


Σχήμα 9. Σχηματική απεικόνιση αρθρωτής σύνδεσης πασσάλου–κεφαλόδεσμου, στηριζόμενη στην πρόταση των Shimizu Co. & Kubota Co. [Tazoh et al., 2002].

Προκειμένου να επαληθεύσουμε την αποτελεσματικότητα μιας τέτοιας λύσεως στο παρόν πρόβλημα, αναλύουμε τις ίδιες πασσαλομάδες με αρθρωτή σύνδεση κεφαλής. Χαρακτηριστικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 10** για την περίπτωση της πασσαλομάδας 3 x 3 υποβαλλόμενη σε κανονική διάρρηξη σε απόσταση $s = 9$ m διαμέσου πυκνής άμμου. Λόγω της απελευθέρωσης του στροφικού βαθμού ελευθερίας, η καταπόνηση των πασσάλων μειώνεται αισθητά. Ακόμη και για $h = 2$ m (τεκτονική μετατόπιση που θα αντιστοιχούσε σε σεισμό $M > 7$), η καμπτικές ροπές δεν ξεπερνούν τα 5000 kNm (**Σχήμα 10a**) – είναι δηλαδή σαφώς χαμηλότερες από την καμπτική ροπή αντοχής M_{ult} (8000 kNm). Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 10b**, λόγω της αρθρωτής σύνδεσης με τον κεφαλόδεσμο οι πάσσαλοι τείνουν να συμπεριφερθούν σαν αμφιέριστες δοκοί, με την καμπτική ροπή να λαμβάνει την μέγιστη τιμή της σχεδόν στην μέση του ύψους στην περίπτωση της πρώτης σειράς (πάσσαλος 1), και λίγο ρηχότερα στην περίπτωση της τρίτης σειράς (πάσσαλος 5).

ΦΡΕΑΤΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ

Η σεισμική απόκριση των φρέατων θεμελιώσεως θεωρείται γενικά πλεονεκτική [π.χ. Gerolymos & Gazetas, 2006], ιδίως για την περίπτωση μεγάλων εδαφικών μετατοπίσεων. Οι γέφυρες Kobe Ohashi (Port Island) και Nishinomiya-ko στο Kobe εν μέρει οφείλουν την επιβίωσή τους στα φρέατα θεμελίωσης, τα οποία “αντιστάθηκαν” αποτελεσματικά στο οριζοντίως εξαπλούμενο ρευστοποιημένο έδαφος [Hanlong et al., 1997; Anastasopoulos et al., 2001]. Η Κεντρική Τράπεζα της Νικαράγουας αποτελεί ένα από τα ελάχιστα ιστορικά περιστατικά αλληλεπίδρασης φρέατος με διάρρηξη ρήγματος. Στον M_s 6.3 σεισμό της Μανάγκουα, το υπόγειο θησαυροφυλάκιο της Τράπεζας (άκαμπτο φρέαρ ωπλισμένου σκυροδέματος) εξέτρεψε την οριζόντια διαμήκωση διάρρηξη του σεισμογόνου ρήγματος, αφήνοντας έτσι την ανωδομή του κτιρίου πρακτικά άθικτη [Niccum et al., 1976].

