

Μοντελοποίηση πεδίων οπλισμένου σκυροδέματος

Βαδαλούκας Γ. Ν.

Πολιτικός Μηχανικός, 4Μ-ΥΚ Προγράμματα Πολιτικού Μηχανικού

Γιάκα Α. Π.

Πολιτικός Μηχανικός, 4Μ-ΥΚ Προγράμματα Πολιτικού Μηχανικού

Λέξεις κλειδιά: Πέδιλα, συνδετήριες δοκοί, ελατήρια, ατένεια, φέρουσα ικανότητα, ολίσθηση

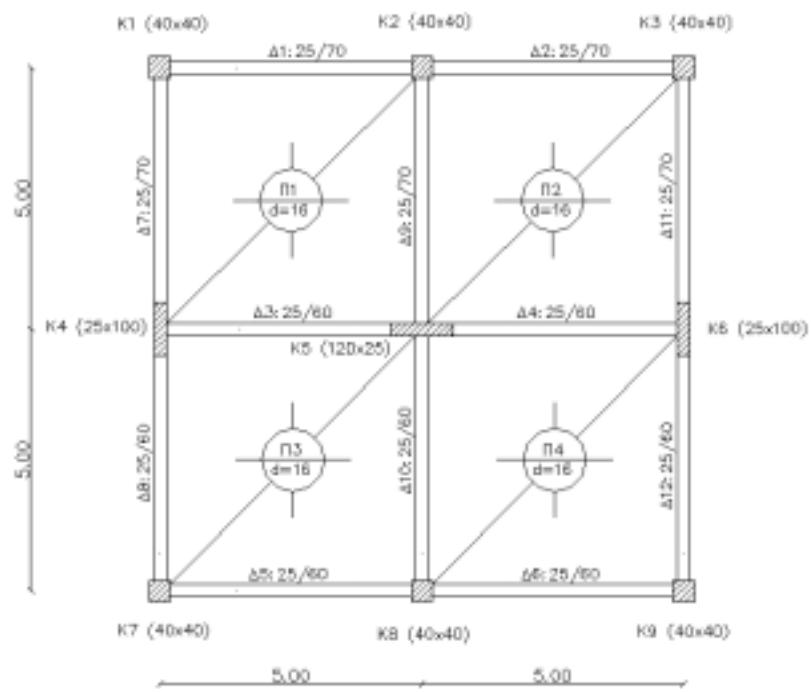
ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Στην παρούσα εργασία γίνεται παραμετρική διερεύνηση του τρόπου μοντελοποίησης των πεδίων οπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ικανοποίηση των κριτηρίων αστοχίας του ισχύοντος Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ2000. Επιλύθηκαν δύοροφα και τετραρόφα κτίρια, χωρίς και με συνδετήριες δοκούς στη θεμελίωση τροποποιώντας τα στοιχεία προσομοίωσης του εδάφους (κατακόρυφα, οριζόντια, στροφικά ελατήρια, δυναμικά χαρακτηριστικά εξαρτώμενα από την απόκριση των κτιρίων κλπ). Για όλες τις περιπτώσεις, υπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα και η αντίσταση σε ολίσθηση διακεκριμένων πεδίων και διατυπώθηκαν συμπεράσματα για την καταλληλότερη επιλογή παραμέτρων προσομοίωσης σχετικά με τη συμπεριφορά πεδίων σε χαμηλά και ψηλά κτίρια.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

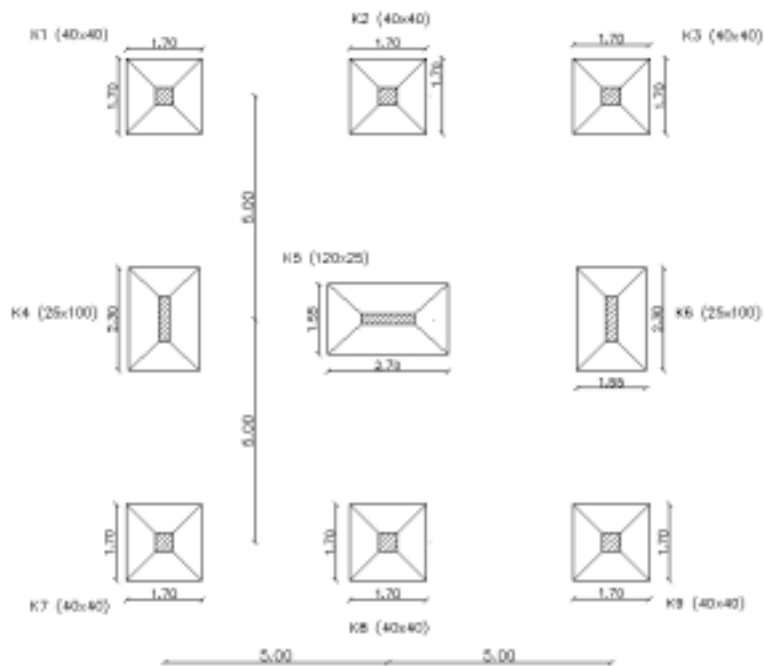
Ο ΕΑΚ2000 στον υπολογισμό επιφανειακών θεμελιώσεων εισήγαγε στοιχεία από τον Ευρωκώδικα 7. Επίσης, σε ορισμένες περιπτώσεις, επέτρεψε τη χρήση της μεθόδου των επιτρεπομένων τάσεων αλλά τροποποιώντας την επιτρεπόμενη τάση του εδάφους ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού της θεμελίωσης. Στο ΝΕΑΚ και προγενέστερους κανονισμούς, ο υπολογισμός των δράσεων σχεδιασμού σε στοιχείο θεμελίωσης επιτρεπόταν να γίνεται ανεξάρτητα για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού δηλαδή χωρίς την ισχύ της χωρικής επαλληλίας. Στον ΕΑΚ2000 οι δράσεις σχεδιασμού σε στοιχείο θεμελίωσης υπολογίζονται θεωρώντας ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού, γεγονός που οδηγεί σε αυξημένα εντατικά μεγέθη.

