

ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΓΕΦΥΡΩΝ ΑΠΟ Ο/Σ ΜΕ ΚΑΤΑΛΛΗΛΗ ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΟΥ ΤΥΠΟΥ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

**Α. Ι. Κάππος, Αναπληρωτής Καθηγητής
Α. Γ. Σέξτος, Πολιτικός Μηχανικός, Υποψ. Διδάκτωρ**

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Α.Π.Θ.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία διερευνά την επιρροή της ευκαμψίας της θεμελίωσης στη συνολική δυσκαμψία καθώς και στην απαίτηση πλαστιμότητας γεφυρών επί βάθρων διαφορετικού ύψους όπου τα κοντύτερα βάθρα αναμένεται να παραλάβουν το μεγαλύτερο μέρος των αδρανειακών δυνάμεων. Εξετάζονται διαφορετικές λύσεις θεμελίωσης (με πασσάλους ή με φρέατα) ενώ το πρόβλημα προσεγγίζεται με προσομοίωση του βάθρου και της θεμελίωσης χρησιμοποιώντας ελαστικές δοκούς με ανελαστικά ελατήρια στα άκρα. Αποδεικνύεται πως ο τύπος της θεμελίωσης ή ο ικανοτικός σχεδιασμός του συστήματος βάθρου-θεμελίωσης, επηρεάζουν σημαντικά τόσο την ενεργό δυσκαμψία, όσο και την απαίτηση πλαστιμότητας στα βάθρα της κατασκευής.

SUMMARY

The current study focuses on the effect of foundation stiffness on the lateral displacements and flexibility of the bridge as a whole, as well as on the ductility demand of the pier especially for bridges supported on piers of unequal height, where it may well be the case that the shorter piers resist significantly higher forces than the taller piers. Alternative designs of the foundation system are carried out, while the pier-foundation system is modelled using standard lumped plasticity models and inelastic springs at the member ends for the pier and the piles. The results clearly indicate that the foundation type, as well as the capacity design approach adopted, affect both the (effective) lateral stiffness of the bridge and the distribution of ductility demand.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το στατικό σύστημα που επιλέγεται για μια γέφυρα, η ακτίνα καμπυλότητας σε κάτοψη, ο τύπος της θεμελίωσης, η αβεβαιότητα σχετικά με τη σεισμική διέγερση (επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας, ασύγχρονη διέγερση των βάθρων, αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής) είναι μερικές μόνο από τις παραμέτρους που επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η περίπτωση σχεδιασμού γεφυρών με βάθρα διαφορετικού ύψους, η οποία συναντάται συχνά κατά τη διέλευση στενών κοιλάδων. Η ιδιαιτερότητα συνίσταται στο γεγονός ότι εάν, όπως συνηθίζεται, η διατομή είναι κοινή για όλα τα βάθρα, τότε οι κοντύτεροι στύλοι

καλούνται να παραλάβουν, για διέγερση στην εγκάρσια διεύθυνση, πολύ μεγαλύτερο μέρος των αδρανειακών δυνάμεων από τους ψηλότερους. Έχειδειχθεί (Calvi and Kingsley, 1995) πως, τουλάχιστον όταν η μεταβολή του ύψους των βάθρων δεν είναι συμβατή με τον τρόπο ταλάντωσης στη θεμελιώδη ιδιομορφή, παρατηρείται σημαντικά αυξημένη απαίτηση πλαστιμότητας και συνεπώς πολύ μεγαλύτερο ποσοστό βλάβης στα κοντύτερα βάθρα. Έτσι, αποκτά ενδιαφέρον η διερεύνηση της δυνατότητας ομοιομορφοποίησης της απαίτησης πλαστιμότητας μεταξύ των βάθρων της γέφυρας, μέσω του ελέγχου των μετακινήσεων διαρροής στην κεφαλή κάθε στύλου.

Αρκετές πρακτικές λύσεις έχουν κατά καιρούς προταθεί στο συγκεκριμένο θέμα όπως για παράδειγμα η μείωση της διατομής των κοντύτερων βάθρων ώστε οι αδρανειακές δυνάμεις να προκύπτουν συγκριτικά ασθενέστερες. Η λύση αυτή όμως, πέρα από τα ζητήματα αισθητικής και ομοιομορφίας που ενδεχομένως εγείρει, περιορίζεται από την απαίτηση μεταφοράς του αξονικού φορτίου στο έδαφος καθώς και από την αλλοίωση των δυναμικών χαρακτηριστικών του συστήματος. Η αύξηση της δυσκαμψίας ή της αντοχής των κοντύτερων βάθρων από την άλλη, οδηγεί στο αντίθετο αποτέλεσμα δηλαδή στην έλξη μεγαλύτερων αδρανειακών δυνάμεων με αποτέλεσμα να απαιτούνται συστήματα σεισμικής μόνωσης προκειμένου να επιτευχθεί η ζητούμενη κατανομή της πλαστιμότητας. Τέτοια συστήματα χρησιμοποιούνται προσφάτως αρκετά συχνά, καθώς προσφέρουν στο μηχανικό τη δυνατότητα να ομοιομορφοποιήσει την απόκριση της γέφυρας επιλέγοντας το είδος της μόνωσης και μεταβάλλοντας τη δυσκαμψία, αντοχή διαρροής και δυνατότητα επιμήκυνσης (Calvi and Pavese, 1997). Εναλλακτικά, είναι δυνατό να επιδιωχθεί η προσαρμογή του ύψους των βάθρων ώστε να ακολουθούν το πρώτο τμήμα ημιτονοειδούς συνάρτησης μεταξύ των δύο ακροβάθρων, υπό την προϋπόθεση ότι το ανάγλυφο το επιτρέπει και η κίνηση στην κατακόρυφη διεύθυνση είναι δεσμευμένη. Απευθείας επέμβαση στο ύψος των βάθρων αποτελεί η τοποθέτησή τους εντός κατάλληλων θηκών, ενώ σε περίπτωση που όλες οι ανωτέρω λύσεις δεν είναι για τον ένα ή τον άλλο λόγο εφικτές, έχει προταθεί (Priestley et al., 1980) η διερεύνηση της δυνατότητας διαδοχικής (αντί ταυτόχρονης) διαρροής του οπλισμού της βάσης των βάθρων, με τρόπο ανάλογο προς την κατανομή της μάζας στην ανωδομή. Παρά το γεγονός ότι η ευκαμψία της θεμελίωσης είναι καθοριστικός παράγοντας στη σεισμική απόκριση γεφυρών από Ο/Σ, δεν έχει διερευνηθεί επαρκώς ως λύση στο ανωτέρω πρόβλημα με εξαίρεση ίσως παλιότερη εργασία του Priestley (1980) που ανέφερε τη δυνατότητα μεταβολής της ευκαμψίας της θεμελίωσης ως εργαλείο ομοιομορφοποίησης της απαίτησης πλαστιμότητας.