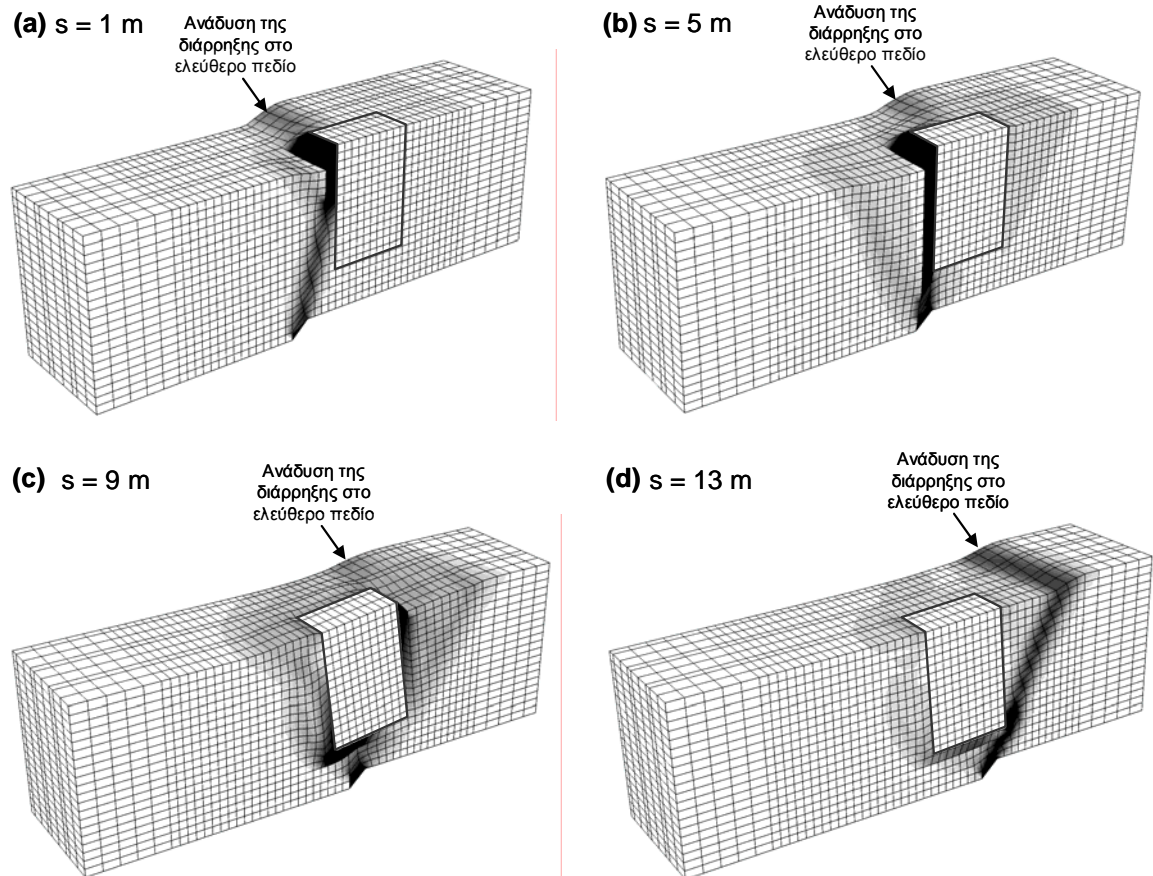


Σχήμα 10. Πασσαλομάδα 3 x 3 εφοδιασμένη με αρθρωτές συνδέσεις πασσάλου–κεφαλόδεσμου, υποβαλλόμενη σε κανονική διάρρηξη $h = 0.1$ έως 2 m σε απόσταση $s = 11$ m (πυκνή άμμος) : (a) εξέλιξη καμπτικών ροπών M με την αύξηση της επιβαλλόμενης μετατόπισης h ; (b) κατανομή καμπτικών ροπών με το βάθος για $h = 2$ m.

Παρακάτω παρουσιάζονται χαρακτηριστικά αποτελέσματα για το “μεγάλο” φρέαρ 10 x 10 x 15 m, το οποίο είναι κατάλληλο για κοιλαδογέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων. Εστιάζουμε την προσοχή μας στην περίπτωση ομοιογενούς εδάφους θεμελίωσης, αποτελούμενου από εξιδανικευμένη πυκνή ή χαλαρή άμμο. Το στατικό φορτίο της ανωδομής θεωρείται ίσο με 20 MN, τιμή τυπική για γέφυρες αυτού του είδους.