Αυτές οι τροποποιήσεις στον ΕΑΚ2000 καθιστούν τους ελέγχους αστοχίας ιδιαίτερα «ευαίσθητους» ως προς τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, τα οποία επηρεάζονται σημαντικά από διάφορα μοντέλα προσομοίωσης πεδίων σε γραμμική ελαστική ανάλυση. Στην παρούσα εργασία γίνεται διερεύνηση της επίδρασης διαφόρων παραμέτρων μοντελοποίησης στους ελέγχους αστοχίας πεδίων οπλισμένου σκυροδέματος.

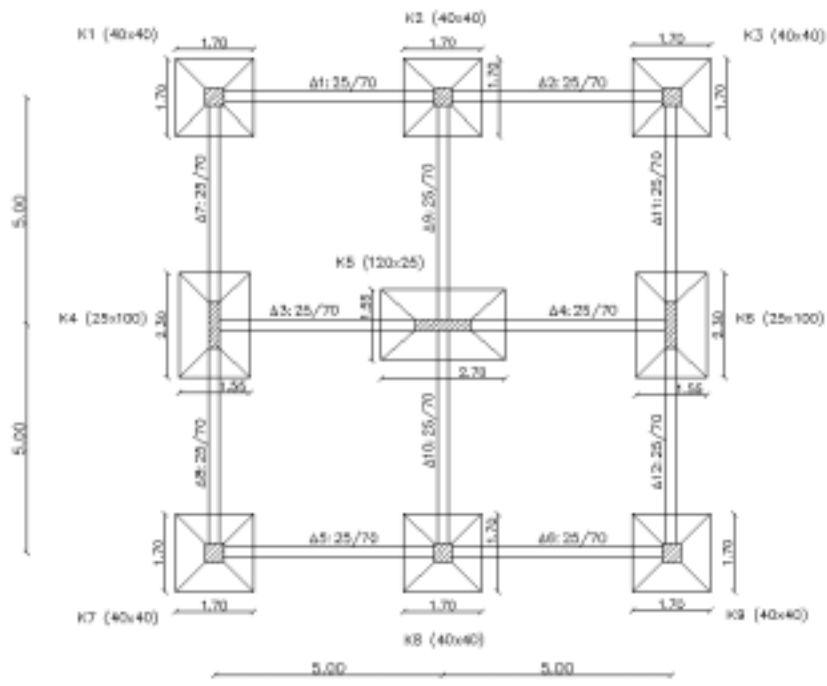
Επιλύθηκαν δύο τύποι κτιρίων, με δύο και τέσσερις υπέργειους ορόφους χωρίς υπόγειο. Η θεμελίωση αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα συνδεδεμένα ανάλογα με την περίπτωση με συνδετήριες δοκούς. Η κάτοψη των κτιρίων είναι απόλυτα συμμετρική και αποτελείται από έναν κάρναβο 5.00m x 5.00m με δύο φατνώματα οριζόντια και δύο κάθετα όπως φαίνεται στα ακόλουθα Σχήματα 1-5. Το ύψος του κάθε ορόφου είναι 3.00m. Οι συνδετήριες δοκοί έχουν πλάτος 0.25m και ύψος 0.70m και οι δοκοί της ανωδομής πλάτος 0.25m και ύψος 0.60m. Οι διαστάσεις των δοκών επαρκούν για όλους τους ελέγχους των ΕΑΚ2000 και ΕΚΟΣ2000. Στο σχεδιασμό των υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων εφαρμόστηκαν όλοι οι έλεγχοι των κανονισμών πλην του ελέγχου αποφυγής σχηματισμού μηχανισμού ορόφου και οι διατομές εμφανίζουν επάρκεια.