Η παρούσα εργασία εστιάζει κατά κύριο λόγο στη μελέτη της επιρροής του τύπου, της ευκαμψίας και της διάταξης των πασσάλων της θεμελίωσης των βάθρων μιας γέφυρας στην κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στο φορέα της ανωδομής. Επιχειρήθηκε να διατηρηθεί μια ισορροπία μεταξύ των εναλλακτικών θεωρητικών προσεγγίσεων και των τεχνικών που ακολουθούνται στην πράξη, με αποτέλεσμα οι παραμετρικές αναλύσεις να επιλεγούν με βάση φυσικούς περιορισμούς. Το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στις κρίσιμες θέσεις του συστήματος θεμελίωσης-βάθρου όταν αυτό υπόκειται σε διέγερση κατά την εγκάρσια διεύθυνση καθώς και στη μελέτη της μεταβολής της απαίτησης πλαστιμότητας του ίδιου του βάθρου.

2. ΣΥΣΤΗΜΑ ΠΟΥ ΜΕΛΕΤΗΘΗΚΕ

Προκειμένου να είναι εφικτή η σύγκριση με προηγούμενες μελέτες, επιλέχθηκε η αναφορά σε ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα γέφυρας που έχει αποτελέσει αντικείμενο συγκριτικής μελέτης στο παρελθόν (2nd International Workshop on the Seismic Design of Bridges, New Zealand, Park, 1994). Πρόκειται για γέφυρα εννέα ανοιγμάτων, συνολικού μήκους 244m, με ακτίνα καμπυλότητας σε κάτοψη ίση με 200m. Ο φορέας του καταστρώματος είναι κιβωτοειδούς δικυβελικής διατομής και εδράζεται σε βάθρα ύψους 6 έως 15m. Τα χρησιμοποιούμενα ελαστομεταλλικά εφέδρανα παρέχουν τη δυνατότητα στροφής και διαμήκους μετακίνησης του καταστρώματος σε σχέση με τη δοκό εδράσεως, ενώ δεσμεύουν κάθε κίνηση εγκάρσια στον άξονα της γέφυρας.

Η παρούσα εργασία εστιάζεται κυρίως στο μεσόβαθρο αριθμός 6, με ύψος 9 μέτρων ενώ παράλληλα μελετήθηκε και το πλέον κοντό (6 m) βάθρο. Η διατομή του βάθρου θεωρήθηκε κυκλική διαμέτρου 1.5m με διαμήκη οπλισμό 48Φ32 και εγκάρσιο οπλισμό Φ12/70 mm για το κάτω 20% του ύψους του βάθρου και Φ12/140 για το υπόλοιπο. Η διάμετρος των πασσάλων θεμελίωσης από Ο/Σ επιλέχθηκε σε σχέση με το είδος της θεμελίωσης και τη μέθοδο σχεδιασμού. Το έδαφος αποτελείται από μια ομοιόμορφη στρώση πυκνής άμμου με πυκνότητα και δυσκαμψία που θεωρείται ότι μεταβάλλεται γραμμικά με το βάθος. Το εδαφικό υλικό θεωρείται ότι περνά στην ανελαστική περιοχή όταν οι μετακίνηση υπερβεί την οριακή τιμή των 25mm με αποτέλεσμα η δυσκαμψία της (ελατηριακή σταθερά), να μειώνεται στο 1/4 της αρχικής. Θεωρήθηκε, τέλος, ότι το βάρος της ανωδομής που είναι ίσο προς 200 kN/m κατανέμεται ισομερώς σε κάθε βάθρο.

3. ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΥΠΟΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Προκειμένου να μελετηθεί η επιρροή της ενδοσιμότητας της θεμελίωσης στη συνολική δυσκαμψία του συστήματος και τη συνακόλουθη απαίτηση πλαστιμότητας, το αρχικό σύστημα της ομάδας των 2×2 πασσάλων από Ο/Σ (Park, 1994) δεν είναι προφανώς αρκετό. Έτσι, επιπρόσθετα της λύσης αυτής, μελετήθηκε μια περισσότερο εύκαμπτη θεμελίωση αποτελούμενη από έναν μεμονωμένο φρεατοπάσσαλο με ελάχιστη απαιτούμενη διατομή Φ150. Ο σπειροειδής οπλισμός περίσφιξης υπολογίστηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 ενώ ο απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός προέκυψε με βάση τις δύο κυριότερες πρακτικές σχεδιασμού.

Η πρώτη προσέγγιση η οποία αποτελεί μια όλο και περισσότερο διαδεδομένη μέθοδο σχεδιασμού θεμελιώσεων γεφυρών αφορά σ' ένα ουσιαστικά ενιαίο σύστημα φρεατοπασσάλου και βάθρου όπου πέρα από τον αρμό διακοπής (συνήθως στο επίπεδο του εδάφους) δεν υπάρχει άλλη διαφοροποίηση μεταξύ των δύο στοιχείων σε σχέση με τη γεωμετρία και τον οπλισμό. Το σύστημα αυτό προσφέρει οικονομία, ευκολία και ταχύτητα κατασκευής, είναι όμως φανερό πως η πλαστική άρθρωση θα σχηματιστεί στον πάσσαλο και σε βάθος 1.5-2.5 φορές τη διάμετρο του, με αποτέλεσμα να καθίσταται προβληματική η διάγνωση και επισκευή της βλάβης. Εξαιτίας της μικρής κλίσης του διαγράμματος των ροπών, το κρίσιμο μήκος της πλαστικής άρθρωσης αναμένεται να είναι μεγάλο ενώ η συγκριτικά μεγάλη ευκαμψία αυτού του συστήματος είναι δυνατό να οδηγήσει σε μη αποδεκτές τιμές σεισμικών μετακινήσεων.

Προκειμένου να αντιμετωπιστούν τα ανωτέρω μειονεκτήματα μια λύση αποτελεί η αύξηση της ροπής αντοχής της διατομής του πασσάλου σε τέτοιο βαθμό ώστε να διασφαλιστεί ότι η διαρροή του οπλισμού και άρα και ο σχηματισμός της πρώτης πλαστικής άρθρωσης θα παρατηρηθεί στη βάση του βάθρου. Με αυτή την ουσιαστικά ικανοτική προσέγγιση, όπου η καμπτική αντοχή του πασσάλου απαιτείται να υπερβαίνει την υπεραντοχή της βάσης του μεσόβαθρου, περιορίζονται οι μετακινήσεις σε σχέση με το ανωτέρω σύστημα αλλά εξαιτίας του μικρότερου μήκους πλαστικής άρθρωσης, είναι δυνατό να οδηγηθεί η διατομή σε πρόιμη αποφλοιώση και επομένως περιορισμό της δυνατότητας στροφής της, χωρίς να αγνοείται και το ψηλότερο κόστος. Μπορεί συνεπώς να θεωρηθεί πως οι δύο αυτές προσεγγίσεις αποτελούν τα πρακτικά όρια εντός των οποίων περιορίζεται ο σχεδιασμός της θεμελίωσης μεμονωμένου πασσάλου και για το λόγο αυτόν, εκτός της ομάδας 2x2 πασσάλων, επιλέχθηκαν και τα δύο συστήματα που αντιστοιχούν στις ανωτέρω μεθόδους (Σχ.1).