Στο **Σχήμα 11** παρουσιάζεται η απόκριση του φρέατος σε όρους παραμορφωμένου καννάβου και ισοϋψών πλαστικών για επιβαλλόμενη κανονική διάρρηξη $h = 2$ m, σε απόσταση $s = 1, 5, 9,$ και 13 m. Για $s = 1$ m (**Σχήμα 11a**), το φρέαρ εκτρέπει την διάρρηξη προς την μεριά του κατερχόμενου τεμάχους (αριστερά), σε αντιστοιχία δε με τις ομάδες πασσάλων δεν υφίσταται σημαντική στροφή ή μετατόπιση.

Η μετατόπιση της διάρρηξης σε απόσταση $s = 5$ m (**Σχήμα 11b**) οδηγεί σε εντονότερη εκτροπή της διαρρήξεως, η οποία αναδύεται στην αριστερή παρειά του φρέατος. Το φρέαρ υφίσταται στροφή $\theta = 1^\circ$, κατακόρυφη μετατόπιση $\Delta y = 0.065$ m, και οριζόντια μετατόπιση $\Delta x = 0.28$ m. Παρατηρείστε επίσης την δημιουργία μιας δευτερεύουσας αντιθετικής ζώνης διατμήσεως, η οποία διαδίδεται στα αριστερά της κύριας διάρρηξης με γωνία 60° περίπου.



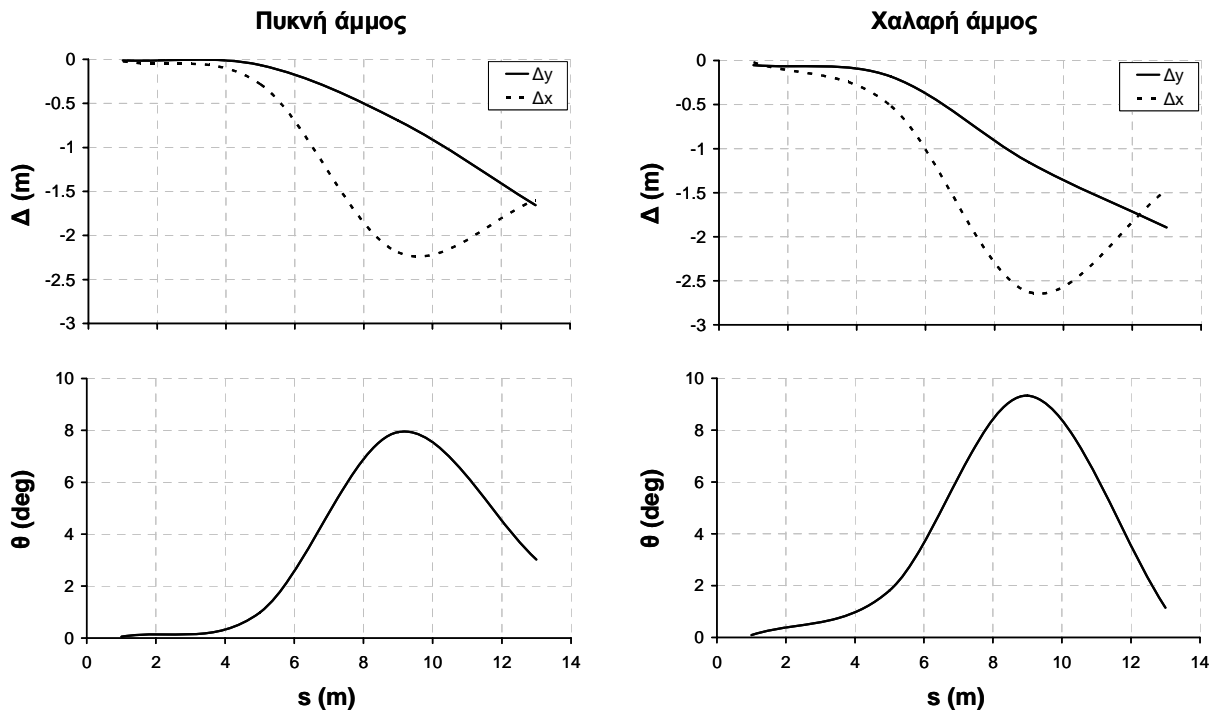
Σχήμα 11. Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων και ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων για το “μεγάλο” φρέαρ 10 x 10 x 15 m εντός πυκνής άμμου, υποβαλλόμενο σε κανονική διάρρηξη $h = 2$ m (κλίμακα γραφικής επαύξησης παραμορφώσεων = 1) : (a) $s = 1$ m, (b) $s = 5$ m, (c) $s = 9$ m, και (d) $s = 13$ m.