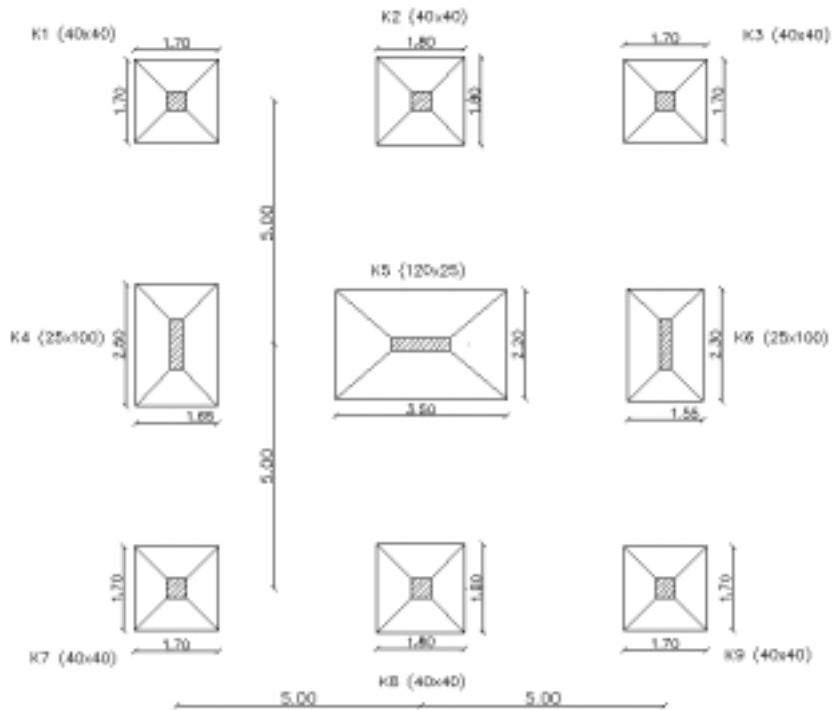
Σχήμα 1. Ξυλότυπος τυπικού ορόφου



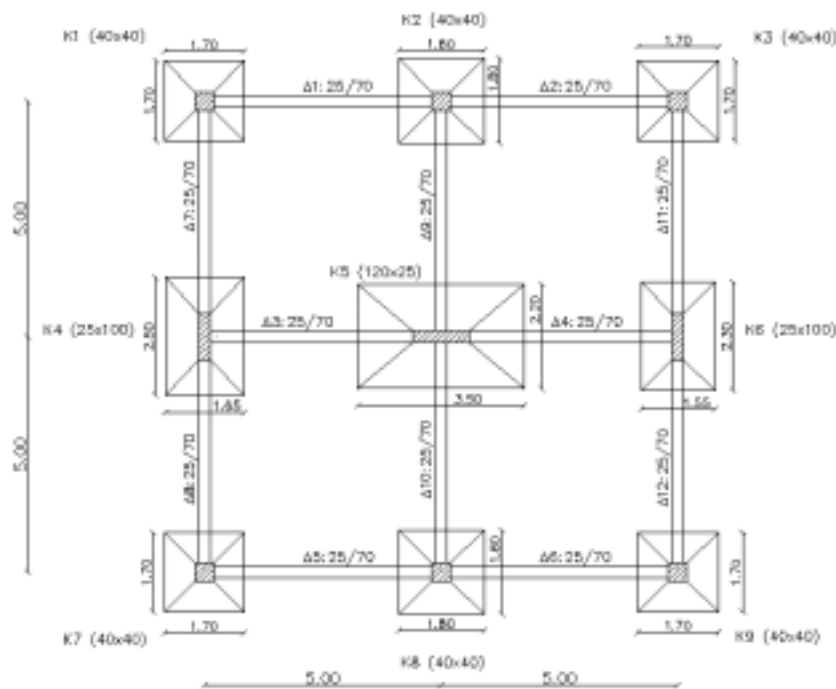
Σχήμα 2. Ξυλότυπος θεμελίωσης δύοοροφων κτιρίων χωρίς συνδετήριες δοκούς



Σχήμα 3. Ξυλότυπος θεμελίωσης δύοροφων κτιρίων με συνδετήριες δοκούς



Σχήμα 4. Ξυλότυπος θεμελίωσης τετραρόφων κτιρίων χωρίς συνδετήριες δοκούς



Σχήμα 5. Ξυλότυπος θεμελίωσης τετραώροφων κτιρίων με συνδετήριες δοκούς

Η παραμετρική διερεύνηση έγινε για:

1. Κατακόρυφα και στροφικά ελατήρια σταθερής ατένειας και δέσμευση των οριζόντιων μεταθέσεων
2. Κατακόρυφα και στροφικά ελατήρια με ατένεια εξαρτώμενη από τις διαστάσεις των πεδίων και το πάχος συμπιεστού στρώματος και δέσμευση των οριζόντιων μεταθέσεων
3. Κατακόρυφα, οριζόντια και στροφικά ελατήρια σταθερής ατένειας
4. Κατακόρυφα, οριζόντια και στροφικά ελατήρια με ατένεια εξαρτώμενη από τις διαστάσεις των πεδίων και το πάχος του συμπιεστού στρώματος
5. Κατακόρυφα, οριζόντια και στροφικά ελατήρια των οποίων τα δυναμικά χαρακτηριστικά εξαρτώνται από την απόκριση των κτιρίων ενώ σε στατική φόρτιση έχουν σταθερή ατένεια
6. Κατακόρυφα, οριζόντια και στροφικά ελατήρια των οποίων τα δυναμικά χαρακτηριστικά εξαρτώνται από την απόκριση των κτιρίων ενώ σε στατική φόρτιση η ατένεια εξαρτάται από το πάχος του συμπιεστού στρώματος και τις διαστάσεις των πεδίων.

2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

2.1 Κανονισμοί Ανάλυσης

Η επίλυση και ο σχεδιασμός των κτιρίων έγινε με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό ΕΑΚ2000 (ΦΕΚ 2184 τεύχος Β 20/12/1999) και με τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΟΣ2000 (ΦΕΚ 1329 τεύχος Β 6/11/2000).

2.2 Υπολογιστικός πυρήνας

Για την επίλυση και το σχεδιασμό των κτιρίων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα STRAD 2003 Professional της εταιρείας τεχνικού λογισμικού 4M-VK ΕΠΕ, που επιλύει χωρικά πλαίσια με τη μέθοδο της άμεσης αντίστασης λαμβάνοντας τρεις μετατοπίσεις και τρεις στροφές ανά κόμβο.

Γίνεται η επίλυση της εξίσωσης:

$$[R]=[K] \times [r] \quad (1)$$

όπου $[R]$: μητρώο εξωτερικών φορτίσεων, $[K]$: μητρώο αντίστασης και $[r]$: μητρώο μετατοπίσεων
Στη δυναμική/ φασματική ανάλυση επιλύεται η χαρακτηριστική εξίσωση:

$$[K] - [M] \times \omega^2 = 0 \quad (2)$$

όπου $[K]$: μητρώο αντίστασης, $[M]$: διαγώνιο μητρώο μάζας για την εύρεση 6 ιδιοπεριόδων για τα δυόροφα κτίρια και 9 ιδιοπεριόδων για τα τετραρόφα κτίρια.

2.3 Στοιχεία ανάλυσης

Τα σεισμολογικά στοιχεία ανάλυσης των κτιρίων είναι:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με συντελεστή εδαφικής επιτάχυνσης $a=0.16$, σπουδαιότητα κτιρίου Σ2 με συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma=1$, έδαφος A με χαρακτηριστικές περιόδους $T_1=0.10\text{sec}$ και $T_2=0.40\text{sec}$, συντελεστής συμπεριφοράς $q=1.50$ και ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\zeta\%=5$.

Για το έδαφος θεωρήθηκε δείκτης ακαμψίας 5500 KN/m^3 , μέτρο ελαστικότητας 12000 KN/m^2 , γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\phi'=28^\circ$, συνοχή $c'=10 \text{ KN/m}^2$, συντελεστής τριβής $\tan\phi'=0.53$, ειδικό βάρος γαιών $19,00 \text{ KN/m}^3$, λόγος Poisson $\nu=0.30$ και πάχος συμπιεστού στρώματος 1000m .

Οι πλάκες των κτιρίων είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα πάχους 0.16m με φορτία: Επικάλυψη 2.00 KN/m^2 και κινητό 2.00 KN/m^2 . Επί των εσωτερικών δοκών των ορόφων εδράζονται δρομικοί τοίχοι πλήρωσης βάρους 5.00 KN/m και επί των περιμετρικών δοκών εδράζονται μπατικοί τοίχοι πλήρωσης βάρους 9.00 KN/m .