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των τριών συστημάτων ανακύπτει η απαίτηση συμβατότητας, ώστε εκτός των κοινών παραδοχών σχετικά με τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών να ισχύουν οι ίδιες μέθοδοι σχεδιασμού και να χρησιμοποιούνται οι ίδιες σεισμικές δράσεις (φάσμα σχεδιασμού). Στην εν λόγω μελέτη περίπτωσης (Park 1994) μόνη απαίτηση ήταν η αποτίμηση (όχι ο σχεδιασμός) της γέφυρας να πραγματοποιηθεί με βάση το φάσμα απόκρισης του EC8 ανηγμένο σε εδαφική επιτάχυνση 0.5g. Εφόσον όμως ο οπλισμός του βάθρου και της ομάδας των πασσάλων είναι δεδομένος και ταυτόχρονα υπάρχει η ανωτέρω απαίτηση συμβατότητας, προτιμήθηκε η διατήρηση του δοθέντος οπλισμού της ομάδας 2x2 και ο αντίστροφος υπολογισμός εκείνης της τιμής επιτάχυνσης εδάφους που θα απαιτούνταν σύμφωνα με τον EC8 ώστε να προκύψει ο διαθέσιμος οπλισμός του βάθρου και των πασσάλων. Έχοντας υπολογίσει την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (0.24g) και του αντίστοιχου ισοδύναμου στατικού σεισμικού φορτίου (1056kN), κατέστη εφικτός ο σχεδιασμός των υπολοίπων δύο συστημάτων με τρόπο συμβατό και για κοινό επίπεδο σεισμικής διέγερσης. Επιπρόσθετα, η διατομή και ο οπλισμός του βάθρου θεωρήθηκαν σταθερά μεταξύ των τριών συστημάτων ώστε να είναι δυνατή η ανάδειξη της σχετικής σημασίας του είδους και της δυσκαμψίας των αντίστοιχων στοιχείων θεμελίωσης. Οι ανωτέρω παραδοχές εξασφαλίζουν τη συμβατότητα σχεδιασμού μόνο ως ένα βαθμό, καθώς είναι μάλλον απίθανο τρία βάθρα με διαφορετικό τύπο θεμελίωσης να σχεδιαστούν για το ίδιο επίπεδο σεισμικής δράσης αφού στα περισσότερα εύκαμπτα συστήματα, η ιδιοπερίοδος θα ήταν μεγαλύτερη και συνεπώς στη γενική περίπτωση οι σεισμικές δυνάμεις μικρότερες. Για το θέμα αυτό ο EC8 προβλέπει ότι οι βάσεις των μεσόβαθρων μιας γέφυρας είναι δυνατό να θεωρούνται πλήρως πακτωμένες με εξαίρεση περιπτώσεις όπου η συνεισφορά της ενδοσιμότητας του εδάφους υπερβαίνει το 30%.

Ένα ακόμη ενδιαφέρον ζήτημα συμβατότητας αφορά στο συντελεστή μετελαστικής συμπεριφοράς q ο οποίος σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 εξαρτάται από την πιθανότητα σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης στους πασσάλους, γεγονός που έχει εξαρχής αποκλειστεί στις άλλες δύο περιπτώσεις, με αποτέλεσμα διαφορετικό συντελεστή συμπεριφοράς σε κάθε σύστημα. Το θέμα αυτό αντιμετωπίζεται με την υιοθέτηση της μικρότερης τιμής συντελεστή $q=2.5$, η οποία σύμφωνα με το N.E.A.K. θεωρείται υποχρεωτικά κοινή για όλη την κατασκευή (και για τις δύο διευθύνσεις).

4. ΖΗΤΗΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Η αποτίμηση της επίδρασης του είδους της θεμελίωσης στην εγκάρσια σεισμική απόκριση της γέφυρας πραγματοποιήθηκε με μια σειρά από μη γραμμικές ανελαστικές αναλύσεις με μονότονη αύξηση της επιβαλλόμενης δύναμης (pushover analyses) επί διαφορετικών μοντέλων πεπερασμένων στοιχείων. Για τις αναλύσεις αυτές χρησιμοποιήθηκε το γενικό πακέτο πεπερασμένων στοιχείων ANSYS (ANSYS Inc., 1995) το οποίο, όπως συνήθως συμβαίνει με τα γενικής χρήσης προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων, δεν περιλαμβάνει συγκεκριμένα εργαλεία για τη προσομοίωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς γραμμικών στοιχείων παρά το γεγονός ότι υποστηρίζει αρκετά ανεπτυγμένα μη-γραμμικά μοντέλα για το συνεχές μέσο.

Έτσι, η απόπειρα προσομοίωσης της απόκρισης του βάρου και της θεμελίωσης στην ανελαστική περιοχή με τη χρήση των πολύ γενικών διαθέσιμων εργαλείων του συγκεκριμένου προγράμματος παρουσιάζει ιδιαίτερο πρακτικό ενδιαφέρον. Είναι γνωστό πως ένα πλήθος προγραμμάτων ειδικής χρήσης περιλαμβάνουν κατάλληλα μοντέλα ανελαστικής συμπεριφοράς διατομών από Ο/Σ, δεν παρέχουν όμως τη δυνατότητα εισαγωγής επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων τα οποία έχουν εφαρμοστεί σε άλλο στάδιο της παρούσας μελέτης αντί των ελατηρίων του εδάφους (Sextos, 1998).

Ο τρόπος προσέγγισης που υιοθετήθηκε για την προσομοίωση των διατομών από Ο/Σ συνίσταται σε συνδυασμό μιας ελαστικής δοκού με δύο ανελαστικά ελατήρια τα οποία συνδέονται στα άκρα της σε σειρά, πρόκειται δηλαδή για ένα τυπικό μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Σύμφωνα με αυτή τη θεώρηση, η συνολική ευκαμψία του συστήματος δοκός-ελατήρια δίνεται από το άθροισμα της ευκαμψίας των επιμέρους στοιχείων, ενώ η συνολική στρόφη της διατομής εξαρτάται τόσο από την πλαστική στρόφη των ελατηρίων όσο και από την κάμψη της ελαστικής δοκού.