Για $s = 9$ m (**Σχήμα 11c**), παρά την σημαντική διάχυση της επιβαλλόμενης παραμορφώσεως, το φρέαρ υφίσταται στροφή $\theta = 8^\circ$ και σημαντικές μετατοπίσεις : $\Delta y = 0.69$ m and $\Delta x = 2.19$ m. Τέλος, για $s = 13$ m (**Σχήμα 11d**), η διάρρηξη μόλις που τέμνει την δεξιά γωνία της βάσης του φρέατος, με αποτέλεσμα να εκτραπεί προς τα δεξιά αναδυόμενη τελικά στην επιφάνεια του εδάφους 8 m δεξιότερα από την δεξιά άκρη του φρέατος (σχεδόν 5 m δεξιότερα από το σημείο ανάδυσής της στο ελεύθερο πεδίο). Το φρέαρ τώρα ουσιαστικά μετακινείται μαζί με το κατερχόμενο τέμαχος, και υφίσταται έτσι στροφή $\theta = 3^\circ$, και μετατοπίσεις $\Delta y \approx \Delta x \approx 1.65$ m.

Στο **Σχήμα 12** συνοψίζεται η επιρροή της θέσης s της διάρρηξης και της ενδοσιμότητας του εδάφους. Όπως και για τις πασσαλομάδες, οι μετατοπίσεις Δx και Δy γενικώς αυξάνονται με την αύξηση της s (μετατοπίζοντας την διάρρηξη προς τα δεξιά, το φρέαρ βρίσκεται όλο πιο πολύ στο κατερχόμενο τέμαχος). Παρόλα αυτά, όπως προαναφέρθηκε οι Δx και Δy εξαρτώνται καί από την θ , η οποία μεγιστοποιείται για $s = 9$ m. Ως εκ τούτου, η Δx στην βάση του βάρου επίσης γίνεται μέγιστη για $s = 9$ m, σε αντίθεση με την Δy η οποία δεν φαίνεται να επηρεάζεται τόσο από την θ . Η συμπεριφορά αυτή είναι ποιοτικά διαφορετική σε σχέση με την πασσαλομάδα, όπου η Δx ήταν αυτή που δεν επηρεάζονταν από την στροφή. Αυτό οφείλεται στην διαφορά στον μηχανισμό παραλαβής της φορτίσεως των δύο συστημάτων. Ενώ στην περίπτωση της πασσαλομάδας η στροφή του κεφαλόδεσμου οφείλεται στην κατακόρυφη διαφορική μετατόπιση των πασσάλων, στην περίπτωση του φρέατος η στροφή

στην κεφαλή οφείλεται αποκλειστικά στην διαφορική μετατόπιση που εφαρμόζεται στην βάση του. Σε αντίθεση με την εύκαμπτη πασσαλομάδα, το άκαμπτο φρέαρ μετατρέπει το μεγαλύτερο μέρος της στροφής της βάσης σε οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του.

Τέλος, η αύξηση της ενδοσιμότητας του εδάφους τείνει να προκαλέσει αύξηση των μετατοπίσεων Δx και Δy , καθώς και της στροφής θ στην βάση του βάρου. Το ίδιο ισχύει και για τις πασσαλομάδες, αν και εκεί η έμφαση ήταν στην καταπόνηση των πασσάλων (για την οποία η ενδοσιμότητα του εδάφους είναι γενικά ευνοϊκή).