3 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΠΟΙΗΣΗ

Συνδυάζοντας τα είδη των κτιρίων (με δύο και τέσσερεις ορόφους), την ύπαρξη ή όχι συνδετήριων δοκών και τις έξι περιπτώσεις προσομοίωσης του εδάφους, προέκυψαν είκοσι τέσσερα κτίρια τα οποία είναι τα ακόλουθα:

1. Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δικούς, με κατακόρυφα και στροφικά ελατήρια σταθερής ατένειας και δέσμευση των οριζόντιων μεταθέσεων. Για συντομία θα φαίνεται στη συνέχεια του κειμένου ως «Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δοκούς, K_v ».
2. Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δικούς, με κατακόρυφα, οριζόντια και στροφικά ελατήρια σταθερής ατένειας. Για συντομία θα φαίνεται στη συνέχεια του κειμένου ως «Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δοκούς, K_v/ K_h ».
3. Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δικούς, με κατακόρυφα, οριζόντια και στροφικά ελατήρια των οποίων τα δυναμικά χαρακτηριστικά εξαρτώνται από την απόκριση των κτιρίων ενώ σε στατική φόρτιση έχουν σταθερή ατένεια. Για συντομία θα φαίνεται στη συνέχεια του κειμένου ως «Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δοκούς, G ».
4. Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δικούς, με κατακόρυφα και στροφικά ελατήρια ατένειας εξαρτώμενης από τις διαστάσεις των πεδίων και το πάχος του συμπιεστού στρώματος. Για συντομία θα φαίνεται στη συνέχεια του κειμένου ως «Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δοκούς, $K_v, K=f(L_x, L_y)$ ».
5. Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δικούς, με κατακόρυφα, οριζόντια και στροφικά ελατήρια ατένειας εξαρτώμενης από τις διαστάσεις των πεδίων και το πάχος του συμπιεστού στρώματος. Για συντομία θα φαίνεται στη συνέχεια του κειμένου ως «Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δοκούς, $K_v/ K_h, K=f(L_x, L_y)$ ».
6. Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δικούς, με κατακόρυφα και στροφικά ελατήρια των οποίων τα δυναμικά χαρακτηριστικά εξαρτώνται από την απόκριση των κτιρίων ενώ σε στατική φόρτιση η ατένεια εξαρτάται από το πάχος του συμπιεστού στρώματος και τις διαστάσεις των πεδίων. Για συντομία θα φαίνεται στη συνέχεια του κειμένου ως «Δυόροφο κτίριο χωρίς συνδετήριες δοκούς, $G, K=f(L_x, L_y)$ ».

21. Τετραόροφο κτίριο με συνδετήριες δικούς, με κατακόρυφα, οριζόντια και στροφικά ελατήρια των οποίων τα δυναμικά χαρακτηριστικά εξαρτώνται από την απόκριση των κτιρίων ενώ σε στατική φόρτιση έχουν σταθερή ατένεια. Για συντομία θα φαίνεται στη συνέχεια του κειμένου ως «Τετραόροφο κτίριο με συνδετήριες δοκούς, G».
22. Τετραόροφο κτίριο με συνδετήριες δικούς, με κατακόρυφα και στροφικά ελατήρια ατένειας εξαρτώμενης από τις διαστάσεις των πεδίων και το πάχος του συμπιεστού στρώματος. Για συντομία θα φαίνεται στη συνέχεια του κειμένου ως «Τετραόροφο κτίριο με συνδετήριες δοκούς, K_v , $K=f(L_x, L_y)$ ».
23. Τετραόροφο κτίριο με συνδετήριες δικούς, με κατακόρυφα, οριζόντια και στροφικά ελατήρια ατένειας εξαρτώμενης από τις διαστάσεις των πεδίων και το πάχος του συμπιεστού στρώματος. Για συντομία θα φαίνεται στη συνέχεια του κειμένου ως «Τετραόροφο κτίριο με συνδετήριες δοκούς, K_v/K_h , $K=f(L_x, L_y)$ ».
24. Τετραόροφο κτίριο με συνδετήριες δικούς, με κατακόρυφα και στροφικά ελατήρια των οποίων τα δυναμικά χαρακτηριστικά εξαρτώνται από την απόκριση των κτιρίων ενώ σε στατική φόρτιση η ατένεια εξαρτάται από το πάχος του συμπιεστού στρώματος και τις διαστάσεις των πεδίων. Για συντομία θα φαίνεται στη συνέχεια του κειμένου ως «Τετραόροφο κτίριο με συνδετήριες δοκούς, G, $K=f(L_x, L_y)$ ».

4 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

4.1 Ατένεια κατακόρυφου και στροφικών ελατηρίων

Στις περιπτώσεις των κτιρίων που επιλύθηκαν με σταθερή ατένεια κατακόρυφου και στροφικών ελατηρίων, αυτή υπολογίστηκε ως εξής:

$$\text{Για κατακόρυφη βύθιση: } K \times F \quad (3)$$

όπου F: εμβαδόν πεδίου, K: καθορισμένος στις μελέτες δείκτης ακαμψίας εδάφους

$$\text{Για στροφή: } K \times I \quad (4)$$

όπου I: ροπή αδράνειας πεδίου, K: καθορισμένος στις μελέτες δείκτης ακαμψίας εδάφους

$$\text{Για στρέψη: } 0.001 \quad (5)$$

Στις περιπτώσεις των κτιρίων που επιλύθηκαν με ατένεια κατακόρυφου και στροφικών ελατηρίων εξαρτώμενη από τις διαστάσεις του πεδίου και το πάχος του συμπιεστού στρώματος, ο δείκτης ακαμψίας εδάφους υπολογίστηκε από τη σχέση:

$$K = 2 \times E / \{B \times \log [(B + 2 \times H) / B]\} \quad (6)$$

όπου E: μέτρο ελαστικότητας εδάφους, B: μικρότερη διάσταση του πεδίου, H: πάχος συμπιεστού στρώματος.