Ο υπολογισμός της σχέσης ροπών-καμπυλοτήτων (Μ-φ) έγινε με χρήση του προγράμματος RCCOLA-90 (Κάππος, 1993) που προσδιορίζει τη σχέση Μ-φ με το μοντέλο των λωρίδων, αλλά και βάσει κλειστών λύσεων για ορθογωνικές και κυκλικές διατομές. Η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων στην περίπτωση περισφιγμένων κυκλικών διατομών περιγράφεται ικανοποιητικά από το μοντέλο των Mander et al. (1988).

Η καμπυλότητα αστοχίας εξαρτάται από την αστοχία του περισφιγμένου σκυροδέματος, του οποίου η παραμόρφωση αστοχίας ϵ_{cu} πάρθηκε ως η ελάχιστη από τις τρεις παρακάτω παραμορφώσεις που αντιστοιχούν: (α) σε πτώση τάση ίση με $0.85f_c$, (β) στην πρώτη θραύση των συνδετήρων (γ) στο λυγισμό του θλιβόμενου οπλισμού. Στο Σχ. 2 παρουσιάζεται η συνολική διαδικασία που περιλαμβάνει τον υπολογισμό των σχέσεων τάσεων-παραμορφώσεων, ροπών-στροφών και ροπών-καμπυλοτήτων.

Τα μη-γραμμικά ελατήρια του ANSYS έχουν μονόπλευρη λειτουργία, με τυχόντα νόμο δύναμης-παραμόρφωσης, ενώ προκειμένου να περιγραφεί η συγκεντρωμένη στα άκρα πλαστικότητα χρησιμοποιούνται αμιγώς στρωφικά ελατήρια. Η απαιτούμενη σχέση ροπών-στροφών (Μ-θ) προκύπτει κατά τα γνωστά (Penelis & Karpos 1997) από την προαναφερθείσα σχέση ροπών-καμπυλοτήτων (Μ-φ). Αφού οριστεί η ικανότητα πλαστικής στρόφης θ_{pu} και η ροπή αστοχίας M_u , μπορεί να προσδιοριστεί η κλίση του διαγράμματος Μ-θ, με ένωση των σημείων διαρροής και αστοχίας (Σχ. 2).

Αναφορικά με την προσομοίωση του εδάφους, ακολουθήθηκαν δύο προσεγγίσεις, η πρώτη με αντικατάσταση του εδάφους με ελατηρία Winkler, ενώ η δεύτερη με θεώρηση συνεχούς εδαφικού μέσου και χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων επίπεδης παραμόρφωσης. Συγκριτικά αποτελέσματα των δύο μεθόδων παρουσιάζονται διεξοδικά αλλού (Sextos, 1998).

5. ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΥ ΤΥΠΟΥ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΠΑΣΣΑΛΩΝ -ΒΑΘΡΟΥ.

5.1 Επιρροή στη συνολική δυσκαμψία του συστήματος

Στο σχήμα 3 παρουσιάζονται οι σχέσεις δύναμης-ανηγμένης μετακίνησης που αντιστοιχούν στα τρία συστήματα θεμελίωσης, όπου είναι εμφανής η διαφορετική δυσκαμψία και ο διαφορετικός μηχανισμός διαρροής σε κάθε σύστημα. Η ισοδύναμη δυσκαμψία του κάθε συστήματος ορίστηκε με βάση την τρέχουσα πρακτική (Priestley et al., 1996) ως ο λόγος της δύναμης διαρροής προς την αντίστοιχη μετακίνηση.

Το ενδιαφέρον εστιάζεται όχι τόσο στο γεγονός ότι το σύστημα με τη θεμελίωση του μεμονωμένου πασσάλου είναι περισσότερο εύκαμπτο από ότι ένα μεσόβαθρο επί μιας ομάδας 2×2 πασσάλων, κάτι που είναι γενικά αναμενόμενο, όσο στην έκταση του φαινομένου αυτού, καθώς και στην ποσοτική αποτίμηση της σχετικής δυσκαμψίας των δύο συστημάτων μεμονωμένης θεμελίωσης. Από τα αποτελέσματα του Πίν.1 είναι φανερό πως η επιλογή της ομάδας πασσάλων οδηγεί σε 2.6 έως 4.2 φορές περισσότερο δύσκαμπτη απόκριση, σε σχέση με το σύστημα του ικανοτικά σχεδιασμένου (Φ200) και του μικρότερου (Φ150) μεμονωμένου πασσάλου αντίστοιχα, παρά το γεγονός ότι οι διαστάσεις του βάθρου είναι και στις τρεις περιπτώσεις κοινές. Προκύπτει συνεπώς πως ο τύπος και η συνακόλουθη ενδοσιμότητα της θεμελίωσης παίζουν πρωταρχικό ρόλο στη συνολική ευκαμψία κατά τα άλλα παρόμοιων συστημάτων έδρασης γεφυρών.

5.2 Επιρροή της μεθόδου σχεδιασμού στον πλαστικό μηχανισμό

Σε ότι αφορά στο μηχανισμό διαρροής του συστήματος, θα πρέπει να τονιστεί ότι σε καμία από τις περιπτώσεις που μελετήθηκαν δεν παρατηρήθηκε ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στο βάθρο ή στους πασσάλους για το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού των 1056 kN. Παρόλα αυτά, στην περίπτωση των συστημάτων θεμελίωσης με φρεατοπάσσαλο (Φ150, Φ200) το έδαφος πέρασε στην πλαστική περιοχή αρκετά νωρίς και συγκεκριμένα στο 46 και 75% του σεισμικού φορτίου, αντίστοιχα. Επιπλέον, στην πρώτη από τις ανωτέρω περιπτώσεις η πλαστική άρθρωση σχηματίζεται στον πάσσαλο, σε βάθος 3m, ενώ το μήκος της υπολογίστηκε από τις αναλύσεις σε 5.2m. Η θέση και έκταση της άρθρωσης αυτής βρίσκεται σε πολύ καλή συμφωνία με τα διαθέσιμα από τη βιβλιογραφία δεδομένα (Priestley et al., 1996) που προβλέπουν την εμφάνιση της μέγιστης καμπτικής ροπής σε βάθος ίσο προς 1.5-2.5 φορές τη διάμετρο του πασσάλου και μήκος άρθρωσης ίσο με 3-6D. Στο ικανοτικά σχεδιασμένο σύστημα φρεατοπάσσάλου Φ200, ο σχηματισμός της πρώτης πλαστικής άρθρωσης παρατηρείται στη βάση του βάθρου, όπως επιδιωκόταν από το σχεδιασμό. Τονίζεται πάντως πως εξαιτίας της κράτυνσης του οπλισμού στη βάση του βάθρου, ακόμη και ο ικανοτικά

σχεδιασμένος πάσσαλος δεν αποφεύγει τελικά τη διαρροή, γεγονός που όμως συμβαίνει για σχετικό βέλος στην κεφαλή 5.6%, δηλαδή πολύ μετά τη διαρροή του βάρου.