Σχήμα 12. Σύνοψη αποτελεσμάτων για το “μεγάλο” φρέαρ 10 x 10 x 15 caisson, υποβαλλόμενο σε κανονική διάρρηξη $h = 2$ m. Επιρροή της θέσης της διάρρηξης s και της ενδοσιμότητας του εδάφους στην προκαλούμενη οριζόντια Δx και κατακόρυφη μετατόπιση Δy , και την στροφή θ στην βάση του βάρου.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα κυριότερα συμπεράσματα της εργασίας αυτής έχουν ως εξής :

- [1] Ο αντισεισμικός σχεδιασμός γεφυρών έναντι σεισμικής διάρρηξης είναι εφικτός. Η μεθοδολογία ανάλυσης που αναπτύσσεται στο παρόν άρθρο μπορεί να αποτελέσει την αφετηρία για την δημιουργία των σχετικών κανονιστικών διατάξεων.
- [2] Σε όλες τις περιπτώσεις που εξετάσαμε, η διαδρομή της διάρρηξης επηρεάζεται εντόνως από την ύπαρξη της θεμελιώσεως. Η διάρρηξη όχι μόνον εκτρέπεται, αλλά πολλές φορές υφίσταται διακλάδωση ή/και διάχυση της παραμόρφωσης.
- [3] Οι θεμελιώσεις μέσω πασσάλων είναι γενικά ευάλωτες σε επιβαλλόμενη διάρρηξη ρήγματος.
- [4] Οι πάσσαλοι αιχμής φτάνουν πολύ εύκολα στην αστοχία, ακόμη και για πολύ μικρές τεκτονικές μετατοπίσεις της τάξεως των μερικών εκατοστών.

- [5] Η συμπεριφορά των πασσάλων τριβής είναι γενικά ευνοϊκότερη, με την ενδοσιμότητα του εδάφους να παίζει θετικό ρόλο ως προς την καταπόνησή τους, αλλά όχι απαραίτητα σε όρους μετατοπίσεων και στροφών του κεφαλόδεσμου.
- [6] Η αρθρωτή σύνδεση πασσάλου–κεφαλόδεσμου αποτελεί δόκιμη λύση για τον δραστικό περιορισμό της αναπτυσσόμενης καμπτικής έντασης, επιτρέποντας σε ομάδες πασσάλων αιχμής να παραλάβουν τεκτονικές μετατοπίσεις έως και της τάξεως του μέτρου.
- [7] Η συμπεριφορά των φρεάτων θεμελιώσεως είναι σαφώς ευνοϊκή. Η επιβαλλόμενη τεκτονική μετατόπιση οδηγεί σε μετατόπιση και στροφή του φρέατος εν είδη στερεού σώματος και στην συνεπαγόμενη ανάπτυξη οριζόντιων και κατακόρυφων μετατοπίσεων και στροφών στην βάση του βάθρου.
- [8] Η θέση της διάρρηξης παίζει καθοριστικό ρόλο τόσο για θεμελιώσεις πασσάλων όσο και για φρέατα. Καί στις δύο περιπτώσεις, οι μετατοπίσεις και στροφές στην βάση του βάθρου δεν μεγιστοποιούνται για την ίδια θέση. Δεδομένου ότι η ακριβής θέση του ρήγματος δεν μπορεί να είναι εκ των προτέρων γνωστή, πρέπει να διερευνάται παραμετρικά στον σχεδιασμό.

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

- Αναστασόπουλος Ι., Γερόλυμος Ν., Γκαζέτας Γ. (2001), Πιθανά Αίτια Καταρρεύσεως ενός Ανοίγματος Προσβάσεως της Γέφυρας Nishinomiya-ko : Κόμπε 1995, *Πρακτικά 4ου Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*, Αθήνα, Τόμος 2, σελ. 83–90.
- 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)
- 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).
- Brune, J.N., and Allen, C.R. (1967), A low-stress-drop, low magnitude earthquake with surface faulting. The Imperial, California, Earthquake of March 4, 1966, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 57, pp. 501-514.