Οι ατένειες υπολογίζονται όπως προαναφέρθηκαν.

4.2 Ατένεια οριζόντιων ελατηρίων

Στα κτίρια που επιλύθηκαν με οριζόντια ελατήρια, η ατένειά τους υπολογίζεται από τη σχέση:

$$2 \times K \times F' \quad (7)$$

όπου K: δείκτης ακαμψίας εδάφους (προκαθορισμένος ή εξαρτώμενος από τις διαστάσεις του πεδίου), F': εμβαδόν πλευρικής επιφάνειας πεδίου.

4.3 Ελατήρια με δυναμικά χαρακτηριστικά εξαρτώμενα από την απόκριση των κτιρίων

Η σύνθετη δυσκαμψία K (λόγος συνισταμένης δράσης στην επιφάνεια του εδάφους προς την προκαλούμενη μετατόπιση) εκφράζεται από τη σχέση:

$$K = K_P + i \times \omega \times C \quad (8)$$

Το K_P εξαρτάται από την ακαμψία του συστήματος εδάφους - επιφάνειας φόρτισης αλλά και από την αδράνεια των εδαφικών στοιχείων, η οποία είναι ανάλογη του ω , και εκφράζεται από τη σχέση:

$$KP = \text{Κστατική δυσκαμψία} \times R(a_0) \quad (9)$$

όπου $R(a_0)$: συντελεστής δυναμικής δυσκαμψίας.

Το C εκφράζει τη συνολική απόσβεση του συστήματος η οποία έχει δύο συνιστώσες. Μία υστερητική συνιστώσα που είναι συνάρτηση των επί μέρους υστερητικών απωλειών ενέργειας σε κάθε εδαφικό στοιχείο και μία ιξώδη, προϊόν ακτινοβολίας ενός μέρους της επιβαλλόμενης στο θεμέλιο ενέργειας μέσω κυμάτων που διασπείρονται σε όλες τις κατευθύνσεις. (Γκαζέτας, 1993).

Με αυτή την προσομοίωση η συμπεριφορά του εδάφους εξαρτάται από τη συμπεριφορά της κατασκευής. Έτσι προκύπτει νέο ω οπότε εκ νέου τροποποιείται με άλλο K και άλλο ω . Μετά από σειρά επαναλήψεων καταλήγει σε προσέγγιση των τιμών K και ω .

Αρχικά υπολογίζεται το μέτρο διάτμησης G του εδάφους από το μέτρο ελαστικότητας E και το λόγο Poisson και στη συνέχεια η ταχύτητα s κύματος V_s από το G και το ειδικό βάρος γαιών. Από την ταχύτητα V_s υπολογίζεται η V_{LA} από την εξίσωση:

$$V_{LA} = 3.4 \times V_s / \pi \times (1-\nu) \quad (10)$$

Με αυτή την προσέγγιση, η σύνθετη δυσκαμψία του εδάφους εκφράζεται από την εξίσωση:

$$K = K \times R(a_0) + i \times \omega \times C(a_0) \quad (11)$$

όπου K : στατική δυσκαμψία, $C(a_0)$: απόσβεση που περιλαμβάνει την απόσβεση ακτινοβολίας και την υστερητική απόσβεση.

Ο δείκτης ακαμψίας εδάφους δεν είναι πλέον σταθερός αλλά εξαρτάται από τις τιμές του ω και το πάχος του συμπιεστού στρώματος. Αρχικά υπολογίζεται το K που αντιστοιχεί σε ιδιοπερίοδο $(T_x+T_y)/2$ (με $T_x=T_y=0.10\text{sec}$ αρχική επιλογή).

Το a_0 υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$a_0 = \omega \times B / V_s \quad (12)$$

όπου B : η μικρότερη διάσταση του θεμελίου.

Από διαγράμματα λαμβάνονται οι τιμές των συντελεστών δυναμικής δυσκαμψίας ανάλογα με το a_0 και οι τιμές του C συναρτήσει του a_0 και του πάχους του συμπιεστού στρώματος.

Από τις τιμές αυτές προκύπτουν τα K_v , K_h , K_r και K_t που είναι οι σύνθετες δυσκαμψίες για κατακόρυφη κίνηση, οριζόντια κίνηση, λικνισμό και στρέψη θεμελίωσης σε ημίχωρο.