Το σύστημα της ομάδας πασσάλων από την άλλη, είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτο και η πλαστική άρθρωση σχηματίζεται στη βάση του βάρου και ενώ η ροπή κάμψης στην κεφαλή των πασσάλων δεν υπερβαίνει το 30% της αντίστοιχης ροπής διαρροής.

5.3 Επιρροή γεωμετρικής μη-γραμμικότητας και κριτηρίων αστοχίας

Από το μεγάλο μέγεθος των ανηγμένων μετακινήσεων που παρατηρούνται στο σχ. 3, προκύπτει η απαίτηση του συνυπολογισμού φαινομένων 2ας τάξεως που συνδέονται με τη γεωμετρική μη-γραμμικότητα για την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης των τριών συστημάτων. Έτσι, κρίθηκε επιβεβλημένο να επαναληφθούν όλες οι προγενέστερες αναλύσεις λαμβάνοντας υπόψη και την επιρροή των μεγάλων μετακινήσεων και συμπεριλαμβάνοντας την περίπτωση πολύ δύσκαμπτης θεμελίωσης (μεγάλος αριθμός πασσάλων). Από τις παραμετρικές αναλύσεις προκύπτει πως ο συνυπολογισμός της γεωμετρικής μη-γραμμικότητας παίζει σημαντικό, αν και όχι καταλυτικό, ρόλο στη δυσκαμψία μόνο των πολύ εύκαμπτων συστημάτων και μάλιστα ύστερα από μετακίνηση της τάξης του 2% του ύψους του βάρου. Οι απαιτούμενες δυνάμεις για τη διαρροή του οπλισμού και το σχηματισμό της πλαστικής άρθρωσης είναι μικρότερες, όπως ήταν αναμενόμενο, ενώ όσο περισσότερο εύκαμπτο είναι το σύστημα βάρου-θεμελίωσης τόσο πιο μεγάλη είναι η μείωση της απαιτούμενης για τη διαρροή δύναμης. Σε κάθε περίπτωση πάντως, η σχετική δυσκαμψία των τριών συστημάτων παρέμεινε γενικά αναλλοίωτη σε σχέση με την πρώτη ομάδα αναλύσεων.

Οι κυριότερες παράμετροι που αφορούν στην επίλυση με φαινόμενα γεωμετρικής μη-γραμμικότητας συνοψίζονται στον πίνακα 2 όπου η αναφερόμενη πλαστιμότητα μετακινήσεων ορίζεται είτε μέσω κριτηρίων ευστάθειας, είτε σε σχέση με την ικανότητα πλαστικής στροφής με βάση τα κριτήρια αστοχίας που περιγράφησαν νωρίτερα. Σε γενικές γραμμές αυτό που παρατηρήθηκε ήταν ότι η πλαστιμότητα μετακινήσεων μ_{Δ} μειώνεται στις αναλύσεις β' τάξης τόσο περισσότερο όσο το σύστημα γίνεται πιο εύκαμπτο, γεγονός που δεν προκαλεί έκπληξη αν σκεφτεί κανείς το μεγάλο μέγεθος των μετακινήσεων στις οποίες λαμβάνει χώρα η πρώτη διαρροή τέτοιων συστημάτων. Παρά το ότι η πλαστιμότητα μετακινήσεων αποτελεί έναν ικανοποιητικό δείκτη σχετικά με τη σχετική σημασία των πλαστικών μετακινήσεων ως προς τις ελαστικές, τα τελευταία χρόνια έχει εδραιωθεί η άποψη πως το πιο σημαντικό κριτήριο σεισμικού σχεδιασμού είναι η δυνατότητα της κατασκευής να «αντέξει» ένα συγκεκριμένο επίπεδο παραμορφώσεων χωρίς να καταρρεύσει. Με αυτό το σκεπτικό είναι φανερό πως οι πολύ μεγάλες ανηγμένες μετακινήσεις της τάξης του 8% (του ύψους) που αναπτύσσονται στα βάρη επί φρεατοπασσάλων δεν σημαίνουν κατ'ανάγκη δυσμενέστερη συμπεριφορά από αυτή των συστημάτων ομάδας πασσάλων (2x2 ή μεγάλο αριθμό πασσάλων προσομοιωμένων ως απόλυτα άκαμπτη θεμελίωση), παρά το γεγονός ότι η πλαστιμότητα μετακινήσεων των τελευταίων είναι σχεδόν διπλάσια.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει και η δυνατότητα του κάθε συστήματος να αποσβέσει ενέργεια, η διαδικασία όμως της μονότονης φόρτισης που ακολουθήθηκε δεν ευνοεί την εξαγωγή ασφαλών συμπερασμάτων. Παρόλα αυτά, στη βάση του ότι η απορρόφηση

σεισμικής ενέργειας μπορεί να θεωρηθεί ως μια ένδειξη της δυνατότητας απόσβεσης της σεισμικής κίνησης, παρατηρείται πως το περισσότερο δύσκαμπτο σύστημα απορροφά το μικρότερο σχετικά μέρος της ενέργειας (στο στάδιο κατάρρευσης).

5.4 Επιρροή των συνοριακών συνθηκών και του ύψους του βάρου

Όλες οι παραπάνω παρατηρήσεις αφορούν στο μεσόβαθρο με ύψος 9m για το οποίο έχει υποτεθεί πως δεν δεσμεύεται από το κατάστρωμα, με αποτέλεσμα να έχει επιλυθεί ως οριζόντια φορτισμένος πρόβολος. Προκειμένου να διερευνηθεί η δυνατότητα γενίκευσης των αποτελεσμάτων που εξήχθησαν ως τώρα, μελετήθηκαν επιπλέον εναλλακτικές περιπτώσεις δέσμευσης στην κεφαλή του βάρου.

Η περίπτωση της μονολιθικής σύνδεσης μεσόβαθρου-καταστρώματος θεωρήθηκε πρώτη, διατηρώντας όμως χάριν ευκολίας τις ίδιες υποθέσεις σχετικά με τις διαστάσεις και την όπλιση των διατομών από Ο/Σ των τριών συστημάτων, παρά το γεγονός ότι διαφορετική μορφή στήριξης συνεπάγεται διαφορετική δυσκαμψία και συνεπώς άλλο επίπεδο σεισμικών δυνάμεων και απαιτούμενου οπλισμού – εξαίρεση αποτελεί η περίπτωση όπου τα συστήματα καλύπτονται από τις διατάξεις για τον ελάχιστο απαιτούμενο οπλισμό. Οι επιπρόσθετες επιλύσεις καταδεικνύουν πως η πάκτωση στην κεφαλή του πασσάλου έχει πρακτικά διπλό αποτέλεσμα: Αφενός μεταβάλλεται άμεσα ο μηχανισμός σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης με αποτέλεσμα η τελευταία να παρατηρείται σε όλα ανεξαιρέτως τα συστήματα στη θέση πάκτωσης και αφετέρου προέκυψε (πίν. 3) ότι η δρώσα δυσκαμψία, αυξήθηκε σημαντικά (έως τρεις φορές), παρά το ότι η σχετική δυσκαμψία των τριών συστημάτων παρέμεινε αμετάβλητη.