- Cole, D.A. Jr., and Lade, P.V. (1984), Influence Zones in Alluvium Over Dip-Slip Faults, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 110 (5), pp. 599-615.
- Duncan, J.M., and Lefebvre, G., (1973), Earth Pressure on Structures due to Fault Movement, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, Vol. 99, pp. 1153–1163.
- Faccioli, E., Anastasopoulos, I., Callerio, A., and Gazetas, G. (2008), Case histories of fault–foundation interaction, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Special Issue : Integrated approach to fault rupture- and soil-foundation interaction, 6 (4) (in press).
- Gerolymos N., and Gazetas G. (2006a), Winkler model for lateral response of rigid caisson foundations in linear soil, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26, No. 5, pp. 347–361.
- Gerolymos N., and Gazetas G. (2006b), Development of Winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26, No. 5, pp. 363–376.
- Gerolymos N., Giannakou A., Anastasopoulos I., and Gazetas G. (2008), Evidence of Beneficial Role of Inclined Piles : Observations and Numerical Results, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Special Issue : Integrated approach to fault rupture- and soil-foundation interaction, 6 (4) (in press).
- Hanlong L., Susamu I., Ichii K. (1997), *Evaluation of deformation to the pneumatic caisson foundations of the Kobe Ohashi bridge*, Rep. of the Port & Harbor Res. Inst., Japan.
- Horsfield, W.T. (1977), An Experimental Approach to Basement-Controlled Faulting, *Geologie En Mijnbouw*, 56 (4), pp. 363-370.
- 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.
- Kawashima, K. (2001), Damage of Bridges Resulting from Fault Rupture in The 1999 Kocaeli and Duzce, Turkey Earthquakes and The 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake, *Workshop on Seismic Fault-Induced Failures–Possible Remedies for Damage to Urban Facilities*, University of Tokyo Press, pp. 171-190.
- Niccum, M.R., Cluff, L.S., Chamorro, F., and Wylie, L. (1976), Banco Central de Nicaragua : A case history of a high-rise building that survived surface fault rupture, in Humphrey, C.B., ed., *Engineering Geology and Soils Engineering Symposium*, No. 14, Idaho Transportation Department, Division of Highways, pp. 133-144.
- Pamuk, A., Kalkanb, E., Linga, H.I. (2005), Structural and geotechnical impacts of surface rupture on highway structures during recent earthquakes in Turkey, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, pp. 581-589.
- Slemmons, D.B. (1957), Geological Effects of the Dixie Valley-Fairview Peak, Nevada, Earthquakes of December 16, 1954, *BSSA*, 47 (4), pp. 353–375.
- Taylor, C.L., Cline, K.M. Page, W.D., and Schwartz, D.P. (1985), The Borah Peak, Idaho earthquake of October 28, 1983 – Surface Faulting and Other Phenomena, *Earthquake Spectra*, 2 (1), pp. 23–49.
- Tazoh T., Ohtsuki A., Aoki T., Mano H., Isoda K., Iwamoto T., Arakawa T., Ishihara T., and Ookawa M. (2002), A new pile-head device for decreasing construction costs and increasing the seismic performance of pile foundations, and its application to structures, *Proc. 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Elsevier Science Ltd. Paper No. 720.
- Ulusay, R., Aydan, O., Hamada, M. (2002), The behaviour of structures built on active fault zones: Examples from the recent earthquakes of Turkey, *Structural Engineering & Earthquake Engineering*, JSCE, 19 (2), pp. 149–167.
- Youd, T. L., Bardet, J-P, and Bray, J.D. (2000), Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report, *Earthquake Spectra*, Suppl. A to Vol. 16, pp. 456.