5 ΠΙΝΑΚΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Επιλύθηκαν εικοσιτέσσερα κτίρια και υπολογίστηκαν οι λόγοι R_{Nd} / N_{Fd} και R_{Sd} / N_{Sd} που αφορούν τη φέρουσα ικανότητα έδρασης θεμελίων (οριακού φορτίου) και την αντίσταση σε ολίσθηση αντίστοιχα (ΕΑΚ2000, σχέσεις 5.3, 5.4). Στον έλεγχο ολίσθησης οι αναπτυσσόμενες αντιστάσεις από παθητικές ωθήσεις R_{pd} σε κατακόρυφα μέτωπα των θεμελίων έχουν θεωρηθεί αμελητέες.

Σε κάθε κτίριο υπολογίστηκαν οι τιμές R_{Nd} / N_{Fd} και R_{Sd} / N_{Sd} για τρία πέδιλα:

Π2: τετράγωνο πέδιλο με κώνο διαστάσεων $L_x=L_y=1.70\text{m}$ στα δύο όροφα και $L_x=L_y=1.80\text{m}$ στα τετραόροφα, τετράγωνου κεντρικού υποστυλώματος ακραίου πλαισίου στη διεύθυνση X των κτιρίων.

Π4: ορθογώνιο πέδιλο με κώνο διαστάσεων $L_x=1.55\text{m}$, $L_y=2.30\text{m}$ στα δύο όροφα και $L_x=1.65\text{m}$, $L_y=2.50\text{m}$ στα τετραόροφα, κεντρικού τοιχώματος ακραίου πλαισίου στη διεύθυνση Y των κτιρίων.

Π5: ορθογώνιο πέδιλο με κώνο διαστάσεων $L_x=2.70\text{m}$, $L_y=1.55\text{m}$ στα δύο όροφα και $L_x=3.50$, $L_y=2.20\text{m}$ στα τετραόροφα, τοιχώματος στο κέντρο των κατόψεων.

Οι διαστάσεις των πεδίων επιλέχθηκαν ώστε στις περιπτώσεις των κτιρίων χωρίς συνδετήριες δοκούς και για μοντέλο προσομοίωσης εδάφους με κατακόρυφο και στροφικά ελατήρια σταθερής ατένειας και δέσμευση οριζόντιας μετάθεσης, να αντέχουν σε στατικά φορτία.

Το συνολικό ύψος των πεδίων είναι 0.70m και το πάχος του συμπαγούς τμήματος 0.25m .

Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται ανά πέδιλο για όλους τους τύπους κτιρίων οι λόγοι R_{Nd} / N_{Fd} και R_{Sd} / N_{Sd} .

Πίνακας 1. Λόγοι αντοχής φέρουσας ικανότητας και ολίσθησης πεδίων

A/A	Τύπος κτιρίου, Προσομοίωση		Lx/Ly	R_{Nd} / N_{Fd}	R_{Sd} / V_{Sd}
1	Δυόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, Kv	Π2	1.70/1.70	1,69	1,82
		Π4	1.55/2.30	1,43	0,72
		Π5	2.70/1.55	1,43	0,78
2	Δυόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, Kv/Kh	Π2	1.70/1.70	1.64	1.72
		Π4	1.55/2.30	1.43	0.79
		Π5	2.70/1.55	1.42	0.93
3	Δυόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, G	Π2	1.70/1.70	1.65	1.77
		Π4	1.55/2.30	1.53	0.88
		Π5	2.70/1.55	1.83	0.87
4	Δυόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, Kv, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.70/1.70	1.72	1.82
		Π4	1.55/2.30	1.40	0.76
		Π5	2.70/1.55	1.40	0.81
5	Δυόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, Kv/ Kh, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.70/1.70	1.69	1.72
		Π4	1.55/2.30	1.40	0.83
		Π5	2.70/1.55	1.40	0.77
6	Δυόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, G, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.70/1.70	1.65	1.77
		Π4	1.55/2.30	1.53	0.88
		Π5	2.70/1.55	1.83	0.87
7	Δυόροφο, με συνδετήριες δοκούς, Kv	Π2	1.70/1.70	1,62	1,04
		Π4	1.55/2.30	1,55	0,96
		Π5	2.70/1.55	1,53	1,16
8	Δυόροφο, με συνδετήριες δοκούς, Kv/ Kh	Π2	1.70/1.70	1,63	1,20
		Π4	1.55/2.30	1,49	0,90
		Π5	2.70/1.55	1,52	2,12
9	Δυόροφο, με συνδετήριες δοκούς, G	Π2	1.70/1.70	1,61	1,02
		Π4	1.55/2.30	1,43	0,82
		Π5	2.70/1.55	2,04	2,20
10	Δυόροφο, με συνδετήριες δοκούς, Kv, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.70/1.70	1,72	1,14
		Π4	1.55/2.30	1,54	1,05
		Π5	2.70/1.55	1,48	1,24