Η διερεύνηση της ευαισθησίας των ανωτέρω παρατηρήσεων στην παραδοχή αναφορικά με το ύψος του βάρου πραγματοποιήθηκε με μια σειρά αναλύσεων επί τριών ουσιαστικά ίδιων με τα προηγούμενα συστημάτων από άποψης διαστάσεων και οπλισμού της διατομής με μικρότερο όμως ύψος (6m). Όπως και προηγουμένως, η υπόθεση αυτή ελέγχεται για την ακρίβειά της καθώς ένα κοντύτερο βάθρο είναι αναμενόμενο να υπόκειται σε μεγαλύτερες σεισμικές δυνάμεις από ότι ένας ίδιας διατομής στύλος με μεγαλύτερο ύψος, γεγονός που προφανώς θα οδηγούσε σε διαφορετικό επίπεδο απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Παρά τους περιορισμούς αυτούς πάντως, τέτοιες συμπληρωματικές αναλύσεις είναι δυνατό να καταδείξουν τη γενικότερη σχέση της σεισμικής απόκρισης και του ύψους ενός βάρου. Από τα αποτελέσματα τα οποία συνοψίζονται στον πίν. 4 παρατηρείται ότι ενώ, όπως ήταν αναμενόμενο, η δυσκαμψία των συστημάτων με βάρη 6m είναι έως και 2.4 φορές μεγαλύτερη, η σχετική δυσκαμψία τους διατηρεί την ίδια τάση αλλά σε μικρότερο βαθμό. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι όσο περισσότερο δύσκαμπτο (κοντύτερο ή/και ισχυρότερα οπλισμένο) είναι το υποστύλωμα, τόσο περιορίζεται ο ρόλος της δυσκαμψίας της θεμελίωσης στην συνολική απόκριση.

Αξίζει εδώ να σημειωθεί ότι η σχέση της ελαστικής δυσκαμψίας δύο βάρων 9 και 6m είναι ανάλογη της τρίτης δύναμης του ύψους $(9.0/6.0)^3=3.37$ με την υπόθεση κοινών συνοριακών συνθηκών. Από την άλλη, αποδείχθηκε νωρίτερα (πίν. 1) πως μεταβάλλοντας τον τύπο της θεμελίωσης ενός μεσόβαθρου είναι δυνατό να επιτευχθεί σχέση μέγιστης προς ελάχιστη δυσκαμψία της τάξης του 4.2. Το γεγονός αυτό πρακτικά

σημαίνει πως ανεξάρτητα από την ανομοιομορφία στο ύψος που μπορεί να παρουσιάζουν τα βάθρα μιας γέφυρας, είναι απολύτως εφικτή η επίτευξη ομοιόμορφης δυσκαμψίας αυτών με την κατάλληλη επιλογή και σχεδιασμό των θεμελιώσεων τους.

5.5 Συνολικότερη θεώρηση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής.

Η σεισμική συμπεριφορά του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-βάθρου είναι ιδιαίτερα πολύπλοκη και πολυπαραμετρική ώστε να μην είναι πάντα ασφαλής η εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής μεθόδου που ακολουθήθηκε. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα στη γενική περίπτωση να μην είναι πρακτικά δυνατό να μελετηθεί το κάθε μεσόβαθρο χωριστά από την απόκριση του συνόλου της κατασκευής. Για παράδειγμα, ανομοιομορφία στην κατανομή της απαιτούμενης πλαστιμότητας είναι δυνατό να υπάρξει σε κατασκευές που παρουσιάζουν μικρό βαθμό κανονικότητας σε κάτοψη (π.χ. μεγάλη ακτίνα καμπυλότητας) όπου έχει δειχθεί (Calvi, 1997) πως η υιοθέτηση ενός κοινού συντελεστή μετελαστικής συμπεριφοράς q δεν οδηγεί σε σχεδιασμό προς τη μεριά της ασφάλειας. Επιπρόσθετα, ο μονότονος και ουσιαστικά στατικός χαρακτήρας της σεισμικής φόρτισης πρακτικά περιορίζει το φαινόμενο της αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής στο κινηματικό της μέρος. Συστηματικές εργασίες έχουν πραγματοποιηθεί (π.χ. Mylonakis et al., 1997) για τη μελέτη της επιρροής της αδρανειακής αλληλεπίδρασης που οφείλεται στα σχετικά δυναμικά χαρακτηριστικά του εδάφους και της ανωδομής. Στη γενική περίπτωση της θεμελίωσης με ομάδα πασσάλων, τίθεται επίσης το θέμα της εκτεταμένης σύζευξης αυτών μεταξύ τους, δηλαδή της επιπρόσθετης δυναμικής αλληλεπίδρασης μεταξύ των μελών της θεμελίωσης (pile group effect). Παρόλα αυτά, τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τη διαδοχικά αυξανόμενη μονότονη φόρτιση (push over analysis) των τριών συστημάτων που μελετήθηκαν δεν αναιρούνται από τα παραπάνω, όχι μόνο επειδή το ενδιαφέρον της παρούσας εργασίας εστιάζεται στη σχετική δυσκαμψία (άρα τη στατική συμπεριφορά) των τριών επιλεγμένων συστημάτων αλλά και επειδή η μέθοδος αυτή ανάλυσης συνάδει με την τρέχουσα πρακτική σχεδιασμού και αποτίμησης γεφυρών από Ο/Σ.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Ο τύπος και η ευκαμψία της θεμελίωσης επηρεάζει σημαντικά τη δυσκαμψία του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-βάθρου. Με την επιλογή του είδους της θεμελίωσης, αλλά και της μεθόδου σχεδιασμού, είναι εφικτή η ομοιομορφοποίηση των σεισμικών μετακινήσεων που αντιστοιχούν στη διαρροή του κάθε βάθρου, ώστε οι απαιτήσεις πλαστιμότητας να είναι παρόμοιες.
2. Οι σεισμικές μετακινήσεις ενός βάθρου δεν είναι απλώς θέμα δυσκαμψίας αλλά σε μεγάλο βαθμό εξαρτώνται από τη θέση και το μήκος της πρώτης πλαστικής άρθρωσης αφού ένα σύστημα έδρασης γέφυρας καλείται ενγένει να αποκριθεί ανελαστικά ακόμα και στο σεισμό σχεδιασμού. Οι επιλογές του μηχανικού συνεπώς ως προς την εφαρμογή ή όχι ικανοτικού σχεδιασμού, τον τύπο της θεμελίωσης καθώς και το βαθμό εξασφάλισης συνέχειας στη σύνδεση βάθρου-ανωδομής είναι