A/A	Τύπος κτιρίου, Προσομοίωση		Lx/Ly	R_{Nd} / N_{Fd}	R_{Sd} / V_{Sd}
11	Δυόροφο, με συνδετήριες δοκούς, Kv/ Kh, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.70/1.70	1,70	1,28
		Π4	1.55/2.30	1,45	0,99
		Π5	2.70/1.55	1,48	2,21
12	Δυόροφο, με συνδετήριες δοκούς, G, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.70/1.70	1,66	1,04
		Π4	1.55/2.30	1,45	0,82
		Π5	2.70/1.55	2,04	2,20
13	Τετραόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, Kv	Π2	1.80/1.80	0,99	1,99
		Π4	1.65/2.50	0,87	0,89
		Π5	3.50/2.20	1,04	1,47
14	Τετραόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, Kv/ Kh	Π2	1.80/1.80	0,97	1,88
		Π4	1.65/2.50	0,87	0,97
		Π5	3.50/2.20	1,04	1,55
15	Τετραόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, G	Π2	1.80/1.80	0,96	2,00
		Π4	1.65/2.50	0,89	1,19
		Π5	3.50/2.20	1,56	1,23
16	Τετραόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, Kv, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.80/1.80	1,03	2,20
		Π4	1.65/2.50	0,85	0,97
		Π5	3.50/2.20	1,20	1,34
17	Τετραόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, Kv/ Kh, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.80/1.80	1,01	2,17
		Π4	1.65/2.50	0,87	1,07
		Π5	3.50/2.20	1,44	1,38
18	Τετραόροφο, χωρίς συνδετήριες δοκούς, G, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.80/1.80	0,96	2,00
		Π4	1.65/2.50	0,89	1,19
		Π5	3.50/2.20	1,56	1,23
19	Τετραόροφο, με συνδετήριες δοκούς, Kv	Π2	1.80/1.80	1,02	1,65
		Π4	1.65/2.50	0,91	1,24
		Π5	3.50/2.20	1,05	2,14

A/A	Τύπος κτιρίου, Προσομοίωση		Lx/Ly	R_{Nd} / N_{Fd}	R_{Sd} / V_{Sd}
20	Τετραόροφο, με συνδετήριες δοκούς, Kv/ Kh	Π2	1.80/1.80	0,98	1,47
		Π4	1.65/2.50	0,90	1,19
		Π5	3.50/2.20	1,05	2,94
21	Τετραόροφο, με συνδετήριες δοκούς, G	Π2	1.80/1.80	0,93	1,29
		Π4	1.65/2.50	0,81	1,11
		Π5	3.50/2.20	1,62	3,01
22	Τετραόροφο, με συνδετήριες δοκούς, Kv, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.80/1.80	1,01	1,52
		Π4	1.65/2.50	0,86	1,35
		Π5	3.50/2.20	1,22	1,95
23	Τετραόροφο, με συνδετήριες δοκούς, Kv/ Kh, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.80/1.80	1,09	1,83
		Π4	1.65/2.50	0,87	1,40
		Π5	3.50/2.20	1,22	3,09
24	Τετραόροφο, με συνδετήριες δοκούς, G, K=f(Lx, Ly)	Π2	1.80/1.80	0,93	1,29
		Π4	1.65/2.50	0,81	1,11
		Π5	3.50/2.20	1,62	3,01

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

6.1 Πέδιλο ενδιάμεσου υποστυλώματος στην περίμετρο χαμηλών κτιρίων

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 4.

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 10.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 4 και 10.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 11.

6.2 Πέδιλο ενδιάμεσου υποστυλώματος στην περίμετρο υψηλών κτιρίων

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 16.

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 23.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 16.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 23.

6.3 Πέδιλο ενδιάμεσου τοιχώματος στην περίμετρο χαμηλών κτιρίων

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 3 και 6.

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 7 και 10.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 3 και 6.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 10.

6.4 Πέδιλο ενδιάμεσου τοιχώματος στην περίμετρο υψηλών κτιρίων

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 15 και 18.

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 19.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 15 και 18.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 23.

6.5 Πέδιλο τοιχώματος στο κέντρο της κάτοψης χαμηλών κτιρίων

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 3 και 6.

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 9 και 12.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 2.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 11.

6.6 Πέδιλο τοιχώματος στο κέντρο της κάτοψης υψηλών κτιρίων

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 15 και 18.

Μέγιστη φέρουσα ικανότητα με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 21 και 24.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση χωρίς συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 14.

Μέγιστη αντίσταση σε ολίσθηση με συνδετήριες δοκούς: Παραμετροποίηση τύπου 23.

7 ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Γκαζέτας, Γ. 1993. Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής. Αθήνα: Έκδοση Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ2000 ΦΕΚ 2184 Τεύχος Β 20/12/1999

Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΟΣ2000 ΦΕΚ 1329 Τεύχος Β 6/11/2000