- δυνατό να επηρεάσουν καθοριστικά το μηχανισμό πλαστικών αρθρώσεων και κατ' επέκταση τη συνολική δράση δυσκαμψία του συστήματος.
3. Η συμβολή της ενδοσιμότητας του εδάφους στις συνολικές σεισμικές μετακινήσεις του βάθρου αυξάνει όσο περισσότερο εύκαμπτο είναι το σύστημα στήριξης της γέφυρας, καθίσταται όμως σημαντική μόνο στην περίπτωση που το εδαφικό υλικό εισέλθει στην πλαστική περιοχή.
 4. Ο συνυπολογισμός των γεωμετρικών μη-γραμμικοτήτων στην ανάλυση είναι αναγκαίος στα πιο εύκαμπτα συστήματα. Η απαιτούμενη σεισμική δύναμη για τη διαρροή του οπλισμού της εκάστοτε κρίσιμης διατομής προκύπτει μικρότερη, χωρίς όμως να μεταβάλλεται ουσιαστικά η σχετική δυσκαμψία των τριών συστημάτων.
 5. Η πλαστιμότητα μετακινήσεων των βάθρων έδειξε μια τάση για μείωση στα πιο εύκαμπτα συστήματα, στα οποία όμως η σεισμική μετακίνηση που αντιστοιχεί σε αστοχία ήταν μεγαλύτερη. Στη λογική του αντισεισμικού σχεδιασμού με βάση τις μετακινήσεις αυτό σημαίνει πως, αν και μικρότερης πλαστιμότητας, τα εύκαμπτα συστήματα δεν έχουν κατ' ανάγκη υποδεέστερη σεισμική συμπεριφορά.
 6. Η ύπαρξη μονολιθικής συμπεριφοράς ανάμεσα στο βάθρο και τον φορέα της ανωδομής αυξάνει σημαντικά τη συνολική δυσκαμψία των κατά τα άλλα παρόμοιων συστημάτων και μεταβάλλει το μηχανισμό σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης χωρίς όμως να επιδρά ουσιαστικά επί της σχετικής δυσκαμψία τους. Η παρατήρηση αυτή βρέθηκε ότι ισχύει ανεξάρτητα από το ύψος του βάθρου.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ANSYS, Inc (1995)
ANSYS User's manual. Revision 5.3-Online version, SAS IP, Houston, USA.
- Calvi, G.M. and Kingsley, G.R. (1995)
 Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures, *Earthq. Engineering and Struct. Dynamics*, (24)9, 1247-1266.
- Calvi, G. M. and Pavese, A., (1997)
 Conceptual design of isolation systems for bridge structures, *Journal of Earthquake Engineering*, **1** (1), 193-218.
- CEN, (1994)
 'Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 2: Bridges (ENV 1998/2), CEN, Brussels.
- Κάππος, Α. (1993)
 'RCCOLA-90: Πρόγραμμα μικροϋπολογιστή για την ανάλυση διατομών από οπλισμένο σκυρόδεμα στην ανελαστική περιοχή', Τμ. Πολ. Μηχαν. ΑΠΘ.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1989)
 Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, **114** (8), 1804-1826.
- Mylonakis, G., Nikolaou, A., and Gazetas, G. (1997)
 Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic and Inertial Effects. Part I: Soft soil, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **26**, 337-359.
- Park, R. (1994)
 Comparative Bridge Examples, *2nd International Workshop on Seismic Design of Bridges*, Queenstown, New Zealand 1994, **2**, 135-145.
- Penelis, G. And Kappos, A.J. (1997)
Earthquake-Resistant Concrete Structures, E&FN SPON, London.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. (1996)

Seismic Design and Retrofit of bridges, Wiley Interscience Publications, New York.

Priestley, M.J.N., Stanford, P.R. and Carr, A.J. (1980)

Bridges requiring special studies. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, **13** (3), 302-307.

Sextos, A.G. (1998)

Effect of foundation type and foundation compliance on the lateral displacements and stiffness of R/C bridges, MSc Dissertation, Imperial College, London.

Πίνακας 1: Σχετική δυσκαμψία των τριών συστημάτων

	Μηχανισμός σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης	F _y [kN]	Δ _y [cm]	Δυσκαμψία Σφάλμα! [kN/m]	Σχετική δυσκαμψία
φρεατοπάσσαλος Φ150	Στον πάσσαλο	1395	46.1	3.03 E3	0.62
φρεατοπάσσαλος Φ200	Στη βάση του βάθρου	1655	34.3	4.82 E3	1.00
ομάδα πασσάλων 2x2	Στη βάση του βάθρου	1655	13.0	12.73 E3	2.63

Πίνακας 2: Απόκριση των συστημάτων με συνυπολογισμό γεωμετρικών μη-γραμμικοτήτων

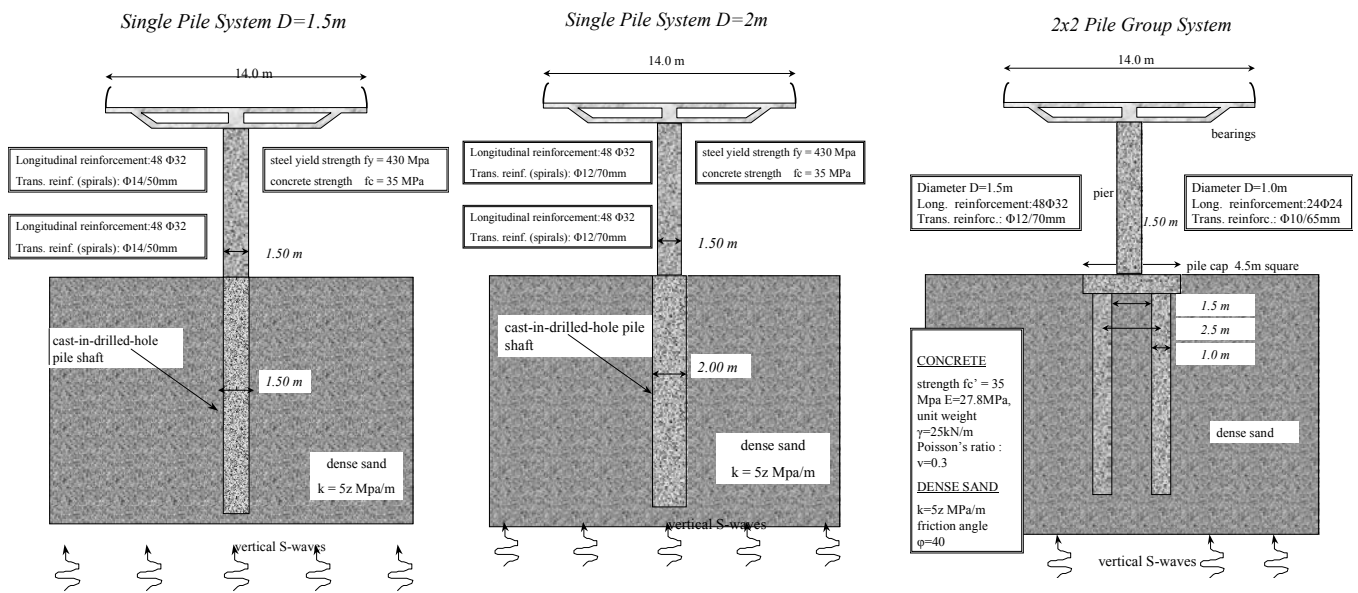
	F _y [kN]	Σφάλμα!	Δ _y [cm]	Δ _u [cm]	Μηχανισμός κατάρρευσης	Δυσκαμψία Σφάλμα! [kN/m]	Πλαστιμότητα μ _λ
φρεατοπάσσαλος Φ150	1147	82.2 %	44.9	-	Στατ. Ισορρ.	2.55E3	-
φρεατοπάσσαλος Φ200	1464	88.5 %	32.1	76.0	M=M _{ultimate}	4.56E3	2.3
ομάδα πασσάλων 2x2	1558	94.1 %	13.1	47.7	M=M _{ultimate}	11.89E3	3.6
Μεγάλος αριθμός πασ.	1558	95.0 %	10.1	45.0	M=M _{ultimate}	15.55E3	4.4

Πίνακας 3 : Σχετική δυσκαμψία των τριών συστημάτων για την περίπτωση δεσμευμένου

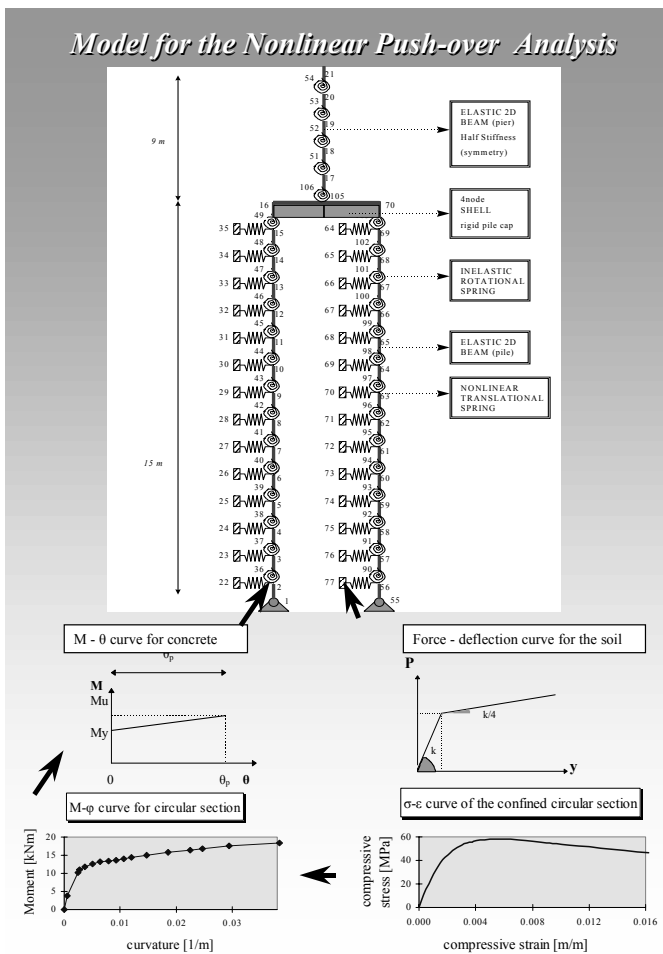
	Μηχανισμός σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης	F _y [kN]	Δ _y [cm]	Δυσκαμψία Σφάλμα! [kN/m]	Δυσκαμψία ελεύθερη κεφαλή	Σχετική δυσκαμψία
φρεατοπάσσαλος Φ150	Στον πάσσαλο	1915	15.9	11.99 E3	3.03 E3	3.9
φρεατοπάσσαλος Φ200	Στη βάση του βάθρου	2220	13.5	16.40 E3	4.82 E3	3.4
ομάδα πασσάλων 2x2	Στη βάση του βάθρου	3250	8.1	40.11 E3	12.73 E3	3.1

Πίνακας 4: Σχετική δυσκαμψία των προς σύγκριση συστημάτων για την περίπτωση βάθρου ύψους 6m.

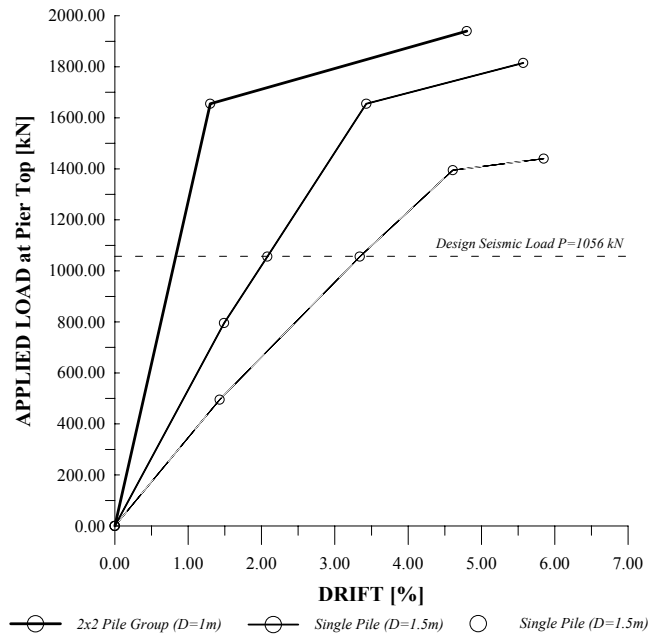
	Μηχανισμός σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης	F _y [kN]	Δ _y [cm]	Δυσκαμψία Σφάλμα! H=6m	Σχετική Δυσκαμψία H=6m	Σχετική δυσκαμψία H=9m
φρεατοπάσσαλος Φ150	Στον πάσσαλο	1820	33.1	5.49 E3	0.72	0.62
φρεατοπάσσαλος Φ200	Στη βάση του βάθρου	2385	31.5	7.57 E3	1.00	1.00
ομάδα πασσάλων 2x2	Στη βάση του βάθρου	2385	7.0	30.90 E3	4.08	2.63



Σχήμα 1: Εναλλακτικές προσεγγίσεις σχεδιασμού θεμελίωσης βάρου



COMPARISON OF THE THREE FOUNDATION SYSTEMS



Σχήμα 2: Διαδικασία προσομοίωσης ομάδας πασσάλου και βάρου

Σχήμα 3: Διαγράμματα δύναμης - ανηγμένης μετακίνησης των τριών συστημάτων εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής