

Τελική Έκθεση

προς τον Ο.Α.Σ.Π.

Ερευνητικό πρόγραμμα - μελέτη :

***Ανάπτυξη προτύπων αριθμητικών παραδειγμάτων για την υποστήριξη
της ορθής εφαρμογής του ΕΑΚ 2000 και τον έλεγχο προγραμμάτων Η/Υ***

και

***Νέου κανονιστικού πλαισίου αντισεισμικής προστασίας κτιρίων και
βελτίωση διατάξεων για τα φαινόμενα 2ης τάξης***

Επιστημονικώς υπεύθυνοι	:	Ι.Ε. Αβραμίδης, καθηγητής ΑΠΘ Κ. Αναστασιάδης, καθηγητής ΑΠΘ
Επιστημονικοί συνεργάτες	:	Α. Αθανατοπούλου, επίκ. καθ. ΑΠΘ Α. Καταβέλος, Πολ. Μηχ., Διπλ. Ειδίκ. Κ. Μορφίδης, Πολ. Μηχ.

**Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης
Πολυτεχνική Σχολή
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Εφαρμοσμένης Στατικής**

**Θεσσαλονίκη
Δεκέμβριος 2002**

Περιεχόμενα

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

- 1.1 Αντικείμενο του ερευνητικού έργου και ακολουθηθέν χρονοδιάγραμμα
- 1.2 Οι στόχοι του ερευνητικού προγράμματος
- 1.3 Προτάσεις αξιοποίησης των αποτελεσμάτων

2. ΜΕΡΟΣ Α΄ ΤΟΥ ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

"Ανάπτυξη προτύπων αριθμητικών παραδειγμάτων για την υποστήριξη της ορθής εφαρμογής του ΕΑΚ 2000 και τον έλεγχο προγραμμάτων Η/Υ"

- 2.1 Εισαγωγή
- 2.2 Η αλληλεπίδραση Κανονισμών και προγραμμάτων
- 2.3 Γιατί έχει σήμερα ιδιαίτερη σημασία η ελεγχιμότητα ενός προγράμματος;
- 2.4 Πρόγραμμα με λάθη - Κακή χρήση ενός σωστού προγράμματος
- 2.5 Ο έλεγχος προγραμμάτων με δοκιμαστικά προβλήματα
- 2.6 Βιβλιογραφία

3. ΜΕΡΟΣ Β΄ ΤΟΥ ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

"Ανάπτυξη νέου κανονιστικού πλαισίου αντισεισμικής προστασίας κτιρίων και βελτίωση διατάξεων για τα φαινόμενα 2ης τάξης"

Μέρος Β-1 : "Ανάπτυξη νέου κανονιστικού πλαισίου αντισεισμικής προστασίας κτιρίων"

- 3.1 Εισαγωγή στο μέρος Β-1
 - 3.1.1 Η ισχύουσα φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού και οι λόγοι που την καθιέρωσαν
 - 3.1.2 Λόγοι αμφισβήτησης της ισχύουσας φιλοσοφίας αντισεισμικού σχεδιασμού
- 3.2 Πρόταση ενός νέου πλαισίου θεώρησης της αντισεισμικής προστασίας κτηρίων
 - 3.2.1 Διατύπωση της πρότασης
 - 3.2.2 Πλεονεκτήματα της πλήρους αντισεισμικής προστασίας
- 3.3 Παρατηρήσεις - Διευκρινήσεις - Επισημάνσεις επί του προτεινόμενου νέου θεσμικού πλαισίου
- 3.4 Συσχετισμός του προτεινόμενου θεσμικού πλαισίου με σύγχρονες τάσεις σχεδιασμού
 - 3.4.1 Εισαγωγή
 - 3.4.2 Σχεδιασμός με βάση την επίδοση
 - 3.4.3 Πλήρης-μερική αντισεισμική προστασία
 - 3.4.4 Επίλογος
- 3.5 Τεχνικο-οικονομική διερεύνηση του προτεινόμενου κανονιστικού πλαισίου
 - 3.5.1 Γενικά
 - 3.5.2 Τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς
 - 3.5.3 Ορισμός φάσματος σχεδιασμού
 - 3.5.4 Ικανοτικοί έλεγχοι.

- 3.5.5 Ανάλυση του κόστους
- 3.5.6 Εξετασθέντες φορείς και παραδοχές
- 3.6 Παράθεση αποτελεσμάτων
 - 3.6.1 Ζώνη I
 - 3.6.2 Ζώνη II
 - 3.6.3 Ζώνη III
 - 3.6.4 Ζώνη IV
 - 3.6.5 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα
 - 3.6.5 Διαγράμματα κόστους ανά Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας
 - 3.6.6 Διαγράμματα ποσοτήτων υλικών (σκυροδέματος και χάλυβα)
 - 3.6.7 Επίπεδα υπεραντοχών
 - 3.6.8 Δυσμενής επιρροή του κατακόρυφου φορτίου
 - 3.6.9 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανά Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας
- 3.7 Συμπεράσματα

Μέρος Β-2 : "Βελτίωση διατάξεων για τα φαινόμενα 2ης τάξης"

- 3.8 Εισαγωγή στο μέρος Β-2
 - 3.9 Μεθοδολογία αξιολόγησης
 - 3.9.1 Σκοπός
 - 3.9.2 Δείκτης ευστάθειας θ
 - 3.9.3 Ιδιομορφική ανάλυση σε λυγισμό
 - 3.9.4 Διατάξεις του Ε.Α.Κ. 2000
 - 3.10 Επίπεδα συστήματα
 - 3.10.1 Ανάλυση επίπεδων συστημάτων
 - 3.10.2 Σχόλια
 - 3.11 Χωρικά συστήματα
 - 3.11.1 Ανάλυση χωρικών συστημάτων
 - 3.12 Συμπεράσματα
 - 3.13 Πρόταση νέων διατάξεων για τα φαινόμενα δεύτερης τάξης
- Παράρτημα: Υπολογισμός του δείκτη ευστάθειας

- ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α Πρότυπα αριθμητικά παραδείγματα (σε ψηφιακή μορφή στο συνοδευτικό CD)
- ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β Αρχεία Η/Υ για τους φορείς της τεχνικο-οικονομικής διερεύνησης (σε ανεξάρτητο τεύχος)
- ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ Διερεύνηση πιθανών προβλημάτων εφελκυσμού στη στάθμη θεμελίωσης

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα Τελική Έκθεση και τα Παραρτήματά της περιλαμβάνουν το σύνολο των ερευνητικών εργασιών που διεξήχθησαν από την έναρξη του Ερευνητικού Προγράμματος-Μελέτης (Δεκέμβριος 2000) μέχρι την λήξη του (Δεκέμβριος 2002).

Στο κεφάλαιο 1 του παρόντος τεύχους (ΕΙΣΑΓΩΓΗ) περιέχονται μεταξύ άλλων ο επιστημονικός απολογισμός του Ερευνητικού Προγράμματος - Μελέτης, παρατηρήσεις για τον βαθμό επιτυχίας σε σχέση με τους αρχικούς στόχους, καθώς επίσης και σειρά προτάσεων για τον τρόπο αξιοποίησης των αποτελεσμάτων από τον Ο.Α.Σ.Π..

Στα κεφάλαια 2 και 3 (και στα σχετικά Παραρτήματά τους) αναπτύσσονται λεπτομερώς οι διεξαχθείσες ερευνητικές εργασίες του Α' και του Β' μέρους του Ερευνητικού Προγράμματος-Μελέτης αντιστοίχως, καθώς και τα αποτελέσματά τους.

Περίληψη του Ερευνητικού-Προγράμματος-Μελέτης, στην οποία περιλαμβάνονται ο σκοπός, η μεθοδολογία, τα βασικά συμπεράσματα και η χρησιμότητά του δίδεται στις αμέσως επόμενες σελίδες.

Το παρόν τεύχος παραδίδεται σε τρία αντίτυπα καθώς και σε ψηφιακή μορφή (Compact Disc). Σημειώνεται, ότι το Παράρτημα Α, το οποίο περιέχει τα αναπτυχθέντα Πρότυπα Αριθμητικά Παραδείγματα, κατατίθεται - λόγω του πολύ μεγάλου όγκου του (περίπου 1000 σελίδες) - μόνον σε ψηφιακή μορφή.

Ο Οικονομικός Απολογισμός του Ερευνητικού Προγράμματος - Μελέτης κατατίθεται σε ανεξάρτητο τεύχος.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

του ερευνητικού προγράμματος-μελέτης:

Ανάπτυξη προτύπων αριθμητικών παραδειγμάτων για την υποστήριξη της ορθής εφαρμογής του ΕΑΚ 2000 και τον έλεγχο προγραμμάτων Η/Υ

και

Νέου κανονιστικού πλαισίου αντισεισμικής προστασίας κτιρίων και βελτίωση διατάξεων για τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης

Τα επιμέρους αντικείμενα του ερευνητικού έργου ήταν : (1) Η ανάπτυξη προτύπων αριθμητικών παραδειγμάτων για την υποστήριξη της ορθής εφαρμογής του ΕΑΚ 2000 και τον έλεγχο προγραμμάτων Η/Υ, (2) Η ανάπτυξη ενός βελτιωμένου κανονιστικού πλαισίου αντισεισμικού σχεδιασμού με περισσότερα του ενός επίπεδα προστασίας, και (3) Η ανάπτυξη προτάσεων βελτίωσης των διατάξεων του ΕΑΚ που αφορούν στα φαινόμενα 2^{ης} τάξης.

Με τα πρότυπα αριθμητικά παραδείγματα που εκπονήθηκαν και την μεθοδολογία που ακολουθήθηκε επιδιώχθηκε η ικανοποίηση πολλαπλών στόχων, όπως :

- ο έλεγχος ορθότητας των προγραμμάτων Η/Υ όσον αφορά την ορθή υλοποίηση συγκεκριμένων μεμονωμένων διατάξεων του ΕΑΚ2000 (π.χ. έλεγχος ορθής επαλληλίας ιδιομορφικών αποκρίσεων στη δυναμική φασματική ανάλυση).
- η ορθή υλοποίηση ομάδων διατάξεων του ΕΑΚ2000 (π.χ. της απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης) και ο αντίστοιχος έλεγχος ορθότητας των προγραμμάτων Η/Υ.
- η ορθότητα ολοκληρωμένων επιλύσεων τυπικών φορέων της πράξης με όλους τους απαιτούμενους υπολογισμούς (έως και τους τελικούς συνδυασμούς εντατικών μεγεθών για την διαστασιολόγηση).

Τα παραδείγματα που αναπτύχθηκαν είναι ως επί το πλείστον απλής μορφής προκειμένου να περιορισθεί ο όγκος εισαγομένων στοιχείων στον Η/Υ, να αποφευχθούν προβλήματα ή ασάφειες που δεν αφορούν το πρόβλημα καθ' εαυτό, να ελαχιστοποιηθούν τα προβλήματα προσομοίωσης του δεδομένου φορέα και να διατηρείται σε κάποιο βαθμό η δυνατότητα εποπτικού ελέγχου. Εντούτοις, παρά την σχετική απλότητά τους, τα παραδείγματα ενσωματώνουν πάρα πολλά χαρακτηριστικά φορέων που συναντώνται στην καθημερινή πράξη.

Παρατίθεται ακολούθως πίνακας με τους τίτλους των προτύπων αριθμητικών παραδειγμάτων:

Παράδειγμα 1	Μονώροφος πλαισιακός φορέας με <u>τετραπλή συμμετρία</u> - Μόνον ανωδομή
Παράδειγμα 2	Τριώροφος πλαισιακός φορέας με <u>τετραπλή συμμετρία</u> - Μόνον ανωδομή
Παράδειγμα 3	Πενταώροφος πλαισιακός φορέας με <u>τετραπλή συμμετρία</u> - Μόνον ανωδομή
Παράδειγμα 4	Τριώροφος πλαισιακός φορέας με <u>τετραπλή συμμετρία</u> - Ανωδ. & θεμελίωση
Παράδειγμα 5	Πενταώροφος πλαισιακός φορέας με <u>τετραπλή συμμετρία</u> - Ανωδ. & θεμελ.
Παράδειγμα 6	Μονώροφος πλαισιακός φορέας με <u>διπλή συμμετρία</u>
Παράδειγμα 6α " - Με μεταφορικές μάζες στους κόμβους
Παράδειγμα 7	Τριώροφος πλαισιακός φορέας με <u>διπλή συμμετρία</u>
Παράδειγμα 7α " - Με μεταφορικές μάζες στους κόμβους
Παράδειγμα 8	Πενταώροφος πλαισιακός φορέας με <u>διπλή συμμετρία</u>
Παράδειγμα 8α " - Με μεταφορικές μάζες στους κόμβους
Παράδειγμα 9	Πενταώροφος μικτός φορέας με <u>διαγώνια συμμετρία</u> - Με 1 γωνιαίο τοίχωμα
Παράδειγμα 10	Πενταώροφος μικτός φορέας με <u>διαγώνια συμμετρία</u> - Με 2 περιμετρ. τοιχώμ.
Παράδειγμα 11	Πενταώροφος μικτός φορέας με <u>απλή συμμετρία</u> - Με 1 περιμετρικό τοίχωμα
Παράδειγμα 12	Μονώροφος πλαισιακός φορέας με <u>απλή συμμετρία</u> - Μη παράλληλη διάταξη
Παράδειγμα 12α " - Με μεταφορικές μάζες $m_i=M/4$ στους 4 κόμβους
Παράδειγμα 12β " - Με μεταφορικές μάζες $m_i=N_i/g$ στους 4 κόμβους
Παράδειγμα 12γ " - Με μεταφορικές μάζες σε 25 κόμβους
Παράδειγμα 13	Πενταώροφος φορέας με έκκεντρο <u>πυρήνα</u> - <u>Παραλλαγές προσομοίωσης</u>
13α	Προσομοίωση πυρήνα με 3 ισοδύναμους στύλους
13β	Προσομοίωση πυρήνα με 1 ισοδύναμο στύλο
13γ	Προσομοίωση πυρήνα με επιφανειακά τεπερασμένα στοιχεία
Παράδειγμα 14	Πενταώροφος μικτός φορέας με <u>απλή συμμετρία</u> - <u>Στρεπτική ευαισθησία</u>
Παράδειγμα 15	Τριώροφος φορέας με <u>ασταθή διάταξη τοιχωμάτων</u> - <u>Εύστρεπτος φορέας</u>
Παράδειγμα 16	Τριώροφος φορέας με <u>εσοχή</u>
Παράδειγμα 17	Τριώροφος φορέας με <u>πατάρι</u>
Παράδειγμα 18	Τριώροφος φορέας με <u>κεκλιμμένη πλάκα</u>
Παράδειγμα 19	Τριώροφος φορέας με <u>κλιμακοστάσιο χωρίς περιμετρικά τοιχώματα</u>
Παράδειγμα 20	Τριώροφος φορέας με <u>φυτευτά υποστυλώματα</u> - Κατακόρ. σεισμ. συνιστώσα
Παράδειγμα 21	<u>Κανονικός</u> τριώροφος φορέας με <u>ασύμμετρη, μη παράλληλη διάταξη</u> <u>στύλων/τοιχωμάτων/πυρήνα</u>
Παράδειγμα 22	<u>Μη κανονικός</u> πενταώροφος φορέας με <u>ασύμμετρη, μη παράλληλη διάταξη</u> <u>στύλων/τοιχωμάτων/πυρήνα</u>

Με τον αναλυτικό τρόπο που παρουσιάζονται τα παραδείγματα αυτά, δίνεται η δυνατότητα αφενός στους οίκους λογισμικού να προ-ελέγξουν τα προγράμματα που διοχετεύουν στην αγορά, και αφετέρου στους χρήστες-μηχανικούς να ελέγξουν τα προγράμματα που αγόρασαν ή σκοπεύουν να αγοράσουν. Παρόλο που ένας τέτοιος έλεγχος των προγραμμάτων μέσω έγκυρων αριθμητικών παραδειγμάτων δεν θα είναι ούτε και θα μπορούσε να είναι πλήρης και εξαντλητικός, δρα εντούτοις κανονιστικά, εξασφαλίζοντας ταυτόχρονα ένα βασικό επίπεδο ασφάλειας και ορθότητας για τα ελεγχθέντα προγράμματα.

Στόχος του δεύτερου αντικειμένου του ερευνητικού έργου ήταν η ανάπτυξη και παράλληλη τεχνικο-οικονομικά τεκμηρίωση με χρήση αριθμητικών παραδειγμάτων ενός νέου κανονιστικού πλαισίου αντισεισμικής προστασίας κτιρίων. Το βελτιωμένο αυτό κανονιστικό πλαίσιο περιλαμβάνει τα ακολουθα τρία επίπεδα αντισεισμικής προστασίας των κτιρίων:

- Πλήρης αντισεισμική προστασία με ελαστική συμπεριφορά υπό τον σεισμό σχεδιασμού ($q=1$),
- Μερική αντισεισμική προστασία με ημιπλάστιμη συμπεριφορά υπό τον σεισμό σχεδιασμού ($q<0.5 q_{max}$),
- Μερική αντισεισμική προστασία, με πλάστιμη συμπεριφορά υπό τον σχεδιασμό ($q>1/2 q_{max}$).

Η κατασκευαστική υλοποίηση των δύο πρώτων από τα παραπάνω επίπεδα προστασίας στηρίζεται είτε (α) στην εκτεταμένη χρήση τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα είτε (β) σε σταθμισμένη χρήση τοιχωμάτων και ταυτόχρονη αύξηση των διατομών και οπλισμών των υποστυλωμάτων είτε, τέλος, (γ) στη χρήση αμιγούς πλαισιακού σκελετού με σταθμισμένη επαύξηση των διαστάσεων των διατομών και οπλισμών των υποστυλωμάτων. Το τρίτο επίπεδο προστασίας ταυτίζεται ουσιαστικά με το ισχύον σήμερα. Για τα προτεινόμενα επίπεδα αντισεισμικής προστασίας διενεργήθηκε τεχνικο-οικονομική διερεύνηση με στόχο την διαπίστωση της προκύπτουσας αύξησης του συνολικού κόστους κατασκευής των κτιρίων. Στους παράγοντες που διερευνήθηκαν συμπεριλαμβάνονται : η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, το είδος του φέροντος οργανισμού (αμιγώς πλαισιακός, μικτός), η θέση του συνήθως υπάρχοντος πυρήνα στην κάτοψη (κέντρο, γωνία), το πλήθος των ορόφων και η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης.

Το γενικό συμπέρασμα που προέκυψε από την παραπάνω τεχνικο-οικονομική διερεύνηση ανατρέπει την μέχρι σήμερα κυρίαρχουσα - αλλά ατεκμηρίωτη - αντίληψη, ότι ο σχεδιασμός κατασκευών με τρόπο που υπό τον σεισμό σχεδιασμού να παραμένουν στην ελαστική περιοχή συνεπάγεται υπερολικά υψηλό ("επαχθές") κόστος. Το μέγιστο επιπλέον κόστος ενός 'ελαστικού σχεδιασμού' με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$ έναντι ενός 'ελαστοπλαστικού' σχεδιασμού με $q=3,5$ (που συνεπάγεται μεγάλες βλάβες υπό τον σεισμό σχεδιασμού χωρίς παράλληλα να αποκλείει παντελώς την κατάρρευση!) είναι στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I της τάξης του 7%, στη ζώνη II της τάξης του 8,5%, στη ζώνη III 18,5% και στη ζώνη IV της τάξης του 22% επί του συνολικού κόστους κατασκευής του κτιρίου. Για σχεδιασμό μάλιστα με $q=1.5$, για τον οποίο σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός, οι μέγιστες μεταβολές κόστους μειώνονται στις ζώνες I και II στο 3.5 - 5.5 % και στις ζώνες III και IV στο 14-15%.

Πρόκειται επομένως για μία αύξηση του κόστους, την οποία πολλοί ιδιοκτήτες θα αποδέχονταν σήμερα ευχαρίστως, γνωρίζοντας τα σημαντικά πλεονεκτήματα μιας τέτοιας 'πλήρους' αντισεισμικής προστασίας. Το προτεινόμενο νέο κανονιστικό πλαίσιο αντισεισμικής προστασίας κτιρίων μπορεί να αξιοποιηθεί για τον εκσυγχρονισμό του ΕΑΚ2000 κατά την επόμενη αναθεώρησή του. Προς την κατεύθυνση αυτή, ήδη από το 1997, έχουν δημοσιευθεί σχετικές συστάσεις και σχέδια κανονισμών (FEMA-297, FEMA-356, FEMA-310) με στόχο την επίτευξη πολλαπλών επιπέδων αντισεισμικής προστασίας κτιρίων (performance-based design).

Τέλος, το τρίτο αντικείμενο του ερευνητικού έργου αφορά στην ανάπτυξη προτάσεων βελτίωσης των διατάξεων του ΕΑΚ που αφορούν στα φαινόμενα 2^{ης} τάξης, για τα οποία, ανεξάρτητα από το επίπεδο αντισεισμικής προστασίας, απαιτείται κατά κανόνα ιδιαίτερος έλεγχος λόγω του ότι στην τελική φάση αστοχίας ενός κτιρίου τα υπόψη φαινόμενα είναι συνυπεύθυνα για την κατάρρευσή του. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, αλλά και άλλους σχετικούς κανονισμούς, ο υπόψη σημαντικός έλεγχος γίνεται προσεγγιστικά μέσα στο επίπεδο καθενός επί μέρους πλαισίου του χωρικού στην πραγματικότητα συστήματος. Ο έλεγχος αυτός είναι προβληματικός, τόσο από άποψη ακρίβειας όσο και από άποψη εφαρμογής. Στα πλαίσια του παρόντος ερευνητικού έργου αναπτύχθηκε και τεκμηριώθηκε ειδική μεθοδολογία ελέγχου των φαινομένων 2^{ης} τάξης με τη χρήση χωρικού προσομοιώματος της όλης κατασκευής και διατυπώθηκε υπό μορφή κανονιστικών διατάξεων, μέσω των οποίων ο έλεγχος των φαινομένων αυτών αποκτά αποτελεσματικότητα και αξιοπιστία. Η τεκμηρίωση συμπληρώθηκε με κατάλληλα αριθμητικά παραδείγματα. Τα μειονεκτήματα των ισχυουσών διατάξεων αντιμετωπίζονται αποτελεσματικά με την προτεινόμενη μεθοδολογία, η οποία μπορεί να ενσωματωθεί άμεσα στον ΕΑΚ2000.

Τελική Έκθεση

για το ερευνητικό πρόγραμμα - μελέτη :

***Ανάπτυξη προτύπων αριθμητικών παραδειγμάτων για την υποστήριξη της ορθής εφαρμογής του ΕΑΚ 2000 και τον έλεγχο προγραμμάτων Η/Υ και
Νέου κανονιστικού πλαισίου αντισεισμικής προστασίας κτιρίων και βελτίωση διατάξεων για τα φαινόμενα 2ης τάξης***

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο του ερευνητικού έργου και ακολουθηθέν χρονοδιάγραμμα

Σύμφωνα με την εγκεκριμένη πρόταση, η οποία περιλαμβάνεται στο Παράρτημα Ι της σχετικής σύμβασης με τον ΟΑΣΠ, το υπόψη ερευνητικό έργο αποτελείται από τα δύο ακόλουθα μέρη :

Μέρος Α' : Ανάπτυξη προτύπων αριθμητικών παραδειγμάτων για την υποστήριξη της ορθής εφαρμογής του ΕΑΚ 2000 και τον έλεγχο προγραμμάτων Η/Υ

Πακέτα εργασίας :

- ΠΕ1α Προετοιμασία και επιλογή παραδειγμάτων για τα ΠΕ2 έως ΠΕ4
- ΠΕ2 Απλοποιημένη φασματική ανάλυση και σχετικά θέματα
- ΠΕ3 Δυναμική φασματική ανάλυση και σχετικά θέματα
- ΠΕ4 Ολοκληρωμένα αριθμητικά παράδειγματα

Μέρος Β' : Ανάπτυξη νέου κανονιστικού πλαισίου αντισεισμικής προστασίας κτιρίων και βελτίωση διατάξεων για τα φαινόμενα 2ης τάξης

Πακέτα εργασίας :

- ΠΕ1β Προετοιμασία και επιλογή παραδειγμάτων για τα ΠΕ5 και ΠΕ6
- ΠΕ5 Ανάπτυξη και τεκμηρίωση νέου κανονιστικού πλαισίου αντισεισμ. σχεδιασμού
- ΠΕ6 Βελτίωση των διατάξεων του ΕΑΚ για φαινόμενα 2^{ης} τάξης

Η αρχική πρόθεσή μας ήταν να επεξεργασθούμε λιγότερο ή περισσότερο εν παραλλήλω τα πακέτα εργασίας και των δύο σκελών του έργου. Όμως ήδη από την πρώτη φάση των εργασιών διαφάνηκε ότι αποτελεσματικότερη θα ήταν η χρονική ομαδοποίηση των πακέτων εργασίας κατ' αντιστοιχία των δύο μερών Α' και Β' του έργου. Έτσι, ακολουθήθηκε το χρονοδιάγραμμα που παρατίθεται κατωτέρω, με το οποίο

1.2 Οι στόχοι του ερευνητικού προγράμματος

Μέρος Α :

Όπως αναπτύχθηκε και στην υποβληθείσα ερευνητική πρότασή μας, με τα αριθμητικά παραδείγματα που εκπονήθηκαν επιδιώχθηκε η ικανοποίηση πολλαπλών στόχων:

- ο έλεγχος ορθότητας των προγραμμάτων Η/Υ όσον αφορά την ορθή υλοποίηση συγκεκριμένων μεμονωμένων διατάξεων του ΕΑΚ2000 (π.χ. έλεγχος ορθής επαλληλίας ιδιομορφικών αποκρίσεων στη δυναμική φασματική ανάλυση).
- η ορθή υλοποίηση ομάδων διατάξεων του ΕΑΚ2000 (π.χ. της απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης) και ο αντίστοιχος έλεγχος ορθότητας των προγραμμάτων Η/Υ.
- η ορθότητα ολοκληρωμένων επιλύσεων τυπικών φορέων της πράξης με όλους τους απαιτούμενους υπολογισμούς (έως και τους τελικούς συνδυασμούς εντατικών μεγεθών για την διαστασιολόγηση).

Τα παραδείγματα που επιλέχθηκαν είναι κατά κανόνα απλής μορφής προκειμένου

- να περιορισθεί ο όγκος εισαγομένων στοιχείων στον Η/Υ
- να αποφευχθούν προβλήματα ή ασάφειες που δεν αφορούν το πρόβλημα καθ' εαυτό
- να ελαχιστοποιηθούν τα προβλήματα προσομοίωσης του δεδομένου φορέα
- να διατηρείται σε κάποιο βαθμό η δυνατότητα εποπτικού ελέγχου.

Παρά την σχετική απλότητά τους, τα παραδείγματα δεν είναι ακαδημαϊκού χαρακτήρα, αλλά ενσωματώνουν πολλά χαρακτηριστικά φορέων της πράξης.

Με τον αναλυτικό τρόπο που παρουσιάζονται τα παραδείγματα αυτά, δίνεται η δυνατότητα αφενός στους οίκους λογισμικού να προ-ελέγξουν τα προγράμματα που διοχετεύουν στην αγορά, και αφετέρου στους χρήστες-μηχανικούς να ελέγξουν τα προγράμματα που αγόρασαν ή σκοπεύουν να αγοράσουν. Παρόλο που ένας τέτοιος έλεγχος των προγραμμάτων μέσω έγκυρων αριθμητικών παραδειγμάτων δεν θα είναι ούτε και θα μπορούσε να είναι πλήρης και εξαντλητικός, δρα εντούτοις *κανονιστικά*, εξασφαλίζοντας ταυτόχρονα ένα βασικό επίπεδο ασφάλειας και ορθότητας για τα ελεγχθέντα προγράμματα.

Μέρος Β :

B1 :

Αναπτύσσεται και τεκμηριώνεται τεχνικο-οικονομικά με χρήση αριθμητικών παραδειγμάτων ένα νέο κανονιστικό πλαίσιο που περιλαμβάνει τα ακολουθα τρία επίπεδα αντισεισμικής προστασίας των κτιρίων:

- Πλήρης αντισεισμική προστασία με ελαστική συμπεριφορά υπό τον σεισμό σχεδιασμού ($q=1$),
- Μερική αντισεισμική προστασία με ημιπλάστιμη συμπεριφορά υπό τον σεισμό σχεδιασμού ($q < 0.5 q_{max}$),
- Μερική αντισεισμική προστασία, με πλάστιμη συμπεριφορά υπό τον σχεδιασμό ($q > 1/2 q_{max}$).

Η κατασκευαστική υλοποίηση των δύο πρώτων από τα παραπάνω επίπεδα προστασίας στηρίζεται είτε (α) στην εκτεταμένη χρήση τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα είτε (β) σε σταθμισμένη χρήση τοιχωμάτων και ταυτόχρονη αύξηση των διατομών και οπλισμών των υποστυλωμάτων είτε, τέλος, (γ) στη χρήση αμιγούς πλαισιακού σκελετού με σταθμισμένη επαύξηση των διαστάσεων των διατομών και οπλισμών των υποστυλωμάτων. Το τρίτο επίπεδο προστασίας ταυτίζεται ουσιαστικά με το ισχύον σήμερα. Για τα προτεινόμενα επίπεδα αντισεισμικής προστασίας διενεργήθηκε τεχνικο-οικονομική διερεύνηση με στόχο την διαπίστωση της προκύπτουσας αύξησης του συνολικού κόστους κατασκευής των κτιρίων. Στους παράγοντες που διερευνήθηκαν συμπεριλαμβάνονται : η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, το είδος του φέροντος οργανισμού (αμιγώς πλαισιακός, μικτός), η θέση του συνήθως υπάρχοντος πυρήνα στην κάτοψη (κέντρο, γωνία), το πλήθος των ορόφων και η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης.

B2 :

Ανεξάρτητα από το επίπεδο αντισεισμικής προστασίας, απαιτείται κατά κανόνα ιδιαίτερος έλεγχος των φαινομένων 2^{ης} τάξης, λόγω του ότι στην τελική φάση αστοχίας ενός κτιρίου τα υπόψη φαινόμενα είναι συνυπεύθυνα για την κατάρρευσή του. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, αλλά και άλλους σχετικούς κανονισμούς, ο υπόψη σημαντικός έλεγχος γίνεται προσεγγιστικά μέσα στο επίπεδο ενός πλαισίου του χωρικού στην πραγματικότητα συστήματος. Στα πλαίσια του παρόντος ερευνητικού έργου αναπτύχθηκε και τεκμηριώθηκε ειδική μεθοδολογία ελέγχου των φαινομένων 2^{ης} τάξης με τη χρήση χωρικού προσομοιώματος της όλης κατασκευής και διατυπώθηκε υπό μορφή κανονιστικών διατάξεων. Η τεκμηρίωση συμπληρώθηκε με κατάλληλα αριθμητικά παραδείγματα.

Κατά την διάρκεια των ερευνητικών εργασιών δεν παρουσιάστηκε κανέναν ιδιαίτερο πρόβλημα και οι αρχικώς τεθέντες στόχοι επιτεύχθηκαν πλήρως.

1.3 Προτάσεις αξιοποίησης των αποτελεσμάτων

(1) Αξιοποίηση των αναπτυχθέντων προτύπων παραδειγμάτων προς βελτίωση των δυνατοτήτων ελέγχου υφισταμένων προγραμμάτων ανάλυσης κατασκευών. Προς τούτο συνιστάται καταρχάς η διάδοση των παραδειγμάτων στον χώρο των Πολιτικών Μηχανικών. Αυτό μπορεί να γίνει με περισσότερους παράλληλους τρόπους, όπως π.χ. (α) με παρουσίασή τους σε σχετικές ημερίδες ή σεμινάρια, (β) με δημοσιοποίησή τους μέσω της ιστοσελίδας του Ο.Α.Σ.Π., (γ) με έκδοση ειδικού τεύχους που θα διανεμηθεί (ενδεχομένως με καταβολή κάποιου τιμήματος) στους ενδιαφερόμενους Πολιτικούς Μηχανικούς, (δ) με διανομή τους σε ηλεκτρονική μορφή υπό μορφή CD (με ή χωρίς κόστος). Εκτός όμως από τα παραπάνω, εκείνο που θα βοηθούσε πραγματικά την κοινότητα των μηχανικών-χρηστών λογισμικού ανάλυσης κατασκευών θα ήταν η έκδοση μίας Σύστασης εκ μέρους του Ο.Α.Σ.Π., βάσει της οποίας τα κυκλοφορούντα επαγγελματικά προγράμματα θα πρέπει να επιλύουν σωστά (ή με κάποιον μικρό μόνον βαθμό απόκλισης) τα πρότυπα αυτά αριθμητικά παραδείγματα.

(2) Το προτεινόμενο νέο κανονιστικό πλαίσιο αντισεισμικής προστασίας κτιρίων μπορεί να αξιοποιηθεί

για τον εκσυγχρονισμό του ΕΑΚ2000 κατά την επόμενη αναθεώρησή του. Προς την κατεύθυνση αυτή, ήδη από το 1997, έχουν δημοσιευθεί σχετικές συστάσεις και σχέδια κανονισμών (FEMA-297, FEMA-356, FEMA-310) με στόχο την επίτευξη πολλαπλών επιπέδων αντισεισμικής προστασίας κτιρίων (performance-based design).

- (3) Οι ισχύουσες διατάξεις του ΕΑΚ2000 για τον έλεγχο των φαινομένων 2^{ης} τάξης είναι προβληματικές, τόσο από άποψη ακρίβειας όσο και από άποψη εφαρμογής. Τα μειονεκτήματα αυτά αντιμετωπίζονται αποτελεσματικά με την προτεινόμενη μεθοδολογία, η οποία μπορεί να ενσωματωθεί άμεσα στον ΕΑΚ2000.



2. ΜΕΡΟΣ Α΄ ΤΟΥ ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

"Ανάπτυξη προτύπων αριθμητικών παραδειγμάτων για την υποστήριξη της ορθής εφαρμογής του ΕΑΚ 2000 και τον έλεγχο προγραμμάτων Η/Υ"

2.1 Εισαγωγή

Είναι γνωστό, ότι το πρόβλημα της ελεγχιμότητας των κυκλοφορούντων προγραμμάτων Η/Υ που χρησιμοποιούνται για την εκπόνηση στατικών/αντισεισμικών μελετών δεν έχει μπορέσει να αντιμετωπισθεί ακόμη λυσιτελώς. Σημειώνεται μάλιστα, ότι το πρόβλημα υπήρχε (και υφίσταται ακόμη) όχι μόνον στον ελληνικό χώρο, αλλά και σε πολλά άλλα προηγμένα κράτη (βλ. ενδεικτικά Pixley and Ridlon 1984, Melosh and Utku 1988, Szilard 1993).

Στη χώρα μας το θέμα αυτό έχει τεθεί και συζητηθεί στο παρελθόν επανειλημμένως σε όργανα του Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας και των παραρτημάτων του, του ΥΠΕΧΩΔΕ και του Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδας. Η πρώτη (και μοναδική μέχρι πρόσφατα) προσπάθεια αντιμετώπισής του έγινε το 1990 από το ΤΕΕ με την σύσταση Ομάδας Εργασίας που είχε ως αντικείμενο αφενός την καταγραφή των τότε κυκλοφορούντων επαγγελματικών προγραμμάτων ανάλυσης και διαστασιο-λόγησης κατασκευών και αφετέρου την εκπόνηση δοκιμαστικών προβλημάτων με την βοήθεια των οποίων θα μπορούσε να ελεγχθεί σε κάποιο βαθμό η ορθότητα των στατικών αναλύσεων. Τα αποτελέσματα της προσπάθειας αυτής κατατέθηκαν σε σχετικές εκθέσεις (Αβραμίδης, Βαχλιώτης et al. 1990α και 1990β) και παρουσιάστηκαν σε τρεις ημερίδες (Αθήνα, Θεσσαλονίκη, Λευκωσία / Κύπρος) με παράλληλες σχετικές εισηγήσεις επί του θέματος (Βαγγελάτου 1993, Παλασσόπουλος 1993). Εντούτοις, και παρά την συνεχή πίεση εκ μέρους των χρηστών των επαγγελματικών προγραμμάτων που διαπίστωναν στην πράξη τα αναφερόμενα προβλήματα, δεν μπόρεσε να δοθεί συνέχεια στην πρωτοβουλία αυτή. Η αίσθηση του 'μαύρου κουτιού', την οποία αποκόμιζε σχεδόν κάθε μελετητής από την χρήση του όποιου προγράμματος χρησιμοποιούσε, παρέμεινε αμετάβλητη. Η δυσφορία των μελετητών εκφράσθηκε μεταξύ άλλων ακόμη και με σκωπτικά άρθρα στον ημερήσιο τύπο (βλ. π.χ. Καπράνος 1999) Στην 10-ετία που μεσολάβησε από τότε, οι ουσιαστικές αλλαγές που επέβαλαν στις μελέτες οι εκσυγχρονισμένοι δομικοί κανονισμοί και η παράλληλη ραγδαία ανάπτυξη των δυνατοτήτων των ηλεκτρονικών υπολογιστών οδήγησαν σε μία δραματική αύξηση της πολυπλοκότητας των επαγγελματικών προγραμμάτων. Άμεσο αποτέλεσμα ήταν τα 'μαύρα κουτιά' να γίνουν ακόμη πιο μαύρα, μια και η αξιοπιστία των προγραμμάτων παρέμενε ανεξέλεγκτη.

Εντούτοις, με το παρόν ερευνητικό έργο που εγκρίθηκε και χρηματοδοτείται από τον ΟΑΣΠ επιδιώκεται ακριβώς αυτός ο στόχος, η δημιουργία δηλαδή 'εργαλείων' με τη βοήθεια των οποίων ακόμη και απλοί χρήστες προγραμμάτων θα μπορούν σε ικανό βαθμό να ελέγξουν την ορθότητα και την αξιοπιστία των χρησιμοποιούμενων προγραμμάτων. Τα αποτελέσματα του έργου πιστεύεται ότι αποτελούν ένα σημαντικό βοήθημα για τη βελτίωση των ευρέως χρησιμοποιούμενων επαγγελματικών προγραμμάτων και, κατά λογική συνέπεια, για την ανύψωση του επιπέδου των εκπονούμενων αντισεισμικών μελετών.

2.2 Η αλληλεπίδραση Κανονισμών και προγραμμάτων

Η τελευταία 15-ετία υπήρξε μία περίοδος μεγάλων μεταβολών στον τρόπο της μελέτης των κατασκευών, ειδικά όσον αφορά στο αντισεισμικό σκέλος (Σχ.1).

Αντισεισμικοί Κανονισμοί	Υπολογιστικά μέσα	Μέθοδοι υπολογισμού στην καθημερινή πράξη
1959 Βασιλικό Διάταγμα	Λογαριθμικός κανόνας Μηχανικές αριθμομηχανές 1972 : ηλεκτρονική αριθμο- μηχανή HP35 1978 : πρώτοι PC (Apple II, TRS-80, Commodore PET) 1981 : IBM PC με Intel 8086 1982 : Intel 80286	Στατική επίλυση δομικών στοιχείων & υποφορέων (συνεχής δοκός, πέδιλο, ...) Κατ' όροφο αντισεισμικός έλεγχος (Ρουσόπουλος)
1984 Τροποποιήσεις Β.Δ. '59	1984 : Macintosh 1985 : PC 80386 1986 : πρώτα Windows	Μοντέλο επιπέδου πλαισίου Πρώτες χωρικές αναλύσεις
1992 NEAK	1993 : πρώτος Pentium	Χωρική στατική επίλυση γραμμικών προσομοιωμάτων
1995 Τροποποιήσεις NEAK	1997 : Pentium II 1999 : Pentium III, 500 MHz	Δυναμική επίλυση
2000 ΕΑΚ	2001 : Pentium IV, 2 GHz	Χρήση γραμμικών και επιφανειακών μοντέλων

Σχήμα 1. Εξέλιξη Κανονισμών και Υπολογιστικών Μέσων

Είναι πρόδηλο, ότι από το 1984 μέχρι σήμερα επήλθαν έντονες αλλαγές στον Αντισεισμικό Κανονισμό (θέσπιση του NEAK το 1992, τροποποίησή του το 1995, πρόσφατη αναθεώρηση και μετονομασία του σε ΕΑΚ το 2000). Παράλληλες αλλαγές υπήρξαν και στον Κανονισμό Σκυροδέματος καθώς επίσης στους Ευρωκώδικες. Παρακολουθώντας στο διάστημα αυτό την εξέλιξη των 'εργαλείων' με τα οποία εφαρμόζουμε τις νέες γνώσεις στην πράξη, δηλαδή των Η/Υ και του λογισμικού, διαπιστώνει κανείς ότι η αύξηση των απαιτήσεων και της πολυπλοκότητας των Κανονισμών συμβαδίζει κατά το μάλλον ή ήττον με την αύξηση των δυνατοτήτων των υπολογιστικών μέσων. Όμως δεν πρόκειται εδώ απλώς για μία παράλληλη πορεία. *Η εξέλιξη του εργαλείου, δηλ. των δυνατοτήτων Η/Υ και προγραμμάτων, σπρώχνει προς τα εμπρός την εξέλιξη των Κανονισμών* : Αν ο σύγχρονος μηχανικός δεν είχε στη διάθεσή του τους σημερινούς Η/Υ, δεν θα ήταν δυνατόν να εφαρμόσει με πληρότητα τη σύγχρονη αντισεισμική γνώση, όπως αυτή κωδικοποιείται π.χ. στον ΕΑΚ/2000.

Και εδώ βρίσκεται η διττή δυσκολία : Από την μία πρέπει να γίνει κατανοητή από τους μελετητές η νέα ουσιαστική γνώση, π.χ. η δυναμική φασματική μέθοδος ανάλυσης, και από την άλλη θα πρέπει να μπορούν οι μελετητές όχι απλώς να χρησιμοποιούν αλλά και να ελέγχουν τα εργαλεία, δηλ. τα προγράμματα Η/Υ, με τα οποία και μόνον εφαρμόζεται αυτή η γνώση στην πράξη. Διαφορετικά είναι έρμαιοι των 'μαύρων κουτιών' και αναλαμβάνουν ευθύνη για αποτελέσματα και για μελέτες που δεν είναι δυνατόν να ελέγξουν.

2.3 Γιατί έχει σήμερα ιδιαίτερη σημασία η ελεγχσιμότητα ενός προγράμματος;

Ιδιαίτερα πιεστική καθίσταται η ανάγκη της δυνατότητας ελέγχου των προγραμμάτων, όταν σ' αυτά ενσωματώνεται η πολύπλοκη και απαιτητική σε υπολογιστικές διαδικασίες γνώση που περιέχεται σε σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς όπως ο ΕΑΚ/2000. Εκτός τούτου όμως, θα πρέπει να επισημανθεί μία πλευρά του προβλήματος της αξιοπιστίας των στατικών/αντισεισμικών μελετών, η οποία δεν έτυχε ακόμη της δέουσας προσοχής:

Με πρώτο δεδομένο ότι οι σύγχρονοι κανονισμοί δεν εφαρμόζονται παρά αποκλειστικά και μόνον με τη βοήθεια προγραμμάτων και με δεύτερο δεδομένο ότι η ελληνική αγορά προγραμμάτων καλύπτεται από μικρό αριθμό οίκων λογισμικού, προκύπτει αβίαστα το συμπέρασμα ότι *η ποιότητα της συντριπτικής πλειοψηφίας των στατικών μελετών εξαρτάται σε πολύ μεγάλο βαθμό από την ποιότητα των λίγων κυκλοφορούντων επαγγελματικών προγραμμάτων.*

Το γεγονός αυτό σημαίνει καταρχάς ότι οι ευθύνες των οίκων λογισμικού για τον ποιοτικό έλεγχο των προϊόντων τους είναι οπωσδήποτε πολύ μεγάλες. Από την ποιότητα και την ορθότητα των προγραμμάτων τους εξαρτώνται πάρα πολλά.

Αλλά και από την άλλη πλευρά, όλος ο τεχνικός κόσμος και η Πολιτεία πρέπει να στηρίξει το έργο των παραγωγών του τεχνικού λογισμικού με κάθε πρόσφορο τρόπο. Διότι εν προκειμένω δεν πρόκειται απλά για ένα τυχαίο εμπορεύσιμο προϊόν. Από το προϊόν αυτό, την ποιότητά του, την διαφάνειά του, την ελεγχσιμότητά του, εξαρτώνται σε κάθε άλλο παρά αμελητέο βαθμό έως και ανθρώπινες ζωές.

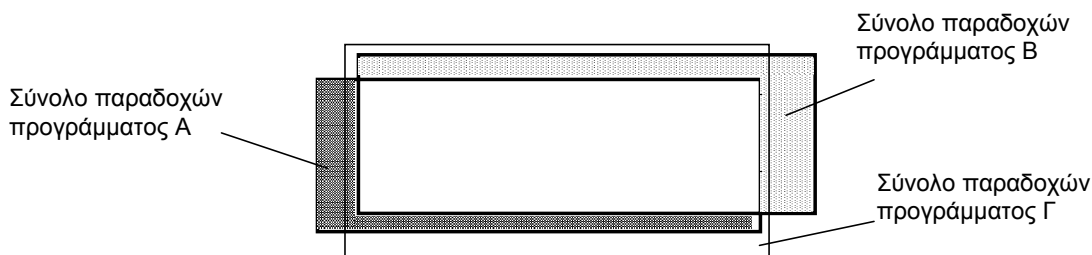
2.4 Πρόγραμμα με λάθη - Κακή χρήση ενός σωστού προγράμματος

Προς αποφυγή παραξηγήσεων, θα πρέπει να διακρίνει κανείς δύο διαφορετικά θέματα :

(α) Τίθεται κατ' αρχάς το *πρόβλημα της ποιότητας ενός προγράμματος*, δηλ. της πληρότητάς του, της ορθότητάς του, της ευκολίας χρήσης του κτλ. Πώς μπορεί κανείς να ελέγξει π.χ. την ορθότητα ενός πολύπλοκου και πολυδαίδαλου προγράμματος, όπως είναι τα σημερινά επαγγελματικά προγράμματα; Το ζήτημα αυτό απασχολεί, όπως προαναφέρθηκε, την ελληνική αλλά και διεθνή κοινότητα των μηχανικών εδώ και πολλά χρόνια, και αντιμετωπίζεται μερικώς με τον τρόπο που προτείνεται στην παρούσα εργασία (βλ. επόμενες παραγράφους).

(β) Πέραν όμως από το πρόβλημα της ποιότητας τίθεται και το πρόβλημα της ορθής χρήσης ενός προγράμματος. Και το πλέον αξιόπιστο πρόγραμμα μπορεί στα χέρια αδαών να οδηγήσει σε αδόκιμα ή και τελείως λανθασμένα αποτελέσματα. Σε κάθε περίπτωση ισχύει ο 'κανόνας' GiGo : *Garbage in - Garbage out*. Η ποιότητα των εξαγομένων δεν μπορεί να είναι καλύτερη από την ποιότητα των εισαγομένων. Εν προκειμένω, τα εισαγόμενα είναι οι παραδοχές και τα αριθμητικά δεδομένα που εισάγει στο πρόγραμμα ο μελετητής. Λανθασμένα δεδομένα ή αδόκιμες παραδοχές οδηγούν σε αντίστοιχης ποιότητας αποτελέσματα. Πέραν τούτου όμως, τα επαγγελματικά προγράμματα δεν είναι τελείως ουδέτερα (Σχήμα 2). Αντίθετα, είναι αναπόφευκτο (για μία σειρά από λόγους) να περιέχουν δικές τους παραδοχές, που είναι διαφορετικές από

πρόγραμμα σε πρόγραμμα. Γι' αυτό, άλλωστε, είναι αδύνατον να επιτευχθούν ταυτόσημα αποτελέσματα για το ίδιο πρόβλημα με χρήση δύο διαφορετικών προγραμμάτων. Οι παραδοχές αυτές πρέπει να είναι γνωστές στον μελετητή-χρήστη του προγράμματος, αν θέλει να διατηρεί τον έλεγχο της μελέτης του.



Σχήμα 2. Μη ταύτιση ενσωματωμένων παραδοχών σε διάφορα προγράμματα

Αξίζει, τέλος, να επισημανθεί, ότι η πολύχρονη χρήση προγραμμάτων που περιέχουν είτε λάθη είτε 'κρυφές' και άγνωστες στον χρήστη παραδοχές μπορεί να οδηγήσει στον σχηματισμό εσφαλμένου στατικού αισθητηρίου!

2.5 Ο έλεγχος προγραμμάτων με δοκιμαστικά προβλήματα

Όπως προκύπτει από τον διεθνή επί του θέματος αυτού προβληματισμό, ένας από τους προσφορότερους τρόπους για την αντιμετώπιση του προβλήματος της ελεγχιμότητας προγραμμάτων Η/Υ είναι η ανάπτυξη έγκυρων δοκιμαστικών προβλημάτων, δηλαδή πρότυπων αριθμητικών παραδειγμάτων, από αναγνωρισμένη και γενικώς αποδεκτή από τον τεχνικό κόσμο ανεξάρτητη πηγή. Έτσι, στα πλαίσια του προαναφερθέντος ερευνητικού έργου αναπτύσσεται σειρά αριθμητικών παραδειγμάτων που στοχεύουν στον έλεγχο της ορθότητας των αναλύσεων σύμφωνα με τις επιταγές του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ/2000. Με τη βοήθεια τους θα μπορεί να ελέγχεται η ορθή υλοποίηση:

- (α) Συγκεκριμένων μεμονωμένων διατάξεων του ΕΑΚ/2000 (π.χ. έλεγχος ορθής επαλληλίας ιδιομορφικών αποκρίσεων στη δυναμική φασματική ανάλυση),
- (β) Ομάδων διατάξεων του ΕΑΚ/2000 (π.χ. έλεγχος ορθής εφαρμογής της απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης), και
- (γ) Του συνόλου των διατάξεων του ΕΑΚ/2000 που αφορούν στην ανάλυση (με τελικό αποτέλεσμα τους συνδυασμούς εντατικών μεγεθών για τους οποίους οφείλει να γίνει η διαστασιολόγηση).

Τα παραδείγματα που επιλέχθηκαν είναι κατά κανόνα απλής μορφής προκειμένου:

- Να περιορισθεί ο όγκος εισαγομένων στοιχείων στον Η/Υ,
- Να αποφευχθούν προβλήματα ή ασάφειες που δεν αφορούν το πρόβλημα καθ' εαυτό,
- Να ελαχιστοποιηθούν τα προβλήματα προσομοίωσης του δεδομένου φορέα,
- Να διατηρείται σε κάποιο βαθμό η δυνατότητα εποπτικού ελέγχου.

Παρά την σχετική απλότητά τους, τα παραδείγματα δεν είναι ακαδημαϊκού χαρακτήρα, αλλά ενσωματώνουν πολλά χαρακτηριστικά φορέων της πράξης.

Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στις παραδοχές και στις λεπτομέρειες προσομοίωσης των δεδομένων φορέων, διότι ο έλεγχος ορθότητας ενός προγράμματος Η/Υ αφορά κυρίως στην ορθή και πλήρη επίλυση του αυτού προσομοιώματος. Διαφοροποιήσεις της μοντελοποίησης του ίδιου φέροντος οργανισμού είναι βέβαια θεμιτές, οδηγούν όμως σε αποτελέσματα που ενδέχεται να είναι πολύ διαφορετικά. Στα παραδείγματα γίνεται χρήση συγκεκριμένων δόκιμων τρόπων προσομοίωσης που συνιστάται να χρησιμοποιούνται στην πράξη. Παρόλο που προβλήματα προσομοίωσης δεν αποτελούν αντικείμενο του παρόντος ερευνητικού έργου, παρουσιάζονται σε ορισμένες περιπτώσεις (π.χ. πυρήνας, προσομοίωση μαζών ορόφων, κ.ά.) και κάποιες εναλλακτικές προσομοιώσεις (και διενεργούνται οι αντίστοιχες επιλύσεις), λόγω του ότι αυτές χρησιμοποιούνται συχνά στην πράξη από πολλούς συναδέλφους. Παρατίθεται ακολούθως πίνακας με τους τίτλους των 22 παραδειγμάτων που επιλέχθηκαν ως δοκιμαστικά προβλήματα.

Πίνακας 1. Πρότυπα αριθμητικά παραδείγματα για τον έλεγχο προγραμμάτων

Παράδειγμα 1	Μονώροφος πλαισιακός φορέας με <u>τετραπλή συμμετρία</u> - Μόνον ανωδομή
Παράδειγμα 2	Τριώροφος πλαισιακός φορέας με τετραπλή συμμετρία - Μόνον ανωδομή
Παράδειγμα 3	Πενταώροφος πλαισιακός φορέας με τετραπλή συμμετρία - Μόνον ανωδομή
Παράδειγμα 4	Τριώροφος πλαισιακός φορέας με τετραπλή συμμετρία - Ανωδ. & <u>θεμελίωση</u>
Παράδειγμα 5	Πενταώροφος πλαισιακός φορέας με τετραπλή συμμετρία - Ανωδ. & θεμελ.
Παράδειγμα 6	Μονώροφος πλαισιακός φορέας με <u>διπλή</u> συμμετρία
Παράδειγμα 6α " - Με μεταφορικές μάζες στους κόμβους
Παράδειγμα 7	Τριώροφος πλαισιακός φορέας με διπλή συμμετρία
Παράδειγμα 7α " - Με μεταφορικές μάζες στους κόμβους
Παράδειγμα 8	Πενταώροφος πλαισιακός φορέας με διπλή συμμετρία
Παράδειγμα 8α " - Με μεταφορικές μάζες στους κόμβους
Παράδειγμα 9	Πενταώροφος μικτός φορέας με <u>διαγώνια συμμετρία</u> - Με 1 γωνιαίο τοίχωμα
Παράδειγμα 10	Πενταώροφος μικτός φορέας με διαγώνια συμμετρία - <u>Με 2 περιμετρ. τοιχώμ.</u>
Παράδειγμα 11	Πενταώροφος μικτός φορέας με <u>απλή συμμετρία</u> - Με 1 περιμετρικό τοίχωμα
Παράδειγμα 12	Μονώροφος πλαισιακός φορέας με απλή συμμετρία - <u>Μη παράλληλη διάταξη</u>
Παράδειγμα 12α " - Με μεταφορικές μάζες $m_i=M/4$ στους 4 κόμβους
Παράδειγμα 12β " - Με μεταφορικές μάζες $m_i=N/g$ στους 4 κόμβους
Παράδειγμα 12γ " - Με μεταφορικές μάζες σε 25 κόμβους
Παράδειγμα 13	Πενταώροφος φορέας με έκκεντρο <u>πυρήνα</u> - <u>Παραλλαγές προσομοίωσης</u>
13α	Προσομοίωση πυρήνα με 3 ισοδύναμους στύλους
13β	Προσομοίωση πυρήνα με 1 ισοδύναμο στύλο
13γ	Προσομοίωση πυρήνα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία
Παράδειγμα 14	Πενταώροφος μικτός φορέας με απλή συμμετρία - <u>Στρεπτική ευαισθησία</u>
Παράδειγμα 15	Τριώροφος φορέας με <u>ασταθή διάταξη τοιχωμάτων</u> - <u>Εύστρεπτος φορέας</u>
Παράδειγμα 16	Τριώροφος φορέας με <u>εσοχή</u>
Παράδειγμα 17	Τριώροφος φορέας με <u>πατάρι</u>
Παράδειγμα 18	Τριώροφος φορέας με <u>κεκλιμμένη πλάκα</u>
Παράδειγμα 19	Τριώροφος φορέας με <u>κλιμακοστάσιο χωρίς περιμετρικά τοιχώματα</u>
Παράδειγμα 20	Τριώροφος φορέας με <u>φυτευτά υποστύλωματα</u> - Κατακόρ. σεισμ. συνιστώσα
Παράδειγμα 21	<u>Κανονικός</u> τριώροφος φορέας με <u>ασύμμετρη, μη παράλληλη διάταξη</u> <u>στύλων/τοιχωμάτων/πυρήνα</u>
Παράδειγμα 22	<u>Μη κανονικός</u> πενταώροφος φορέας με <u>ασύμμετρη, μη παράλληλη διάταξη</u> <u>στύλων/τοιχωμάτων/πυρήνα</u>

Η αναλυτική παρουσίαση των παραδειγμάτων περιέχεται στο **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 1**.

Μετά την αναλυτική περιγραφή όλων των δεδομένων, παραδοχών, απλουστεύσεων και εξιδανικεύσεων, βάσει των οποίων προκύπτει το υπολογιστικό προσομοίωμα του δεδομένου φορέα, δίνονται όλα τα ηλεκτρονικά αρχεία δεδομένων-εισαγομένων καθώς και τα σκαριφήματα του προσομοιώματος που περιλαμβάνουν την διακριτοποίηση, την αρίθμηση κόμβων και στοιχείων και τους καθολικούς και τοπικούς άξονες. Ακολουθεί η αναλυτική παράθεση όλων των βασικών αποτελεσμάτων (εντάσεις και μετακινήσεις) (α) της ανάλυσης για κατακόρυφα στατικά φορτία, (β) της ιδιομορφικής ανάλυσης, (γ) της δυναμικής φασματικής ανάλυσης και (δ) της απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης, μέχρι και των συνδυασμών εντατικών μεγεθών για τους οποίους πρέπει να γίνει η διαστασιολόγηση.

Με τον αναλυτικό τρόπο που παρουσιάζονται τα παραδείγματα, δίνεται η δυνατότητα αφενός στους οίκους λογισμικού να προ-ελέγξουν τα προγράμματα που διοχετεύουν στην αγορά, και αφετέρου στους χρήστες-μηχανικούς να ελέγξουν τα προγράμματα που αγόρασαν ή σκοπεύουν να αγοράσουν. Παρόλο που ένας τέτοιος έλεγχος των προγραμμάτων μέσω έγκυρων αριθμητικών παραδειγμάτων δεν θα είναι, ούτε και θα μπορούσε να είναι, πλήρης και εξαντλητικός, δρα εντούτοις κανονιστικά, εξασφαλίζοντας ταυτόχρονα ένα βασικό επίπεδο ασφάλειας και ορθότητας για τα ελεγχθέντα προγράμματα.

2.6 Βιβλιογραφία

- Αβραμίδης Ι.Ε., Βαχλιώτης Χ et al. (1990α), "Καταγραφή των κυκλοφορούντων προγραμμάτων ανάλυσης του φέροντος οργανισμού κτιριακών έργων", Έκθεση Ομάδας Εργασίας της Ειδικής Επιστημονικής Επιτροπής Μηχανικής και Κατασκευών του Τ.Ε.Ε., Βιβλιοθήκη ΤΕΕ, αρ.εισαγ. 1115/2, Αθήνα 1990.
- Αβραμίδης Ι.Ε., Βαχλιώτης Χ. et al. (1990β), "Δοκιμαστικά προβλήματα ελέγχου προγραμμάτων γραμμικής στατικής ανάλυσης κτιριακών έργων", Έκθεση Ομάδας Εργασίας της Ειδικής Επιστημονικής Επιτροπής Μηχανικής και Κατασκευών του Τ.Ε.Ε., Βιβλιοθήκη ΤΕΕ, αρ. εισαγ. 1115/2, Αθήνα 1990.
- Βαγγελάτου Ο. (1993), "Η χρήση προγραμμάτων στατικής ανάλυσης κτιριακών έργων με Η/Υ - Συγκαφαλαίωση προβλημάτων - Στρατηγική αντιμετώπισή τους στην πράξη".
- Καπράνος Δ. (1999), "Αντισεισμικά προγράμματα του αέρα", ΚΑΘΗΜΕΡΙΝΗ, 22 Σεπτ. 1999.
- Melosh R.J. and Senol Utku, (1988), "Verification tests for Computer-Aided Structural Analysis", Microcomputer in Civil Engineering 3 (1988), 289-297.
- Παλασσόπουλος Γ. (1993), "Προβλήματα σφαλμάτων στη μελέτη δομικών κατασκευών με ηλεκτρονικό υπολογιστή", Περιέχεται στα Πρακτικά Σεμιναρίου για την Αξιολόγηση Προγραμμάτων Στατικής Ανάλυσης, Σύνδεσμος Πολ. Μηχ. και Αρχιτεκτ. Κύπρου - Τεχν. Επιμελ. Ελλάδας, Λευκωσία, 18-19 Σεπτ. 1993.
- Pixley R.A. and Ridlon S.A. (1984), "How to Check Out an Engineering Computer Program", 3rd Conference on Computing in Civil Engineering, ASCE, April 1984, Proceedings pp. 583-593.
- Szilar R. (1993), "Anforderungen an Software fuer Tragwerksanalyse", Bautechnik 70 (1993), Heft 2, 70-77.

3. ΜΕΡΟΣ Β΄ ΤΟΥ ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

"Ανάπτυξη νέου κανονιστικού πλαισίου αντισεισμικής προστασίας κτιρίων και βελτίωση διατάξεων για τα φαινόμενα 2ης τάξης"

Μέρος Β-1 : "Ανάπτυξη νέου κανονιστικού πλαισίου αντισεισμικής προστασίας κτιρίων"

3.1 Εισαγωγή στο μέρος Β-1

3.1.1 Η ισχύουσα φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού και οι λόγοι που την καθιέρωσαν

Η ιδιαιτερότητα της σεισμικής δράσης έναντι των υπόλοιπων επιτιονήσεων στις οποίες πρέπει να αντέξει μια κατασκευή συνίσταται στα εξής :

(α) Οι πολύ υψηλές σεισμικές επιταχύνσεις (δυνάμεις) που ενδέχεται να δεχθεί μια κατασκευή έχουν σχετικά μικρή πιθανότητα εκδήλωσης κατά τη συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής λόγω της γενικώς μεγάλης γεωγραφικής διασποράς των υψηλών σεισμικών εντάσεων.

(β) Οι συντελεστές που καθορίζουν τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών είναι πολυάριθμοι και εν μέρει πιθανοτικού χαρακτήρα (άγνωστη η διεύθυνση του σεισμού, άγνωστο το ακριβές περιεχόμενο συχνοτήτων της σεισμικής διέγερσης, άγνωστη η διάρκειά της, κ.ά.).

Στον *τυχηματικό* αυτό χαρακτήρα της σεισμικής δράσης οφείλεται το γεγονός, ότι οι καταστρεπτικοί σεισμοί αποτελούν μία μάλλον σπάνια επιπόνηση ενός πολύ μικρού ποσοστού του συνολικού αριθμού κτηρίων μιας χώρας. Για τον λόγο αυτό, η απαίτηση να κατασκευάζονται όλα τα κτήρια έτσι ώστε να αντέχουν *χωρίς καμιά βλάβη* στον αναμενόμενο σεισμό σχεδιασμού (με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια), δηλαδή η απαίτηση κατασκευής κτηρίων με **πλήρη αντισεισμική προστασία**, θεωρείται οικονομικά επαχθής, διότι θα απαιτούσε υπερβολική μεταφορά πόρων από άλλους τομείς ζωτικής σημασίας για το κοινωνικό σύνολο. Πέραν τούτου, η πλήρης αντισεισμική προστασία πιστεύεται ότι θα οδηγούσε σε υπερβολικά ογκώδεις και άρα αντιαισθητικές κατασκευές με ενδεχομένως μειωμένη λειτουργικότητα.

Για τους λόγους αυτούς επιδιώκεται ένας συγκεκριασμός οικονομίας και ηθικής (προστασία ανθρώπινης ζωής) και η επίτευξη ενός οικονομικά και ψυχολογικά αποδεκτού επιπέδου ασφάλειας, στα πλαίσια του οποίου εγκαταλείπεται για τις συμβατικές κατασκευές «κανονικού» κινδύνου η επιδίωξη πλήρους αντισεισμικής προστασίας και γίνεται αποδεκτή η εμφάνιση βλαβών (**μερική αντισεισμική προστασία**). Η διεθνώς ισχύουσα αυτή στρατηγική ή φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού, που θεωρείται γενικώς ως κοινωνικά και ηθικά αποδεκτή και αποτελεί τη βάση των σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών, συνοψίζεται στις εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις (βλ. ΕΑΚ 2000, παράγρ. 1.2) :

- Για μικρής έντασης σεισμούς η κατασκευή πρέπει να παραμείνει *ελαστική* (ανυπαρξία βλαβών).
- Για μέσης έντασης σεισμούς γίνονται αποδεκτές βλάβες, αλλά μόνο σε μη φέροντα στοιχεία.
- Για ισχυρούς σεισμούς (μέγιστος αναμενόμενος *σεισμός σχεδιασμού* με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη) γίνονται αποδεκτές περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό, αλλά η πιθανότητα μερικής ή ολικής κατάρρευσης πρέπει να είναι επαρκώς μικρή.

Με την υπό τον σεισμό σχεδιασμού αποδοχή βλαβών, οι οποίες θεωρούνται ελέγξιμες ως προς το είδος τους (πλάστιμες, όχι ψαθυρές) και την κατανομή τους στον φέροντα σκελετό (αξιόπιστοι ελαστοπλαστικοί μηχανισμοί κατέρρευσης), πιστεύεται ότι καταναλώνεται το μεγαλύτερο μέρος της εισερχόμενης στην κατασκευή σεισμικής ενέργειας. Για τον λόγο αυτόν, επιτρέπεται από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό για συνήθεις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα η μείωση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής επιπρόσδεξης (επιταχύνσεις σχεδιασμού, σεισμικά φορτία) κατά τρεις φορές (διαίρεση διά του συντελεστή συμπεριφοράς $q=3.5$). Αυτό σημαίνει αντίστροφα, ότι αν θέλουμε πλήρη αντισεισμική προστασία (δηλ., η κατασκευή να παραμένει ελαστική, χωρίς βλάβες), θα πρέπει να την μελετήσουμε και υπολογίσουμε για φορτία αυξημένα κατά 350% (τριακόσια πενήντα τοις εκατό) έναντι εκείνων του Κανονισμού.

3.1.2 Λόγοι αμφισβήτησης της ισχύουσας φιλοσοφίας αντισεισμικού σχεδιασμού

Οι καταστροφικότεροι σε ανθρώπινα θύματα και οικονομικές ζημιές σεισμοί των τελευταίων ετών (*Northridge / Καλιφόρνια* 1994, *Kobe / Ιαπωνία* 1995, Αθήνα 1999), αλλά και παλαιότερα, προβλημάτισαν τη διεθνή επιστημονική κοινότητα ως προς την επάρκεια της παραπάνω σκιαγραφηθείσας ισχύουσας φιλοσοφίας αντισεισμικού σχεδιασμού κατασκευών (βλ. Δ. Μπαϊρακτάρης, “Οι αντισεισμικοί κανονισμοί:μετεξέλιξη ή τομή;”, Ενημερωτικό Δελτίο ΤΕΕ, τεύχ. 1607, 12 Μαρτίου 1990, σελ. 16-39, καθώς και Ο. G. de Pineres, “A safer earthquake design approach”, Civil Engineering, ASCE, May 1987, pp. 52-54). Διότι η επιτυχία της στρατηγικής αυτής, ιδιαίτερα όσον αφορά το κρίσιμο ζήτημα αποκλεισμού της κατέρρευσης, είναι φανερό ότι στηρίζεται σε δύο βασικές προϋποθέσεις:

- (α) Στην αξιοπιστία των σεισμολογικών δεδομένων, όσον αφορά τις μέγιστες αναμενόμενες σεισμικές δράσεις (δηλ. τον σεισμό σχεδιασμού), και
- (β) Στην υψηλή και ελεγχόμενη ποιότητα όλων των «κρίκων» της αλυσίδας παραγωγής κτηριακών έργων (υλικά-μελέτη-επίβλεψη-κατασκευή-συντήρηση).

Όσον αφορά στον ελληνικό χώρο, οι καταστροφικοί σεισμοί της τελευταίας 20ετίας (Θεσσαλονίκη 1978, Αλκυονίδες 1981, Καλαμάτα 1986, Κοζάνη 1995, Αίγιο 1995, Αθήνα 1999) κατέστησαν ηλίου φαينότερον, ότι οι προϋποθέσεις αυτές δεν υφίστανται :

- (Α) Οι προβλεπόμενες από τους σεισμολόγους μέγιστες αναμενόμενες επιταχύνσεις φαίνεται ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης πολύ μεγαλύτερη από την προβλεπόμενη 10% στα 50 έτη, πιθανώς επειδή ουσιαστικά στηρίζονται σε δεδομένα του παρελθόντος και έτσι η αξιοπιστία τους για το μέλλον είναι μικρή.
- (Β) Η απαιτούμενη υψηλή ποιότητα κατασκευής του φέροντα «αντισεισμικού» σκελετού των κτηρίων δεν είναι διασφαλισμένη και οι κακοτεχνίες είναι - ελλείψει ουσιαστικού ελέγχου κατά την κατασκευή - συχνότερες.

Λόγω του (Β), αλλά και της ουσιαστικής αδυναμίας αξιόπιστης εκτίμησης των αναμενόμενων πλαστικών παραμορφώσεων, κλονίζεται σοβαρότατα το επιχείρημα της ελεγχιμότητας των βλαβών που εμφανίζονται κατά τον σεισμό σχεδιασμού, κατά τον οποίο η κατασκευή θα έχει «καταναλώσει» όλα σχεδόν τα αποθέματα αντοχής της (προκειμένου να μειωθούν τα σεισμικά φορτία κατά τρεις φορές σύμφωνα με την ισχύουσα στρατηγική αντισεισμικού σχεδιασμού). Το γεγονός αυτό, συνδυαζόμενο λόγω του (Α) με σεισμικές εντάσεις μεγαλύτερες των αναμενόμενων, μπορεί να αποβεί μοιραίο για την κατασκευή – και έχει αποβεί ήδη μοιραίο για πάμπολλα κτήρια στη χώρα μας, αλλά και αλλού.

Όμως πέραν των παραπάνω, τίθενται και τα ακόλουθα ερωτήματα :

1. Είναι πράγματι οικονομικά επαχθής ο σχεδιασμός κτηρίων με πλήρη αντισεισμική προστασία; Ποιες μελέτες στηρίζουν μια τέτοια άποψη; Και εν πάση περιπτώσει, πόση είναι η οικονομική επιβάρυνση έναντι της σήμερα εφαρμοζόμενης μερικής αντισεισμικής προστασίας;
2. Οδηγεί πράγματι σε ογκώδεις, δυσλειτουργικές και αντιαισθητικές κατασκευές η εφαρμογή της πλήρους αντισεισμικής προστασίας; Ποιες μελέτες στηρίζουν μια τέτοια άποψη;
3. Το προαναφερθέν επιχείρημα, ότι λόγω του *τυχηματικού του* χαρακτήρα ο ισχυρός σεισμός αποτελεί μία μάλλον σπάνια επιπρόσβαση ενός πολύ μικρού ποσοστού του συνολικού αριθμού κτηρίων μιας χώρας, έχει χάσει μερικώς την βαρύτητά του. Διότι η σημερινή υπερσυγκέντρωση πληθυσμού και δραστηριοτήτων σε μεγάλα αστικά κέντρα με πυκνότερη δόμηση και τεράστιες επενδεδυμένες αξίες στις κατασκευές συνεπάγεται σε περίπτωση ισχυρού σεισμού αντίστοιχα μεγάλες καταστροφές.
4. Άσχετα από το ύψος της εξοικονόμησης πόρων που επιτυγχάνεται από την εφαρμογή της μερικής αντισεισμικής προστασίας έναντι της πλήρους, η Πολιτεία ή το κοινωνικό σύνολο ουδέποτε απαίτησε ρητώς από το σώμα των μηχανικών αυτήν την εξοικονόμηση. Εξάλλου η Πολιτεία, όπως άλλωστε και ο κοινός μη ειδικός πολίτης, ούτε γνωρίζει το πρόβλημα ούτε αντιλαμβάνεται ότι αυτό που σήμερα οι μηχανικοί αποκαλούν «αντισεισμική» κατασκευή είναι «μερικώς αντισεισμική» κατασκευή. Γιατί, λοιπόν, το σώμα των μηχανικών πήρε την αφελέη πρωτοβουλία για μια τέτοια εξοικονόμηση (όχι δικών του) πόρων, με αντάλλαγμα μάλιστα τις ευθύνες χωρίς παραγραφή και την δια βίου ποινικοποίηση του επαγγέλματός του ;

3.2 Πρόταση ενός νέου πλαισίου θεώρησης της αντισεισμικής προστασίας κτηρίων

3.2.1 Διατύπωση της πρότασης

Οι γράφοντες πιστεύουν τα εξής :

- Για τους προαναφερθέντες λόγους (Α) και (Β), η ισχύουσα φιλοσοφία μερικής αντισεισμικής προστασίας των κτηρίων «κανονικού» κινδύνου είναι αναξίοπιστα, δυνητικώς επικίνδυνη και τελικώς μη ρεαλιστική.
- Με αυτό ως δεδομένο, η σημειωθείσα κατά τις τελευταίες δεκαετίες άνοδος του βιοτικού επιπέδου, η δημιουργία μεγάλων αστικών και βιομηχανικών κέντρων με τεράστια οικονομική σημασία για το σύνολο της χώρας και η μη ανοχή από το κοινωνικό σύνολο θυμάτων από σεισμό επιβάλλουν την αναθεώρηση της ισχύουσας φιλοσοφίας αντισεισμικού σχεδιασμού.
- Επιπλέον, όπως μπορεί να τεκμηριωθεί με αριθμητικά παραδείγματα, η πλήρης αντισεισμική προστασία ούτε οικονομικά επαχθής είναι ούτε σε αντιαισθητικές και δυσλειτουργικές κατασκευές οδηγεί κατά κανόνα.
- Τέλος, εν πάση περιπτώσει, το σώμα των μηχανικών ουδένα λόγο έχει να εγκλωβίζεται σε έναν αφελέη κοινωνικό αλτρουισμό δήθεν εξοικονόμησης κοινωνικών πόρων εισπράττοντας ως αντίδωρο την δια βίου ποινικοποίηση.

Για τους λόγους αυτούς προτείνεται το παρακάτω νέο πλαίσιο θεώρησης του αντισεισμικού σχεδιασμού κτηρίων, το οποίο διακρίνει δύο επίπεδα αντισεισμικής προστασίας :

(Α) την πλήρη αντισεισμική προστασία, και

(Β) την μερική αντισεισμική προστασία.

Το επίπεδο Β περιλαμβάνει δύο επιλογές :

α. αποδοχή βλαβών μόνο σε μη φέροντα στοιχεία, και

β. αποδοχή βλαβών και σε φέροντα στοιχεία σύμφωνα με την κρατούσα πρακτική, αλλά υπό ορισμένους πρόσθετους όρους.

Η προτεινόμενη αυτή στρατηγική αντισεισμικού σχεδιασμού με δυνατότητες περισσότερων εναλλακτικών επιλογών εκ μέρους του κυρίου του έργου για την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής υπό ισχυρό σεισμό εμπίπτει στη λογική ενός αντισεισμικού σχεδιασμού με βάση την «αντισεισμική επίδοση» του κτηρίου, δηλαδή με βάση την επίτευξη συγκεκριμένων στόχων μηχανικής συμπεριφοράς του κτηρίου, οι οποίοι τίθενται από τον κύριο του έργου και πρέπει να επιτευχθούν μέσα από κατάλληλο σχεδιασμό και υπολογισμό της κατασκευής (performance based design).

Α. Πλήρης αντισεισμική προστασία

Για τον σεισμό σχεδιασμού (όπως αυτός, έστω με μερική μόνο αξιοπιστία, ορίζεται σήμερα) απαιτείται η διασφάλιση ελαστικής ή σχεδόν ελαστικής συμπεριφοράς του κτηρίου (υπολογισμοί με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$). Δεκτές είναι μόνον οι συνήθεις τριχοειδείς ρωγμές σε φέροντα ή μη φέροντα στοιχεία.

Η θεμελιώδης αυτή απαίτηση οδηγεί σε μία σειρά κατασκευαστικών επιλογών με τις εκάστοτε συνέπειές τους. Επιγραμματικά απαριθμούνται οι σημαντικότερες εξ αυτών :

- Η ελαστική συμπεριφορά επιτυγχάνεται είτε με την σημαντική ενίσχυση του πλαισιακού σκελετού είτε με την κατασκευή ικανού αριθμού και μεγέθους τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος με ή χωρίς οπές, τα οποία θα κάνουν δυνατή την παραλαβή των κατά 350% αυξημένων σεισμικών φορτίων. Τα τοιχώματα αυτά μπορεί να βρίσκονται στην περίμετρο του κτηρίου (πλην προσόψεων καταστημάτων), να περιβάλλουν το κλιμακοστάσιο και τον ανελκυστήρα (ισχυροί πυρήνες), και ενδεχομένως να αποτελούν εσωτερικά τοιχώματα (π.χ. διαχωρισμού διαμερισμάτων) καθ' όλο το ύψος του κτηρίου.
- Η εμπειρική πύκνωση των συνδετήρων στις κρίσιμες ζώνες (περίσφιξη) είναι απαραίτητη σε κάθε περίπτωση, όπως επίσης και η τήρηση των γενικών κανόνων ορθής σύλληψης και σύνθεσης του αντισεισμικού σκελετού (βλ. και παρακάτω παράγραφο 4).
- Η τοποθέτηση πολλών ισχυρών τοιχωμάτων συνεπάγεται βέβαια, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας τους, σημαντική μείωση της θεμελιώδους ιδιοπερίοδου της κατασκευής. Αυτό, σε συνδυασμό και με τη θεώρηση $q=1$, οδηγεί σε αντίστοιχα μεγάλη αύξηση των σεισμικών φορτίων της κατασκευής. Εν τούτοις, δεν πρέπει να παραβλέπεται ότι ακριβώς λόγω των πολλών και ισχυρών τοιχωμάτων αυξάνει πολύ περισσότερο η αντοχή (ή αντίστροφα, μειώνονται τα φορτία διατομής παρά την αύξηση των σεισμικών φορτίων). Προκειμένου να αποκτηθεί μία ποσοτική αίσθηση, ας θεωρήσουμε ένα πλάστιμο ($q=3.5$) κτήριο με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T=0.8$ sec. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 θα έχουμε :

$$R_{d \text{ μερική}}(T) = \frac{2.5A}{3.5} \left(\frac{0.4}{0.8} \right)^{2/3} \approx 0.45 A$$

Εάν το ίδιο κτήριο το κατασκευάσουμε με ισχυρά τοιχώματα, έτσι ώστε η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του να κυμαίνεται μεταξύ $T=0.1$ sec και $T=0.4$ sec, τότε :

$$R_{d\text{ πλήρης}}(T) = 2.5 A$$

Αυτό σημαίνει, ότι για συνήθη πολυώροφα κτήρια μέχρι 10 ορόφους θα έχουμε για πλήρη αντισεισμική προστασία μία μέγιστη αύξηση των σεισμικών φορτίων κατά

$$R_{d\text{ πλήρης}}(T) / R_{d\text{ μερική}}(T) = 5.56 \approx 6$$

δηλαδή περίπου κατά 6 φορές έναντι των σεισμικών φορτίων της σήμερα εφαρμοζόμενης μερικής αντισεισμικής προστασίας. Όμως : Η αντοχή των τοιχωμάτων είναι ανάλογη προς το τετράγωνο του μήκους τους L :

$$R_{d\text{ πλήρης}} / R_{d\text{ μερική}} = (L_{\text{πλήρης}} / L_{\text{μερική}})^2 \approx 6$$

και άρα $L_{\text{πλήρης}} \approx \sqrt{6} L_{\text{μερική}} = 2.5 L_{\text{μερική}}$

Δηλαδή, για την παραλαβή των αυξημένων φορτίων της πλήρους αντισεισμικής προστασίας αρκεί να αυξήσουμε το μήκος των τοιχωμάτων που προβλέπονται για την μερική αντισεισμική προστασία κατά 2.5 φορές περίπου, απαίτηση που επιτυγχάνεται πολύ εύκολα.

- Σε περίπτωση πάρα πολύ δύσκαμπτων κατασκευών (αρχή του φάσματος σχεδιασμού), η επιτάχυνση εδάφους θα πρέπει να λαμβάνεται ίση με $2A$ και όχι με A , διότι : (α) λόγω των αναπόφευκτων μικρορηγματώσεων αυξάνει η ιδιοπερίοδος και (β) σε περίπτωση σχεδόν απολύτως στερεάς ανωδομής επί μαλακού εδάφους θα ισχύσει η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης στερεού σώματος επί ελαστικού εδάφους ($T > 0.20$ sec).
- Λόγω της εξασφαλιζόμενης ελαστικής συμπεριφοράς του σκελετού οπλισμένου σκυροδέματος, είναι σαφές ότι οι τοιχοποιίες συμμετέχουν πλέον στην παραλαβή του σεισμού, όχι μόνο στο πρώτο στάδιο σεισμικής επιπόνησης ως “πρώτη γραμμή άμυνας”, αλλά καθ’ όλη τη διάρκεια της ταλάντωσης του κτηρίου. Η ενεργός συμμετοχή των τοιχοποιιών μπορεί πλέον να λαμβάνεται προσεγγιστικά υπόψη κατά τον υπολογισμό του κτηρίου με κατάλληλα προσομοιώματα, επαυξάνοντας έτσι την αντοχή του.
- Σε περίπτωση σχετικά υψηλών κτηρίων (δύσκαμπτων όμως λόγω ικανού αριθμού ισχυρών τοιχωμάτων) επί σκληρού εδάφους απαιτείται έλεγχος έναντι ανατροπής και ενδεχομένως λήψη μέτρων αγκύρωσης, ενώ για σχετικά μαλακό έδαφος επιβάλλεται ειδικός έλεγχος θεμελίωσης προς αποφυγή συγκέντρωσης παραμορφώσεων στο έδαφος.
- Το ενδεχόμενο επιχείρημα, ότι τα λόγω των ισχυρών τοιχωμάτων δύσκαμπτα κτήρια που θεμελιώνονται σε σκληρό έδαφος είναι επιρρεπή σε φαινόμενα συντονισμού, δεν έχει περαιτέρω σημασία, διότι τα όποια φαινόμενα τοπικού ή γενικότερου συντονισμού εμπεριέχονται στο φάσμα σχεδιασμού.

Όπως τεκμηριώνεται με την παρούσα έρευνα, η αύξηση του συνολικού κόστους κατασκευής για πλήρη αντισεισμική προστασία με ή χωρίς τη χρήση τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος δεν είναι υπέρογκη, χωρίς μάλιστα να ληφθεί υπόψη το κόστος των μετασεισμικών επισκευών, η προκύπτουσα κοινωνική αναστάτωση, κ.λ.π.. Το επιπλέον αυτό κόστος πιστεύουμε ότι θα είναι άνευ συζητήσεως αποδεκτό από το κοινωνικό σύνολο, δεδομένης της σημασίας του του έτσι επιτυγχανόμενου στόχου.

Β. Μερική αντισεισμική προστασία

Στις περιπτώσεις κατά τις οποίες λόγω αρχιτεκτονικών ή άλλων δεσμεύσεων (ιδιαίτερα στη ζώνη III και IV) δεν είναι δυνατή η κατασκευή επαρκούς αριθμού τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος για την επίτευξη ελαστικής συμπεριφοράς, μπορούν να επιλέγονται οι εξής εναλλακτικές λύσεις :

α. Κατασκευή με μέτριες απαιτήσεις πλαστιμότητας (ημιπλάστιμη κατασκευή) με $q \leq (1/2)q_{\max}$

- Στην περίπτωση αυτή επιτρέπονται βλάβες μόνον σε μη φέροντα στοιχεία (τοιχοποιίες).

β. Κατασκευή με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας (πλάστιμη κατασκευή) με $q > (1/2) q_{\max}$

- Στην περίπτωση αυτή, που ουσιαστικά εκφράζεται από την ισχύουσα φιλοσοφία σχεδιασμού, επιτρέπονται βλάβες και σε φέροντα στοιχεία, με αποκλεισμό όμως της κατάρρευσης του κτηρίου, αποδεικνυόμενου π.χ. με υπερωθητική (pushover) ανάλυση και όχι αναπόδεδεικτα όπως ισχύει σήμερα.
- Οποσδήποτε θα απαιτείται εδαφοτεχνική μελέτη στις περιπτώσεις μέτριων ή προβληματικών εδαφών και θα λαμβάνονται υπόψη τα δεδομένα των μικροζωνικών μελετών.
- Οποσδήποτε θα απαιτείται προς έκδοση της οικοδομικής άδειας υπεύθυνη δήλωση του ιδιοκτήτη ότι συμφωνεί με την επιλεγείσα στάθμη αντισεισμικής προστασίας και ότι είναι ενήμερος των σχετικών προβλέψεων του Αντισεισμικού Κανονισμού για την υπόψη στάθμη (εμφάνιση βλαβών με μικρή πιθανότητα μη επισκευασιμότητας ή κατάρρευσης).

3.2.2 Πλεονεκτήματα της πλήρους αντισεισμικής προστασίας

Ακολούθως συνοψίζονται επιγραμματικά τα πλεονεκτήματα της πλήρους αντισεισμικής προστασίας :

- Η πλήρης αντισεισμική προστασία μπορεί να εφαρμοστεί άμεσα στην πράξη, διότι αφενός καλύπτεται από τις διατάξεις του ισχύοντος Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (βλ. π.χ. ΕΑΚ 2000, παράγρ. 2.3.5[3] και ιδιαίτερα παράγρ. 4.1.4[5]) και αφετέρου δεν δημιουργεί κανένα ειδικό πρόβλημα στην πλειονότητα των συμβατικών κτηρίων που κατασκευάζονται στη χώρα μας.
- Η πλήρης αντισεισμική προστασία ικανοποιεί το αίτημα του κοινωνικού συνόλου για πλήρη αντισεισμική ασφάλεια με πολύ μικρό πρόσθετο κόστος.
- Η ελαστικά σχεδιασμένη κατασκευή, με επαρκή αριθμό τοιχωμάτων και αυξημένη κατά 350% αντοχή ($q=1$), κάθε άλλο παρά ψαθυρή είναι. Αντίθετα, ικανοποιεί απόλυτα την βασική απαίτηση αποφυγής σχηματισμού πλαστικού μηχανισμού ορόφου και διαθέτει πάντοτε έναν συντελεστή πλαστιμότητας της τάξης του 1.5 έως 2 (ο οποίος μπορεί και να αυξηθεί αυξάνοντας την απαραίτητη πάντοτε πύκνωση των συνδετήρων στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων). Ο παραπάνω διαθέσιμος συντελεστής πλαστιμότητας δεν "καταναλώνεται" προκαταβολικά, όπως στην περίπτωση του $q=3.5$, αλλά κρατείται ως εφεδρεία για την αντιμετώπιση :
 - (α) πιθανών υπερβάσεων (μέχρι διπλασιασμού) του σεισμού σχεδιασμού του ΕΑΚ 2000,
 - (β) εδαφικών αβεβαιοτήτων (με ευρεία ή στενή έννοια),
 - (γ) πιθανών κακοτεχνιών,
 - (δ) πιθανής αλληλεπίδρασης γειτονικών κτηρίων (κρούσεις) και
 - (ε) διαφόρων άλλων παραγόντων (κακή συντήρηση, επεμβάσεις ηλεκτρολόγων και υδραυλικών, διαρρυθμίσεις κτλ.)

Δηλαδή, η διαθέσιμη πλαστικότητα χρησιμοποιείται όχι για την κάλυψη μεγάλου μέρους των θεσμοθετημένων σεισμικών φορτίων, αλλά για την κάλυψη της άγνοιάς μας, όπως προσφυώς επισημαίνεται και σε πρόσφατο άρθρο του καθηγητή Hugo Bachmann (Πολυτεχνείο Ζυρίχης) στο περιοδικό Beton- und Stahlbetonbau (τόμ. 97, 2002, τεύχ. 1, σελ. 47-60).

- Σε κάθε περίπτωση, λόγω του γεγονότος ότι η κατασκευή τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος είναι λιγότερο «επιπρεπής» σε κακοτεχνίες έναντι της κατασκευής υποστυλωμάτων και γενικότερα πλαισίων, το όλο κτήριο γίνεται «ανεκτικότερο» σε πρακτικώς αναπόφευκτες κατασκευαστικές απροσεξίες.
- Η απαίτηση της «μη κατάρρευσης» όχι μόνον ικανοποιείται προφανώς, αλλά επιπλέον είναι και αδύνατη λόγω του συστήματος συζευγμένων ισχυρών τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος. Η ικανότητα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων διατηρείται ακόμη και στην περίπτωση ύπαρξης διαμπερών χιαστί ρωγμών. Ο σημαντικός ρόλος των τοιχωμάτων όσον αφορά στην πρόληψη κατάρρευσης τονίζεται ιδιαίτερως και τεκμηριώνεται με αναφορά σε μεγάλη σειρά πραγματικών περιπτώσεων στο άκρως ενδιαφέρον και διδακτικό άρθρο του M. Fintel ("Performance of Buildings with Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years", PCI Journal, 40(3), May/June 1995, 62-80).
- Η εκτεταμένη χρήση ισχυρών τοιχωμάτων δεν επηρεάζει, γενικά, την αισθητική των κτηρίων ούτε και την λειτουργικότητά τους. Ενδεχομένως μάλιστα αποφεύγονται και ανεπιθύμητες προεξοχές υποστυλωμάτων.
- Λόγω του γεγονότος ότι το κτήριο παραμένει ελαστικό, τα υπολογιστικά γραμμικά και επιφανειακά προσομοιώματα που χρησιμοποιούνται κατά τη μελέτη του είναι κατά πολύ πιο αξιόπιστα από ότι κατά τον σχεδιασμό με μερική αντισεισμική προστασία, όπου γίνονται χονδροειδείς παραδοχές προκειμένου να αποδοθεί μέσω ενός γραμμικού-ελαστικού προσομοιώματος η ελαστοπλαστική συμπεριφορά του πραγματικού φορέα. Βεβαίως, σε κάθε περίπτωση, θα πρέπει να αποφεύγεται η προσομοίωση δομικών στοιχείων "επιφανειακού χαρακτήρα" (π.χ., χθαμαλά τοιχώματα διατμητικού τύπου με λόγο ύψος/μήκος $< 1/2$) με ισοδύναμα πλαισιακά μοντέλα και αντ' αυτών να χρησιμοποιούνται κατάλληλα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.
- Σημειώνεται τέλος, ότι η προτεινόμενη οικονομική και απόλυτα αξιόπιστη αύξηση της αντοχής των κτηρίων κατά 350% δεν μπορεί να συγκριθεί ως προς την αποτελεσματικότητά της με άλλου είδους έντονα προβαλλόμενες και από τα ΜΜΕ παρεμβάσεις και υποδείξεις (γεωλογική μελέτη, χαρτογράφηση ρηγμάτων, μικροζωνικές μελέτες κ.λ.π.), των οποίων η αβέβαιη άλλωστε συμβολή δεν υπερβαίνει το 130% έως 150% στην καλύτερη των περιπτώσεων (ένταξη μιας περιοχής στην αμέσως δυσμενέστερη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας). Εξάλλου, είναι αξιοπερίεργο και κωμικοτραγικό, ο μὲν υπεύθυνος Μηχανικός να μειώνει με ευθύνη του κατά 350% την αντοχή των κτηρίων χωρίς να ρωτήσει τον ιδιοκτήτη, οι δε ανεύθυνοι για τα κτήρια Γεωλόγοι, κλπ., να "βομβαρδίζουν" τους πάντες (ιδιοκτήτες, Υπουργεία, κλπ.) με προτάσεις αμφίβολης βελτίωσης της ασφάλειας των κτηρίων.

3.3 Παρατηρήσεις - Διευκρινήσεις - Επισημάνσεις επί του προτεινόμενου νέου θεσμικού πλαισίου

A. Η πλήρης αντισεισμική προστασία και η απόλυτη προστασία κατά παντός σεισμού

Είναι σαφές ότι η πλήρης αντισεισμική προστασία (με $q=1$) ορίζεται για τον σεισμό σχεδιασμού (όπως αυτός καθορίζεται στον Αντισεισμικό Κανονισμό) και όχι για οποιονδήποτε σεισμό, ούτε πολύ περισσότερο για την τοπική αιχμή του πρωτογενούς φάσματος οποιουδήποτε σεισμού (που άλλωστε δεν θα είχε και ουσιαστική φυσική σημασία). Επίσης, η υπόψη αντισεισμική προστασία ορίζεται ως πλήρης σε αντιδιαστολή από την ισχύουσα σήμερα μερική αντισεισμική προστασία (με $q>1$), διότι η τελευταία προϋποθέτει (για τον σεισμό σχεδιασμού πάντοτε) την ύπαρξη ελεγχόμενων (;) βλαβών στα κτίρια. Πλήρης αντισεισμική προστασία δεν σημαίνει απόλυτη αντισεισμική προστασία, δηλαδή προστασία κατά παντός σεισμού! Τέτοια προστασία είναι, προφανώς, ανέφικτη και ουτοπική. Αντίθετα, η πλήρης αντισεισμική προστασία έναντι του θεσμοθετημένου από την Πολιτεία σεισμού σχεδιασμού αποτελεί ρεαλιστικό και εφικτό στόχο με κατά κανόνα αμελητέα οικονομική επιβάρυνση (όπως τεκμηριώνεται αναλυτικά παρακάτω) για την πλειονότητα των συμβατικών κατασκευών και με αποφυγή των πιθανών μελλοντικών αρνητικών συνεπειών της μερικής αντισεισμικής προστασίας.

B. Βλάβες υπό τον σεισμό σχεδιασμού

Η επιλογή $q=1$ εξασφαλίζει ελαστική συμπεριφορά και άρα ανυπαρξία βλαβών για τον σεισμό σχεδιασμού, σε αντίθεση με την επιλογή $q=3,5$ για την οποία, υπό τον σεισμό σχεδιασμού, θα έχουμε βλάβες στον φέροντα οργανισμό των κτιρίων, ελέγχιμες εφ' όσον ληφθούν τα προβλεπόμενα κατασκευαστικά μέτρα (αν δεν ληφθούν τα μέτρα αυτά θα έχουμε μεγάλη πιθανότητα κατάρρευσης). Προς αποφυγήν παρεξηγήσεων για το κρίσιμο αυτό θέμα παραθέτουμε από την παράγραφο 1.2 του ΕΑΚ 2000 τις σχετικές διατάξεις:

- «Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η χρήση ενός δομήματος θεωρούνται ότι αντιμετωπίζουν επαρκώς το σεισμικό κίνδυνο, δηλαδή εξασφαλίζουν περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού...»
- «Η πιθανότητα καταρρεύσεως του δομήματος (ή τμημάτων του) πρέπει να είναι επαρκώς μικρή...»,

και το αντίστοιχο σχόλιο του κανονισμού:

«Κατά το νόημα του άρθρου αυτού, γίνεται αποδεκτό ότι ο φέρων οργανισμός του δομήματος θα υποστεί βλάβες κατά τη δράση του σεισμού σχεδιασμού...»

Επομένως, είναι φανερό ότι τα κατασκευαστικά μέτρα, οι ικανοτικοί έλεγχοι, ο σχεδιασμός με βάση τις μετακινήσεις, οι μη γραμμικές αναλύσεις, κ.τ.λ. έχουν ως στόχο την κατά το δυνατόν πιο αξιόπιστη πρόληψη της κατάρρευσης και όχι την μη εμφάνιση βλαβών στον φέροντα οργανισμό των κτιρίων. Οι τελευταίες, ανεξάρτητα από την τελειότητα των μεθόδων υπολογισμού, αποτελούν αναπόσπαστο και οργανικό στοιχείο της υπόψη φιλοσοφίας σχεδιασμού, διότι χωρίς αυτές δεν θα έχουμε είσοδο της κατασκευής στην πλαστική περιοχή και η διαίρεση των επιταχύνσεων (δηλ. των σεισμικών φορτίων) με το q δεν θα είναι επιτρεπτή. Και ναι μεν η έξοδος από τη γραμμική ελαστική περιοχή δεν σημαίνει οπωσδήποτε κατάρρευση, σημαίνει όμως σίγουρα την έξοδο των πολιτών κατά χιλιάδες από τα σπίτια τους, διότι κανένας δεν κάθεται σε σπίτι με ραγισμένες κολώνες, ούτε εμείς οι μηχανικοί το συνιστούμε.

Έτσι, λοιπόν, ακόμη κι αν δεχτούμε ότι η τρέχουσα αντισεισμική φιλοσοφία και πρακτική ως συμβιβασμός μεταξύ οικονομίας και ηθικών αρχών (προστασία ανθρώπινης ζωής) είναι "επιστημονικά υγιής", είναι σίγουρα αμφισβητήσιμο κατά πόσον είναι και "κοινωνικά υγιής".

Γ. Απαιτούμενη και διαθέσιμη πλαστιμότητα

Προκειμένου να μην δημιουργούνται παρανοήσεις, καλό είναι να γίνεται πάντα σαφής διάκριση μεταξύ απαιτούμενης από τον σεισμό πλαστιμότητας και διαθέσιμης πλαστιμότητας της κατασκευής. Το γεγονός ότι η κατασκευή υπολογίζεται με $q_{\text{απαιτ}}=1$ (απαιτούμενος δείκτης συμπεριφοράς) δεν σημαίνει ότι και ο διαθέσιμος δείκτης συμπεριφοράς $q_{\text{διαθ}}$ (η διαθέσιμη πλαστιμότητά της) είναι ίσος με 1. Στην περίπτωση αυτή το $q_{\text{διαθ}}$ είναι πάντοτε μεγαλύτερο του 1 (βλ. παρακάτω) . Σε κάθε περίπτωση το $q_{\text{διαθ}}$ οφείλει να είναι (αν όχι μεγαλύτερο) τουλάχιστον ίσο με το $q_{\text{απαιτ}}$, διότι διαφορετικά η κατασκευή είναι επισφαλής.

Επίσης σαφές πρέπει να είναι, ότι αν η κατασκευή υπολογισθεί μεν για $q_{\text{απαιτ}}=3,5$ αλλά στη συνέχεια λόγω τυχαίας υπερδιαστασιολόγησης (οφειλόμενης σε διάφορες πηγές) δεν υπεισέλθη υπό τον σεισμό σχεδιασμού στην ανελαστική περιοχή (δηλ., δεν σχηματισθούν πλαστικές αρθρώσεις), τότε η όλη διαδικασία (ανάλυση και διαστασιολόγηση) είναι ασυνεπής (υπολογισμός για μειωμένα σεισμικά φορτία, που όμως στην πραγματικότητα δεν μειώνονται λόγω μη πραγματοποίησης των ανελαστικών παραμορφώσεων) και πιθανόν επισφαλής (μετανάστευση πλαστικών αρθρώσεων).

Δ. Υπέρβαση σεισμού σχεδιασμού και η εγγενής πλαστιμότητα της κατασκευής

Στην κρίσιμη περίπτωση της υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού, η οποία όπως επισημάνθηκε και παραπάνω κάθε άλλο παρά σπάνια είναι, ο σχεδιασμός με $q_{\text{απαιτ}}=1$ παρέχει ασφάλεια μέχρι διπλάσιου του σεισμού σχεδιασμού. Η άποψη αυτή στηρίζεται στο γεγονός ότι το οπλισμένο σκυρόδεμα δεν είναι ψαθυρό υλικό, αλλά διαθέτει και χωρίς τη λήψη ειδικών μέτρων (ικανοτικός σχεδιασμός) μια εγγενή πλαστιμότητα ($q_{\text{διαθ}}$) της τάξης του 1,5 έως 2, με μόνη προϋπόθεση την εμπειρική πύκνωση των συνδετήρων στα άκρα των δομικών στοιχείων. Επιβεβαίωση του γεγονότος αυτού αποτελεί η καλή συμπεριφορά της πλειοψηφίας των κτιρίων των δεκαετιών του '50, '60 και '70 σε πολλούς ισχυρούς σεισμούς (Θεσσαλονίκη, Αθήνα, Καλαμάτα, κ.τ.λ.), ενώ είχαν υπολογισθεί με $\varepsilon=0.04$ έως 0.08 και χωρίς πύκνωση των συνδετήρων στα άκρα των στύλων (μερικές φορές και με ... αραίωση!). Τα στοιχεία αυτά νομίζουμε ότι είναι αρκετά αντικειμενικά και πειστικά και δεν αφήνουν περιθώριο για τον ισχυρισμό ότι κατασκευές σχεδιασμένες με $q_{\text{απαιτ}}=1$ δεν εμφανίζουν πλάσιμη συμπεριφορά σε περίπτωση απρόβλεπτα μεγάλης σεισμικής δράσης. Αντίθετα, σε περίπτωση σχεδιασμού με $q_{\text{απαιτ}}=3,5$ δεν είναι καθόλου βέβαιο ότι τα πιθανώς υπάρχοντα πρόσθετα περιθώρια διαθέσιμης πλαστιμότητας είναι αρκετά για την κάλυψη των απαιτήσεων πλαστιμότητας του διπλάσιου σεισμού.

Εν πάση περιπτώσει, όταν κατά τον Αντισεισμικό Κανονισμό, υποτιθεμένου ότι εφαρμόζεται πιστά, για τον σεισμό σχεδιασμού προβλέπονται βλάβες στον φέροντα οργανισμό (δηλ. στις πλαστικές αρθρώσεις παραμορφώσεις σκυροδέματος της τάξης του 4‰ και του χάλυβα της τάξης του 10‰), τότε για τον διπλάσιο σεισμό θεωρητικά τουλάχιστον είναι πολύ αμφίβολη η πρόληψη της κατάρρευσης (στην πραγματικότητα βέβαια επεμβαίνουν και άλλοι παράγοντες, όπως π.χ. συχνή υπερδιαστασιολόγηση , [οπότε : $q_{\text{απαιτ}} < 3,5$], τοιχοποιίες, ποικίλες αποσβέσεις, κ.τ.λ.). Το βέβαιο, λοιπόν, είναι ότι από τον διπλάσιο σεισμό κινδυνεύουν περισσότερο τα κτίρια που υπολογίσθηκαν με $q_{\text{απαιτ}}=3,5$ παρά τα κτίρια με $q_{\text{απαιτ}}=1$, εκτός αν λόγω μη πιστής εφαρμογής του Κανονισμού (υπερδιαστασιολόγηση) το πραγματικό $q_{\text{απαιτ}}$ είναι πιο κοντά στο 1 παρά στο 3,5.

Έτσι, στην περίπτωση σημαντικής υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού, το κτίριο που υπολογίσθηκε για $q_{\text{απαιτ}}=1$ διασώζεται, ενώ με $q_{\text{απαιτ}}=3,5$ το κτίριο δεν έχει καμία ελπίδα διάσωσης άσχετα από την εφαρμογή οποιωνδήποτε κατασκευαστικών μέτρων, ικανοτικών ελέγχων, κ.τ.λ. Γενικότερα, όταν η σύγκριση γίνεται με ίσους όρους, η απαίτηση πλαστιμότητας για $q_{\text{απαιτ}}=1$ είναι πάντοτε τρεισήμισι φορές μικρότερη από την αντίστοιχη για $q_{\text{απαιτ}}=3,5$.

Επίσης, στην περίπτωση των πολύ άκαμπτων κατασκευών λόγω πολλών τοιχωμάτων, η ιδιοπερίοδος τείνει οριακά στο μηδέν, ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης β_0 τείνει στο 1, η αντοχή των τοιχωμάτων είναι πολύ μεγαλύτερη από την απαιτούμενη και, εκτός από τα πιθανά προβλήματα θεμελίωσης, δεν τίθεται καθόλου ζήτημα απαίτησης πλαστιμότητας (η κατασκευή ακολουθεί την κίνηση του εδάφους σαν στερεό σώμα). Ο σχεδιασμός των κατασκευών με $q_{\text{απαιτ}}=1$ σε καμία περίπτωση δεν είναι λιγότερο ασφαλής από τον σχεδιασμό με $q_{\text{απαιτ}}>1$.

Ε. Η ευθύνη των μηχανικών

Η άποψη ότι με την επιλογή $q_{\text{απαιτ}}=1$ μειώνεται η ευθύνη των μηχανικών είναι λανθασμένη. Η παρερμηνεία οφείλεται στη σύγχυση μεταξύ της πλήρους ή μερικής αντισεισμικής προστασίας για τον σεισμό σχεδιασμού και της απόλυτης αντισεισμικής προστασίας κατά παντός σεισμού. Η δεύτερη είναι ουτοπική και ανέφικτη, ενώ η πρώτη, με βάση το συγκεκριμένο σεισμό σχεδιασμού, θεσπίζει επιθυμητούς στόχους μηχανικής συμπεριφοράς των κτιρίων, οι οποίοι θα πρέπει να επιτευχθούν μέσα από κατάλληλο σχεδιασμό και υπολογισμό της κατασκευής (**σχεδιασμός με βάση την επίδοση, performance based design**). Οι στόχοι καθορίζονται από τον κύριο του έργου (ιδιοκτήτη), ενώ την επίτευξη τους αναλαμβάνει να φέρει σε πέρας ο μηχανικός.

Μέσα στο παραπάνω πλαίσιο καθορισμού επιθυμητών στόχων εντάσσεται η υπεύθυνη δήλωση του ιδιοκτήτη. Αν λοιπόν ο ιδιοκτήτης επιλέξει μερική αντισεισμική προστασία, τότε ασφαλώς θα πρέπει να είναι ενήμερος των πιθανών βλαβών που προβλέπει ο ίδιος ο Κανονισμός με την ισχύουσα φιλοσοφία του. Σε καμία περίπτωση δεν τίθεται θέμα μείωσης της ευθύνης των μηχανικών αναφορικά με την επίτευξη των επιθυμητών από τον ιδιοκτήτη στόχων. Άλλωστε, δεν τίθεται καν θέμα ευθυνών μηχανικού για «θεσμοθετημένες» από τον ίδιο τον Κανονισμό και την φιλοσοφία του βλάβες. Αντίθετα, επισημαίνεται η αύξημένη ευθύνη των μηχανικών με τον αποκλεισμό της κατάρρευσης για τον σεισμό σχεδιασμού, ενώ για το θέμα αυτό ο Κανονισμός δέχεται ότι η πιθανότητα κατάρρευσης πρέπει να είναι «επαρκώς μικρή».

Σε κάθε περίπτωση, ο υπεύθυνος μηχανικός οφείλει να επιστήσει την προσοχή του ιδιοκτήτη του έργου στο γεγονός, ότι ειδικά το καθιερωμένο ακόμη σήμερα στην πράξη $q_{\text{απαιτ}}=3,5$ μπορεί μελλοντικά να βλάψει σοβαρά την υγεία του κτιρίου και των ενοίκων του (και βέβαια να προκαλέσει σημαντικές οικονομικές απώλειες στον ιδιοκτήτη), και να του καταστήσει σαφές, ότι ενώ η απόλυτη αντισεισμική προστασία συνιστά ψευδαίσθηση, η πλήρης αντισεισμική προστασία είναι ο μόνος τρόπος που μέσα στα προδιαγεγραμμένα πλαίσια μπορεί να του εξασφαλίσει την επιθυμητή αίσθηση ασφάλειας.

ΣΤ. Η κοινή αντίληψη περί 'αντισεισμικής κατασκευής' και ο ρόλος των μηχανικών

Το κοινωνικό σύνολο ζει με την ψευδαίσθηση ότι οι πολιτικοί μηχανικοί υπολογίζουν και γενικότερα μελετούν τις κατασκευές έτσι ώστε αυτές να είναι σε θέση να αντέξουν επιπονήσεις από ισχυρούς σεισμούς χωρίς να υποστούν καμία βλάβη. Οι συμπολίτες μας έχουν δηλαδή σχεδόν στο σύνολό τους την λανθασμένη πεποίθηση, ότι «αντισεισμική κατασκευή» σημαίνει «σεισμικά άτρωτη κατασκευή». Αγνοούν έτσι το ισχύον θεσμικό πλαίσιο (Αντισεισμικός Κανονισμός) και την εφαρμοζόμενη καθιερωμένη

φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού, που όχι μόνον αποδέχεται βλάβες από ισχυρό σεισμό, αλλά δεν αποκλείει ακόμη και την πιθανότητα κατάρρευσης μιας κατασκευής (NEAK 1995 και ΕΑΚ 2000, παράγρ. 1.2.1 : «Η πιθανότητα κατάρρευσης του δομήματος (ή τμημάτων του) πρέπει να είναι επαρκώς μικρή ...»). Στην λανθασμένη αυτή πεποίθηση του κοινωνικού συνόλου στηρίζεται και η ευκολία με την οποία δαιμονοποιούνται από πολιτικούς και ΜΜΕ οι μηχανικοί μετά από καταστροφικούς σεισμούς.

Η αντίληψη αυτή του κοινωνικού συνόλου, ότι δηλαδή «αντισεισμική κατασκευή» σημαίνει «σεισμικά άτρωτη κατασκευή», είναι μεν λανθασμένη, δεν είναι όμως ούτε ακατανόητη ούτε παράλογη και εν πάση περιπτώσει εκφράζει τη βούλησή του. Όταν ο κόσμος λει για κάτι ότι είναι «αδιαφανές», εννοεί ότι αυτό δεν επιτρέπει να περάσει καθόλου το φως, όσο δυνατό κι αν είναι, και όχι ότι απλώς περιορίζει τη διέλευση του φωτός σε κάποιο ποσοστό μικρό ή μεγάλο. Έτσι, όταν ο κόσμος ακούει από έναν μηχανικό ότι μια κατασκευή είναι αντισεισμική, αντιλαμβάνεται ότι η κατασκευή δεν θα πάθει τίποτε από τον σεισμό, όσο ισχυρός κι αν είναι. Και πώς να μην έχει αυτήν την αντίληψη, αφού ποτέ έως τώρα οι μηχανικοί δεν φρόντισαν μέσα από τα όργανα που τους εκφράζουν να ενημερώσουν σχετικά το ευρύ κοινό. Από την πραγματικότητα αυτή προκύπτουν δύο αναγκαιότητες :

1. Οι μηχανικοί πρέπει δια των εκπροσώπων τους να ενημερώσουν σωστά και πλήρως το κοινωνικό σύνολο για το τι σημαίνει «αντισεισμική κατασκευή» σύμφωνα με το ισχύον θεσμικό πλαίσιο και για ποιους λόγους γίνονται αποδεκτές βλάβες έως και καταρρεύσεις σε περίπτωση ισχυρών σεισμών.
2. Οι μηχανικοί οφείλουν να αναρωτηθούν, μήπως το ισχύον θεσμικό πλαίσιο, το οποίο υιοθέτησε η Πολιτεία - προφανώς χωρίς να έχει κατανοήσει τις πιθανές επιπτώσεις του - μετά από πρόταση δικών τους επιστημονικών επιτροπών, δεν είναι πλέον αποδεκτό και πρέπει να τροποποιηθεί. Είναι σημαντικό να επαναπροβληματισθούν οι μηχανικοί πάνω σε ερωτήματα όπως :
 - Α. Πως θέλουμε να συμπεριφερθεί μία κατασκευή σε ισχυρό σεισμό ;
 - Β. Πόσο κίνδυνο είμαστε διατεθειμένοι να αποδεχθούμε ;
 - Γ. Ποιές είναι οι εναλλακτικές επιλογές που μπορούμε να ακολουθήσουμε σε αρμονία με το κοινό αίσθημα των πολιτών ;

Τελειώνοντας, θεωρούμε χρήσιμο να παραθέσουμε ένα απόσπασμα από τον πρόλογο του Γαλλικού Αντισεισμικού Κανονισμού PS/92 (παρόμοιου του δικού μας ΕΑΚ 2000), στο οποίο διευκρινίζεται χωρίς ωραιοποιήσεις τι ακριβώς προστατεύεται και τι δεν προστατεύεται με την εφαρμογή του αντισεισμικού κανονισμού :

L' objectif principal des règles est de protéger les vies humaines, avec une faible probabilité de ruine des bâtiments par écroulement pour un niveau d' agression nominal du séisme. Un deuxième objectif important est la limitation des dommages matériels, mais, dans la mesure où sont admises de larges incursions des matériaux dans leur domaine plastique, une proportion un peu plus importante de bâtiments peut ne pas être réparable après l' épreuve d' un séisme à l' accélération nominale. La probabilité de réparabilité s' améliore rapidement si on considère des

niveaux inférieurs au niveau nominale. En revanche, la probabilité de ruine par écoulement augmente rapidement, quand le niveau d'agression dépasse le nominal.

Σε ελεύθερη μετάφραση :

Ο κύριος στόχος των διατάξεων είναι η προστασία της ανθρώπινης ζωής, με μικρή πιθανότητα κατάρρευσης των κτιρίων για τον σεισμό σχεδιασμού. Ένας δεύτερος σημαντικός στόχος είναι ο περιορισμός των βλαβών, αλλά, στο μέτρο που επιτρέπονται μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις των υλικών, ένα σημαντικότερο ποσοστό κτιρίων δεν θα επιδέχεται επισκευή μετά την δοκιμασία τους από τον σεισμό σχεδιασμού. Η πιθανότητα επισκευασιμότητας βελτιώνεται γρήγορα, εάν θεωρήσει κανείς μικρότερο σεισμό σχεδιασμού. Αντίθετα, η πιθανότητα κατάρρευσης αυξάνει γρήγορα, όταν το επίπεδο της σεισμικής δράσης υπερβεί το επίπεδο σχεδιασμού.

3.4 Συσχετισμός του προτεινόμενου θεσμικού πλαισίου με σύγχρονες τάσεις σχεδιασμού

(Σχεδιασμός με βάση την σεισμική επίδοση των κατασκευών - performance based design))

3.4.1 Εισαγωγή

Δεν αποτελεί υπερβολή, ούτε άλλωστε ελληνική ιδιαιτερότητα, η έναρξη συζητήσεων για βελτίωση νέων ήδη και σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών και μάλιστα αμέσως μετά την έγκριση και θέση τους σε εφαρμογή. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ο υπόψη επιστημονικός χώρος συνεχίζει να βρίσκεται σε πλήρη ανάπτυξη, με γρήγορη παραγωγή γνώσης και χωρίς να έχει αντιμετωπίσει ακόμη ικανοποιητικά τα σχετικά προβλήματα: έτσι εξηγείται και η συνεχής λειτουργία των επιτροπών σύνταξης των κανονισμών. Φυσικά, αναφερόμαστε σε ιδέες, προβληματισμούς και προτάσεις και όχι σε συνεχείς αναθεωρήσεις κανονισμών, διότι επιτέλους οι κανονισμοί δεν γίνονται για τους...συντάκτες τους, αλλά για τους μηχανικούς της πράξης που χρειάζονται επαρκή χρόνο ενημέρωσης και προσαρμογής.

Με την παραπάνω έννοια θα παρουσιασθούν στη συνέχεια οι κυριότερες ιδέες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων με βάση την σεισμική τους επίδοση (seismic performance based design) και θα συσχετισθούν με την πρόταση που διατυπώνεται και τεκμηριώνεται στην παρούσα έκθεση για πλήρη ή μερική αντισεισμική προστασία. Οι ιδέες αυτές αναπτύχθηκαν στις ΗΠΑ κατά την τελευταία δεκαετία υπό την εποπτεία κυρίως της FEMA (Federal Emergency Management Agency) για την επισκευή-αποκατάσταση υφισταμένων κτιρίων και διατυπώθηκαν σε κείμενα μετά το 1995 (Vision 2000, ATC-40, FEMA 273 και 274). Τα κείμενα αυτά τον Νοέμβριο του 2000 παρουσιάστηκαν με τη μορφή προδρόμου κανονισμού (FEMA 356), ο οποίος συνεχίζει να βρίσκεται υπό επεξεργασία και πιθανή μετατροπή του σε κανονισμό, οπότε είναι βέβαιο ότι θα επηρεάσει και τους κανονισμούς για νέα κτίρια. Υπό το τελευταίο αυτό πρίσμα γίνεται κυρίως και η παρουσίαση που ακολουθεί.

3.4.2 Σχεδιασμός με βάση την επίδοση

Πρόκειται για ένα οργανωμένο σύνολο ιδεών, κανόνων, μεθόδων και κριτηρίων, με ποιοτικό και ποσοτικό περιεχόμενο, που στοχεύει στον σχεδιασμό κτιρίων (ή κατασκευών γενικότερα) με προκαθορισμένη σεισμική συμπεριφορά (ή συμπεριφορές) για δεδομένο επίπεδο (ή επίπεδα) σεισμικής φόρτισης. Κεντρικό σημείο αναφοράς του υπόψη σχεδιασμού είναι η επιθυμητή (από τον κύριο του έργου) σεισμική επίδοση ή επιτελεστικότητα (seismic performance) του κτιρίου, δηλαδή η επιθυμητή (ή καλύτερα, ανεκτή) οριακή κατάσταση βλαβών μετά το σεισμό. Οι οριακές καταστάσεις βλαβών (επίπεδα επίδοσης) ορίζονται περιγραφικά με την μεγαλύτερη δυνατή λεπτομέρεια, τόσο για τα φέροντα όσο και για τα μη φέροντα στοιχεία, ενώ η επίτευξή τους ελέγχεται ποσοτικά με μεθόδους υπολογισμού και αντίστοιχα κριτήρια αποδοχής. Αναλυτικότερα, ο σχεδιασμός με βάση την επίδοση των κτιρίων περιλαμβάνει τα επόμενα πέντε μέρη :

- Επίπεδα επίδοσης
- Επίπεδα σεισμού
- Στόχοι σχεδιασμού
- Μέθοδοι υπολογισμού
- Κριτήρια αποδοχής

τα οποία περιγράφονται με συντομία στη συνέχεια.

3.4.2.1 Επίπεδα επίδοσης

Ορίζονται χωριστά επίπεδα επίδοσης (performance levels) για τα φέροντα και για τα μη φέροντα στοιχεία και στη συνέχεια από τον συνδυασμό τους προκύπτουν τα επίπεδα επίδοσης του συνολικού κτιρίου.

A. Φέροντα στοιχεία

Από την απειρία οριακών καταστάσεων βλαβών στα φέροντα στοιχεία γίνεται μια εμπειρική επιλογή τριών διακριτών επιπέδων επίδοσης με κριτήριο το εύκολα κατανοητό χρηστικό αποτέλεσμα των βλαβών, ήτοι :

- S - 1 : Άμεση χρήση (Immediate Occupancy - IO)
- S - 3 : Προστασία ζωής (Life Safety - LS)
- S - 5 : Πρόληψη κατάρρευσης (Collapse Prevention - CP)

και δύο περιοχών ή ζωνών επίδοσης μεταξύ των παραπάνω διακριτών επιπέδων:

- S - 2 : Ζώνη ελεγχόμενων βλαβών
- S - 4 : Ζώνη περιορισμένης ασφάλειας.

Σε κάθε διακριτό επίπεδο επίδοσης αντιστοιχεί μία οριακή κατάσταση βλαβών στα οριζόντια και στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, η οποία περιγράφεται με λεπτομέρεια. Επιγραμματικά αναφέρουμε για τα διακριτά επίπεδα επίδοσης :

- S - 1 : Πολύ περιορισμένες βλάβες. Τα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία διατηρούν σχεδόν ανέπαφη την προ του σεισμού αντοχή και δυσκαμψία τους. Επιτρέπεται η άμεση χρήση.
- S - 3 : Σημαντικές ή και σοβαρές βλάβες στα φέροντα στοιχεία, αλλά υπάρχει αρκετή απόσταση από την μερική ή ολική κατάρρευση. Δεν επιτρέπεται η χρήση χωρίς μέτρα υποσύλωσης. Οι βλάβες μπορεί να είναι επισκευάσιμες ή όχι με βάση οικονομικά κριτήρια.
- S - 5 : Εκτεταμένες σοβαρές βλάβες. Το κτίριο βρίσκεται στα πρόθυρα της κατάρρευσης, δυνάμενο να φέρει μόνο τα κατακόρυφα φορτία όχι όμως και οριζόντια.

Για τις ενδιάμεσες ζώνες επίδοσης S-2 και S-4 γίνεται κατάλληλη "παρεμβολή" των οριζομένων για τα διακριτά επίπεδα επίδοσης.

B. Μη φέροντα στοιχεία και εγκαταστάσεις

Για τα στοιχεία αυτά ορίζονται τα επόμενα πέντε διακριτά επίπεδα επίδοσης :

- N-A : Συνέχιση λειτουργίας (Operational)
- N-B : Άμεση χρήση (Immediate Occupancy)
- N-C : Προστασία ζωής (Life Safety)
- N-D : Πρόληψη εκτεταμένων κινδύνων (Hazards Reduced)
- N-E : Αδιάφορη (Not Considered).

Οι οριακές καταστάσεις βλαβών των παραπάνω επιπέδων επίδοσης περιγράφονται με λεπτομέρεια. Επιγραμματικά αναφέρεται ότι στο επίπεδο N-A οι βλάβες είναι ασήμαντες και δεν εμποδίζουν την κανονική λειτουργία όλων των στοιχείων ή εγκαταστάσεων όπως και πριν από τον σεισμό. Ορισμένες ειδικές εγκαταστάσεις (π.χ. επικοινωνιακές) απαιτούν πρόσθετα μέτρα προηγμένης τεχνολογίας μη δομικού τύπου. Τα επίπεδα N-B, N-C και N-D αντιστοιχούν στα S-1, S-3 και S-5 των φερόντων στοιχείων, ενώ στο τελευταίο επίπεδο N-E η τρωτότητα των μη φερόντων στοιχείων, για διάφορους λόγους, δεν λαμβάνεται υπόψη.

Γ. Συνολικό κτίριο

Τα επίπεδα επίδοσης του συνολικού κτιρίου προκύπτουν με συνδυασμό των επιπέδων επίδοσης των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Οι υπόψη συνδυασμοί εντάσσονται στο παρακάτω μητρώο επιπέδων επίδοσης του κτιρίου και παριστάνονται αλφαριθμητικά με πρώτο χαρακτήρα τον αριθμό του επιπέδου επίδοσης των φερόντων στοιχείων και δεύτερο χαρακτήρα το γράμμα του επιπέδου επίδοσης των μη φερόντων στοιχείων.

Μητρώο επιπέδων επίδοσης κτιρίου

Μη φέροντα στοιχεία	Φέροντα στοιχεία				
	(IO) S-1	S-2	(LS) S-3	S-4	(CP) S-5
N-A (OP)	1-A	2-A	-	-	-
N-B (IO)	1-B	2-B	3-B	-	-
N-C (LS)	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C
N-D (CP)	-	2-D	3-D	4-D	5-D
N-E	-	-	-	4-E	5-E

Είναι προφανές, ότι όλοι οι συνδυασμοί του μητρώου δεν είναι μηχανικώς εφικτοί. Έτσι, π.χ., δεν είναι δυνατόν ο σκελετός να έχει επίδοση S-5 (πρόθυρα κατάρρευσης) και οι τοιχοποιίες να έχουν επίδοση N-A ή N-B. Γενικά όλοι οι συνδυασμοί που βρίσκονται επάνω στην κύρια διαγώνιο του μητρώου είναι μηχανικώς εφικτοί, καθώς επίσης και εκείνοι που βρίσκονται μία βαθμίδα επάνω ή κάτω από την κύρια διαγώνιο. Αλλά και από αυτούς περισσότερο πρακτικό ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι παρακάτω συνδυασμοί (στο παραπάνω μητρώο με έντονους χαρακτήρες), με τους οποίους διασφαλίζεται η παραπλεύρως αναφερόμενη σεισμική επίδοση του κτιρίου :

- 1-A : Ανεπηρέαστη συνέχιση λειτουργίας (Operational)
- 1-B : Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate Occupancy)
- 3-C : Προστασία ζωής (Life Safety)
- 5-E : Πρόληψη κατάρρευσης (Collapse Prevention)

Επίσης, όπως θα δούμε παρακάτω, οι επιδόσεις αυτές των κτιρίων χρησιμοποιούνται κατά κανόνα για τον καθορισμό των στόχων του σχεδιασμού.

3.4.2.2 Επίπεδα σεισμικού κινδύνου

Ορίζονται (πιθανοτικά) τέσσερα επίπεδα σεισμικού κινδύνου με πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια και μέση περίοδο επανάληψης (σε χρόνια) ως ακολούθως :

Επίπεδο σεισμικού κινδύνου	Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια	Μέση περίοδος επανάληψης (σε χρόνια)
1. 50% / 50	50%	72
2. 20% / 50	20%	225
3. BSE - 1	10%	474
4. BSE - 2	2%	2475

Τα δύο τελευταία επίπεδα χαρακτηρίζονται ως σεισμοί βασικής ασφάλειας 1 και 2 (Basic Safety Earthquakes). Για κάθε σεισμό δίδεται η διαδικασία προσδιορισμού του αντίστοιχου ελαστικού φάσματος απόκρισης για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης 5%. Επίσης προβλέπεται η χρήση τουλάχιστον τριών ομάδων φυσικών ή τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων για την περίπτωση εκτέλεσης χρονολογικών αναλύσεων.

3.4.2.3 Στόχοι Σχεδιασμού

Η επίτευξη ενός ή περισσότερων επιπέδων επίδοσης για δεδομένο επίπεδο σεισμικού κινδύνου αποτελεί τον τελικό στόχο του σχεδιασμού. Έτσι, για τα τέσσερα επίπεδα σεισμικού κινδύνου και τα τέσσερα επίπεδα σεισμικής επίδοσης 1-A (OP), 1-B (IO), 3-C (LS) και 5-E (CP) που προαναφέρθηκαν, προκύπτει το ακόλουθο μητρώο στόχων:

Μητρώο Στόχων Σχεδιασμού

Επίπεδο σεισμού	Επίπεδο επίδοσης κτιρίου			
	1-A OP	1-B IO	3-C LS	5-E CP
50% / 50	a	b	c	d
20% / 50	e	f	g	h
BSE - 1	i	j	k	l
BSE - 2	m	n	o	p

Ο δίδυμος στόχος **k+p** θεωρείται βασικός στόχος ασφάλειας (Basic Safety Objective - BSO) και θα πρέπει να ικανοποιείται σε κάθε περίπτωση ενίσχυσης υφιστάμενου κτιρίου. Ο στόχος αυτός μαζί με έναν από τους υπόλοιπους που βρίσκονται επάνω στην κύρια διαγώνιο ή και κάτω από την κύρια διαγώνιο του μητρώου θεωρείται διευρυμένος στόχος, με εξαίρεση τους m, n και o που θεωρούνται και από μόνοι τους διευρυμένοι στόχοι (ανώτεροι του βασικού). Οι στόχοι επάνω από την κύρια διαγώνιο του μητρώου θεωρούνται περιορισμένοι (κατώτεροι του βασικού). Με τον βασικό στόχο καλύπτεται η παραδοσιακή απαίτηση ασφάλειας: ασήμαντες βλάβες για συχνούς σεισμούς, επισκευάσιμες βλάβες για τον σπάνιο σεισμό BSE-1 και πρόληψη κατάρρευσης για τον πολύ σπάνιο σεισμό BSE-2. Με τους διευρυμένους στόχους καλύπτονται απαιτήσεις είτε ειδικών κτιρίων (σχολεία, νοσοκομεία, σταθμοί, κλπ), είτε επιπλέον απαιτήσεις του ιδιοκτήτη του έργου. Τέλος, οι περιορισμένοι στόχοι μπορεί να αφορούν περιπτώσεις υφιστάμενων κτιρίων, των οποίων επιδιώκεται η βελτίωση χωρίς σημαντικό κόστος.

3.4.2.4 Μέθοδοι υπολογισμού

Προβλέπεται η εφαρμογή των παρακάτω τεσσάρων μεθόδων υπολογισμού :

- Γραμμική στατική μέθοδος
- Γραμμική δυναμική μέθοδος
- Μη γραμμική στατική μέθοδος
- Μη γραμμική δυναμική μέθοδος.

Αντικείμενο όλων των μεθόδων είναι ο προσδιορισμός της σεισμικής έντασης και παραμόρφωσης των φορέων για τον θεωρούμενο σε κάθε περίπτωση σεισμό. Οι γραμμικές μέθοδοι εφαρμόζονται σε κανονικά κτίρια ή σε κτίρια στα οποία τα δομικά τους στοιχεία εμφανίζουν λόγο σεισμικής επιπόνησης προς διαθέσιμη αντοχή $DCR \leq 2$ ($DCR = \text{Demand Capacity Ratio}$). Η σημαντικότερη διαφορά των μεθόδων αυτών από τις αντίστοιχες μεθόδους που εφαρμόζονται σήμερα για νέα κτίρια αφορά στο χρησιμοποιούμενο φάσμα και στο μέγεθος των σεισμικών φορτίων. Ως φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα χωρίς τροποποιήσεις, τα δε ελαστικά σεισμικά φορτία όχι μόνον δεν διαιρούνται με οποιονδήποτε συντελεστή συμπεριφοράς, αλλά αντίθετα πολλαπλασιάζονται με τρεις αυξητικούς συντελεστές C_1 , C_2 , C_3 . Με τον πρώτο λαμβάνεται υπόψη η αυξημένη ανελαστική παραμόρφωση (σε σχέση με την υποτιθέμενη ελαστική) των δύσκαμπτων κατασκευών, με τον δεύτερο η όποια υποβάθμιση δυσκαμψιών/αντοχών και με τον τρίτο η δυναμική επήρεια P-Δ. Με τον τρόπο αυτό γίνεται καλύτερη προσέγγιση των ανελαστικών παραμορφώσεων (καμπτικών), ενώ για τις μη πλάστιμες επιπονήσεις, όπως θα δούμε στην επόμενη παράγραφο, ακολουθεί διαίρεση με τα C_1 , C_2 , C_3 , ώστε να κατέλθουν στη στάθμη της ελαστικής συμπεριφοράς (δηλ. με $q = 1$).

Η μη γραμμική στατική μέθοδος αποτελεί ουσιαστικά προσαρμογή της γνωστής από παλιά υπερωθητικής ανάλυσης (Push-over analysis). Η μέθοδος αυτή ισχύει αυστηρά μόνο για επίπεδα συστήματα με μικρή συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών ταλάντωσης, εφαρμόζεται όμως κατ' οικονομία γενικότερα μαζί με την γραμμική δυναμική μέθοδο.

Η μη γραμμική δυναμική μέθοδος εφαρμόζεται σε οποιαδήποτε περίπτωση κατασκευής. Η εφαρμογή της όμως είναι επίπονη και απαιτεί ιδιαίτερη εμπειρία όσον αφορά τα χρησιμοποιούμενα μοντέλα των δομικών στοιχείων, τη χρήση των επιταχυνσιογραφημάτων και την ερμηνεία και αξιοποίηση των αποτελεσμάτων. Για τους λόγους αυτούς προβλέπεται ο έλεγχος της μελέτης και από ανεξάρτητο μηχανικό με αναγνωρισμένη εμπειρία σε τέτοιου είδους αναλύσεις.

3.4.2.5 Κριτήρια αποδοχής

Οι εσωτερικές δυνάμεις και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται με τις προηγούμενες μεθόδους θα πρέπει να μην υπερβαίνουν ορισμένα όρια, τα οποία καθορίζονται για καθένα από τα τρία διακριτά επίπεδα επίδοσης των φερόντων στοιχείων (άμεση χρήση: ΙΟ, προστασία ζωής : LS, πρόληψη κατάρρευσης: CP) με αντίστοιχα κριτήρια αποδοχής (acceptance criteria).

α. Γραμμικές μέθοδοι

Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων οι εσωτερικές δυνάμεις διαχωρίζονται σε πλάστιμου τύπου (π.χ. ροπές κάμψης, τέμνουσες δυνάμεις σε τοιχώματα):

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (\alpha)$$

και σε μη πλάστιμου τύπου (π.χ. αξονικές, τέμνουσες σε πλαίσια):

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 \cdot C_2 \cdot C_3} \quad (\beta)$$

όπου τα Q_G οφείλονται στα φορτία βαρύτητας και τα Q_E στο σεισμό. Οι παραπάνω δυνάμεις θα πρέπει να ικανοποιούν τις συνθήκες :

$$Q_{UD} \leq m \cdot Q_{CE} \quad (\gamma)$$

$$Q_{UF} \leq 1 \cdot Q_{CE} \quad (\delta)$$

όπου Q_{CE} η αντοχή του στοιχείου και m ένας, ανάλογος προς τον q , συντελεστής συμπεριφοράς (m -factor), με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα πλάστιμης παραμόρφωσης του στοιχείου. Οι τιμές του m δίδονται σε πίνακες για κάθε επίπεδο επίδοσης και σε συνάρτηση με τη γενικότερη (πέρα από την καμπτική) επιπόνηση του στοιχείου. Έτσι, π.χ., στα υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα λαμβάνεται $m=1,25$ έως 2 για επίδοση ΙΟ (άμεση χρήση), $m=1,5$ έως 3 για επίδοση LS (προστασία ζωής) και $m=1,75$ έως 4 για επίδοση CP (πρόληψη κατάρρευσης).

Σύμφωνα λοιπόν, με τα προηγούμενα εμφανίζονται οι παρακάτω σημαντικότερες διαφορές σε σχέση με τα ισχύοντα σήμερα στους κανονισμούς για νέα κτίρια:

- Για τις μη πλάστιμες επιπονήσεις (αξονικές, τέμνουσες σε πλαίσια) λαμβάνεται πάντοτε $m=1$ (δηλαδή $q=1$).
- Εγκαταλείπεται ο ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς q του κτιρίου και εισάγεται ο τοπικός συντελεστής m για κάθε διατομή και είδος επιπόνησης.
- Με το m διαιρούνται και τα εντατικά μεγέθη από τα φορτία βαρύτητας!

β. Μη γραμμικές μέθοδοι

Για τις μη πλάστιμες επιπονήσεις Q_{UF} ισχύει και πάλι η προηγούμενη συνθήκη (δ), ενώ για τις πλάστιμες επιπονήσεις τα κριτήρια αποδοχής εφαρμόζονται πλέον άμεσα επί των πλαστικών παραμορφώσεων (γωνιών στροφής). Έτσι, οι πλαστικές γωνίες στροφής δεν θα πρέπει να υπερβαίνουν

ορισμένα όρια, τα οποία δίδονται σε πίνακες για καθένα από τα επιθυμητά επίπεδα επίδοσης (π.χ. στα υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα οι μέγιστες επιτρεπόμενες γωνίες στροφής σε rad είναι 0.005, 0.015 και 0.020 για τα επίπεδα επίδοσης IO, LS, και CP, αντίστοιχα).

3.4.3 Πλήρης-μερική αντισεισμική προστασία

Στα πλαίσια της πρότασής μας για πλήρη και μερική αντισεισμική προστασία των κτιρίων αναφέραμε ότι :

"Η προτεινόμενη αυτή στρατηγική αντισεισμικού σχεδιασμού με δυνατότητες περισσότερων εναλλακτικών επιλογών εκ μέρους του κυρίου του έργου για την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής υπό ισχυρό σεισμό εμπίπτει στη λογική ενός αντισεισμικού σχεδιασμού με βάση την 'αντισεισμική επίδοση' του κτιρίου, δηλαδή με βάση την επίτευξη συγκεκριμένων στόχων μηχανικής συμπεριφοράς του κτιρίου, οι οποίοι τίθενται από τον κύριο του έργου και πρέπει να επιτευχθούν μέσα από κατάλληλο σχεδιασμό και υπολογισμό της κατασκευής (performance based design)".

Πράγματι, κύρια χαρακτηριστικά γνωρίσματα της πρότασης είναι τα ακόλουθα :

- Ρητή θεώρηση τριών επιπέδων μηχανικής συμπεριφοράς για
 $q = 1$, $q = (1/2) q_{\max}$ και $q = q_{\max}$.
- Προτροπή για χρήση ικανού αριθμού τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα με στόχο την (στο μέτρο του δυνατού) επίτευξη του πρώτου επιπέδου ($q = 1$).
- Προστασία των μη φερόντων στοιχείων (τοιχοποιϊών, επενδύσεων κλπ), λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας των τοιχωμάτων και των συνακόλουθων μικρών παραμορφώσεων.
- Έλεγχος των ανελαστικών παραμορφώσεων στην περίπτωση του τρίτου επιπέδου μηχανικής συμπεριφοράς ($q = q_{\max}$) με εκτέλεση υπερ-ωθητικής ανάλυσης (Push-over analysis).

Επίσης, θα πρέπει να τονισθεί ότι η πρόταση αφορά στον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κτιρίων και ότι κινείται μέσα στο γνωστό πλαίσιο των σχετικών ευρωπαϊκών κανονισμών και ειδικότερα του ελληνικού αντισεισμικού κανονισμού (ΕΑΚ/2000).

Στη συνέχεια, χρησιμοποιώντας τις ιδέες για πλήρη και μερική αντισεισμική προστασία, θα επαναπαρουσιάσουμε με συντομία τα πέντε μέρη του «σχεδιασμού βάσει επίδοσης» (ΣΒΕ), ώστε να καταφανεί η πλήρης εναρμόνιση των ιδεών αυτών με την λογική του ΣΒΕ.

3.4.3.1 Επίπεδα επίδοσης

α. Φέροντα στοιχεία

Σε αντιστοιχία με την παράγραφο 3.5.2.1(A) και τους συμβολισμούς της παραγράφου αυτής, ορίζονται τα επόμενα τρία διακριτά επίπεδα επίδοσης:

- $q = 1$ (S-1) : Πλήρης προστασία.
Πολύ περιορισμένες βλάβες, άμεση χρήση.
- $q = (1/2) q_{\max}$ (S-2) : Μερική προστασία
Ελεγχόμενες βλάβες μικρής έκτασης και επισκευάσιμες.
- $q = q_{\max}$ (S-3) : Μερική προστασία.
Σημαντικές ή και σοβαρές βλάβες. Προστασία ζωής.

Είναι προφανές, ότι το αναφερόμενο στην παράγραφο 3.5.2.1(A) επίπεδο επίδοσης S-5 (πρόληψη κατάρρευσης) δεν έχει νόημα για νέα κτίρια. Άλλωστε, σε οποιαδήποτε περίπτωση, τίθεται το ερώτημα, 'πώς είναι δυνατόν να αποδείξει κανείς υπολογιστικά με αξιόπιστο τρόπο ότι ένα κτίριο βρίσκεται στα πρόθυρα της κατάρρευσης;'

β. Μη φέροντα στοιχεία και εγκαταστάσεις.

Ισχύουν τα τρία επίπεδα επίδοσης A, B και C της παραγράφου 3.5.2.1(A). Η επίτευξη των δύο πρώτων στηρίζεται κυρίως στην εκτεταμένη χρήση τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

γ. Συνολικό κτίριο

Για το συνολικό κτίριο ορίζεται ένα μητρώο επιδόσεων ανάλογο προς εκείνο της παραγράφου 3.5.2.1Γ, από το οποίο προκύπτουν τα παρακάτω τέσσερα επίπεδα επιδόσεων :

- 1-A (για $q = 1$) : Πλήρης προστασία (ΠΠ1), συνέχιση λειτουργίας
- 1-B (για $q = 1$) : Πλήρης προστασία (ΠΠ2), άμεση χρήση
- 2-B (για $q = (1/2)q_{\max}$) : Μερική προστασία (ΜΠ1), ελεγχόμενες βλάβες
- 3-C (για $q = q_{\max}$) : Μερική προστασία (ΜΠ2), προστασία ζωής.

3.4.3.2 Επίπεδα σεισμικού κινδύνου

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ/2000 ορίζεται ένα μόνο επίπεδο σεισμού, ο λεγόμενος σεισμός σχεδιασμού (ΣΣ), με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια και μέση περίοδο επανάληψης 474 χρόνια (όπως και ο BSE-1 της παραγράφου 3.5.2.2). Στην πραγματικότητα όμως με την εισαγωγή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_i ορίζονται έμμεσα και άλλοι σεισμοί (συχνότεροι ή σπανιότεροι από τον ΣΣ), οι οποίοι αντιστοιχούν στις τιμές $\gamma_i = 0.85, 1.15$ και 1.30 . Επομένως, μπορούμε τελικά να θεωρήσουμε τα παρακάτω τέσσερα επίπεδα σεισμικού κινδύνου :

Επίπεδο σεισμικού κινδύνου	Ορισμός (ΣΣ=σεισμός σχεδιασμού)
1.	0,85 (ΣΣ)
2.	1,00 (ΣΣ)
3.	1,15 (ΣΣ)
4.	1,30 (ΣΣ)

3.4.3.3 Στόχοι σχεδιασμού

Με βάση τα τέσσερα επίπεδα ΠΠ1, ΠΠ2, ΜΠ1 και ΜΠ2 επιδόσεων του κτιρίου και τα τέσσερα επίπεδα σεισμού προκύπτει το παρακάτω μητρώο στόχων του αντισεισμικού σχεδιασμού:

Μητρώο Στόχων Σχεδιασμού

γ_i (Επίπεδο σεισμού)	$q=$	1 ΠΠ1	1 ΠΠ2	$(1/2)q_{\max}$ ΜΠ1	q_{\max} ΜΠ2
0,85 (ΣΣ)		a	b	c	d
1,00 (ΣΣ)		e	f	g	h
1,15 (ΣΣ)		i	j	k	l
1,30 (ΣΣ)		m	n	o	p

Βασικός στόχος είναι ο f. Οι δίδυμοι στόχοι f+k ή f+p επιτυγχάνονται άνετα με απλά μέσα (π.χ. εμπειρική πύκνωση συνδετήρων στις κρίσιμες ζώνες), διότι για $q=1$ θα έχουμε μεγάλες διαθέσιμες αντοχές και οι λόγοι DCR (Demand Capacity Ratio) θα είναι μικροί. Όλοι οι στόχοι κάτω από την κύρια διαγώνιο θα είναι διευρυμένοι στόχοι (πλήρης προστασία) ενώ πάνω από την κύρια διαγώνιο θα είναι περιορισμένοι στόχοι (μερική προστασία), με εξαίρεση τους b και o.

3.4.3.4 Μέθοδοι υπολογισμού

Προβλέπεται η εφαρμογή των παρακάτω τριών μεθόδων υπολογισμού:

- Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (γραμμική ανάλυση)
- Δυναμική φασματική μέθοδος (γραμμική ανάλυση)
- Μη γραμμική στατική μέθοδος (υπερ-ωθητική ανάλυση)

Οι δύο πρώτες εφαρμόζονται, όπως προδιαγράφεται στον ΕΑΚ/2000, για τα επίπεδα επίδοσης ΠΠ1, ΠΠ2 και ΜΠ1. Η Τρίτη μέθοδος εφαρμόζεται για το επίπεδο επίδοσης ΜΠ2 (με $q=q_{\max}$).

3.4.3.5 Διαστασιολόγηση – Κριτήρια αποδοχής

Για τα δύο πρώτα επίπεδα επίδοσης ΠΠ1 και ΠΠ2 δεν τίθεται κανένα ειδικό πρόβλημα διαστασιολόγησης, διότι η αναμενόμενη μηχανική συμπεριφορά των στοιχείων θα είναι ελαστική ή σχεδόν ελαστική. Για τα επόμενα δύο επίπεδα επίδοσης ΜΠ1 και ΜΠ2 επιβάλλεται ο διαχωρισμός των επιπονήσεων σε πλάστιμες και μη πλάστιμες και η διαστασιολόγηση στη δεύτερη περίπτωση με $q=1$. Στο τέταρτο επίπεδο επίδοσης ΜΠ2 επιβάλλεται ο απευθείας έλεγχος των πλαστικών γωνιών στροφής, όπως αναπτύχθηκε στην παράγραφο 3.5.2.5.

3.4.4 Επίλογος

Μπορεί να υποστηριχθεί βάσιμα, ότι πολλές από τις ιδέες του ΣΒΕ υπάρχουν υπό απλοποιημένη μορφή και στους σημερινούς αντισεισμικούς κανονισμούς. Παράδειγμα ο ΕΑΚ/2000, στον οποίο εκτός από το επίπεδο επίδοσης $q=q_{\max}$ (προστασία ζωής) προδιαγράφεται, έστω στοιχειωδώς, η δυνατότητα επιλογής $q=1,5$ και $q=1$ (βλ. παραγράφους 4.1.4[5] και 2.3.5[3] του ΕΑΚ/2000).Είναι όμως αληθές ότι οι σημερινοί κανονισμοί θεωρούν ουσιαστικά έναν μόνο στόχο (προστασία ζωής για τον σεισμό σχεδιασμού), χωρίς να είναι ξεκάθαρη η αναμενόμενη επίδοση (επίπεδο βλαβών), και χωρίς επίσης να προβλέπεται κριτήριο επίτευξης ή όχι του στόχου. Έτσι, ο μηχανικός εκλέγει κατευθείαν $q=q_{\max}$ χωρίς να ρωτήσει τον ιδιοκτήτη και χωρίς να εξηγήσει τι ακριβώς συνεπάγεται η βασική αυτή επιλογή.

Με τον ΣΒΕ θεσμοθετούνται περισσότεροι στόχοι με καθορισμένα επίπεδα επίδοσης, από την ελαστική με $q \approx 1$ (ασήμαντες βλάβες) μέχρι τα πρόθυρα της κατάρρευσης (για υφιστάμενα κτίρια) και με αντίστοιχα κριτήρια επίτευξης ή όχι των στόχων αυτών. Η επιλογή του συγκεκριμένου στόχου γίνεται σε συνεργασία με τον ιδιοκτήτη, ανάλογα με το επιθυμητό (ανεκτό) επίπεδο επίδοσης. Προς την ίδια κατεύθυνση κινείται και η πρότασή μας για Πλήρη και Μερική Αντισεισμική Προστασία.

Τέλος, αξίζει να τονισθεί ιδιαιτέρως, ότι έναντι της σήμερα κατά κανόνα εφαρμοζόμενης μερικής αντισεισμικής προστασίας (χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q=3.5$), η υλοποίηση της πλήρους αντισεισμικής προστασίας ($q=1$) συνεπάγεται σημαντικότερη αύξηση της αντοχής ενός κτιρίου έναντι σεισμού, ήτοι αύξηση της αντοχής κατά 350%.

3.5 Τεχνικο-οικονομική διερεύνηση του προτεινόμενου κανονιστικού πλαισίου

3.5.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό διενεργείται μία πολυπαραμετρική διερεύνηση της εξάρτησης του συνολικού κόστους κατασκευής τυπικών πολυώροφων κτιρίων του Ελλαδικού χώρου από την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q που χρησιμοποιείται για την μείωση της σεισμικής δράσης. Στις παραμέτρους που λαμβάνονται υπόψη κατά τη διερεύνηση αυτή περιλαμβάνονται, εκτός από την τιμή του q , η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (Ζ.Σ.Ε.), το είδος του φέροντος οργανισμού (ύπαρξη ή μη πυρήνα /τοιχωμάτων), η θέση του πυρήνα του κλιμακοστασίου στην κάτοψη (κέντρο, γωνία), ο αριθμός των ορόφων του κτιρίου και ορισμένες άλλες (όπως π.χ. η τάξη μεγέθους της υφιστάμενης υπεραντοχής, η διαστασιολόγηση με ή χωρίς διενέργεια ικανοτικού ελέγχου και η επιρροή του μεγέθους των κατακορύφων φορτίων). Στις επόμενες παραγράφους παρατίθενται αναλυτικά οι διάφορες παραδοχές που έγιναν, οι κατόψεις των φορέων που διερευνήθηκαν, και τα αποτελέσματα υπό μορφή συγκεντρωτικών πινάκων ποσοτήτων υλικών και διαγραμμάτων κόστους σε σχέση με τον σχεδιασμό για $q=3.50$.

Ιδιαίτερη βαρύτητα δόθηκε στην επιρροή του επιπέδου υπεραντοχής (υπερδιαστασιολόγησης) των κατασκευών. Η επιρροή των υπερδιαστασιολογημένων διατομών είναι καθοριστική και εξετάστηκε σε όλες γενικά τις περιπτώσεις με την βοήθεια του **συντελεστή εξάντλησης της αντοχής διατομής** (δείκτης cap [capacity]). Διότι είναι σαφές, ότι ένα κτίριο που μελετάται για $q=3.5$ αλλά για διάφορους λόγους (π.χ. αρχιτεκτονικές ή λειτουργικές απαιτήσεις) υπερδιαστασιολογείται και επομένως διαθέτει σημαντικές υπεραντοχές, είναι σε θέση να παραλάβει μεγαλύτερες σεισμικές επιπονήσεις (μικρότερο q) χωρίς ιδιαίτερη αύξηση του κόστους. Γιαυτό, προκειμένου να διαπιστωθεί με ρεαλιστικό τρόπο η αύξηση του κόστους που συνοδεύει την μείωση της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς από $q=3.5$ σε $q=1$, θα πρέπει ο αρχικός φορέας που μελετάται για $q=3.5$ να είναι προσεκτικά διαστασιολογημένος ώστε να μην έχει ιδιαίτερες υπεραντοχές (δηλ., να έχει συντελεστές εξάντλησης των αντοχών των διατομών κοντά στη μονάδα). Για να διαπιστωθεί η επιρροή των υπεραντοχών επί του κόστους, όλοι οι μελετηθέντες φορείς επιλύθηκαν μία φορά χωρίς και μία δεύτερη φορά με κάποιες υπερδιαστασιολογήσεις, των οποίων η τάξη μεγέθους κινείται σε συνθήκη στην πράξη επίπεδα (τα αντίστοιχα αρχεία υπολογισμών εμφανίζονται με την προέκταση $-os$, π.χ. $ex8a-II-os$, διαγράμματα και πίνακες με τον χαρακτηρισμό : $overstr$ [overstrength]). Ενδεικτικώς δίνονται στα σχήματα 3.6.7.1α και 3.7.6.1b οι τιμές του δείκτη cap για όλα τα υποστυλώματα (κεφαλή και πόδες) του 8-όρουφου στη στάθμη ισογείου για τον φορέα με και χωρίς υπερδιαστασιολόγηση αντιστοίχως. Στα σχήματα αυτά απεικονίζεται η εν γένει στάθμη υπεραντοχών του συνόλου των απεικονιζόμενων διατομών.

Αξίζει να σημειωθεί εδώ, αν και ξεφεύγει από τα πλαίσια του παρόντος ερευνητικού έργου, ότι - όπως έδειξαν δημοσιευμένες μελέτες με χρήση της υπερωθητικής ανάλυσης (pushover analysis) - φορείς που μελετήθηκαν για $q=3.5$, αλλά στη συνέχεια υπερδιαστασιολογήθηκαν και διαθέτουν σημαντικές υπεραντοχές, εισέρχονται λίγο μόνον ή και καθόλου στην ανελαστική περιοχή υπό τον σεισμό σχεδιασμού, γεγονός που αφενός αντιφάσκει με την φιλοσοφία σχεδιασμού τους και αφετέρου δημιουργεί ψευδαισθήσεις αντισεισμικής επάρκειας (οφειλόμενες, π.χ., στην ανομοιόμορφη κατανομή των άδηλων υπεραντοχών).

Στα επόμενα, στην αρχή κάθε παραγράφου που αφορά μία Ζ.Σ.Ε δίνονται οι διαστάσεις των δομικών στοιχείων και η μορφή της κάτοψης των εκάστοτε φορέων που αναλύονται και διαστασιολογούνται. Επίσης, παρατίθενται τα διαγράμματα κόστους και υλικών ανά Ζ.Σ.Ε. και ανά φορέα.

Η Ζ.Σ.Ε. IV εξετάστηκε μόνο στον τύπο του 4-ωρόφου, αφού καλύπτει μικρό τμήμα του Ελλαδικού χώρου και με περιορισμένη έως ανύπαρκτη χρήση πολυώροφων κατασκευών. Η περίπτωση του 4-όροφου φορέα με έκκεντρα τοποθετημένο πυρήνα (στην περίμετρο) αγνοήθηκε, αφού η χρήση πρόσθετων τοιχωμάτων για τις μικρότερες τιμές του q αίρει τις οποιοσδήποτε στρεπτικές επιρροές αυτής της εκκεντρότητας.

Κατά τα λοιπά, ακολουθήθηκαν με συνέπεια οι διάφορες παραδοχές και επιταγές του ΕΑΚ2000 (π.χ. σχετικά με τις απαιτούμενες απομειώσεις των δυσκαμψιών δοκών και τοιχωμάτων). Τέλος, για λόγους αναλογικής (και όχι στρεβλής) απεικόνισης των τιμών μεταβολής κόστους έγινε στα σχετικά διαγράμματα γραμμική παρεμβολή των ενδιάμεσων τιμών μεταξύ των υπολογισμένων τιμών για $q=3.50$ και $q=1.50$.

3.5.2 Τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς

Με τη βοήθεια του συντελεστή συμπεριφοράς q μειώνονται τα σεισμικά φορτία λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς της πραγματικής κατασκευής, σε σχέση με τα φορτία που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς που επιλέχθηκαν για την μελέτη των τυπικών κτηρίων είναι :

- $q=3,50$: Πρόκειται για την μέγιστη τιμή που επιτρέπει ο ΕΑΚ-2000 για συνήθη πολυώροφα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα (πλαισιακά ή μικτά συστήματα, βλ. παρ.2.3.5.[2] ΕΑΚ-2000)
- $q=1,50$: Μέχρι την τιμή αυτή η συμπεριφορά της κατασκευής για τον σεισμό σχεδιασμού μπορεί να θεωρηθεί σχεδόν ελαστική (βλ. παρ. και Σ.3.1.1.[2]γ ΕΑΚ-2000) .
- $q=1,00$: Πρόκειται για την περίπτωση της κατ'εξοχήν ελαστικής συμπεριφοράς υπό τον σεισμό σχεδιασμού (βλ. παρ.2.3.5.[3] ΕΑΚ-2000)

Έτσι, για κάθε μορφή κάτοψης πραγματοποιούνται 12 τουλάχιστον διαδοχικές και επαναλαμβανόμενες επιλύσεις, δηλαδή, για κάθε μία από τις 4 ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας Ζ.Σ.Ε. γίνονται 3 επιλύσεις (μία για κάθε διαφορετική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q).

3.5.3 Ορισμός φάσματος σχεδιασμού

Όταν οι επιλύσεις πραγματοποιούνται για τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς ίσες με 3,50 και 1,50 γίνεται χρήση των τροποποιημένων μορφών του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού. Οι τρεις κλάδοι του τροποποιημένου φάσματος σχεδιασμού συναρτήσκει της ιδιοπεριόδου της κατασκευής δίνονται από τις ακόλουθες σχέσεις

$$0 \leq T < T_1 \quad C_d(T) = \alpha \cdot \gamma_1 \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{\theta}{q} \cdot \beta_0 - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad C_d(T) = \alpha \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_0$$

$$T_2 < T \quad C_d(T) = \alpha \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_0 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Τεταγμένες του τροποποιημένου φάσματος σχεδιασμού.

Στις επιλύσεις που πραγματοποιούνται λαμβάνοντας συντελεστή συμπεριφοράς $q=1.00$ χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων, όπως αυτό ορίζεται στο παράρτημα του ΕΑΚ-2000 αφού η ανάλυση γίνεται με την δυναμική φασματική μέθοδο. Οι τρεις κλάδοι του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού συναρτήσκει της ιδιοπεριόδου της κατασκευής δίνονται από τις ακόλουθες σχέσεις

$$0 \leq T < T_1 \quad C_d(T) = \alpha \cdot \gamma_1 \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot (\theta \cdot \beta_0 - 1) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad C_d(T) = \alpha \cdot \gamma_1 \cdot \theta \cdot \beta_0$$

$$T_2 < T \quad C_d(T) = \alpha \cdot \gamma_1 \cdot \theta \cdot \beta_0 \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

Τεταγμένες του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού.

3.5.4 Ικανοτικοί έλεγχοι

Η πραγματοποίηση ή μη των απαιτούμενων ικανοτικών ελέγχων εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς (για φορείς με επαρκή τοιχώματα) και λαμβάνεται υπόψη κατά την διαστασιολόγηση. Όταν η επίλυση γίνεται με συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με 3.50, πρέπει να εξασφαλίζεται ένας αξιόπιστος ελαστοπλαστικός μηχανισμός απόκρισης.

Οι ικανοτικοί έλεγχοι δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν υπερβαίνει την τιμή 1.50 και πάντως όχι μικρότερη του 1.00, όπου q οι τιμές που δίνονται στον πίνακα 2.6 του ΕΑΚ-2000.

Προκειμένου να διαπιστωθεί η διαφοροποίηση (αύξηση) του κόστους κατασκευής λόγω ικανοτικών ελέγχων, 8-όροφος φορέας με εκκεντρότητα (πυρήνας στη γωνία) διαστασιολογήθηκε με ικανοτικό έλεγχο κόμβων ακόμη και στις περιπτώσεις του $q=1.50$ και 1.00 αντίστοιχα.

3.5.5 Ανάλυση του κόστους

Ως τιμές μονάδας χάλυβα και σκυροδέματος ελήφθησαν :

1 kgr χάλυβα : 150 δρχ ή 0,44 € (προμήθεια, μεταφορά και τοποθέτηση).

1 m³ σκυροδέματος : 35.000 δρχ ή 102,71 € (προμήθεια, μεταφορά και σκυροδέτηση).

Το κόστος του φέροντα οργανισμού προκύπτει από τις συνολικές ποσότητες χάλυβα και σκυροδέματος, θεμελίωσης και ανωδομής. Το κόστος αυτό του φέροντα οργανισμού θεωρείται ότι σε κάθε περίπτωση αποτελεί το 25% περίπου του συνολικού κόστους του κτιρίου, ποσοστό που προκύπτει κατά κανόνα για συνήθεις κατασκευές.

Η απεικόνιση της μεταβολής του συνολικού κόστους κατασκευής στα σχετικά διαγράμματα που παρατίθενται στις επόμενες παραγράφους γίνεται με επίπεδο αναφοράς το συνολικό κόστος για τον σχεδιασμό με $q=3.50$.

Σημειώνεται, ότι στην διερεύνηση του 4-ωρόφου φορέα, όπου έγινε χρήση τοιχωμάτων, δεν ελήφθη υπόψη η θετική διαφορά κόστους από την «ισόποση» αντικατάσταση της τοιχοποιίας (μπατικής ή δρομικής) από τα αντίστοιχα τοιχώματα (εκτιμώμενη μείωση 25%). Κατά συνέπεια, τα προκύπτοντα ποσοστά αύξησης είναι εν μέρει συντηρητικά για την περίπτωση αυτή.

3.5.6 Εξετασθέντες φορείς και παραδοχές

Ακολούθως παρατίθεται κατάλογος με την ονοματολογία των διερευνηθέντων φορέων και τους σχετικούς συμβολισμούς, καθώς επίσης και υπόμνημα με τις βασικές παραδοχές που χρησιμοποιήθηκαν κατά την ανάλυσή τους.

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΤΟΨΕΙΣ

W3a,b-I,II,III	(4-ορο)
W3c,d-I,	(4-ορο)
W3c-II	(4-ορο)
W3c-III	(4-ορο)
W3d-II	(4-ορο)
W3d-III	(4-ορο)
F8a,b,c-I,II,III	(8-ορο, πυρ. στο κεντρο.ελα ρυ)
Fh8a,b,c-I,II,III	(8-ορο, πυρ. στο κεντρο,βαρυ)
Fe8a,b,c-I,II,III	(8-ορο-εκκ, πυρ. στη γωνια, εκκεντρ. ελα ρυ)
Feh8a,b,c-I,II,III	(8-ορο-εκκ, πυρ. στη γωνια,εκκεντρ, βαρυ)
F10a,b,c-I,II,III	(10-ορο, αμυγη πλαισια,ελα ρυ)
Fh10a,b,c-I,II,III	(10-ορο, αμυγη πλαισια,βαρυ)

ΣΤΑΘΜΕΣ-ΥΨΟΜΕΤΡΑ (4-ΟΡΟΦΟΥ)

LEVEL 1	: ΟΡΟΦΗ 3ου ΟΡΟΦΟΥ	+16.00
LEVEL 2	: ΟΡΟΦΗ 2ου ΟΡΟΦΟΥ	+12.50
LEVEL 3	: ΟΡΟΦΗ 1ου ΟΡΟΦΟΥ	+ 9.00
LEVEL 4	: ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	+ 5.50
LEVEL 5	: ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ	+ 0.00

ΣΤΑΘΜΕΣ-ΥΨΟΜΕΤΡΑ (8-ΟΡΟΦΩΝ)

LEVEL 1	: ΟΡΟΦΗ 7ου ΟΡΟΦΟΥ	+30.00
LEVEL 2	: ΟΡΟΦΗ 6ου ΟΡΟΦΟΥ	+26.50
LEVEL 3	: ΟΡΟΦΗ 5ου ΟΡΟΦΟΥ	+23.00
LEVEL 4	: ΟΡΟΦΗ 4ου ΟΡΟΦΟΥ	+19.50
LEVEL 5	: ΟΡΟΦΗ 3ου ΟΡΟΦΟΥ	+16.00
LEVEL 6	: ΟΡΟΦΗ 2ου ΟΡΟΦΟΥ	+12.50
LEVEL 7	: ΟΡΟΦΗ 1ου ΟΡΟΦΟΥ	+ 9.00
LEVEL 8	: ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	+ 5.50
LEVEL 9	: ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ	+ 0.00

ΣΤΑΘΜΕΣ-ΥΨΟΜΕΤΡΑ (10-ΟΡΟΦΟΥ)

LEVEL 1	: ΟΡΟΦΗ 7ου ΟΡΟΦΟΥ	+30.00
LEVEL 2	: ΟΡΟΦΗ 6ου ΟΡΟΦΟΥ	+27.00
LEVEL 3	: ΟΡΟΦΗ 7ου ΟΡΟΦΟΥ	+24.00
LEVEL 4	: ΟΡΟΦΗ 6ου ΟΡΟΦΟΥ	+21.00
LEVEL 5	: ΟΡΟΦΗ 5ου ΟΡΟΦΟΥ	+18.00
LEVEL 6	: ΟΡΟΦΗ 4ου ΟΡΟΦΟΥ	+15.00
LEVEL 7	: ΟΡΟΦΗ 3ου ΟΡΟΦΟΥ	+12.00
LEVEL 8	: ΟΡΟΦΗ 2ου ΟΡΟΦΟΥ	+ 9.00
LEVEL 9	: ΟΡΟΦΗ 1ου ΟΡΟΦΟΥ	+ 6.00
LEVEL 10	: ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	+ 3.00
LEVEL 11	: ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ	+ 0.00

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ

W _i	: ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
F _i , F _{hi} , F _e	: ΠΛΑΙΣΙΑ, ΠΛΑΙΣΙΑ-ΒΑΡΥΤΕΡΑ, ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡ.ΠΥΡΗΝΑ
a,b,c,d	: Ζ.Σ.Ε 1, 2, 3, 4
I,II,III	: q =3.50, 1.50, 1.00

Σχ.3.5.6α : Πίνακας ονοματολογίας και αρίθμησης τυπικών φορέων που εξετάσθηκαν

ΥΠΟΜΝΗΜΑ-ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

ΥΛΙΚΑ (Materials properties)

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	:	C16/20, C20/25 (10-levels)
ΧΑΛΥΒΑΣ	:	S400
ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ	:	S400

ΣΕΙΣΜΟΣ (Input Motion according to EAK-2000)

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΦΑΣΜΑΤΟΣ:

ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝ/ΤΑΣ	:	$\alpha=0.12, 0.16, 0.24, 0.36$
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	:	$\sum \langle \chi I = 1.00 \rangle$
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	:	A $\langle T2 = 0.40 \rangle$
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ	:	$q = 3.50, 1.50, 1.00$
ΠΟΣΟΣΤΟ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ	:	$\zeta = 5.00\%$
ΣΥΝΤΕΛ. ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	:	$B_o = 2.50$

ΑΝΑΛΥΣΗ (Dynamic or Static Analysis)

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΩΝ ΑΠΟΚΡΙΣΕΩΝ : (CQC)

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΔΥΟ ΣΥΝΙΣΤΩΣΩΝ ΣΕΙΣΜΟΥ

ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ, ΚΑΝΟΝΑΣ ΤΟΥ 1.00/0.30 : EAK-2000 [3.4.4.1,4]

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ (Seismic and others Codes)

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ (ΕΚΩΣ-2000)

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ (Ε.Α.Κ-2000)

ΕΔΑΦΟΣ (Seismic bearing Capacity of Soil ,Soil-Structure Interaction)

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΕΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	:	$C_o = 30.000 \text{ KN/M}^3$
ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ	:	$\sigma = 300. \text{KN/M}^2$
ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	:	$\alpha \chi \iota$ (Free field motion)

ΦΟΡΤΙΑ (Dead and Live Loads)

ΜΟΝΙΜΑ:

ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	:	25.0 KN/M^3
ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΑΠΕΔΩΝ	:	2.00 KN/M^2
ΦΟΡΤΙΟ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	:	1.00-2.50 KN/M^2

ΚΙΝΗΤΑ:

ΚΙΝΗΤΟ ΓΕΝΙΚΑ	:	2.00 KN/M^2
---------------	---	----------------------

ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ (Software)

NEXT Program -r,q mode , -Files computations:	:	ex3a,b,c,d-I,II,III ex8a,b,c-I,II,III (κεντρ. πυρ. ελαρυν) exh8a,b,c-I,II,III (κεντρ. πυρ. βαρυν) exe8a,b,c-I,II,III (ecc, ελα ρυ) exeh8a,b,c-I,II,III (ecc, βαρυν) ex10a,b,c-I,II,III (ελα ρυ) exh10a,b,c-I,II,III (βαρυν)
---	---	---

Σχ.3.5.6.b: Υπόμνημα γενικών παραδοχών

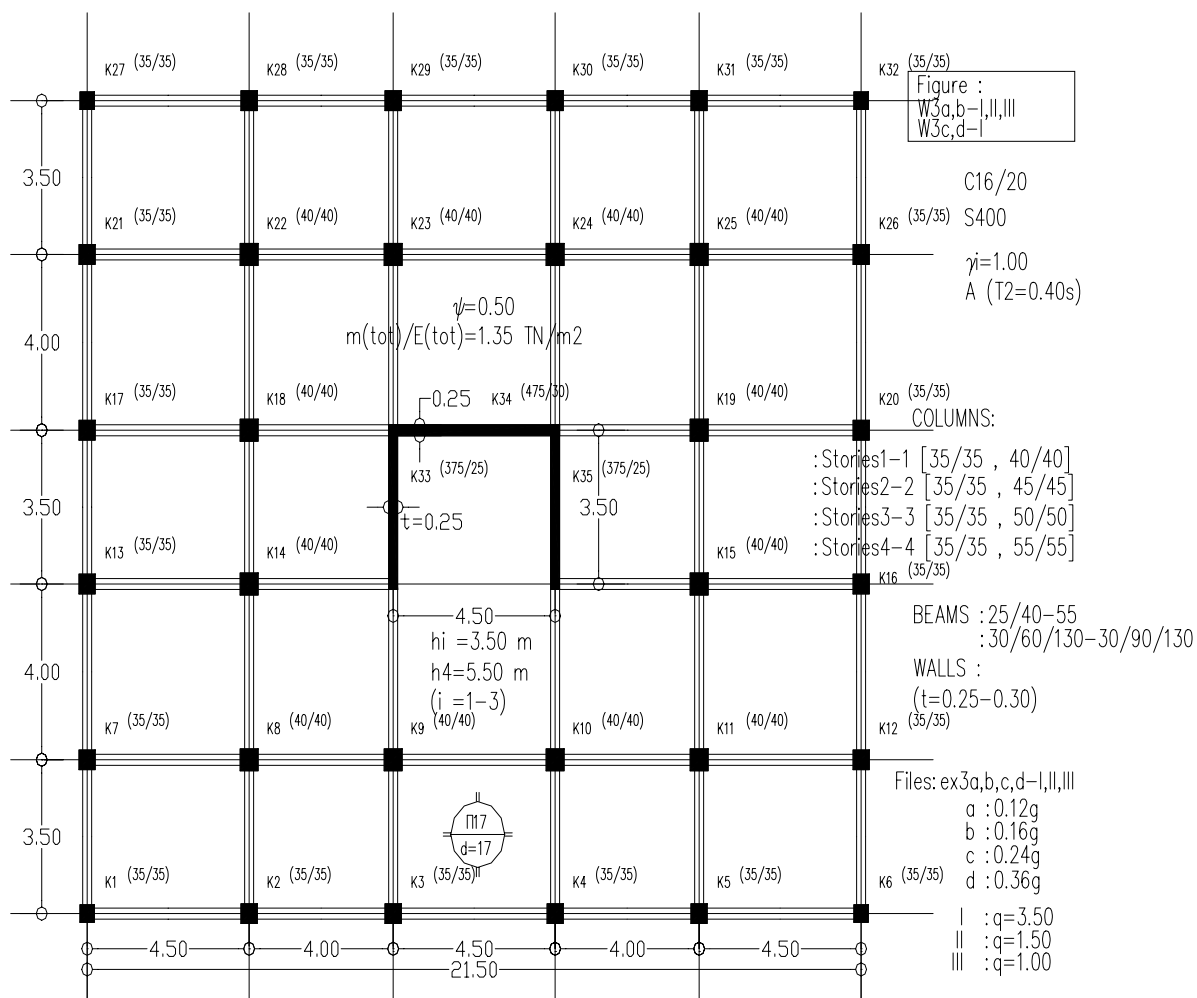
(Σημ. : Στον σεισμικό συνδυασμό ως ψ λήφθηκε αντί του $\psi=0.30$ που προβλέπεται για κατοικίες η δυσμενέστερη τιμή $\psi=0.50$)

3.6 Παράθεση αποτελεσμάτων

3.6.1 Ζώνη Ι

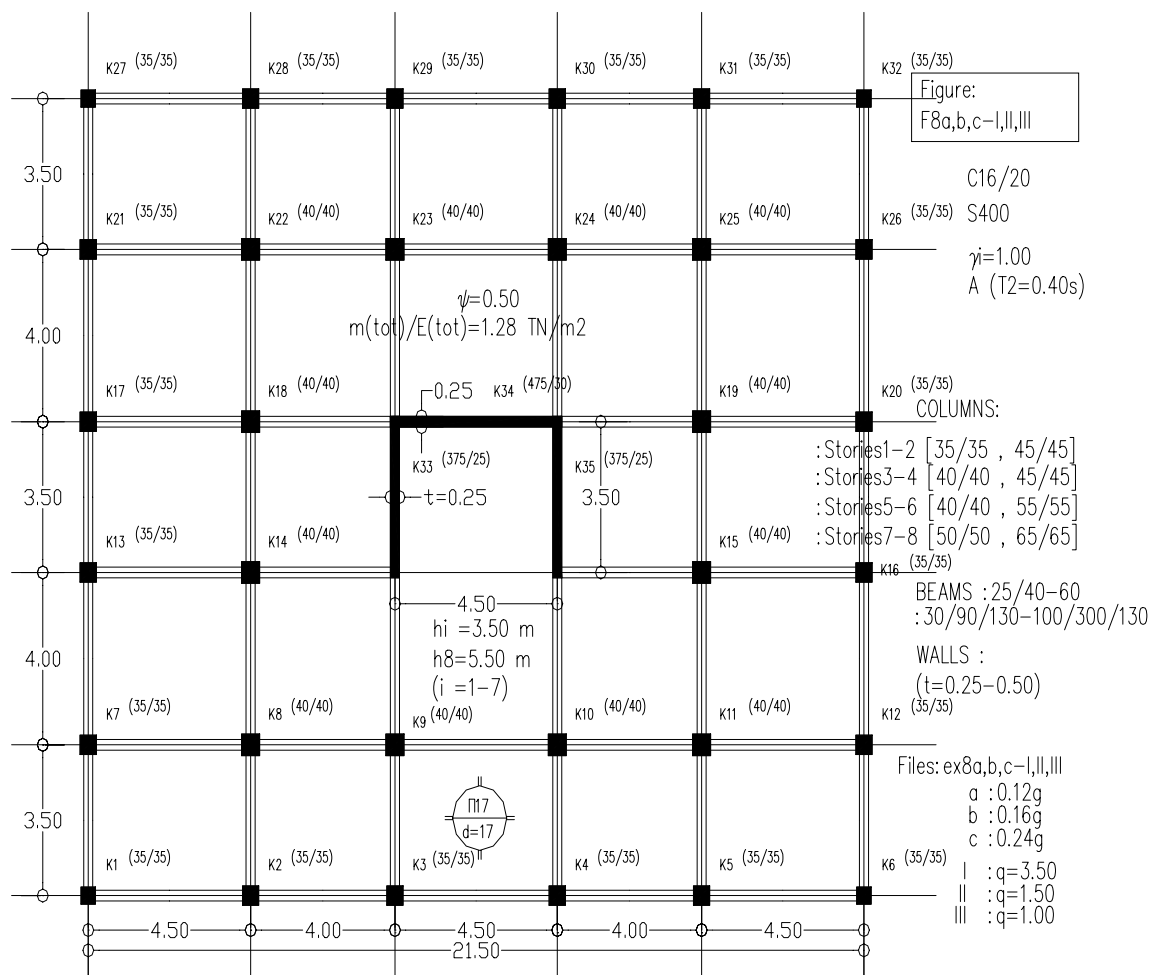
3.6.1.1 Φορείς που διερευνήθηκαν και ικανοποιούν τις απαιτήσεις της ζώνης

Figure
W3a,b-I,II,III
F8a,b,c-I,II,III
Feh8a,b,c-I,II,III
Fh10a,b,c-I,II,III



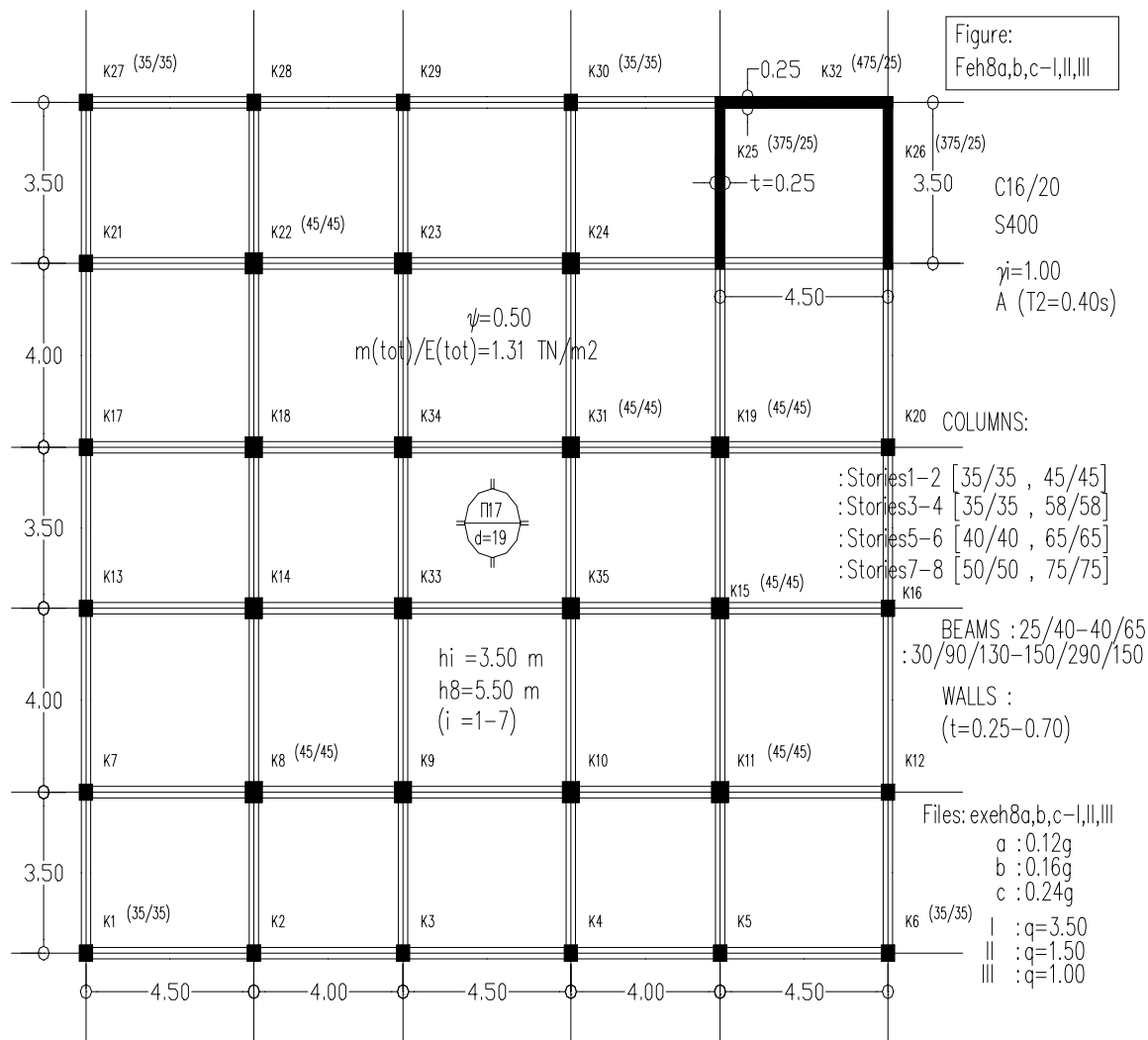
Σχ.3.6.1.1.α: Κάτοψη τυπικού ορόφου (4-όροφο, με πυρήνα κλιμακοστασίου στο κέντρο, πλαίσια Wi).

[W3a,b-I,II,III]



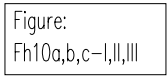
Σχ.3.6.1.1.b: Κάτοψη τυπικού ορόφου (8-όροφο, με πυρήνα κλιμακοστασίου στο κέντρο, πλαίσια Fi).

[F8a,b,c-I,II,III]



Σχ.3.6.1.1.c: Κάτοψη τυπικού ορόφου (8-όροφο-εκκ, με πυρήνα κλιμακοστασίου στη γωνία, πλαίσια Fi).

[Feh8a,b,c-I,II,III]



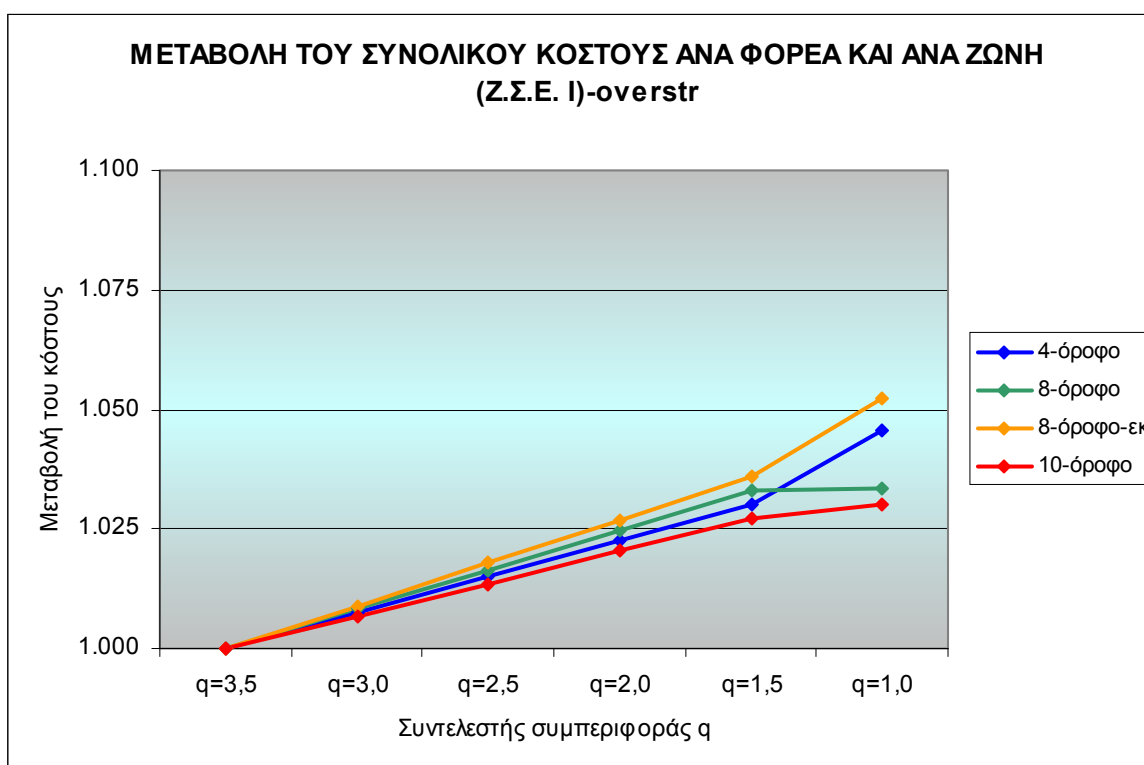
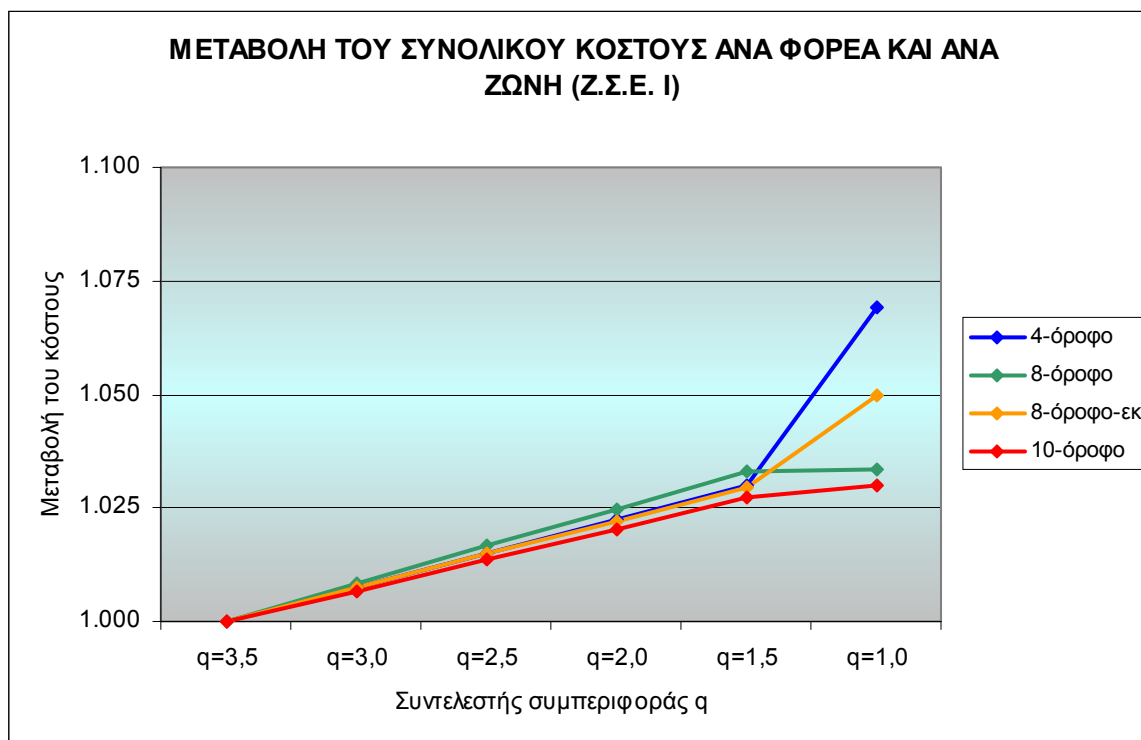
[Fh10a,b,c-I,II,III]

	Ζ.Σ.Ε. Ι											
	ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΟ ΚΕΝΤΡΟ					ΧΩΡΙΣ ΠΥΡΗΝΑ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ(ελαφρύ/βαρύ)						
	αρχεία υπολογισμων					αρχεία υπολογισμων						
	ex3a-I,I-ος		ex3a-II,II-ος		ex3a-III,III-ος		ex10a-I,I-ος		ex10a-II,II-ος		ex10a-III,III-ος	
	ex3b-I,I-ος		ex3b-II,II-ος		ex3b-III,III-ος		ex10b-I,I-ος		ex10b-II,II-ος		ex10b-III,III-ος	
	ex3c-I,I-ος		ex3c-II,II-ος		ex3c-III		ex10c-I,I-ος		ex10c-II,II-ος		ex10c-III,III-ος	
	ex3d-I,I-ος		ex3d-II,II-ος		ex3d-III							
	Τοιχώματα (Wi)					Αμιγή Πλαίσια (Fei)						
	W3a-I		W3a-II		W3a-III		F10a-I		F10a-II		F10a-III	
	όροφοι 4					όροφοι 10						
	Ελαστική πάκτωση (co=30000 KN/m3-μέσο αργιλικό έδαφος)											
	Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		
	Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)	Θεμ-ε	Ανωδ-ε	Θεμ-ε	Ανωδ-ε	(ευρώ)-ε		
	Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		
	Θεμ-os	Ανωδ-os	Θεμ-os	Ανωδ-os	(ευρώ)-os	Θεμ-β	Ανωδ-β	Θεμ-β	Ανωδ-β	(ευρώ)-β		
qf=3,50	442,85		44850		203.793,00 €	1096,03		99131		567.737,00 €		
	483,19		46632		223.505,00 €	1107,96		110810		593.203,00 €		
qf=1,50	442,85		58615		209.853,00 €	1138,57		109863		576.831,00 €		
	483,19		61837		230.198,00 €	1183,86		129628		609.283,00 €		
qf=1,00	467,49		71131		217.893,00 €	1123,25		109863		578.885,00 €		
	483,19		69888		233.742,00 €	1193,86		131095		610.956,00 €		
Πίνακας 3.6.1.1.α συγκεντρωτικός αποτελεσμάτων (Ζ.Σ.Ε. Ι)												

Ζ.Σ.Ε. Ι											
ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΟ ΚΕΝΤΡΟ(ελαφρύ)						ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΗ ΓΩΝΙΑ(ελαφρύ)					
αρχεία υπολογισμών						αρχεία υπολογισμών					
	ex8a-I,I-ος		ex8a-II,II-ος		ex8a-III,III-ος		exe8a-I,I-ik		exe8a-II,II-ik		exe8a-III,III-ik
	ex8b-I,I-ος		ex8b-II,II-ος		ex8b-III,III-ος		exe8b-I,I-ik		exe8b-II,II-ik		exe8b-III,III-ik
	ex8c-I,I-ος		ex8c-II,II-ος		ex8c-III,III-ος		exe8c-I,I-ik		exe8c-II,II-ik		exe8c-III,III-ik
Πλαίσια (Fi)						Πλαίσια (Fei)					
	F8a-I		F8a-II		F8a-III		Fe8a-I		Fe8a-II		Fe8a-III
όροφοι 8						όροφοι 8					
Ελαστική πάκτωση (co=30000 KN/m3-μέσο αργιλικό έδαφος)											
	Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
	Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)	Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)	
	Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
	Θεμ-os	Ανωδ-os	Θεμ-os	Ανωδ-os	(ευρώ)-os	Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	(ευρώ)-ikan	
qf=3,50	886,74		89932		465.550,00 €	886,22		78434		445.091,00 €	
	886,74		89932		465.550,00 €	886,22		78434		445.091,00 €	
qf=1,50	891,08		123869		480.935,00 €	886,22		97921		453.669,00 €	
	891,08		123869		480.935,00 €	886,22		101680		455.324,00 €	
qf=1,00	891,08		124318		481.133,00 €	886,22		100668		454.878,00 €	
	891,08		124318		481.133,00 €	886,22		102893		455.858,00 €	
Πίνακας 3.6.1.1.b συγκεντρωτικός αποτελεσμάτων (Ζ.Σ.Ε. Ι)											

Ζ.Σ.Ε. Ι											
ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΟ ΚΕΝΤΡΟ(βαρύ)						ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΗ ΓΩΝΙΑ(βαρύ)					
αρχεία υπολογισμών						αρχεία υπολογισμών					
	ex8a-I,I-ος		ex8a-II,II-ος		ex8a-III,III-ος		exh8a-I,I-ik		exh8a-II,II-ik		exh8a-III,III-ik
	ex8b-I,I-ος		ex8b-II,II-ος		ex8b-III,III-ος		exh8b-I,I-ik		exh8b-II,II-ik		exh8b-III,III-ik
	ex8c-I,I-ος		ex8c-II,II-ος		ex8c-III,III-ος		exh8c-I,I-ik		exh8c-II,II-ik		exh8c-III,III-ik
Πλαίσια (Fi)						Πλαίσια (Fehi)					
	F8a-I		F8a-II		F8a-III		Feh8a-I		Feh8a-II		Feh8a-III
όροφοι 8						όροφοι 8					
Ελαστική πάκτωση (co=30000 KN/m3-μέσο αργιλικό έδαφος)											
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)		Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)	
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ-os	Ανωδ-os	Θεμ-os	Ανωδ-os	(ευρώ)-os		Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	(ευρώ)-ikan	
qf=3,50	886,74		95107		474.663,00 €	951,58		102718			514.704,00 €
	969,56		101061		519.174,00 €	951,58		102718			514.704,00 €
qf=1,50	914,64		133160		494.280,00 €	967,92		133547			529.954,00 €
	973,07		139608		536.503,00 €	967,92		140836			533.162,00 €
qf=1,00	1027,81		157039		516.415,00 €	969,44		133804			540.223,00 €
	1108,08		167025		562.440,00 €	969,44		136789			541.537,00 €
Πίνακας 3.6.1.1.ε συγκεντρωτικός αποτελεσμάτων (Ζ.Σ.Ε. Ι)											

3.6.1.2 Διαγράμματα κόστους ανά τύπο φορέα

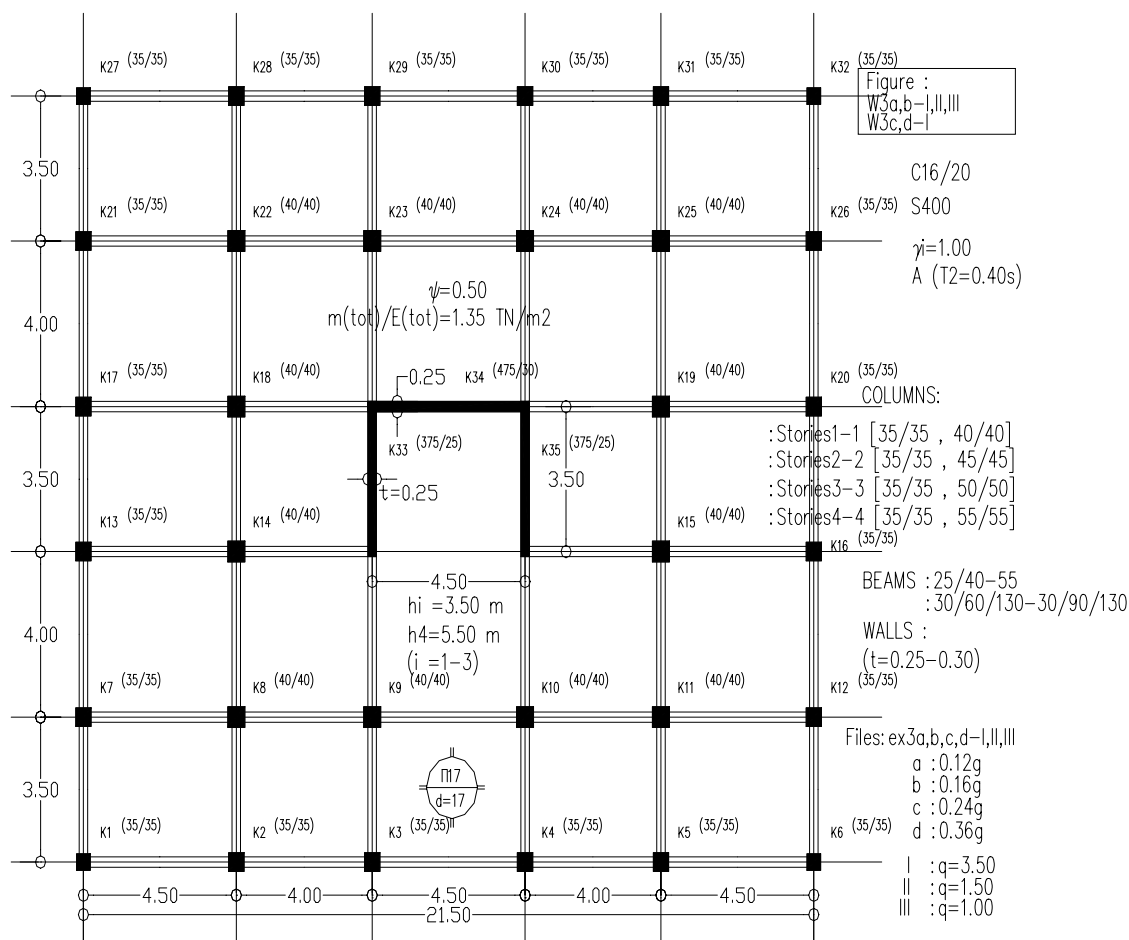


Διάγρ.3.6.1.2.α: Μεταβολή του συνολικού κόστους για κάθε τύπο φορέα (Ζ.Σ.Ε. Ι)

3.6.2 Ζώνη II

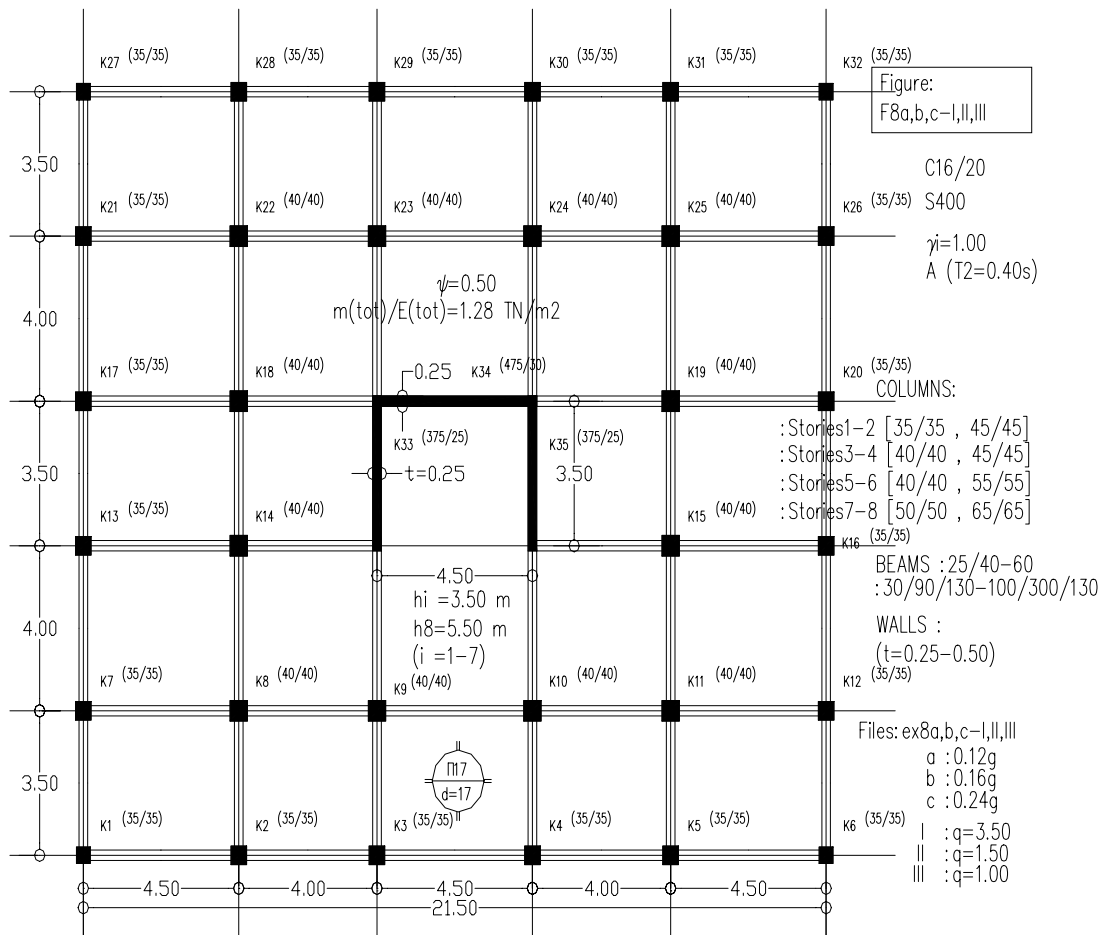
3.6.2.1 Φορείς που διερευνήθηκαν και ικανοποιούν τις απαιτήσεις της ζώνης

Figure
W3a,b-I,II,III
F8a,b,c-I,II,III
Feh8a,b,c-I,II,III
Fh10a,b,c-I,II,III



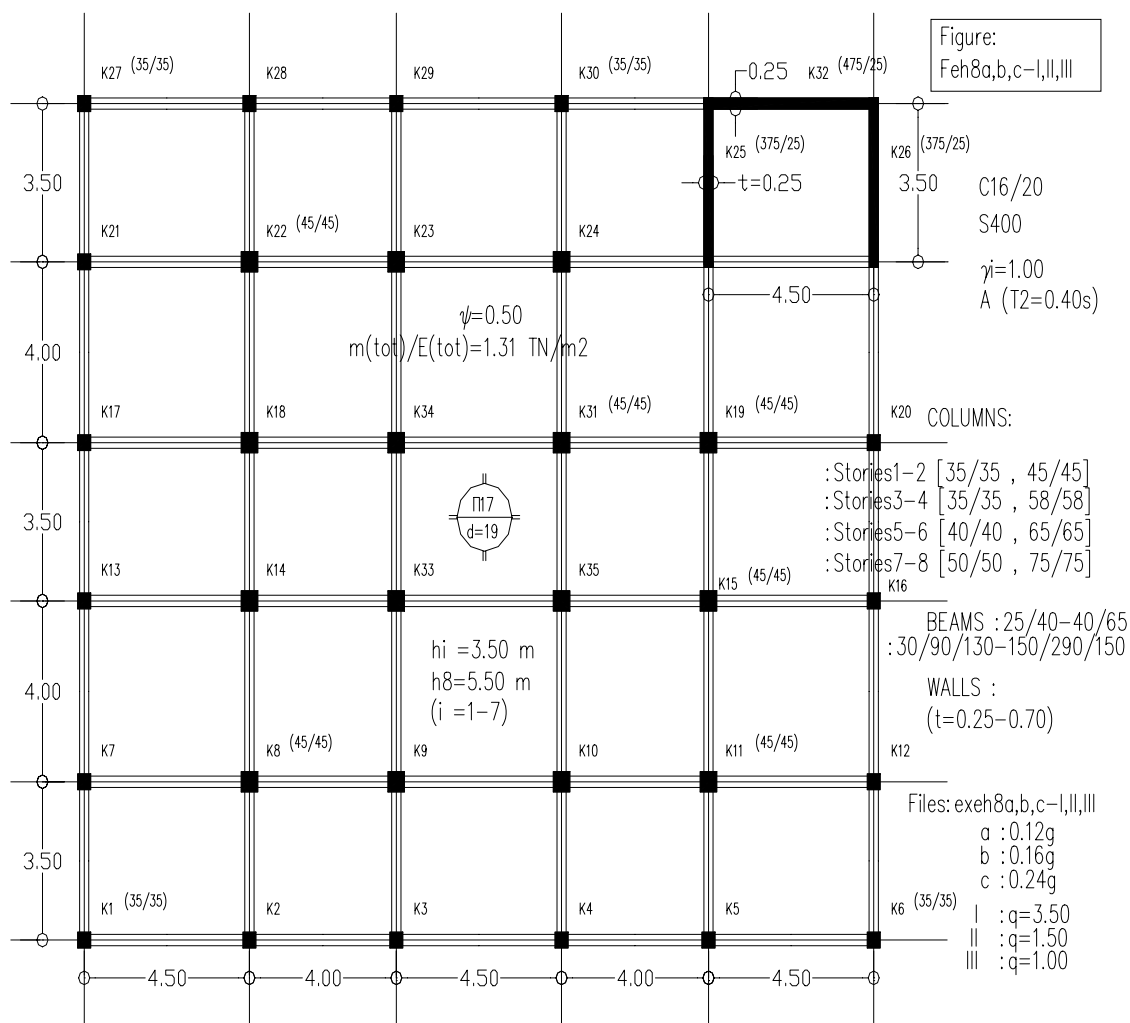
Σχ.3.6.2.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου (4-όροφο, με πυρήνα κλιμακοστασίου στο κέντρο, πλαίσια Wi).

[W3a,b-I,II,III]



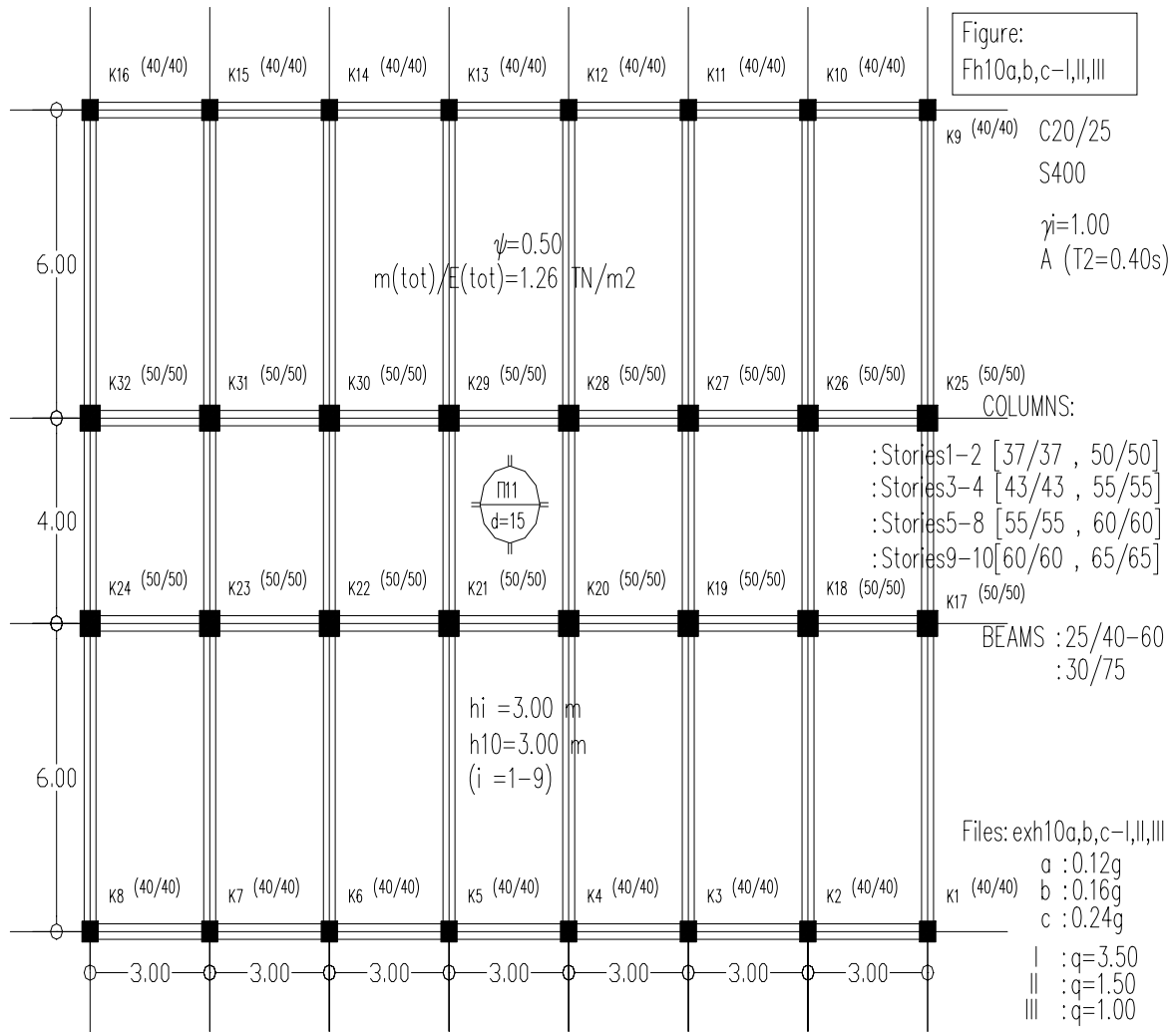
Σχ.3.6.2.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου (8-όροφο, με πυρήνα κλιμακοστασίου στο κέντρο, πλαίσια Fi).

[F8a,b,c-I,II,III]



Σχ.3.6.2.3: Κάτοψη τυπικού ορόφου (8-όροφο-εκκ, με πυρήνα κλιμακοστασίου στη γωνία, πλαίσια Fi).

[Feh8a,b,c-I,II,III]



Σχ.3.6.2.4: Κάτοψη τυπικού ορόφου (10-όροφο, χωρίς πυρήνα κλιμακοστασίου, αμγή πλαίσια Fj).

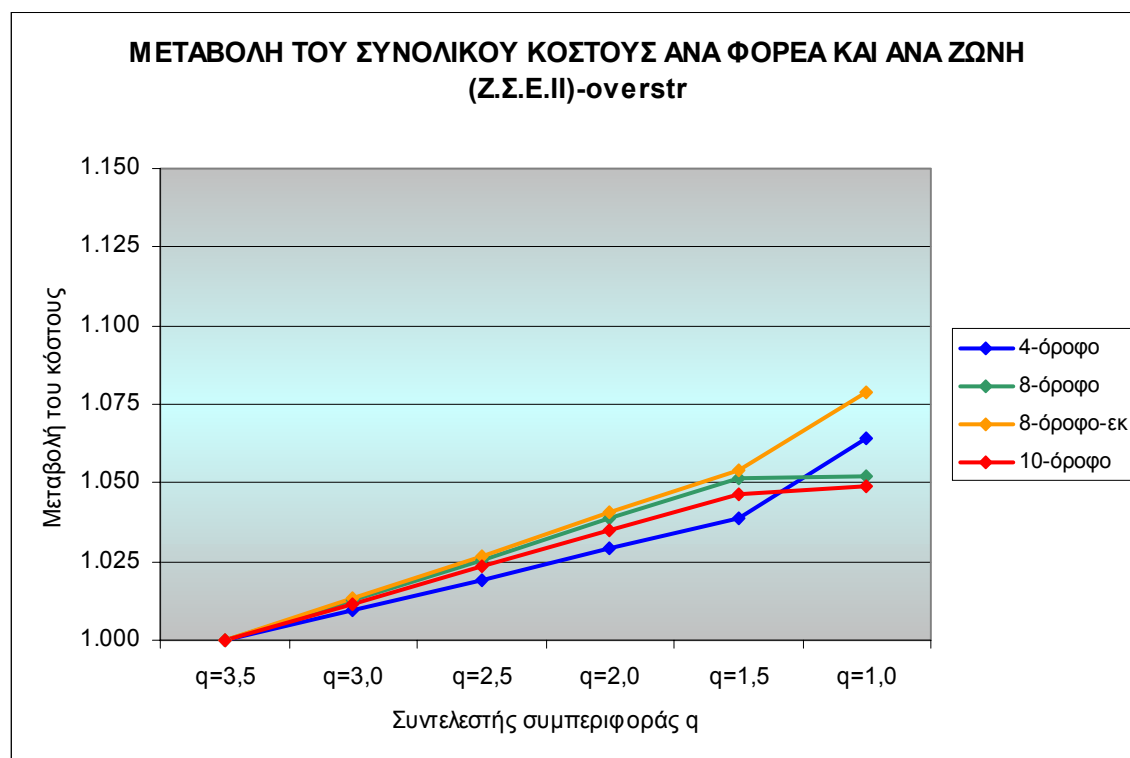
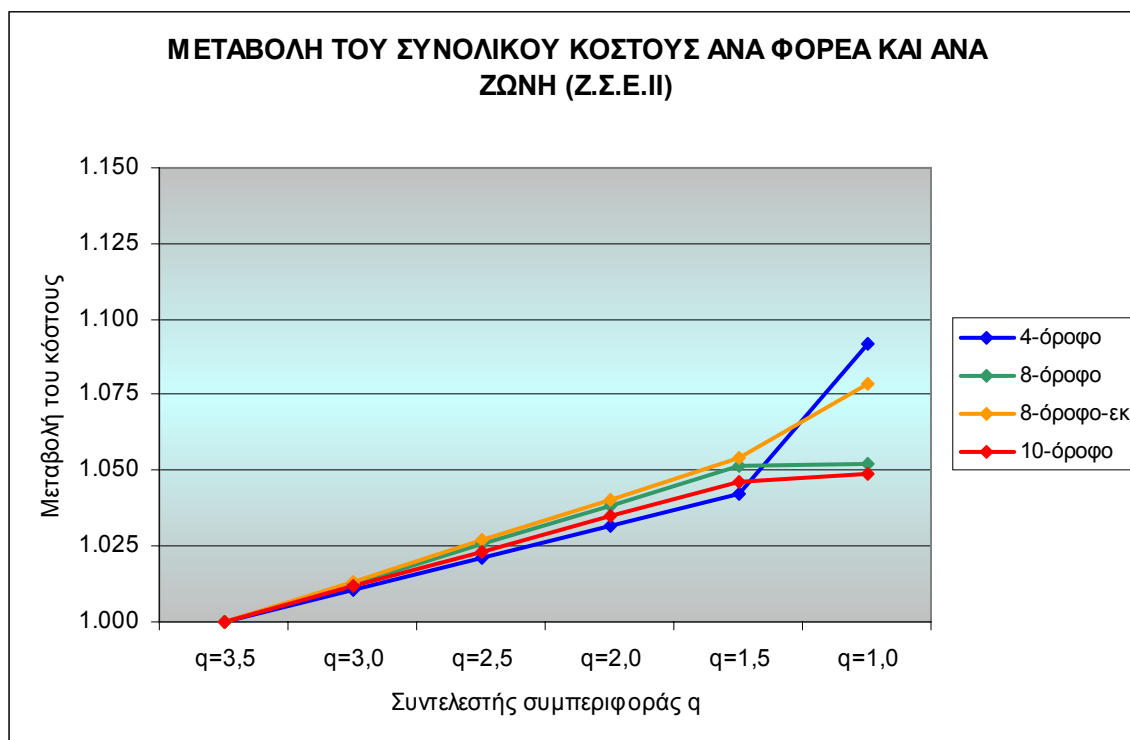
[Fh10a,b,c-I,II,III]

Ζ.Σ.Ε. II											
ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΟ ΚΕΝΤΡΟ						ΧΩΡΙΣ ΠΥΡΗΝΑ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ (ελαφρύ/βαρύ)					
αρχεία υπολογισμών						αρχεία υπολογισμών					
	ex3a-I,I-ος		ex3a-II,II-ος		ex3a-III,III-ος		ex10a-I,I-ος		ex10a-II,II-ος		ex10a-III,III-ος
	ex3b-I,I-ος		ex3b-II,II-ος		ex3b-III,III-ος		ex10b-I,I-ος		ex10b-II,II-ος		ex10b-III,III-ος
	ex3c-I,I-ος		ex3c-II,II-ος		ex3c-III		ex10c-I,I-ος		ex10c-II,II-ος		ex10c-III,III-ος
	ex3d-I,I-ος		ex3d-II,II-ος		ex3d-III						
Τοιχώματα (Wi)						Αμιγή Πλαίσια (Fei)					
	W3b-I		W3b-II		W3b-III		F10b-I		F10b-II		F10b-III
όροφοι 4						όροφοι 10					
Ελαστική πάκτωση (co=30000 KN/m3-μέσο αργιλικό έδαφος)											
Σκυρόδεμα (m3)	Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος			Σκυρόδεμα (m3)	Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		
Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)		Θεμ-ε	Ανωδ-ε	Θεμ-ε	Ανωδ-ε	(ευρώ)-ε	
Σκυρόδεμα (m3)	Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος			Σκυρόδεμα (m3)	Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		
Θεμ-os	Ανωδ-os	Θεμ-os	Ανωδ-os	(ευρώ)-os		Θεμ-β	Ανωδ-β	Θεμ-β	Ανωδ-β	(ευρώ)-ε	
qf=3,50	442,85		49080	211.241,00 €		1131,47		113286		607.222,00 €	
	483,19		50865	230.958,00 €		1116,18		122684		617.489,00 €	
qf=1,50	443,65		69345	220.244,00 €		1156,43		138660		620.956,00 €	
	483,19		71134	239.881,00 €		1220,81		163546		646.223,00 €	
qf=1,00	467,93		87393	230.683,00 €		1166,79		144840		624.741,00 €	
	483,19		84481	245.756,00 €		1212,42		168448		647.519,00 €	
Πίνακας 3.6.2.1.α συγκεντρωτικός αποτελεσμάτων (Ζ.Σ.Ε. II)											

Ζ.Σ.Ε. II											
ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΟ ΚΕΝΤΡΟ(ελαφρύ)						ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΗ ΓΩΝΙΑ(ελαφρύ)					
αρχεία υπολογισμών						αρχεία υπολογισμών					
	ex8a-I,I-ος		ex8a-II,II-ος		ex8a-III,III-ος		exe8a-I,I-ik		exe8a-II,II-ik		exe8a-III,III-ik
	ex8b-I,I-ος		ex8b-II,II-ος		ex8b-III,III-ος		exe8b-I,I-ik		exe8b-II,II-ik		exe8b-III,III-ik
	ex8c-I,I-ος		ex8c-II,II-ος		ex8c-III,III-ος		exe8c-I,I-ik		exe8c-II,II-ik		exe8c-III,III-ik
Πλαίσια (Fi)						Πλαίσια (Fei)					
	F8b-I		F8b-II		F8b-III		Fe8b-I		Fe8b-II		Fe8b-III
όροφοι 8						όροφοι 8					
Ελαστική πάκτωση (co=30000 KN/m3-μέσο αργιλικό έδαφος)											
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)		Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)	
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ-os	Ανωδ-os	Θεμ-os	Ανωδ-os	(ευρώ)-os		Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	(ευρώ)-ikan	
qf=3,50	891,08		103048		490.428,00 €	886,22		84624		455.990,00 €	
	891,08		103048		490.428,00 €	886,22		84624		455.990,00 €	
qf=1,50	908,33		156374		515.675,00 €	897,27		118865		472.198,00 €	
	908,33		156374		515.675,00 €	897,27		127915		476.182,00 €	
qf=1,00	908,33		157434		516.141,00 €	899,96		124401		474.912,00 €	
	908,33		157434		516.141,00 €	899,96		128176		476.573,00 €	
Πίνακας 3.6.2.1.b συγκεντρωτικός αποτελεσμάτων (Ζ.Σ.Ε.II)											

Ζ.Σ.Ε. II											
ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΟ ΚΕΝΤΡΟ(βαρύ)						ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΗ ΓΩΝΙΑ(βαρύ)					
αρχεία υπολογισμών						αρχεία υπολογισμών					
	ex8a-I,I-ος		ex8a-II,II-ος		ex8a-III,III-ος		exh8a-I,I-ik		exh8a-II,II-ik		exh8a-III,III-ik
	ex8b-I,I-ος		ex8b-II,II-ος		ex8b-III,III-ος		exh8b-I,I-ik		exh8b-II,II-ik		exh8b-III,III-ik
	ex8c-I,I-ος		ex8c-II,II-ος		ex8c-III,III-ος		exh8c-I,I-ik		exh8c-II,II-ik		exh8c-III,III-ik
Πλαίσια (Fi)						Πλαίσια (Fehi)					
	F8b-I		F8b-II		F8b-III		Feh8b-I		Feh8b-II		Feh8b-III
όροφοι 8						όροφοι 8					
Ελαστική πάκτωση (co=30000 KN/m3-μέσο αργιλικό έδαφος)											
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)		Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)	
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ-os	Ανωδ-os	Θεμ-os	Ανωδ-os	(ευρώ)-os		Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	(ευρώ)-ikan	
qf=3,50	902,07		108866		505.188,00 €	952,79		114587		536.101,00 €	
	972,89		111307		538.583,00 €	952,79		114587		536.101,00 €	
qf=1,50	1057,27		185760		554.979,00 €	994,95		170543		565.063,00 €	
	1108,08		187650		586.076,00 €	1021,79		181504		572.645,00 €	
qf=1,00	1131,63		205629		571.363,00 €	1012,01		174143		578.400,00 €	
	1369,83		240032		616.020,00 €	1013,64		178931		580.675,00 €	
Πίνακας 3.6.2.1.ε συγκεντρωτικός αποτελεσμάτων (Ζ.Σ.Ε.II)											

3.6.2.2 Διαγράμματα κόστους ανά τύπο φορέα

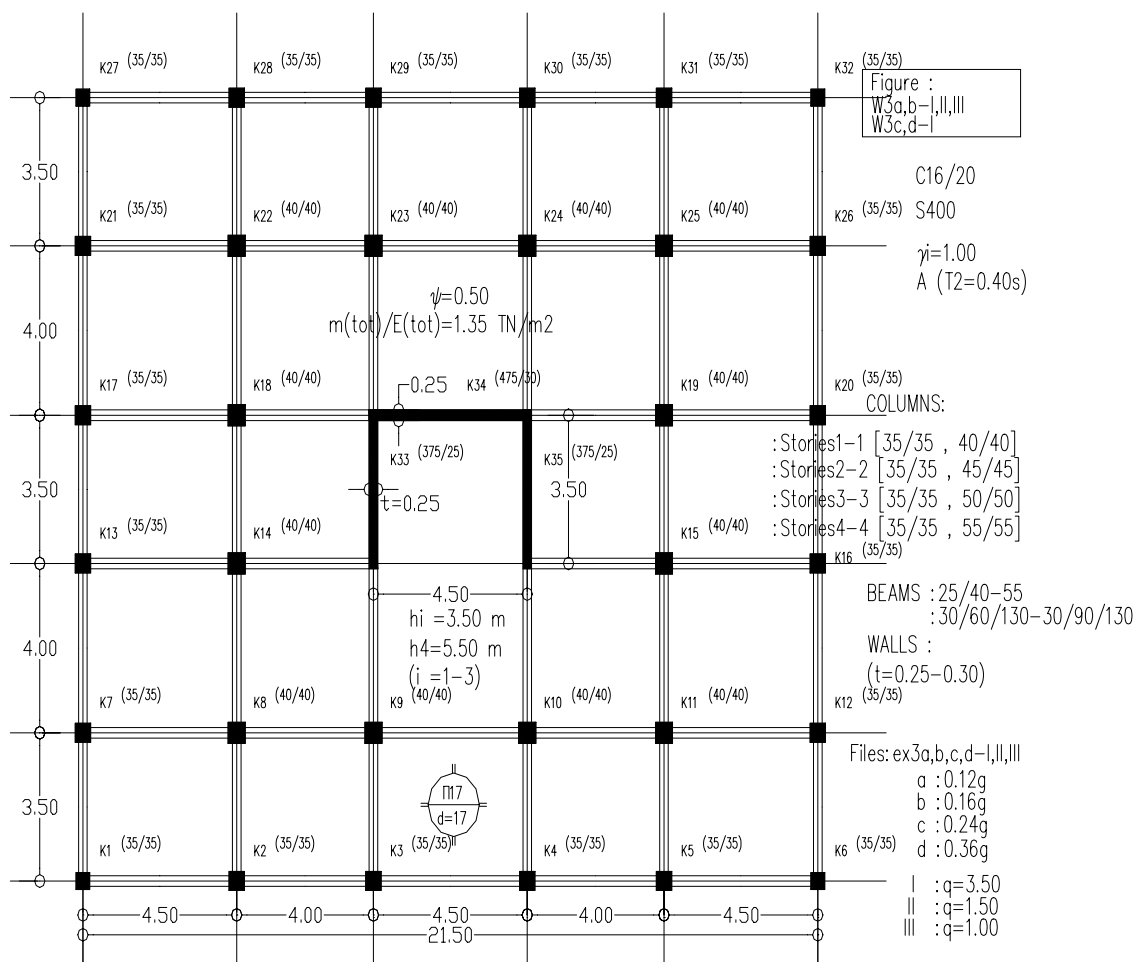


Διάγρ.3.6.2.2.α: Μεταβολή του συνολικού κόστους για κάθε τύπο φορέα (Ζ.Σ.Ε. II)

3.6.3 Ζώνη III

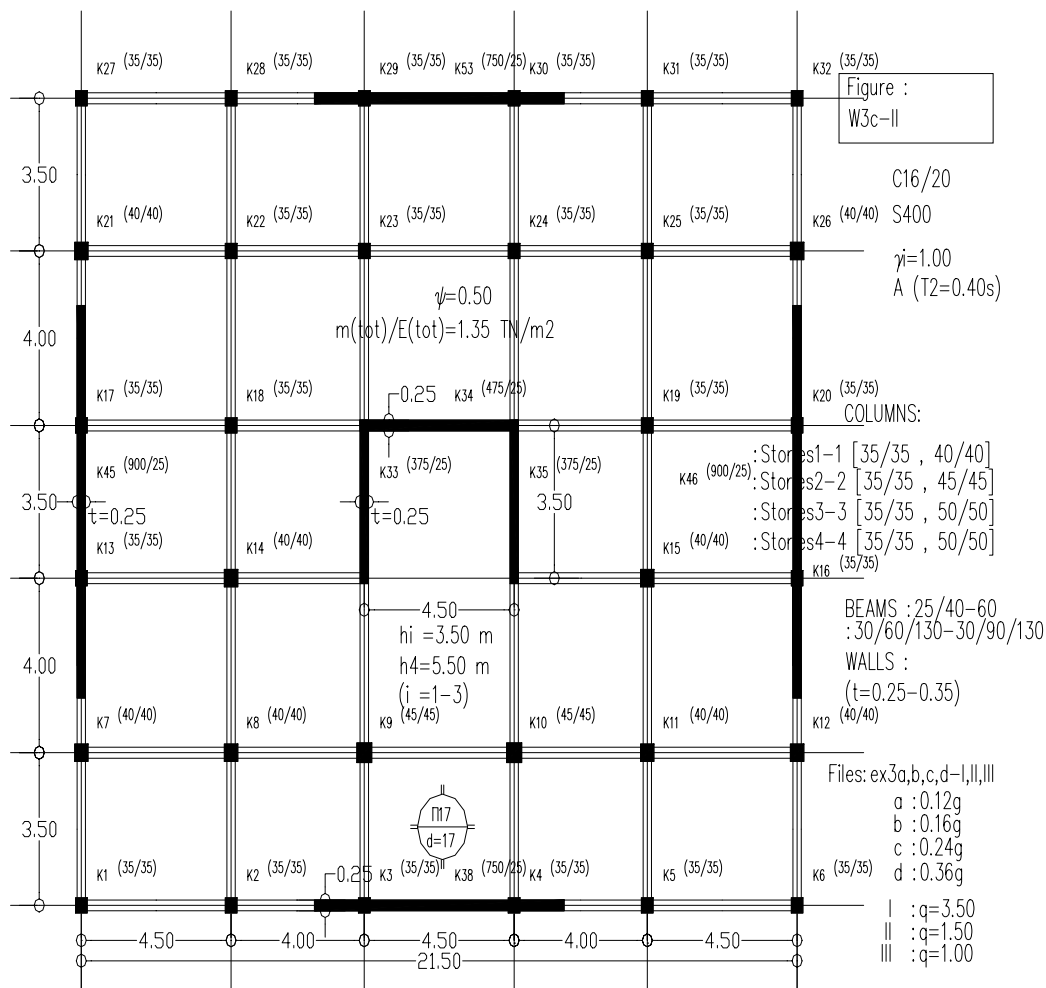
3.6.3.1 Φορείς που διερευνήθηκαν και ικανοποιούν τις απαιτήσεις της ζώνης

Figure
W3c,d-I
W3c-II
W3c-III
F8a,b,c-I,II,III
Feh8a,b,c-I,II,III
Fh10a,b,c-I,II,III



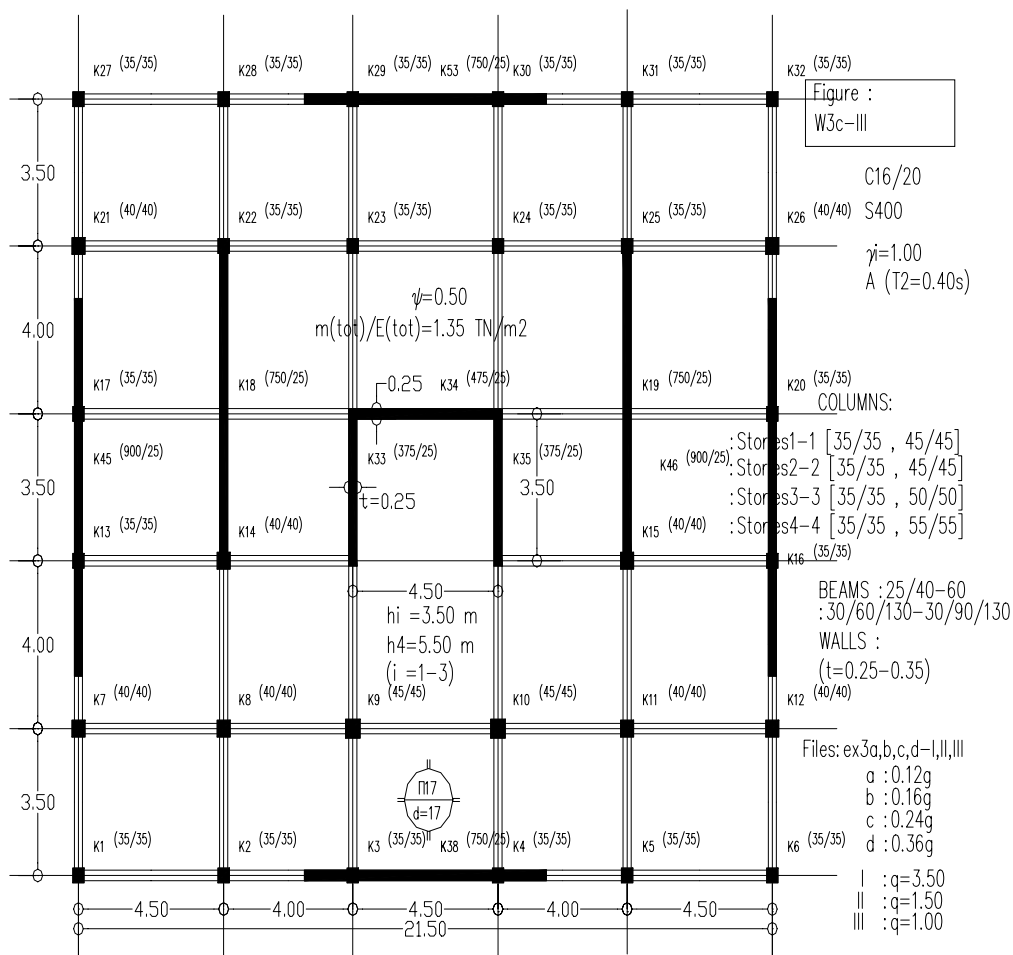
Σχ.3.6.3.1α: Κάτοψη τυπικού ορόφου (4-όροφo, με πυρήνα κλιμακοστασίου στο κέντρο, πλαίσια Wi).

[W3c,d-I]



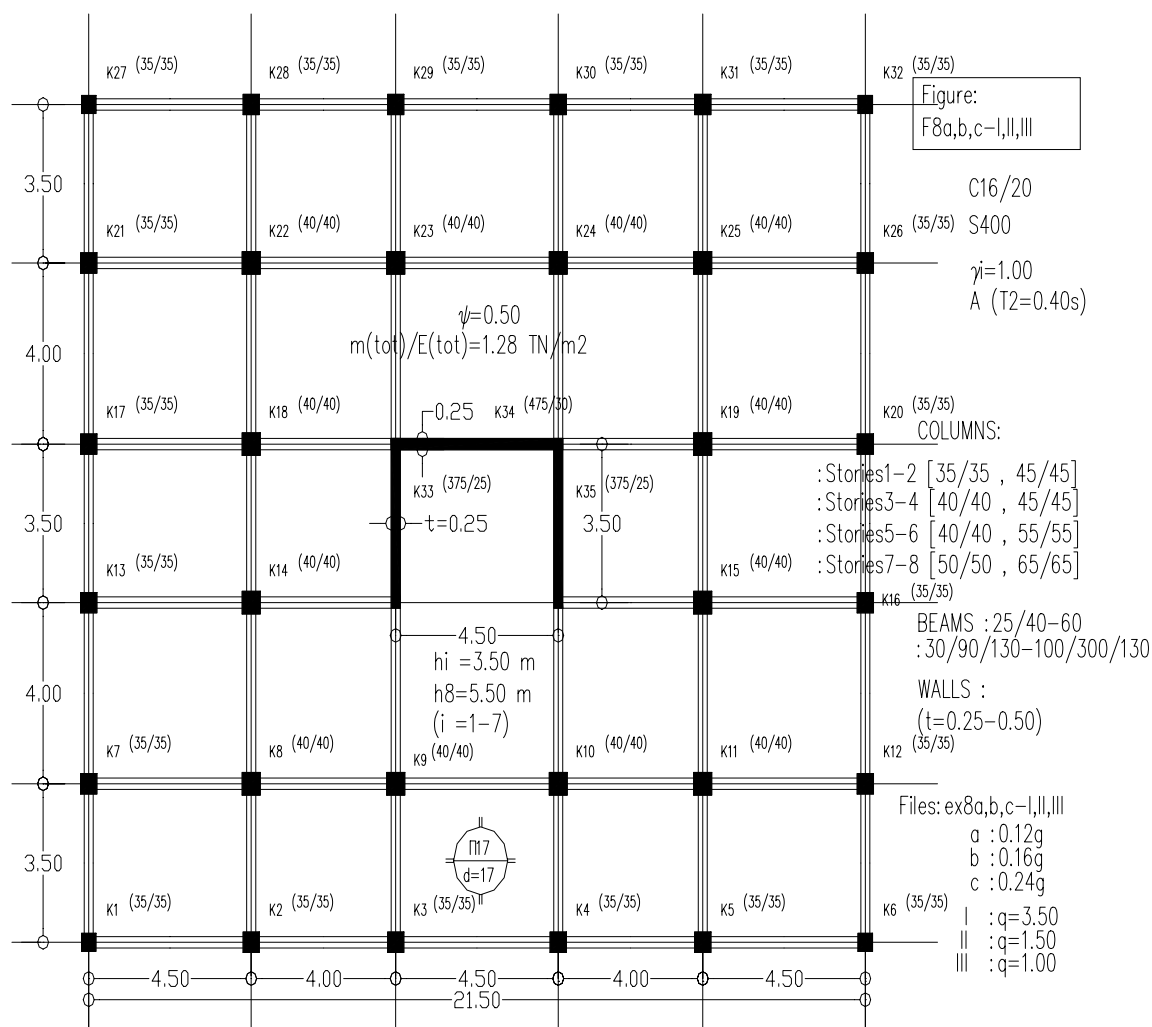
Σχ.3.6.3.1b: Κάτοψη τυπικού ορόφου (4-όροφo, με πυρήνα κλιμακoσταςίoυ στο κέντρο, τοιχώματα W_i).

[W3c,-II]



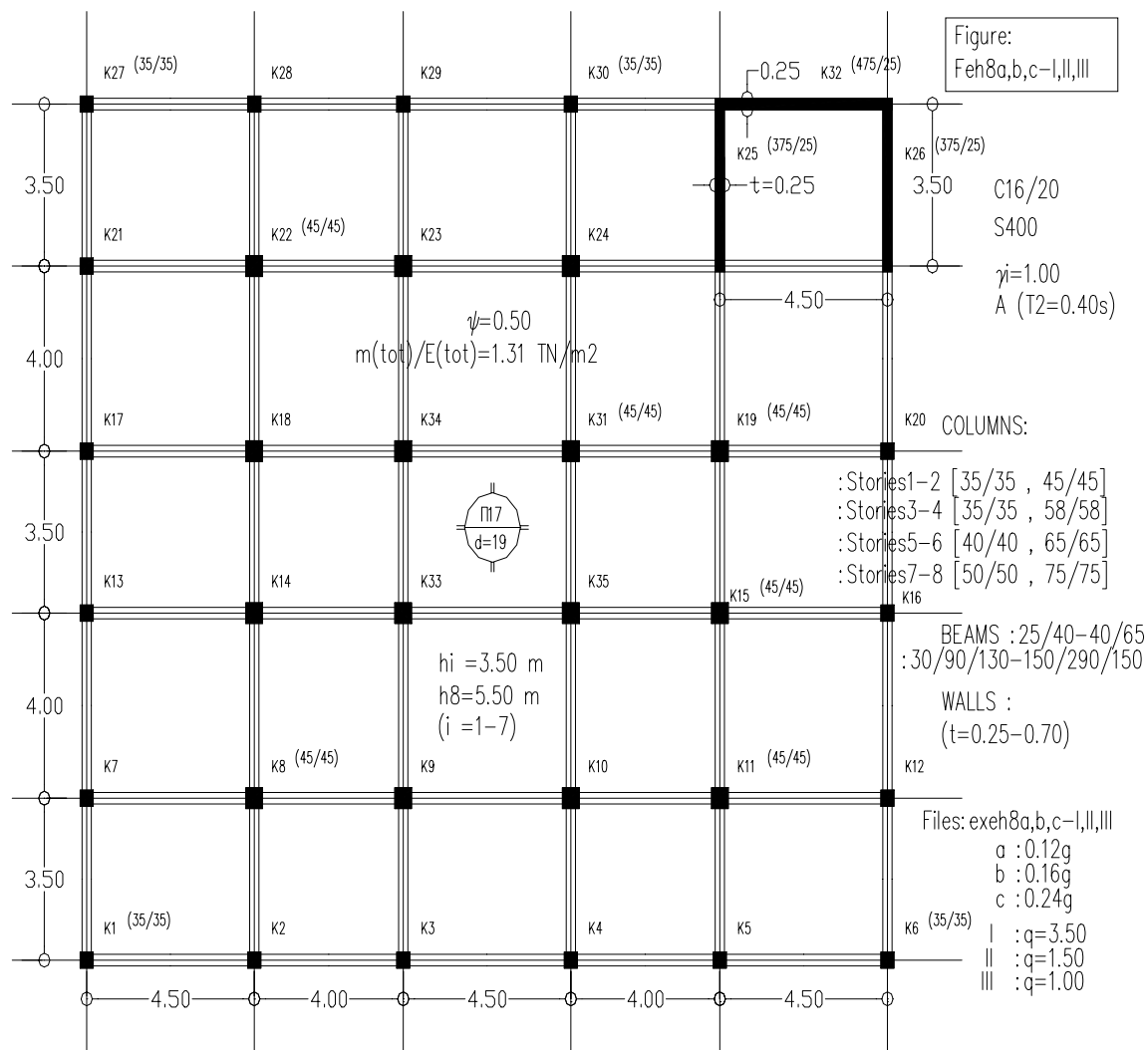
Σχ.3.6.3.1.c: Κάτοψη τυπικού ορόφου (4-όροφο, με πυρήνα κλιμακοστασίου στο κέντρο, τοιχώματα Wi).

[W3c-III]



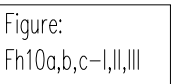
Σχ.3.6.3.1.d: Κάτοψη τυπικού ορόφου (8-όροφου, με πυρήνα κλιμακοστασίου στο κέντρο, πλαίσια Fi).

[F8a,b,c-I,II,III]



Σχ.3.6.3.1.ε: Κάτοψη τυπικού ορόφου (8-όροφο, με πυρήνα κλιμακοστασίου στη γωνία, πλαίσια Fei).

[Feh8a,b,c-I,II,III]



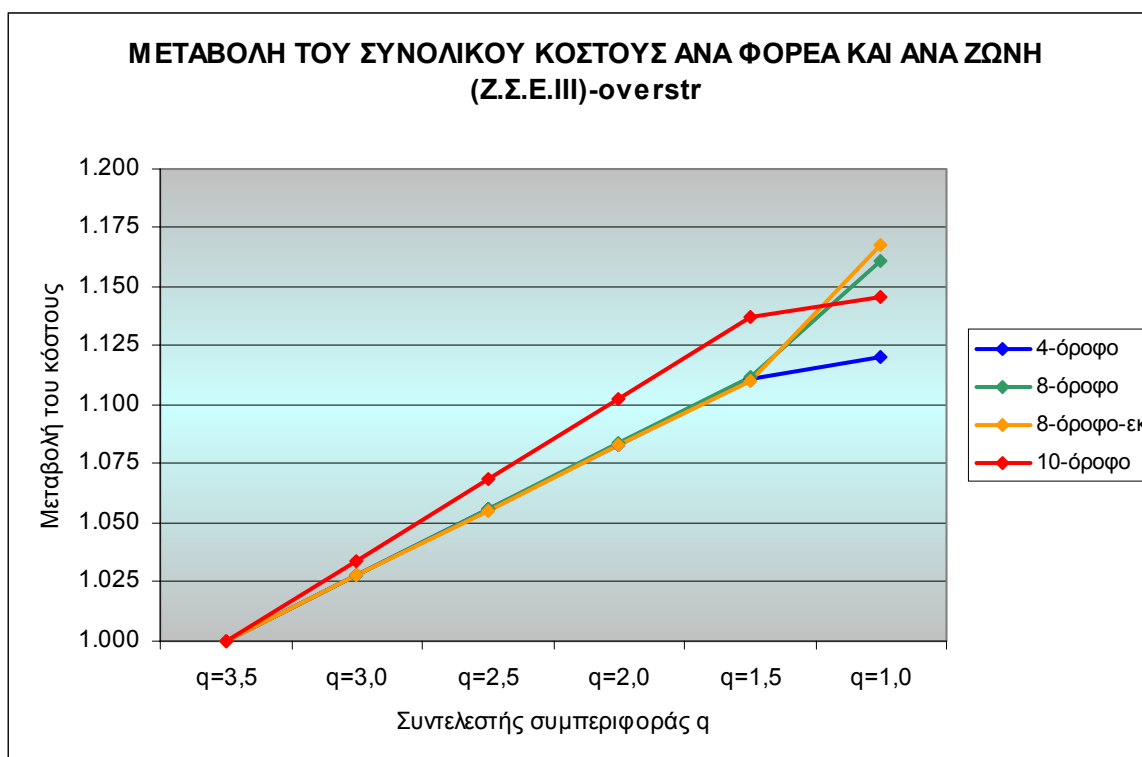
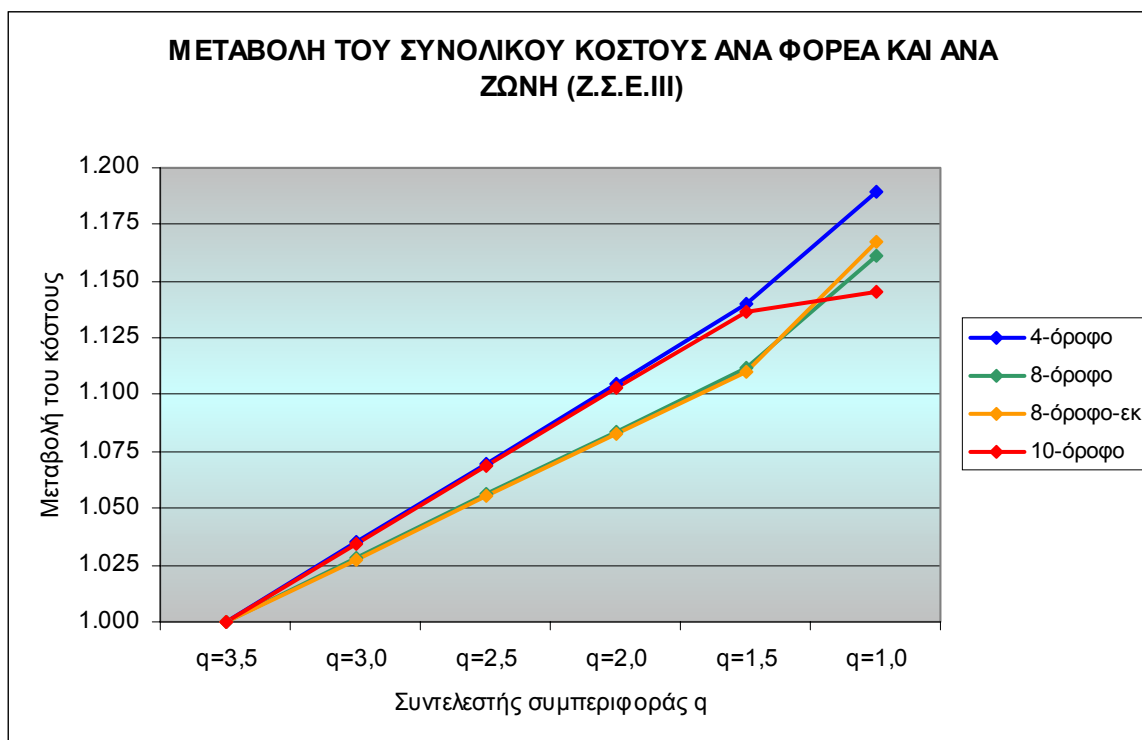
[Fh10a,b,c-I,II,III]

Ζ.Σ.Ε. III											
ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΟ ΚΕΝΤΡΟ						ΧΩΡΙΣ ΠΥΡΗΝΑ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ (ελαφρύ/βαρύ)					
αρχεία υπολογισμών						αρχεία υπολογισμών					
	ex3a-I,I-ος		ex3a-II,II-ος		ex3a-III,III-ος		ex10a-I,I-ος		ex10a-II,II-ος		ex10a-III,III-ος
	ex3b-I,I-ος		ex3b-II,II-ος		ex3b-III,III-ος		ex10b-I,I-ος		ex10b-II,II-ος		ex10b-III,III-ος
	ex3c-I,I-ος		ex3c-II,II-ος		ex3c-III		ex10c-I,I-ος		ex10c-II,II-ος		ex10c-III,III-ος
	ex3d-I,I-ος		ex3d-II,II-ος		ex3d-III						
Τοιχώματα (Wi)						Αμιγή Πλαίσια (Fei)					
	W3c-I		W3c-II		W3c-III		F10c-I		F10c-II		F10c-III
όροφοι 4						όροφοι 10					
Ελαστική πάκτωση (co=30000 KN/m3-μέσο αργιλικό έδαφος)											
Σκυρόδεμα (m3)	Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος			Σκυρόδεμα (m3)	Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		
Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)		Θεμ-ε	Ανωδ-ε	Θεμ-ε	Ανωδ-ε	(ευρώ)-ε	
Σκυρόδεμα (m3)	Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος			Σκυρόδεμα (m3)	Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		
Θεμ-os	Ανωδ-os	Θεμ-os	Ανωδ-os	(ευρώ)-os		Θεμ-β	Ανωδ-β	Θεμ-β	Ανωδ-β	(ευρώ)-ε	
qf=3,50	446,54		60198		232.334,00 €	1171,96		132874		658.349,00 €	
	487,94		60480		249.840,00 €	1202,47		147178		696.071,00 €	
qf=1,50	588,36		100836		264.790,00 €	1548,73		211054		731.464,00 €	
	544,76		110259		277.590,00 €	1665,30		255792		791.423,00 €	
qf=1,00	639,04		115315		276.370,00 €	1600,86		242513		750.667,00 €	
					279.815,00 €	1665,30		269562		497.485,00 €	
Πίνακας 3.6.3.1.α συγκεντρωτικός αποτελεσμάτων (Ζ.Σ.Ε. III)											

Ζ.Σ.Ε. III											
ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΟ ΚΕΝΤΡΟ(ελαφρύ)						ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΗ ΓΩΝΙΑ(ελαφρύ)					
αρχεία υπολογισμών						αρχεία υπολογισμών					
	ex8a-I,I-ος		ex8a-II,II-ος		ex8a-III,III-ος		exe8a-I,I-ik		exe8a-II,II-ik		exe8a-III,III-ik
	ex8b-I,I-ος		ex8b-II,II-ος		ex8b-III,III-ος		exe8b-I,I-ik		exe8b-II,II-ik		exe8b-III,III-ik
	ex8c-I,I-ος		ex8c-II,II-ος		ex8c-III,III-ος		exe8c-I,I-ik		exe8c-II,II-ik		exe8c-III,III-ik
Πλαίσια (Fi)						Πλαίσια (Fei)					
	F8c-I		F8c-II		F8c-III		Fe8c-I		Fe8c-II		Fe8c-III
όροφοι 8						όροφοι 8					
Ελαστική πάκτωση (co=30000 KN/m3-μέσο αργιλικό έδαφος)											
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)		Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)	
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ-os	Ανωδ-os	Θεμ-os	Ανωδ-os	(ευρώ)-os		Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	(ευρώ)-ikan	
qf=3,50	910,34		136050		556.452,00 €	897,27		104710			495.898,00 €
	910,34		136050		556.452,00 €	897,27		104710			495.898,00 €
qf=1,50	1060,55		242705		618.831,00 €	962,69		188989			539.718,00 €
	1060,55		242705		618.831,00 €	978,73		201658			546.942,00 €
qf=1,00	1173,92		278525		646.244,00 €	962,69		195771			542.703,00 €
	1173,92		278525		646.244,00 €	978,73		211227			551.155,00 €
Πίνακας 3.6.3.1.b συγκεντρωτικός αποτελεσμάτων (Ζ.Σ.Ε.III)											

Ζ.Σ.Ε. III											
ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΟ ΚΕΝΤΡΟ(βαρύ)						ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΗ ΓΩΝΙΑ(βαρύ)					
αρχεία υπολογισμών						αρχεία υπολογισμών					
	ex8a-I,I-ος		ex8a-II,II-ος		ex8a-III,III-ος		exh8a-I,I-ik		exh8a-II,II-ik		exh8a-III,III-ik
	ex8b-I,I-ος		ex8b-II,II-ος		ex8b-III,III-ος		exh8b-I,I-ik		exh8b-II,II-ik		exh8b-III,III-ik
	ex8c-I,I-ος		ex8c-II,II-ος		ex8c-III,III-ος		exh8c-I,I-ik		exh8c-II,II-ik		exh8c-III,III-ik
Πλαίσια (Fi)						Πλαίσια (Fehi)					
	F8c-I		F8c-II		F8c-III		Feh8c-I		Feh8c-II		Feh8c-III
όροφοι 8						όροφοι 8					
Ελαστική πάκτωση (co=30000 KN/m3-μέσο αργιλικό έδαφος)											
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)		Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)	
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ-os	Ανωδ-os	Θεμ-os	Ανωδ-os	(ευρώ)-os		Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	Θεμ-ikan	Ανωδ-ikan	(ευρώ)-ikan	
qf=3,50	978,28		150080		609.070,00 €	1009,94		146546		615.855,00 €	
	1158,97		163472		706.889,00 €	1009,94		146546		615.855,00 €	
qf=1,50	1110,32		260811		671.377,00 €	1199,90		256439		683.742,00 €	
	1370,07		295157		786.541,00 €	1261,60		279281		700.135,00 €	
qf=1,00	1214,43		294189		696.764,00 €	1323,71		307493		718.934,00 €	
	1461,93		356868		823.142,00 €	1400,30		350341		745.663,00 €	
Πίνακας 3.6.3.1.c συγκεντρωτικός αποτελεσμάτων (Ζ.Σ.Ε.III)											

3.6.3.2 Διαγράμματα κόστους ανά τύπο φορέα

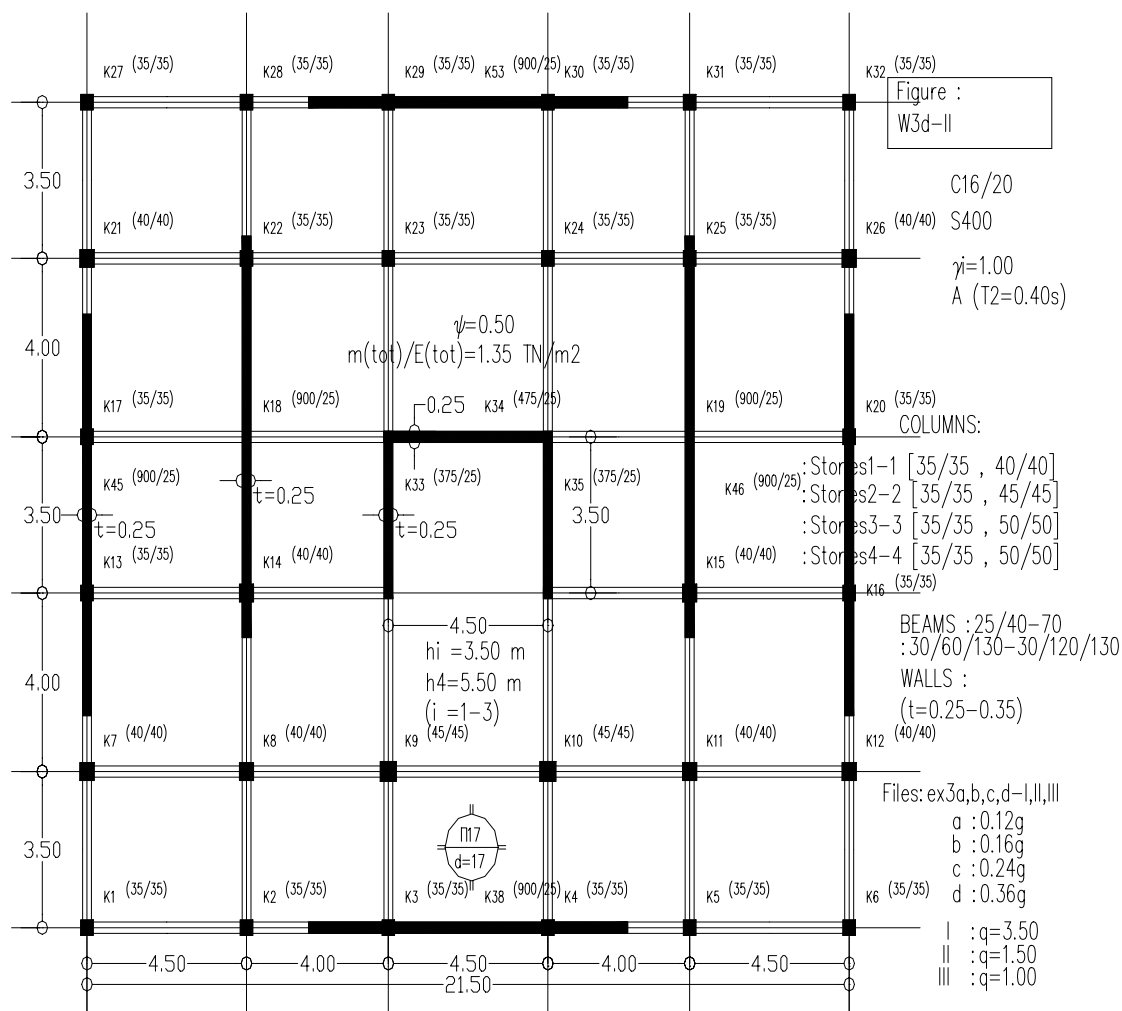


Διάγρ.3.6.3.2.α: Μεταβολή του συνολικού κόστους για κάθε τύπο φορέα (Ζ.Σ.Ε. III)

3.6.4 Ζώνη IV

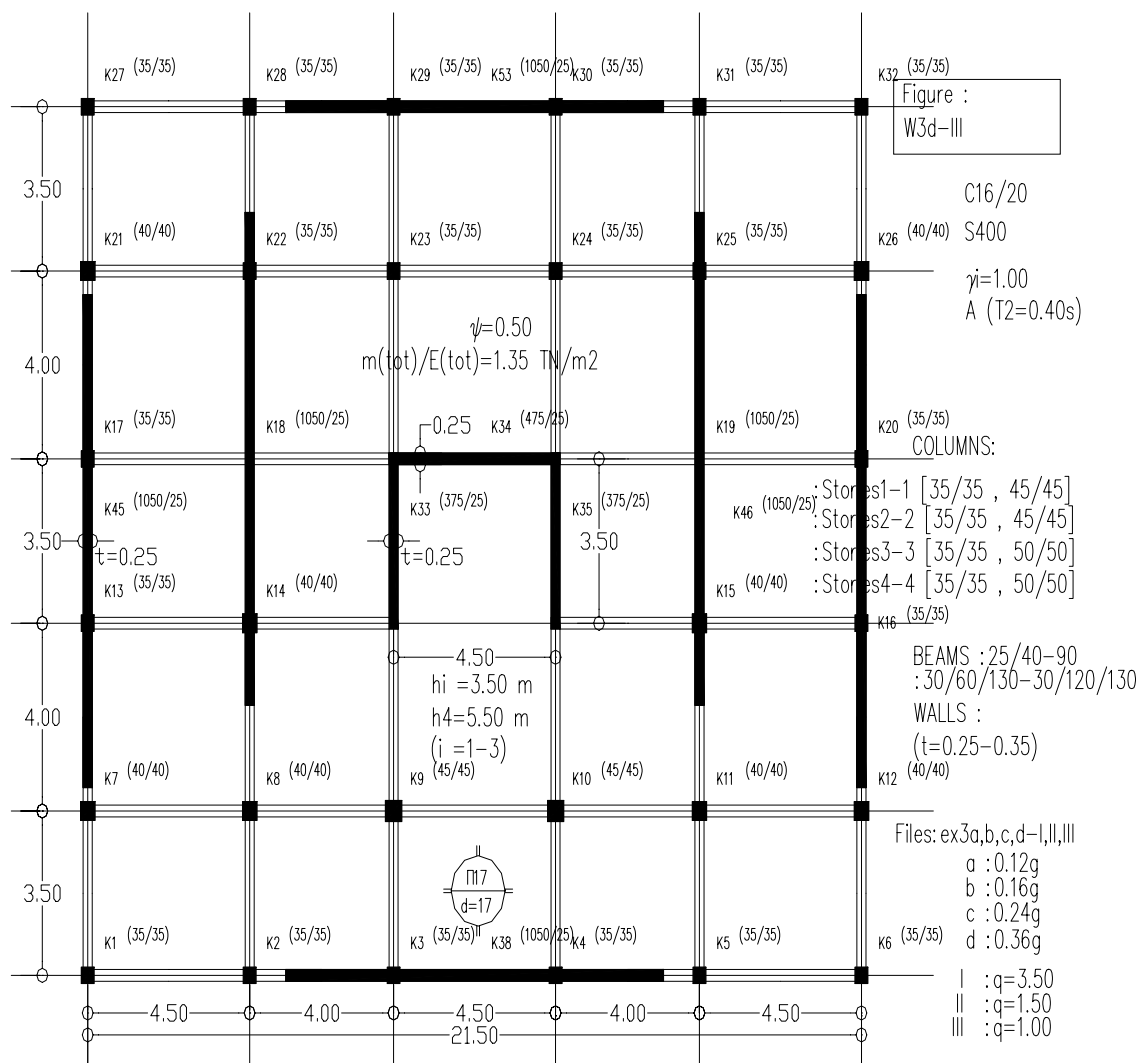
3.6.4.1 Φορείς που διερευνήθηκαν και ικανοποιούν τις απαιτήσεις της ζώνης

Figure
W3d-II
W3d-III



Σχ.3.6.4.1.α: Κάτοψη τυπικού ορόφου (4-όροφος, με πυρήνα κλιμακοστασίου στο κέντρο, τοιχώματα Wi).

[W3d,-II]

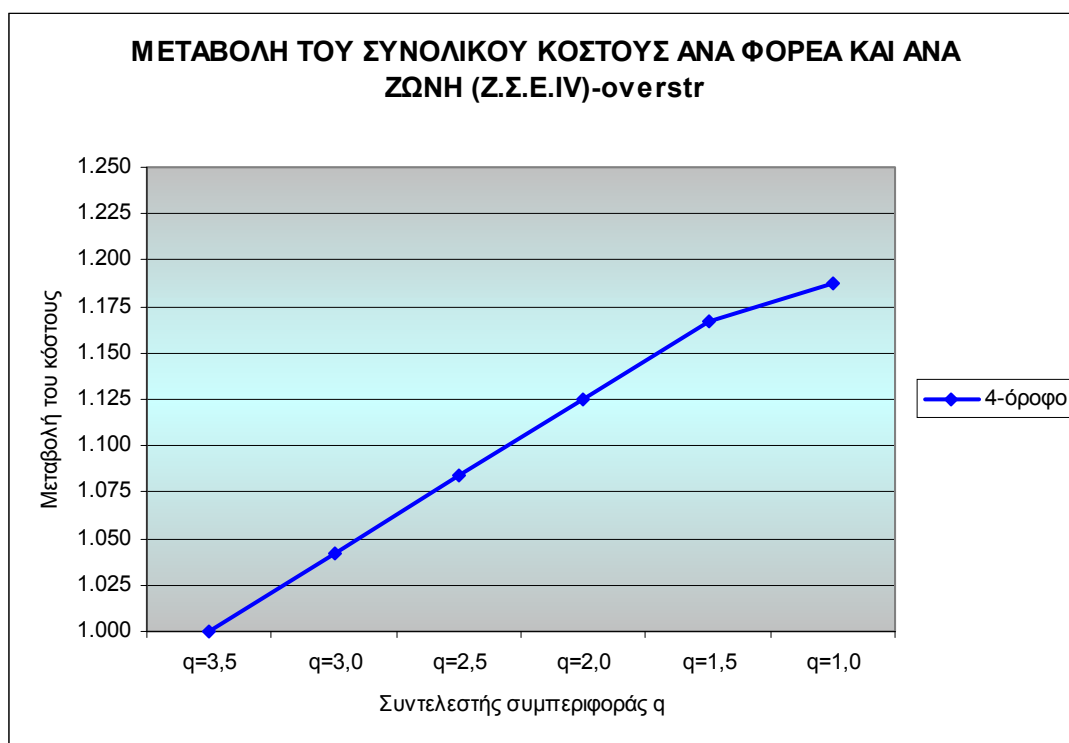
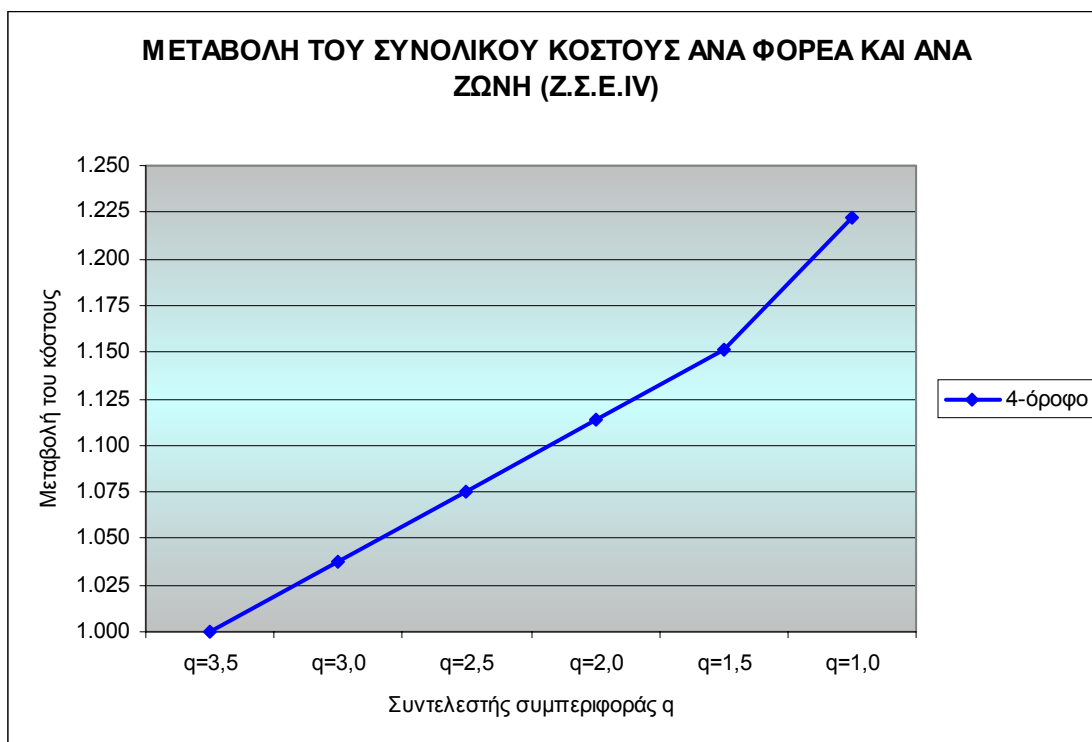


Σχ.3.6.4.1.b: Κάτοψη τυπικού ορόφου (4-όροφο, με πυρήνα κλιμακοστασίου στο κέντρο, τοιχώματα W_i).

[W3d,-III]

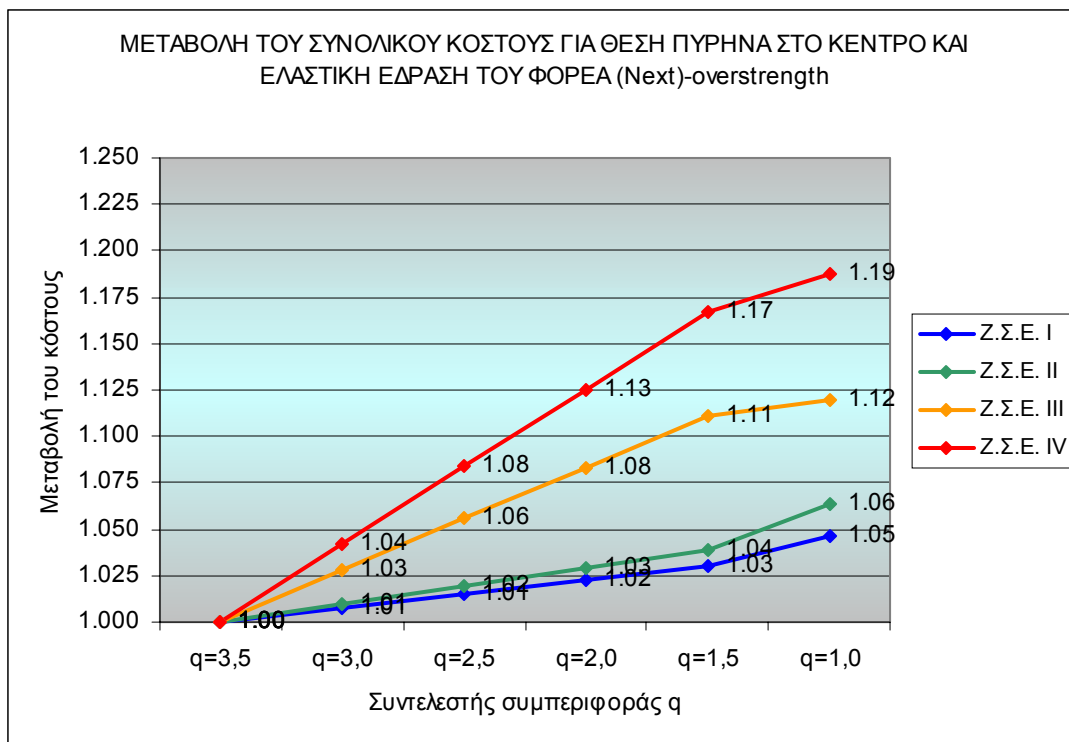
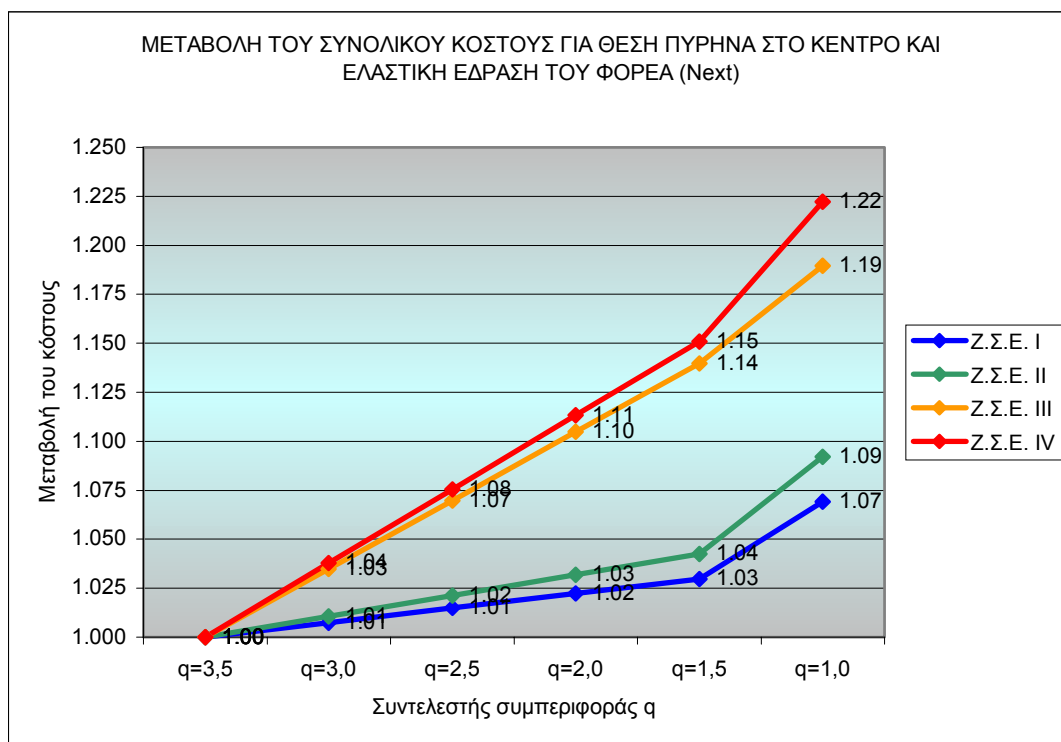
Ζ.Σ.Ε. IV											
ΠΥΡΗΝΑΣ ΚΛΙΜΑΚ/ΣΙΟΥ ΣΤΟ ΚΕΝΤΡΟ						ΧΩΡΙΣ ΠΥΡΗΝΑ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ					
αρχεία υπολογισμών						αρχεία υπολογισμών					
	ex3a-I,I-ος		ex3a-II,I-ος		ex3a-III,III-ος						
	ex3b-I,I-ος		ex3b-II,I-ος		ex3b-III,III-ος						
	ex3c-I,I-ος		ex3c-II,I-ος		ex3c-III						
	ex3d-I,I-ος		ex3d-II,I-ος		ex3d-III						
Τοιχώματα (Wi)						Αμιγή Πλαίσια (Fei)					
	W3d-I		W3d-II		W3d-III						
όροφοι 4						όροφοι 10					
Ελαστική πάκτωση (co=30000 KN/m3-μέσο αργιλικό έδαφος)											
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)		Θεμ	Ανωδ	Θεμ	Ανωδ	(ευρώ)	
Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος		Σκυρόδεμα (m3)		Χάλυβας (Kgr)		Συνολικό κόστος	
Θεμ-os	Ανωδ-os	Θεμ-os	Ανωδ-os	(ευρώ)-os		Θεμ-os	Ανωδ-os	Θεμ-os	Ανωδ-os	(ευρώ)-os	
qf=3,50	459,33		78577		269.951,00 €						
	502,28		80587		291.137,00 €						
qf=1,50	671,55		121957		310.713,00 €						
	609,48		166129		339.804,00 €						
qf=1,00	725,38		152694		329.905,00 €						
					345.794,00 €						
Πίνακας 3.6.4.1.α συγκεντρωτικός αποτελεσμάτων (Ζ.Σ.Ε. VI)											

3.6.4.2 Διαγράμματα κόστους ανά τύπο φορέα

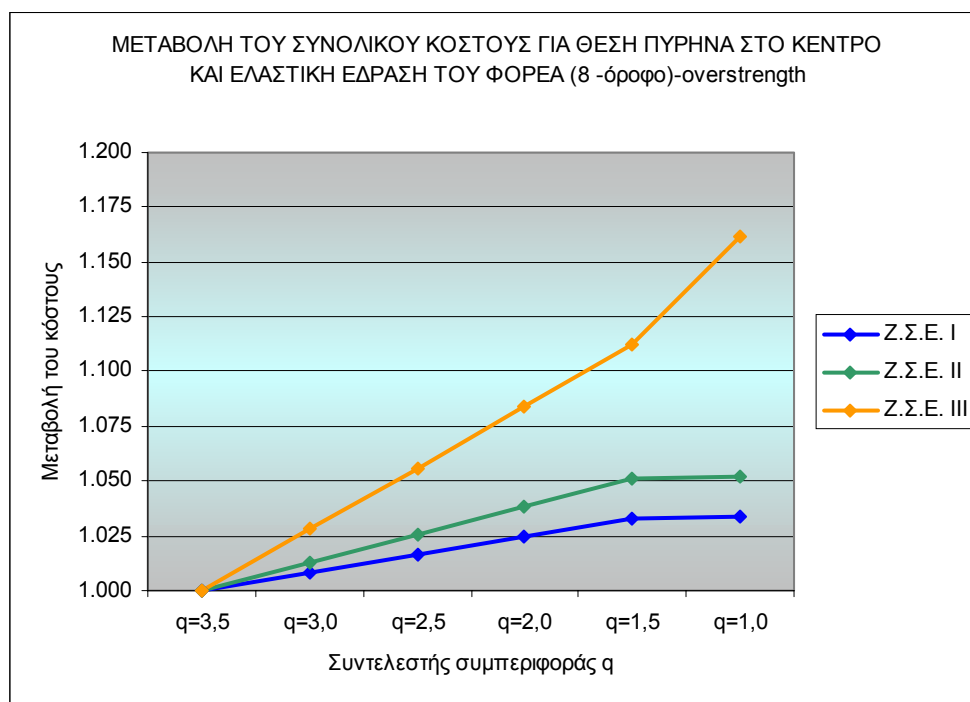
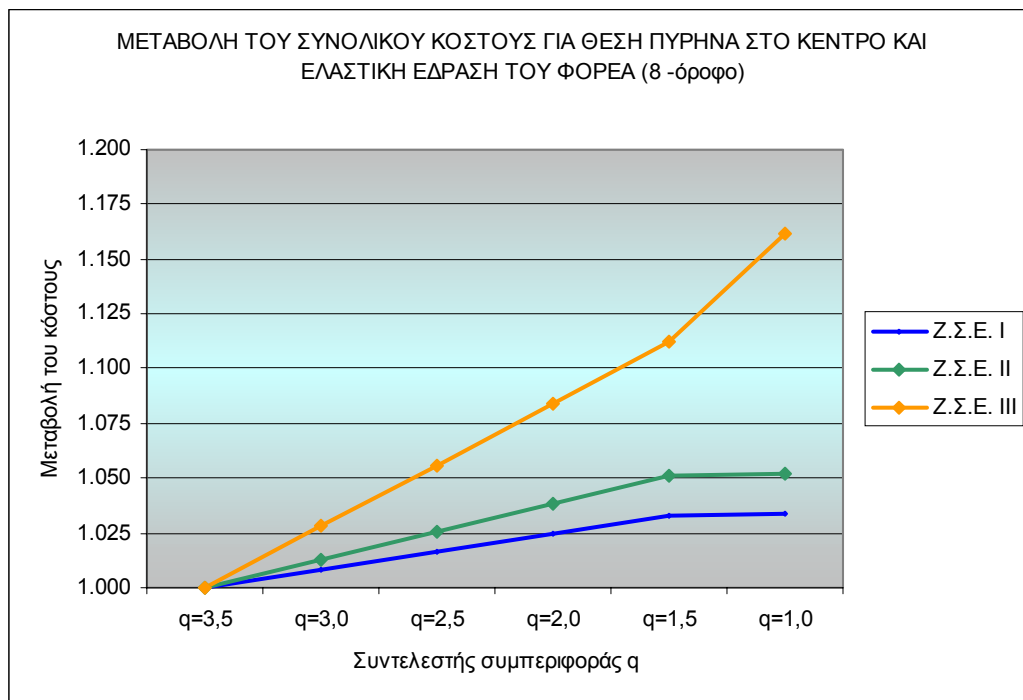


Διάγρ.3.6.4.2.α: Μεταβολή του συνολικού κόστους για κάθε τύπο φορέα (Ζ.Σ.Ε. IV)

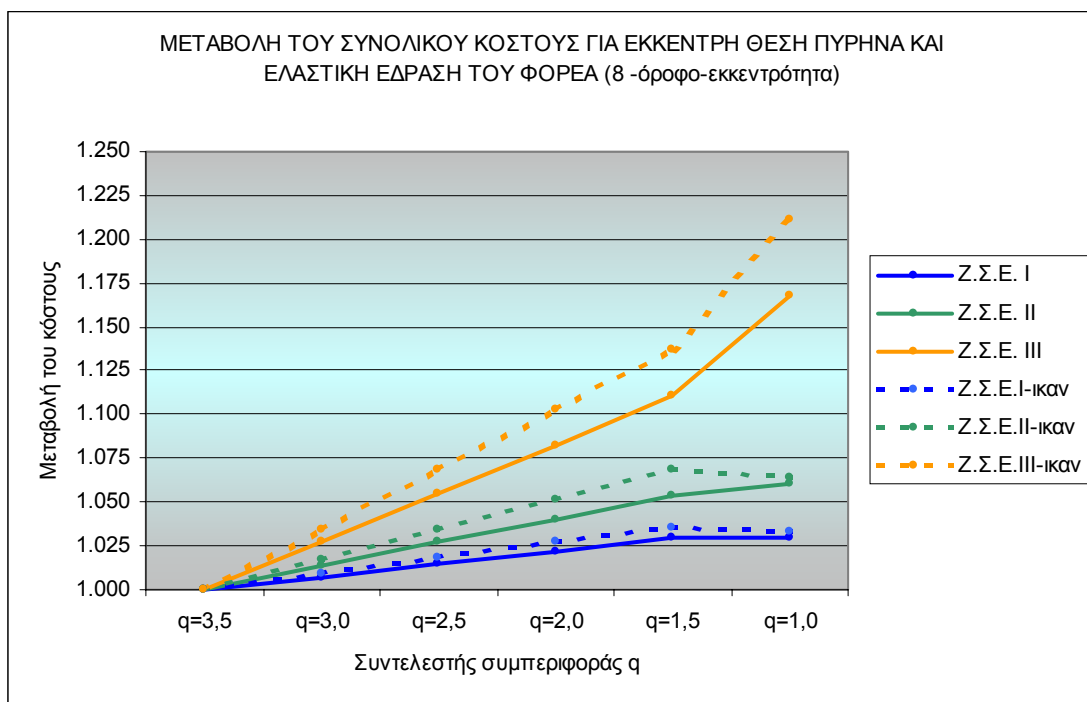
3.6.5 Διαγράμματα κόστους ανά Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας



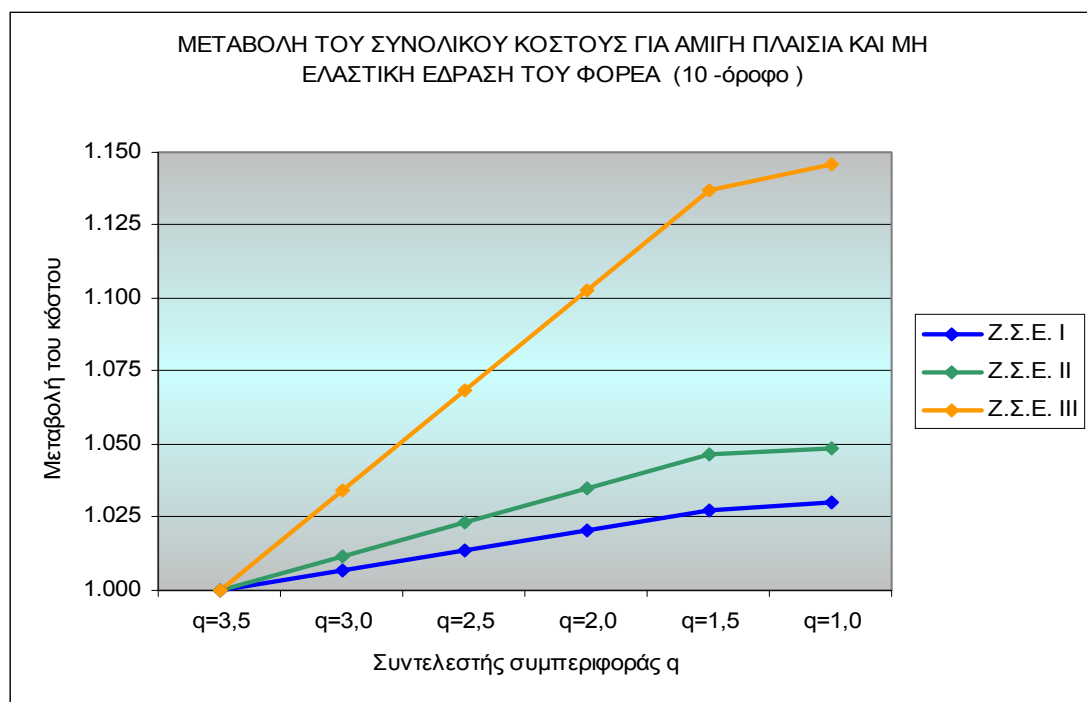
Διάγρ.3.6.5.α: Μεταβολή του συνολικού κόστους για θέση πυρήνα στο κέντρο (4-όροφο) και ελαστική έδραση του φορέα.



Διάγρ.3.6.5.b: Μεταβολή του συνολικού κόστους για θέση πυρήνα στο κέντρο (8-όροφο) και ελαστική έδραση του φορέα.



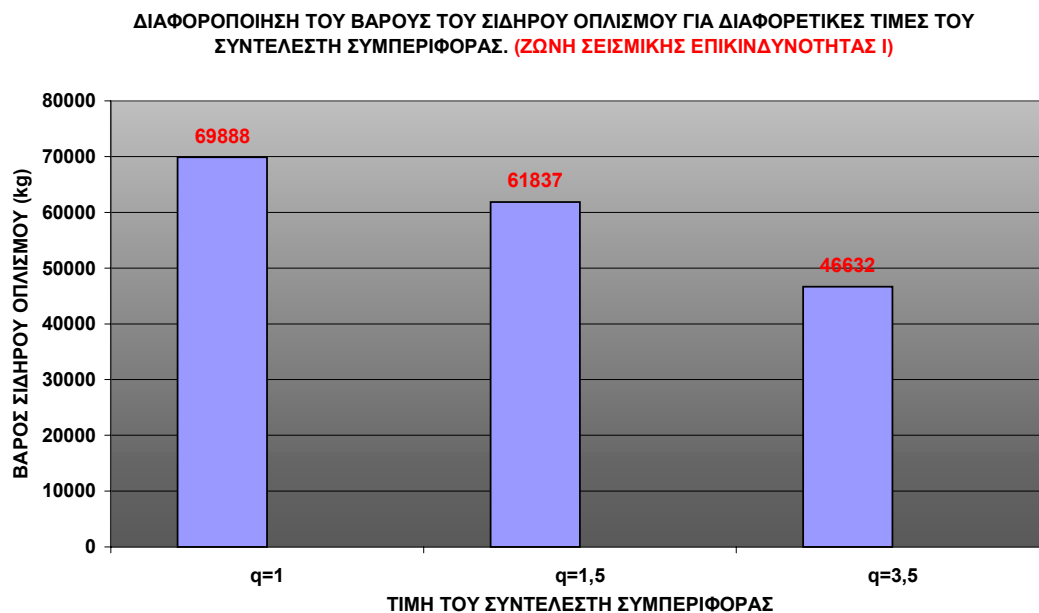
Διάγρ.3.6.5.c: Μεταβολή του συνολικού κόστους για έκκεντρη θέση πυρήνα (8-όροφο-εκκ) και ελαστική έδραση του φορέα.



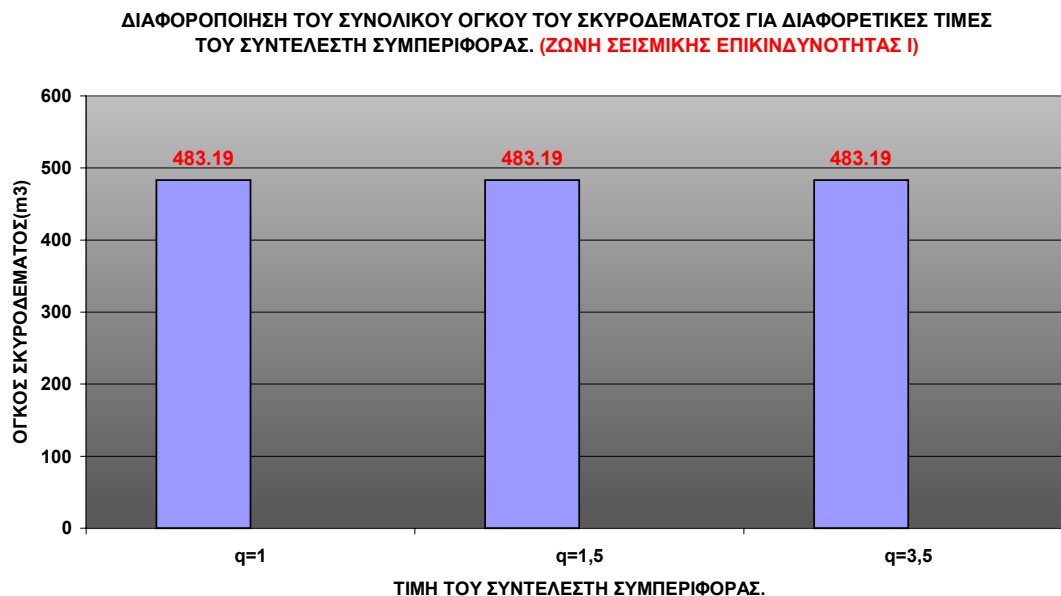
Διάγρ.3.6.5.d: Μεταβολή του συνολικού κόστους για αμιγή πλαίσια (10-όροφο) και πάκτωση του φορέα.

3.6.6 Διαγράμματα ποσοτήτων υλικών (σκυροδέματος και χάλυβα)

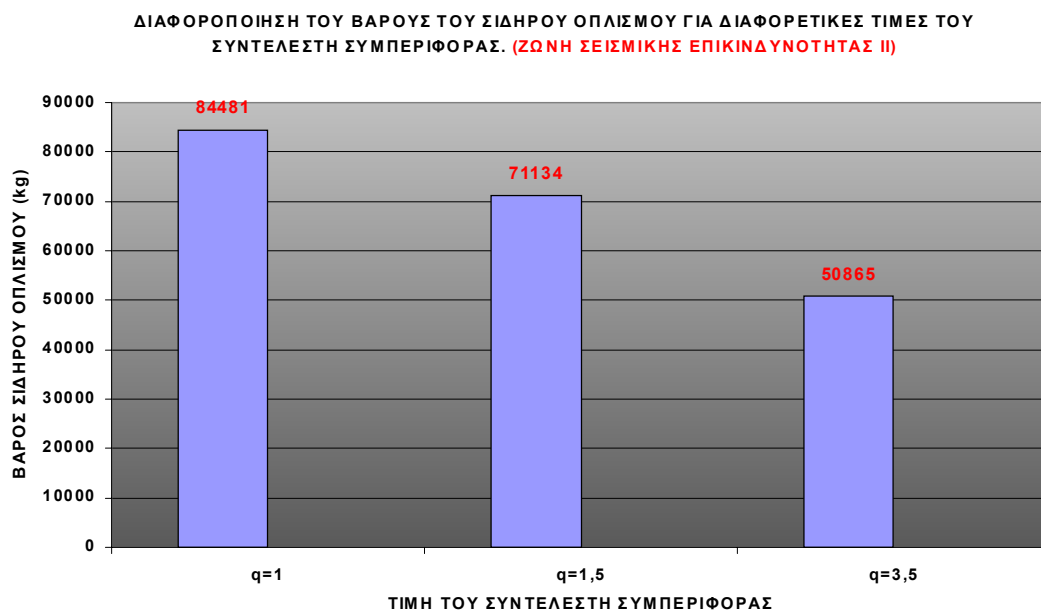
(ενδεικτικά για ένα τύπο φορέα : 4-όροφο)



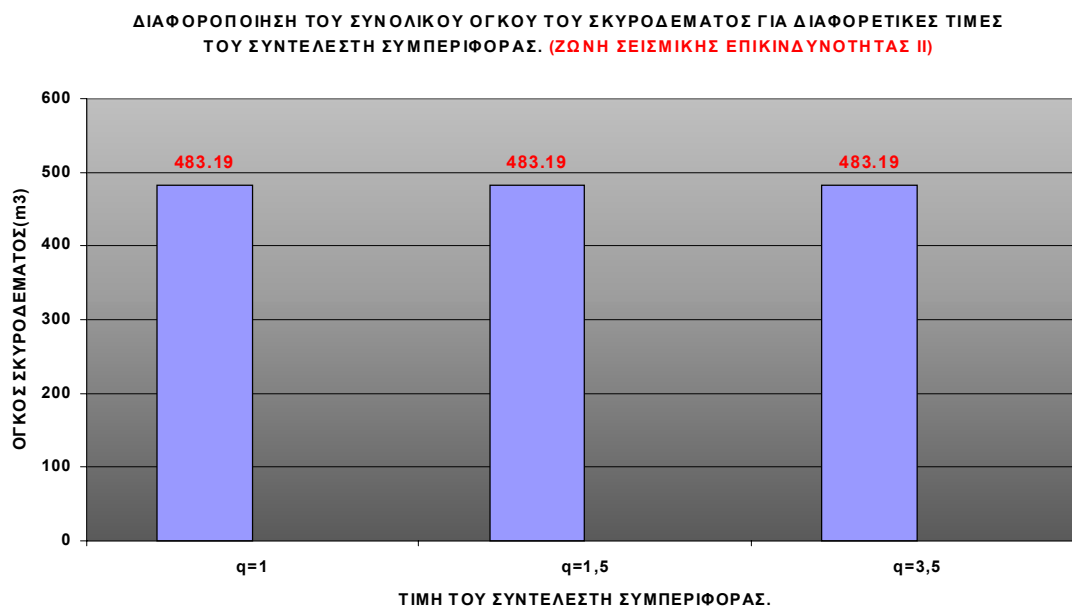
Διαγρ.3.6.6.α-1: Διαφοροποίηση του βάρους του σιδηρού οπλισμού για διαφορετικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.



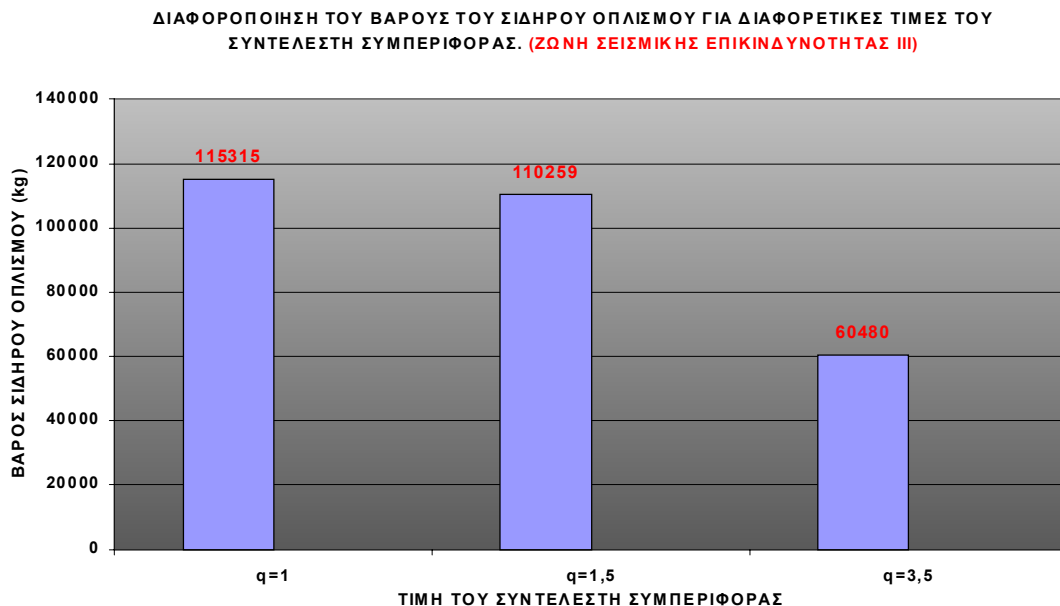
Διαγρ.3.6.6.α-2: Διαφοροποίηση του όγκου του σκυροδέματος για διαφορετικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.



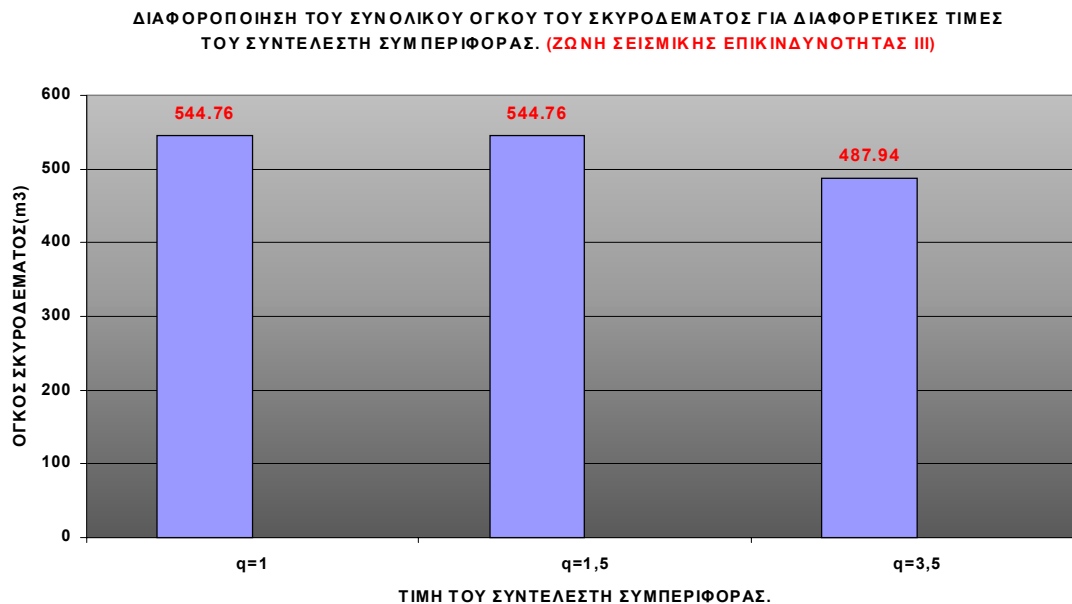
Διαγρ.3.6.6.b-1: Διαφοροποίηση του βάρους του σιδηρού οπλισμού για διαφορετικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.



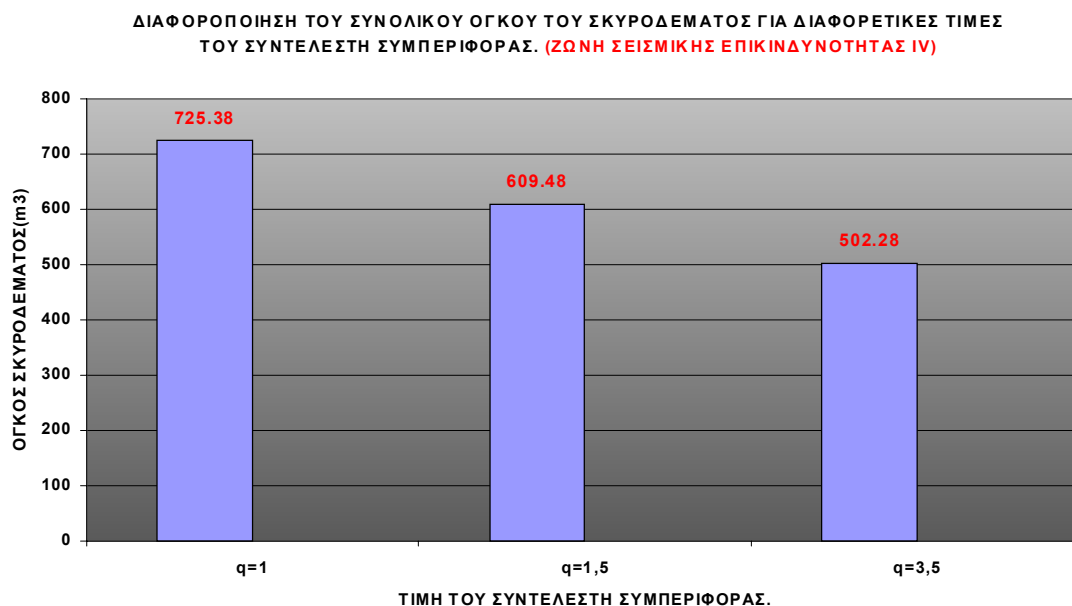
Διαγρ.3.6.6.b-2: Διαφοροποίηση του όγκου του σκυροδέματος για διαφορετικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.



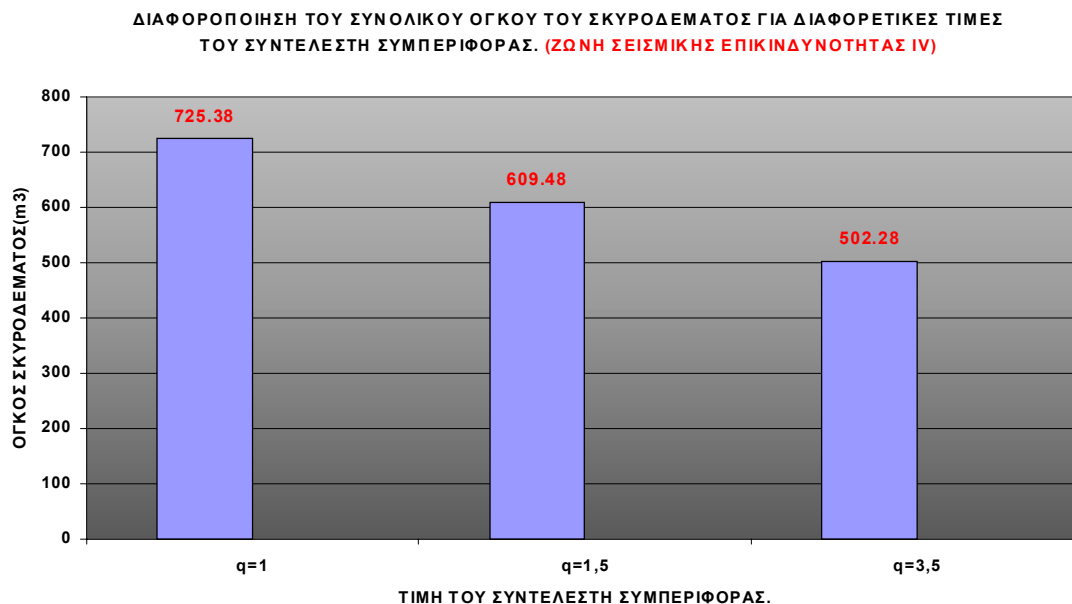
Διαγρ.3.6.6.c-1: Διαφοροποίηση του βάρους του σιδηρού οπλισμού για διαφορετικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.



Διαγρ.3.6.6.c-2: Διαφοροποίηση του όγκου του σκυροδέματος για διαφορετικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.



Διαγρ.3.6.6.d-1: Διαφοροποίηση του βάρους του σιδηρού οπλισμού για διαφορετικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.

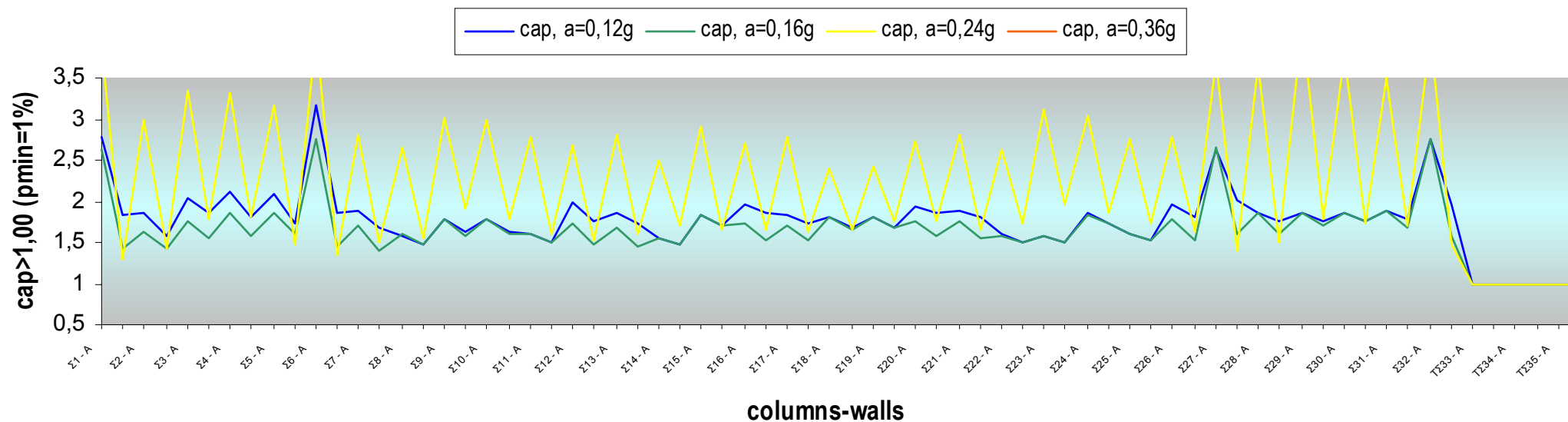


Διαγρ.3.6.6.d-2: Διαφοροποίηση του όγκου του σκυροδέματος για διαφορετικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.

3.6.7 Επίπεδα υπεραντοχών

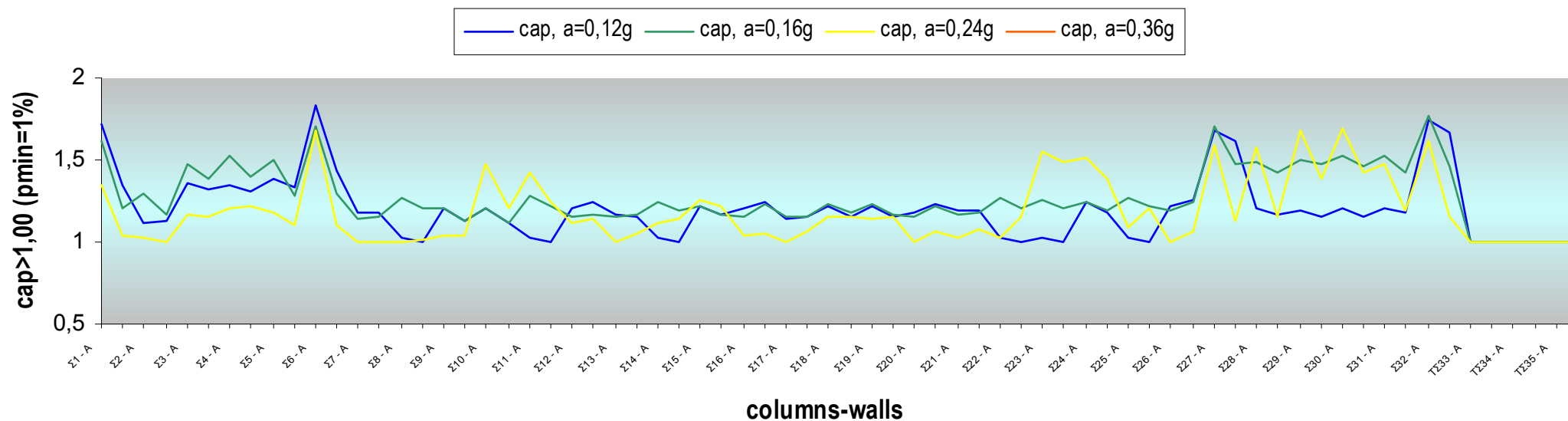
Σχετικός συντελεστής επάρκειας διατομών στύλων ενδεικτικά για ένα τύπο φορέα (8-όροφο-κεντρ.πυρ).

Σχετικός συντελεστής ασφάλειας διατομών στύλων- capacity (για $\rho_{max}=4\%$ $\rho_{min}=1.0\%$) Στάθμη 8



Διαγρ.3.6.7.1.α : Σχετικός συντελεστής επάρκειας διατομών στύλων (υπερδιαστασιολογημένου 8-όροφου φορέα).

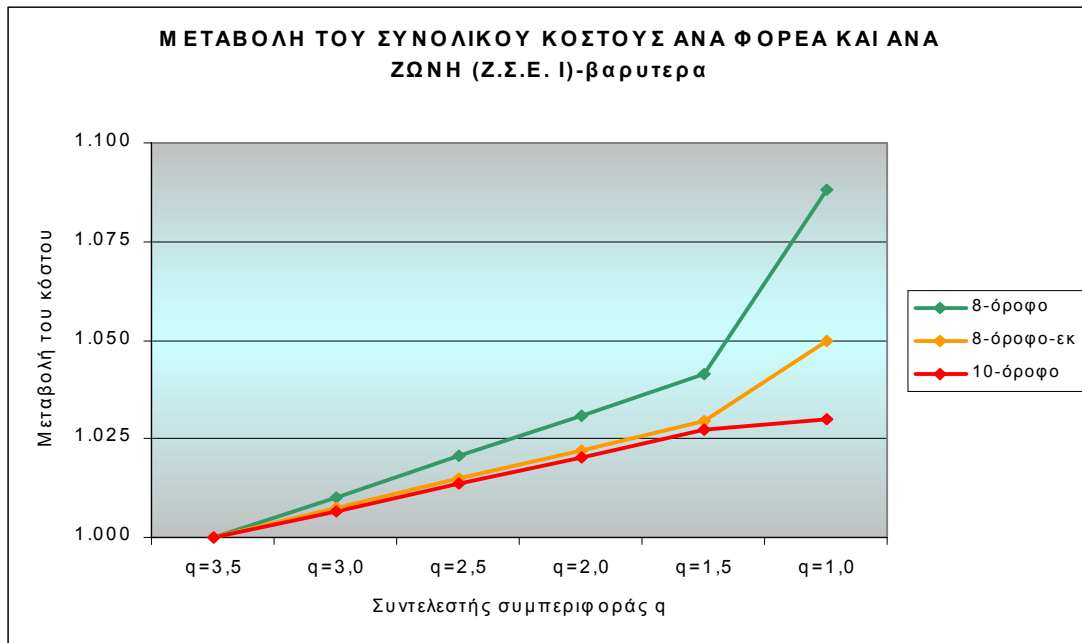
Σχετικός συντελεστής ασφάλειας διατομών στύλων- capacity (για $\rho_{max}=4\%$ $\rho_{min}=1.0\%$) Στάθμη 8



Διαγρ.3.6.7.1.b : Σχετικός συντελεστής επάρκειας διατομών στύλων (8-όροφου φορέα χωρίς ουσιαστικές υπερδιαστασιολογήσεις).

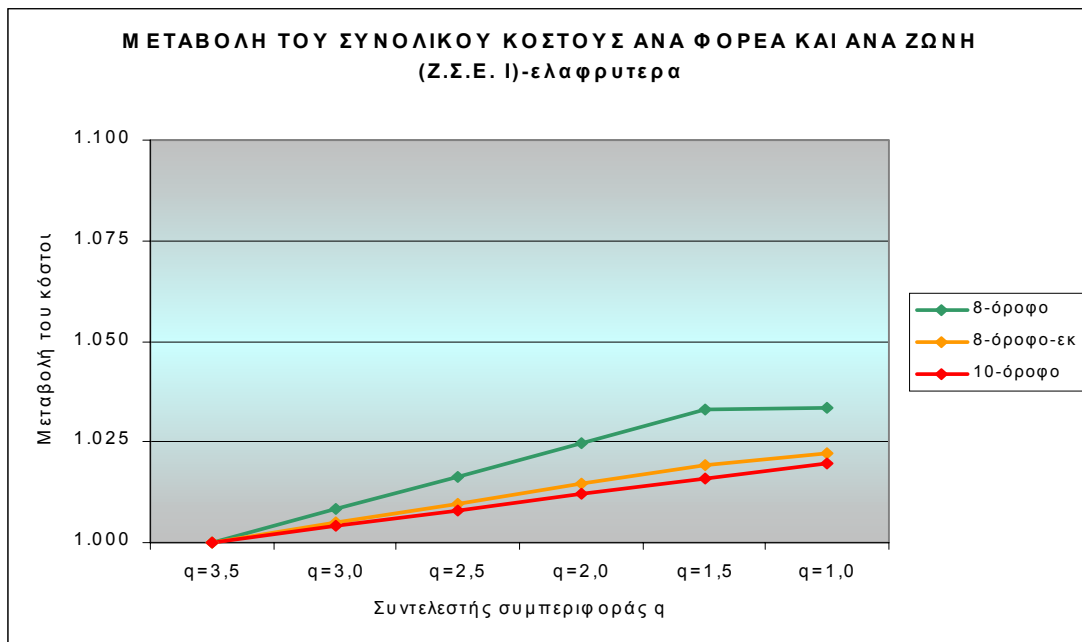
3.6.8 Δυσμενής επιρροή του κατακόρυφου φορτίου

(ενδεικτικά για το 8-όροφο με κεντρ.πυρήνα, το 8-όροφο με έκκεντρο πυρήνα, και το 10-όροφο αμιγές πλαίσιο στη για την Ζ.Σ.Ε. Ι)



Διάγρ.3.6.7.2.α

8-όροφο-κεντρ.πυρήνα ,8-όροφο-εκκεντρότητα πυρήνα,10-όροφο-αμιγή πλαίσια
(με αυξημένο κατακόρυφο φορτίο)



Διάγρ.3.6.7.2.β

8-όροφο-κεντρ., 8-όροφο-εκκεντρότητα πυρήνα,10-όροφο-αμιγή πλαίσια
(με μειωμένο κατακόρυφο φορτίο)

3.6.9 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανά Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας

Για τη Ζ.Σ.Ε. I η αύξηση του συνολικού κόστους των κτηρίων που μελετώνται

- με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$ κυμαίνεται μεταξύ 2,5 – 3,5 % και
- με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,0$ κυμαίνεται μεταξύ 3,0 – 7,0 %

έναντι σχεδιασμού τους για $q=3,5$.

Για τη Ζ.Σ.Ε. II η αύξηση του συνολικού κόστους των κτηρίων που μελετώνται

- με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$ κυμαίνεται μεταξύ 4,0 – 5,5 % και
- με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,0$ κυμαίνεται μεταξύ 5,0 – 8,5 %

έναντι σχεδιασμού τους για $q=3,5$.

Για τη Ζ.Σ.Ε. III η αύξηση του συνολικού κόστους των κτηρίων που μελετώνται

- με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$ κυμαίνεται μεταξύ 11,0 – 14,0 % και
- με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,0$ κυμαίνεται μεταξύ 14,5 – 18,5 %

έναντι σχεδιασμού τους για $q=3,5$.

Για τη Ζ.Σ.Ε. IV η αύξηση του συνολικού κόστους των κτηρίων που μελετώνται

- με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$ είναι της τάξης του 15,0 % και
- με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,0$ είναι της τάξης του 22 %

έναντι σχεδιασμού τους για $q=3,5$.

Πίνακας 3.6.9 Ποσοστιαία αύξηση συνολικού κόστους κατασκευής έναντι σχεδιασμού για $q=3,50$

	$q=1.5$	$q=1.0$
Z.Σ.Ε. I	2,5 – 3,5 %	3,0 – 7,0 %
Z.Σ.Ε. II	4,0 – 5,5 %	5,0 – 8,5 %
Z.Σ.Ε. III	11,0 – 14,0 %	14,5 – 18,5 %
Z.Σ.Ε. IV	$\leq 15,0$ %	≤ 22 %

Πρέπει να τονισθεί στο σημείο αυτό, ότι λόγω του πολυπαραμετρικού χαρακτήρα του προσδιορισμού της αύξησης του κόστους κατασκευής με μειούμενο q , τα παραπάνω αριθμητικά στοιχεία απεικονίζουν απλώς την τάξη μεγέθους της αναμενόμενης αύξησης κόστους και δεν πρέπει να λαμβάνονται ως ισχύοντα σε κάθε μεμονωμένη περίπτωση.

3.7 Γενικά συμπεράσματα

Για σχεδιασμό με **$q=1$** , οι μέγιστες μεταβολές κόστους κυμαίνονται στις μεν ζώνες Σ.Ε. I και II από 7% έως 8.5%, στις δε ζώνες III και IV από 18,5% έως 22%.

Για σχεδιασμό με **$q=1.5$** , για τον οποίο σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός, οι μέγιστες μεταβολές κόστους μειώνονται στις μεν ζώνες Σ.Ε. I και II στο 3.5 - 5.5 % και στις ζώνες III και IV στο 14 έως 15%.

Τα παραπάνω ανατρέπουν την μέχρι σήμερα κυριαρχούσα - αλλά ατεκμηρίωτη - αντίληψη, ότι ο σχεδιασμός κατασκευών με τρόπο που υπό τον σεισμό σχεδιασμού να παραμένουν στην ελαστική περιοχή συνεπάγεται υπερβολικά υψηλό ("επαχθές") κόστος έναντι ενός 'ελαστοπλαστικού' σχεδιασμού με $q=3,5$ (που συνεπάγεται μεγάλες βλάβες υπό τον σεισμό σχεδιασμού χωρίς παράλληλα να αποκλείει παντελώς την κατάρρευση!). Όπως ιδιαίτερος ισχύει αυτό για τις ζώνες I και II. Πρόκειται επομένως για μία αύξηση του κόστους, την οποία πολλοί ιδιοκτήτες θα αποδέχονταν σήμερα ευχαρίστως, γνωρίζοντας τα σημαντικά πλεονεκτήματα της 'πλήρους' ($q=1$) αντισεισμικής προστασίας.

Από τα διαγράμματα σχετικού κόστους ανά ζώνη Σ.Ε. διακρίνεται τάση ομαδοποίησης των γραμμών αφενός των ζωνών I και II και αφετέρου των ζωνών III και IV. Αυτό βρίσκεται σε αρμονία με τις μεταβολές μεταξύ των επιταχύνσεων σχεδιασμού στις διάφορες ζώνες Σ.Ε..

Σε όλες τις ζώνες Σ.Ε. και για όλους τους φορείς παρατηρείται γενικά η ευνοϊκή επιρροή της υπεραντοχής των διατομών στη σχετική μεταβολή του κόστους (μικρότερες ακραίες τιμές και κλίσεις), η οποία εντείνεται με αυξανόμενα αποθέματα αντοχών (μεγαλύτερες υπερδιαστασιολογήσεις) στον αρχικό φορέα (Ζμελετημένο για $q=3.50$).

Οι πιο έντονη μεταβολή του κόστους από τη θέση $q=1.50$ στη θέση $q=1.00$ (σε σχέση με τη μεταβολή του κόστους από το $q=3.50$ στο $q=1.50$) οφείλονται στην πλήρη εξάντληση των διαθέσιμων αρχικών υπεραντοχών των διατομών μέχρι τη θέση $q=1.50$, με αποτέλεσμα να απαιτείται για $q=1.00$ σχεδόν καθολική αλλαγή των διατομών (κυρίως στις ζώνες Σ.Ε. III, IV). Δηλαδή σε όλες τις ζώνες Σ.Ε. και για ελαστική ή σχεδόν ελαστική συμπεριφορά όλων των διερευνηθέντων φορέων υπάρχει γενικά «πλήρης» εκμετάλλευση των αντοχών των υλικών (κατ'εξοχήν του χάλυβα), αφού το απαιτούμενο ποσοστό οπλισμού κινείται κοντά στις μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές (4% για υποστυλώματα και 1,00 έως 2,00% περίπου για δοκούς).

Οι πολυώροφοι φορείς με αμιγώς πλαισιακή λειτουργία και παρά την απαραίτητη διενέργεια ικανοτικού ελέγχου σε όλες τις περιπτώσεις, εμφανίζουν γενικά τις μικρότερες μεταβολές κόστους, ιδίως στις ζώνες Σ.Ε. I και II. Αντίθετα, το 4-όροφο εμφανίζει γενικά τις μεγαλύτερες μεταβολές στις ζώνες Σ.Ε. III και IV, κυρίως λόγω της αναγκαίας προσθήκης των τοιχωμάτων. Η προσφυγή στη προσθήκη τοιχωμάτων (και όχι απλά αύξηση του οπλισμού ή και των διαστάσεων των υποστυλωμάτων) για μικρότερα q ήταν αναγκαία στη διερεύνηση του 4-όροφου σε αντίθεση με άλλους φορείς κυρίως λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας του, με συνέπεια η παραπέρα κλιμάκωση του σεισμικού φορτίου (λόγω μεταβολής του q) να γίνεται ταχύτερα και δραστικότερα σε όλες τις ζώνες Σ.Ε. (προσέγγιση στις μέγιστες τιμές του εκάστοτε φάσματος σχεδιασμού).

Επίσης σημειώνεται, ότι η μεταβολή του μητρώου δυσκαμψίας λόγω της συνεχούς αλλαγής (αύξησης) των διατομών ορισμένων διερευνούμενων φορέων μειώνει τις ιδιοπεριόδους ταλάντωσης αυξάνοντας έτσι κατά κανόνα το σεισμικό τους φορτίο.

Οι ικανοτικοί έλεγχοι κόμβων, που έγιναν ακόμη και για τις περιπτώσεις $q=1.50$ και $q=1.00$ στον 8-όροφο με έκκεντρο πυρήνα φορέα καθώς και στον 10-όροφο, έδειξαν ότι η αύξηση του κόστους που προκύπτει χωρίς ικανοτικό έλεγχο κόμβων είναι μικρή (περίπου 1 έως 4%).

Η γενικώς δυσμενής επιρροή του συνολικού κατακόρυφου φορτίου φαίνεται από τις καμπύλες σχετικού κόστους του 8-όροφου δίχως εκκεντρότητα (8-όροφο-κεντρ.πυρήνα), που διερευνήθηκε τόσο για μειωμένο όσο και αυξημένο κατακόρυφο φορτίο (αρχεία ex8a,b,c-I,II,III και ex8a,b,c-I,II,III).

Μέρος Β-2 : "Βελτίωση διατάξεων για τα φαινόμενα 2ης τάξης"

3.8 Εισαγωγή στο μέρος Β-2

Τα φαινόμενα δεύτερης τάξης που εμφανίζονται κατά τη σεισμική απόκριση των πολυωρόφων κτιρίων είναι η επήρεια Ρ-Δ και η επήρεια καμπύλωσης.

- Η πρώτη αφορά στην ανάπτυξη πρόσθετων οριζόντιων δυνάμεων από τα φορτία βαρύτητας στα άκρα των κατακόρυφων στοιχείων λόγω της σχετικής μετακίνησης των πλακών.
- Η δεύτερη αφορά στην αύξηση της καταπόνησης των κατακόρυφων στοιχείων λόγω της μείωσης της δυσκαμψίας τους και της ανακατανομής των εσωτερικών δυνάμεων και ροπών. Το φαινόμενο προκαλείται από τις πρόσθετες ροπές κάμψης που αναπτύσσονται από αξονική φόρτιση στα στοιχεία λόγω καμπύλωσης του άξονά τους.

Προφανές αποτέλεσμα και των δύο φαινομένων είναι η αύξηση των οριζόντιων μετατοπίσεων των στοιχείων στα άκρα τους. Τα παραπάνω φαινόμενα είναι γενικά μη γραμμικά και επιπροστίθενται στην υλική μη γραμμικότητα της σεισμικής απόκρισης για το σεισμό σχεδιασμού όταν $q > 1$ (q : συντελεστής συμπεριφοράς). Οι υπόψη μη γραμμικότητες (β' τάξης και υλική) αντιμετωπίζονται προσεγγιστικά από τους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Για την υλική μη γραμμικότητα εκτελείται η λεγόμενη «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση, θεωρώντας ίσες ελαστικές και ανελαστικές μετακινήσεις και διαιρώντας τις ελαστικές εσωτερικές δυνάμεις με τον συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο ακριβής υπολογισμός των φαινομένων β' τάξης δεν είναι δυνατός μέσα στα πλαίσια ισχύος της προηγούμενης «ισοδύναμης» γραμμικής ανάλυσης. Για το λόγο αυτό επιδιώκεται η συγκράτηση των φαινομένων β' τάξης σε πολύ χαμηλά επίπεδα, ώστε η επιρροή τους να μην υπερβαίνει το 10% της απόκρισης α' τάξης. Αυτό όμως προϋποθέτει τη θέσπιση ενός κριτηρίου διάγνωσης της σοβαρότητας των φαινομένων β' τάξης. Ένα τέτοιο κριτήριο αποτελεί ο λεγόμενος δείκτης ευστάθειας θ , με τον υπολογισμό του οποίου θα ασχοληθούμε στην έρευνα αυτή. Σημειώνεται ότι οι αντισεισμικοί κανονισμοί επιβάλλουν την κατά τα προηγούμενα διάγνωση της σοβαρότητας της επήρειας Ρ-Δ και όχι της επήρειας καμπύλωσης, η οποία λαμβάνεται ξεχωριστά για κάθε υποστύλωμα.

3.9 Μεθοδολογία αξιολόγησης

3.9.1 Σκοπός

Σκοπός της έρευνας είναι η αξιολόγηση της διαδικασίας υπολογισμού του δείκτη ευστάθειας θ (όπως ορίζεται παρακάτω) από τον ισχύοντα Αντισεισμικό Κανονισμό. Η αξιολόγηση αυτή θα πραγματοποιηθεί με τη σύγκριση των αποτελεσμάτων του Ε.Α.Κ. 2000 σε σχέση με την ακριβή λύση. Οι μέθοδοι που θα χρησιμοποιηθούν είναι οι ακόλουθες:

- Ακριβής υπολογισμός του κρίσιμου φορτίου λυγισμού με ιδιομορφική ανάλυση.
- Διατάξεις Ε.Α.Κ. 2000 (παρ.4.1.2.2)

Παράλληλα θα ελεγχθεί και η αποτελεσματικότητα της πρότασης του καθηγητή Κ. Αναστασιάδη (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ).

3.9.2 Δείκτης ευστάθειας θ

Ως δείκτης ευστάθειας θ_e ενός κτιριακού φορέα ορίζεται ο λόγος του συνολικού κατακόρυφου φορτίου λειτουργίας στη βάση του φορέα προς το κρίσιμο φορτίο λυγισμού του, ήτοι :

$$\theta_e = P / P_{cr} \quad (1)$$

Ο θ_e αποτελεί τον ελαστικό δείκτη ευστάθειας και εξαρτάται μόνο από τη δυσκαμψία του φορέα και από την κατανομή των κατακόρυφων φορτίων. Αποτελεί χαρακτηριστικό του φορέα – όπως και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T – και είναι ανεξάρτητος οποιασδήποτε οριζόντιας φόρτισής του μέσα στα πλαίσια ισχύος της θεωρίας της γραμμικής ευστάθειας.

Για τον υπολογισμό του μετελαστικού δείκτη ευστάθειας θ , αν δεν γίνει ακριβέστερη ανάλυση, ο ελαστικός δείκτης ευστάθειας θ_e θα πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή συμπεριφοράς q του κτιρίου, μέσα στα πλαίσια ισχύος της «ισοδύναμης» γραμμικής ανάλυσης που υιοθετεί ο Ε.Α.Κ.2000 για την προσέγγιση της υλικής μη γραμμικότητας του φορέα, ήτοι :

$$\theta = q \theta_e \quad (2)$$

3.9.3 Ιδιομορφική ανάλυση σε λυγισμό

Απλοποιημένη μορφή προσέγγισης του προβλήματος αποτελεί η θεωρία του γραμμικού λυγισμού, η οποία προσεγγίζει το κρίσιμο φορτίο λυγισμού με τον υπολογισμό των ιδιομορφών λυγισμού που προκύπτουν από τη θεώρηση της εξίσωσης (NAFEMS, 1992), (Bittnar, Šejnoha, 1996) :

$$|K_0 - \nu K_\sigma| = 0 \quad (3)$$

όπου : K_0 το αρχικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα και

K_σ το μητρώο μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των αρχικών τάσεων στη δυσκαμψία του φορέα.

Από την επίλυση του ιδιοπροβλήματος προκύπτουν οι ιδιοτιμές ν , από τις οποίες με βάση τη μικρότερη υπολογίζεται το κρίσιμο φορτίο λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$P_{crit} = \nu_{min} P \Rightarrow \nu_{min} = (P/P_{crit})^{-1} \quad (4)$$

και σύμφωνα με την παράγραφο 3.9.2.:

$$\begin{aligned} \nu_{min} = 1/\theta_e &\Rightarrow \theta_e = 1/\nu_{min} \Rightarrow \theta_e = P/P_{crit} \\ \Rightarrow \theta = q \theta_e &= q (1/\nu_{min}) \end{aligned} \quad (5)$$

Τα αποτελέσματα της μεθόδου αυτής θεωρήθηκε ότι αποτελούν την «ακριβή» λύση του προβλήματος υπολογισμού του δείκτη ευστάθειας θ , σύμφωνα με την οποία αξιολογήθηκαν οι υπόλοιπες μέθοδοι. Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκε σε H/Y το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Lusas v.13.2.

3.9.4 Διατάξεις του Ε.Α.Κ. 2000

Παρακάτω παρατίθενται αυτούσια τα εδάφια του Ε.Α.Κ. 2000 που αφορούν τα φαινόμενα β' τάξης :

« 4.1.2.2 Επιρροές 2ας Τάξεως

[1] Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, η μεταβολή της έντασης που προκαλείται από τις παραμορφώσεις του συνόλου του φορέα υπό τον σεισμικό συνδυασμό της σχέσης (4.1) (επιρροή P-Δ), επιτρέπεται να παραλείπεται όταν σε κάθε όροφο ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ , όπως προσδιορίζεται από την σχέση (4.2), δεν υπερβαίνει την τιμή 0.10

$$\theta = \frac{N_{ολ} \Delta}{V_{ολ} h} \quad (4.2)$$

όπου:

$N_{ολ}$, $V_{ολ}$ είναι αντίστοιχα οι συνολικές αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό τον συνδυασμό (4.1),

h είναι το ύψος του ορόφου και

Δ είναι η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου. Η τιμή του Δ θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta = q \cdot \Delta_{ελ} \quad (4.3)$$

όπου:

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση και

$\Delta_{ελ}$ είναι η σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου, μετρούμενη στο επίπεδο του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου, όπως προκύπτει για τον συνδυασμό (4.1) από ελαστική ανάλυση είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο είτε με την δυναμική μέθοδο.

[2] Ο περιορισμός του θ θα ελέγχεται ξεχωριστά σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις X και Y.

[3] Σε περίπτωση που $0.10 < \theta \leq 0.20$ η επιρροή 2ας Τάξεως λόγω της σχετικής μεταθετότητας των πλακών επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή $1/(1-\theta)$

[4] Το θ δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.20 σε καμία περίπτωση.

[5] Διευκρινίζεται ότι η απαλλαγή από τον έλεγχο επιρροών 2ας Τάξεως λόγω μεταθετότητας όπως ορίζεται στο εδάφιο [1], καθώς και οι σχετικές επιδράσεις όπως προσδιορίζονται από τα εδάφια [3] και [4], καλύπτουν κάθε επιρροή 2ας τάξεως στην ένταση λόγω της μεταθετότητας των ορόφων. Επομένως ο περαιτέρω έλεγχος κατακόρυφων θλιβομένων στοιχείων υπό την επίδραση του σεισμικού συνδυασμού επιτρέπεται να γίνεται θεωρώντας ότι τα αντίστοιχα άκρα των στοιχείων είναι αμετάθετα.»

3.10 Επίπεδα συστήματα

3.10.1 Ανάλυση επίπεδων συστημάτων

Για την αξιολόγηση των διατάξεων του Ε.Α.Κ.2000, πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση επίπεδων συστημάτων, έτσι ώστε να ελεγχθεί η εφαρμογή τους στην περιοχή των μικτών συστημάτων.

Ο χαρακτηρισμός του είδους ενός επίπεδου συστήματος γίνεται μέσω του αδιάστατου συντελεστή λ_H , όπου H το ύψος του συστήματος και $\lambda^2 = GAs / EJ$ (GAs = δυσμησία, EJ = ακαμψία):

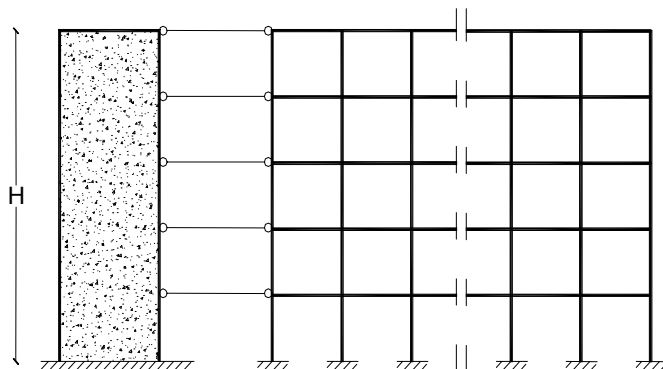
i) $\lambda_H < 1$: το σύστημα χαρακτηρίζεται κυρίως καμπτικό, και ισχύουν οι αντίστοιχες εξισώσεις.

ii) $\lambda_H > 15$: το σύστημα χαρακτηρίζεται κυρίως διατμητικό, και ισχύουν οι αντίστοιχες εξισώσεις.

iii) $1 \leq \lambda_H \leq 15$: παρατηρείται ισχυρή σύζευξη καμπτικής και διατμητικής λειτουργίας, και το σύστημα χαρακτηρίζεται μικτό.

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή λ υπάρχει εκτενής περιγραφή στο (Αναστασιάδης, 1991).

Για την ανάλυση επιλέχθηκαν 15 συστήματα, των οποίων το λH μεταβάλλεται από 1 έως 15. Όλοι οι φορείς είναι δεκαώροφοι με ύψος ορόφου $h = 3\text{m}$. Τα συστήματα 1 έως 8 αποτελούνται από 1 τοίχωμα 25/350 και μεταβλητό αριθμό και διατομή υποστυλωμάτων. Παρ' όλα αυτά το φορτίο ανά όροφο διατηρήθηκε σταθερό σε όλα τα συστήματα ($q_1 = 90\text{KN}$), έτσι ώστε τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα. Για τα συστήματα 9 έως 15 μεταβλήθηκε η διατομή του τοιχώματος σε 25/200, ενώ το φορτίο ανά όροφο επιλέχτηκε $q_2 = 60\text{KN}$.



Σχήμα 1.

Πίνακας 1. Γεωμετρικά στοιχεία

λH	Τοιχεία		Υποστυλώματα	
	πλήθος	διατομή	πλήθος	διατομή
1	1	25/350	1	$J = 7,44\text{e-}4$
2	1	25/350	2	$J = 1,488\text{e-}3$
3	1	25/350	4	$J = 1,674\text{e-}3$
4	1	25/350	4	$J = 2,9772\text{e-}3$
5	1	25/350	8	$J = 2,3259\text{e-}3$
6	1	25/350	10	$J = 2,679\text{e-}3$
7	1	25/350	12	$J = 3,039\text{e-}3$
8	1	25/350	16	$J = 2,9722\text{e-}3$
9	1	25/200	4	$J = 2,801\text{e-}3$
10	1	25/200	6	$J = 2,3055\text{e-}3$
11	1	25/200	6	$J = 2,799\text{e-}3$
12	1	25/200	8	$J = 2,49\text{e-}3$
13	1	25/200	8	$J = 2,92\text{e-}3$
14	1	25/200	10	$J = 2,71\text{e-}3$
15	1	25/200	10	$J = 3,1125\text{e-}3$

Στη συνέχεια παρατίθενται συνοπτικά τα αποτελέσματα, τόσο υπό μορφή πίνακα (Πίνακας 2), όσο και σε μορφή γραφημάτων (Σχήμα 2, Σχήμα 3). Τόσο στον πίνακα 2 όσο και στα γραφήματα (Σχήμα 2, Σχήμα 3), η κατηγορία αποτελεσμάτων «μικτό σύστημα» αντιστοιχεί στην ακριβή λύση που προέκυψε από την ιδιομορφική ανάλυση, η κατηγορία «καμπτικό σύστημα» αντιστοιχεί στα αποτελέσματα που προέκυψαν από την εφαρμογή της πρότασης του καθ. Κ. Αναστασιάδη για τα καμπτικά συστήματα, ενώ η κατηγορία «διατμητικό σύστημα» αντιστοιχεί στα αποτελέσματα της εφαρμογής των διατάξεων του Ε.Α.Κ. 2000, οι οποίες ταυτίζονται με τις αντίστοιχες διατάξεις της πρότασης του καθ. Κ. Αναστασιάδη για τα διατμητικά συστήματα.

Πίνακας 2. Ανάλυση επιπέδων συστημάτων

λΗ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ $\theta(=1/\nu)$		
	ΜΙΚΤΟ	ΚΑΜΠΤΙΚΟ	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟ
1	3.363E-03	4.752E-03	1.530E-03
2	1.581E-03	4.730E-03	7.900E-04
3	1.455E-03	4.708E-03	7.100E-04
4	8.568E-04	4.693E-03	6.100E-04
5	5.758E-04	4.659E-03	5.200E-04
6	4.507E-04	4.618E-03	4.500E-04
7	3.850E-04	4.567E-03	3.900E-04
8	3.300E-04	4.516E-03	3.300E-04
9	7.650E-04	1.593E-02	7.100E-04
10	6.561E-04	1.569E-02	6.200E-04
11	5.958E-04	1.544E-02	5.700E-04
12	5.397E-04	1.518E-02	5.200E-04
13	4.953E-04	1.490E-02	4.800E-04
14	4.480E-04	1.462E-02	4.400E-04
15	4.147E-04	1.432E-02	4.100E-04

3.10.2 Σχόλια

- *Καμπτικά συστήματα ($\lambda H < 1$)*

Ο Ε.Α.Κ. 2000 δεν κάνει διαχωρισμό μεταξύ συστημάτων με διατμητική και καμπτική λειτουργία. Για όλες τις περιπτώσεις προτείνει την ίδια σχέση, η οποία προκύπτει από τα διατμητικά συστήματα. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε μεγάλες αποκλίσεις από την «ακριβή» λύση. Υπολογίζει πολύ μικρότερους συντελεστές ευστάθειας (θ), καθιστώντας τα αποτελέσματά του ανασφαλή.

Αντιθέτως, η πρόταση του καθ. Κ. Αναστασιάδη βρίσκεται σε πλήρη συμφωνία με τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης.

- *Διατμητικά συστήματα ($\lambda H > 15$)*

Στην περιοχή των διατμητικών συστημάτων τόσο η πρόταση του καθ. Κ. Αναστασιάδη, όσο και οι διατάξεις του Ε.Α.Κ.2000 συμπίπτουν στα αποτελέσματά τους, τα οποία βρίσκονται και σε συμφωνία με την «ακριβή» λύση.

- *Μικτά συστήματα ($1 \leq \lambda H \leq 15$)*

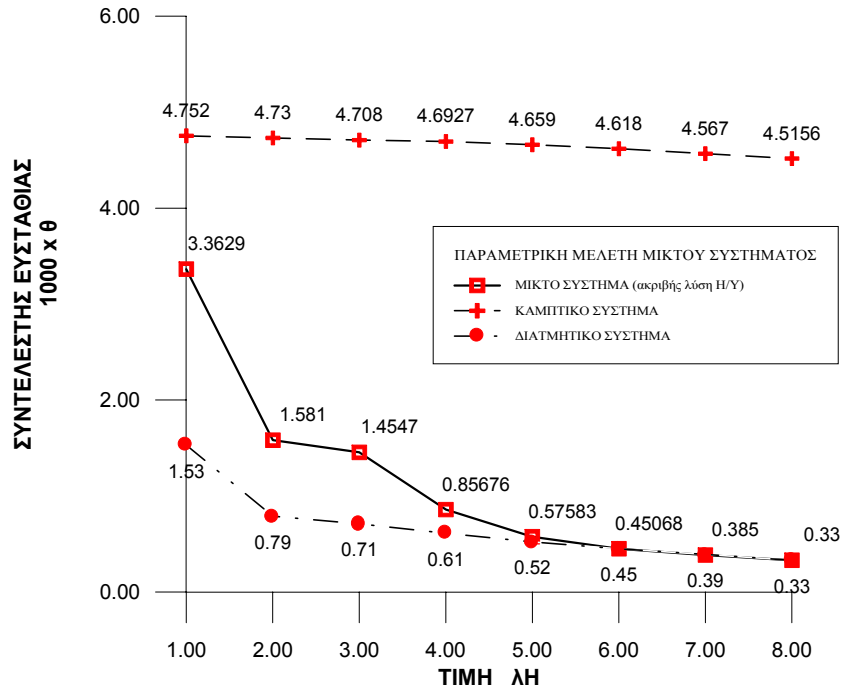
Τα αποτελέσματα της μελέτης των μικτών συστημάτων οδήγησαν στον διαχωρισμό τους σε δύο ομάδες:

Ομάδα 1 ($1 < \lambda H \leq 6$): Στην περιοχή αυτή η εφαρμογή των διατάξεων του Ε.Α.Κ.2000 οδηγεί σε μη συντηρητική εκτίμηση του συντελεστή ευστάθειας θ , ενώ αντίθετα η πρόταση του καθ. Κ. Αναστασιάδη οδηγεί σε συντηρητική εκτίμηση του θ , με την εφαρμογή βέβαια των διατάξεων που αφορούν στα καμπτικά συστήματα.

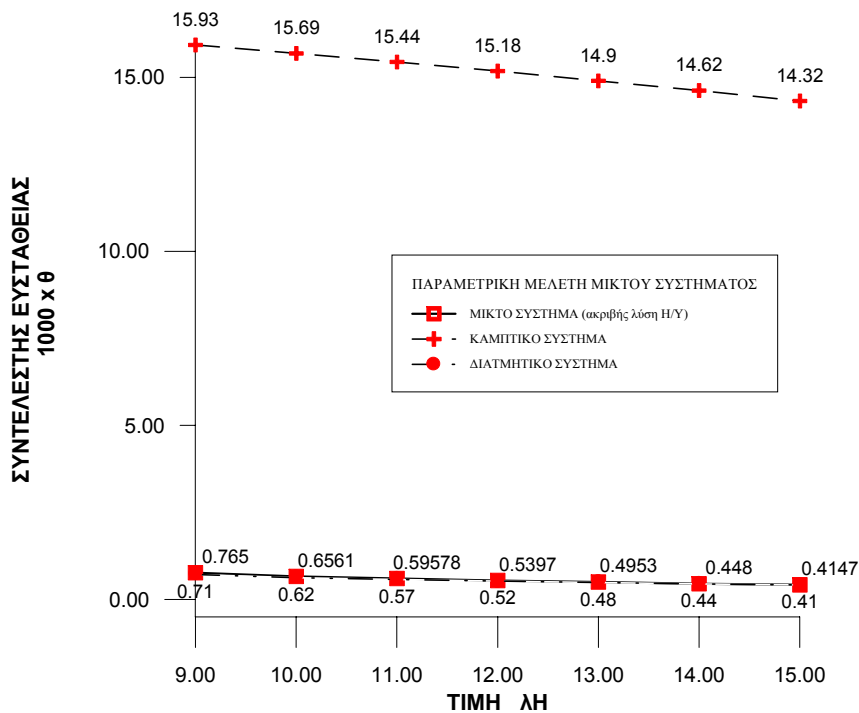
Ομάδα 2 ($6 < \lambda H \leq 15$): Στην περιοχή αυτή, η εφαρμογή τόσο των διατάξεων του Ε.Α.Κ. 2000, όσο και της πρότασης του καθ. Κ. Αναστασιάδη, οδηγεί σε ταυτόσημα αποτελέσματα, τα οποία βρίσκονται σε πλήρη συμφωνία με την «ακριβή» λύση.

Προτείνεται για την εφαρμογή της πρότασης του καθ. Κ. Αναστασιάδη η χρήση των διατάξεων που αφορούν στα καμπικά συστήματα για όλες τις κατασκευές με $\lambda H \leq 6$. Για τις υπόλοιπες κατασκευές ($\lambda H > 6$) προτείνεται η χρήση των διατάξεων για τα διατμητικά συστήματα.

Σχήμα 2. Ανάλυση επίπεδων συστημάτων



Σχήμα 3. Ανάλυση επίπεδων συστημάτων



3.11 Χωρικά συστήματα

3.11.1 Ανάλυση χωρικών συστημάτων

Σε αντίθεση με τα επίπεδα συστήματα, όπου ο υπολογισμός του συντελεστή λΗ είναι εύκολος – χαρακτηρίζοντας το σύστημα καμπτικό, μικτό ή διατμητικό – στα χωρικά συστήματα ο υπολογισμός του εν λόγω συντελεστή είναι εξαιρετικά περίπλοκος, υπερβαίνοντας τα όρια της παρούσας μελέτης. Γι' αυτόν ακριβώς τον λόγο, η επιλογή των κατόψεων των συστημάτων που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση που ακολουθεί, γίνεται με βάση εμπειρικούς κανόνες όσον αφορά στον χαρακτηρισμό τους ως καμπτικά, μικτά ή διατμητικά, κάτι το οποίο επιβεβαιώνεται εποπτικά με την τελική μορφή των ελαστικών γραμμών των υπό επίλυση φορέων.

Επιλέχθηκαν λοιπόν οι φορείς που απεικονίζονται στα σχήματα 4-8. Οι πρώτοι δύο παρουσιάζουν κυρίως καμπτική συμπεριφορά ενώ ο τρίτος κυρίως διατμητική συμπεριφορά. Οι δύο τελευταίοι λόγω ισχυρής σύζευξης καμπτικού και διατμητικού υποσυστήματος δεν παρουσιάζουν ξεκάθαρη συμπεριφορά οπότε χαρακτηρίζονται ως μικτοί.

Ακολουθούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων, σε ξεχωριστό πίνακα για κάθε παράδειγμα.

Πίνακας 3.: Παράδειγμα 1

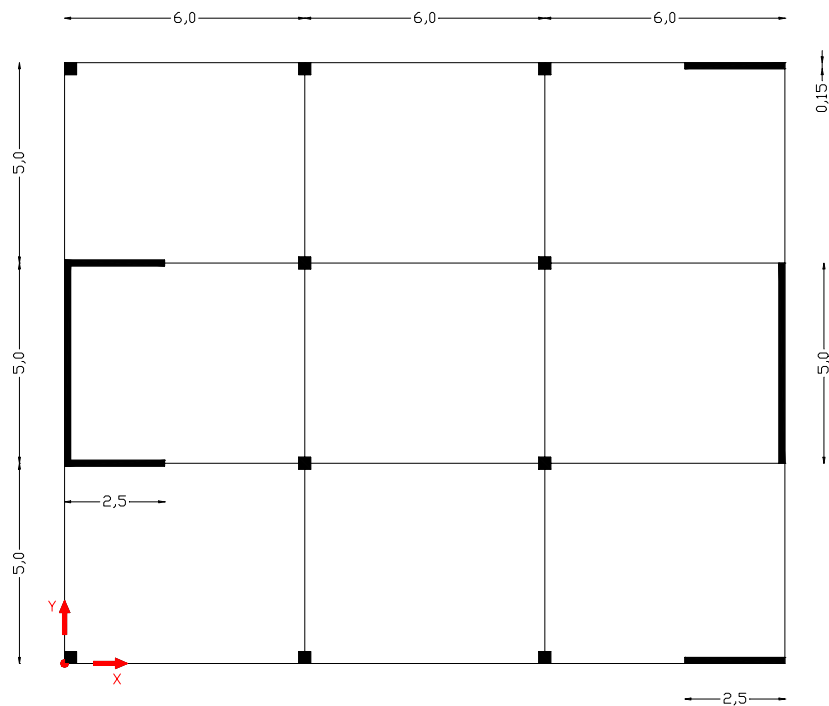
	Κρίσιμο θ
Ε.Α.Κ. 2000	0,0539
Πρόταση Αναστασιάδη	0,1041
«Ακριβής» λύση	0,1019

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα παρατηρούμε σύγκλιση της πρότασης με την «ακριβή» λύση, ενώ η εφαρμογή των διατάξεων του Κανονισμού παρουσιάζει απόκλιση της τάξης του 50%, και μάλιστα όχι προς την πλευρά της ασφάλειας.

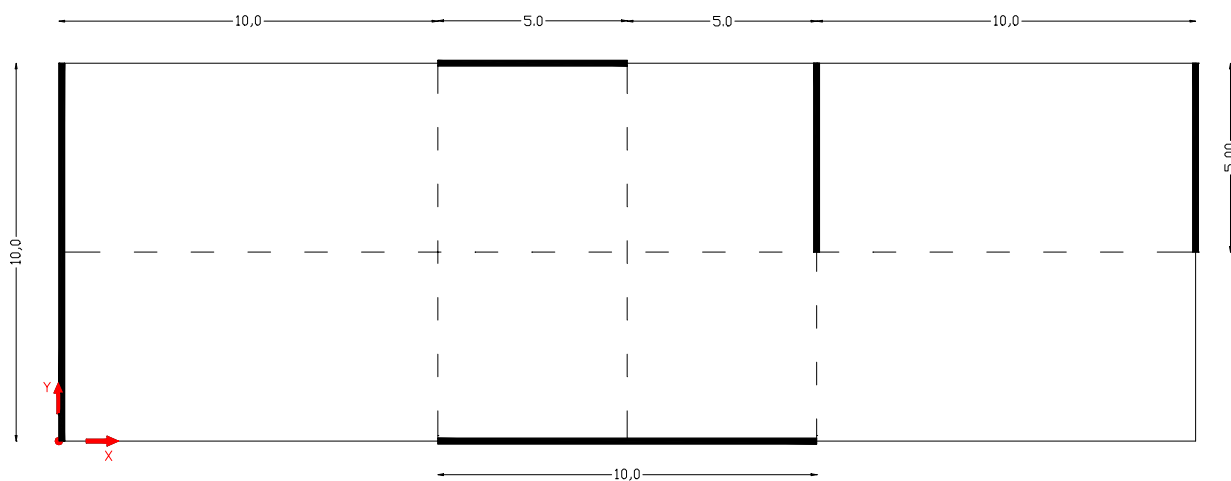
Πίνακας 4.: Παράδειγμα 2

	Κρίσιμο θ
Ε.Α.Κ. 2000	0,535
Πρόταση Αναστασιάδη	0,311
«Ακριβής» λύση	0,2966

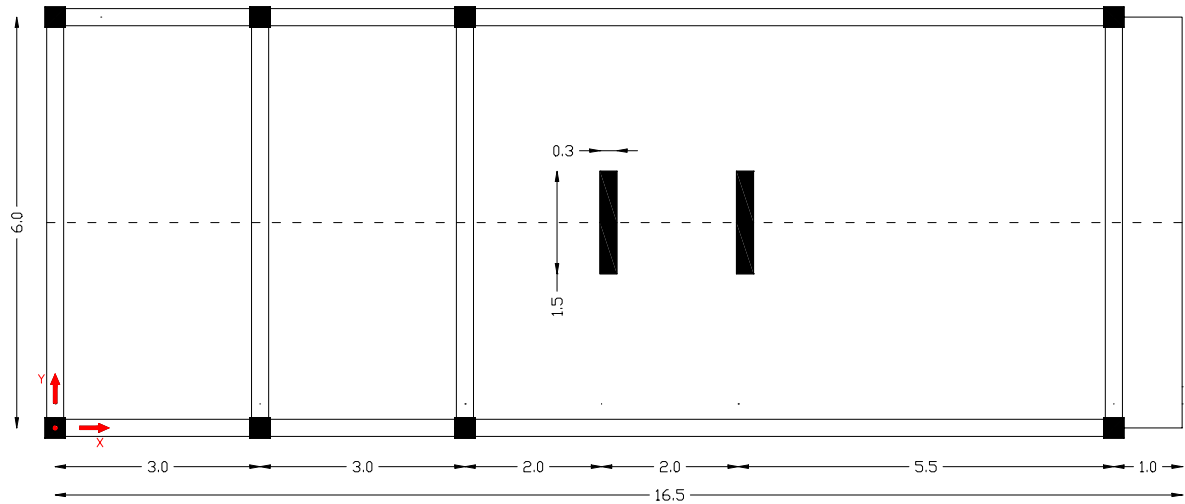
Στο συγκεκριμένο παράδειγμα παρατηρούμε σύγκλιση της πρότασης με την «ακριβή» λύση, ενώ η εφαρμογή του Κανονισμού παρουσιάζει απόκλιση της τάξης του 70%, προς την πλευρά της ασφάλειας, οδηγώντας όμως σε λύση ιδιαίτερα αντισοικονομική.



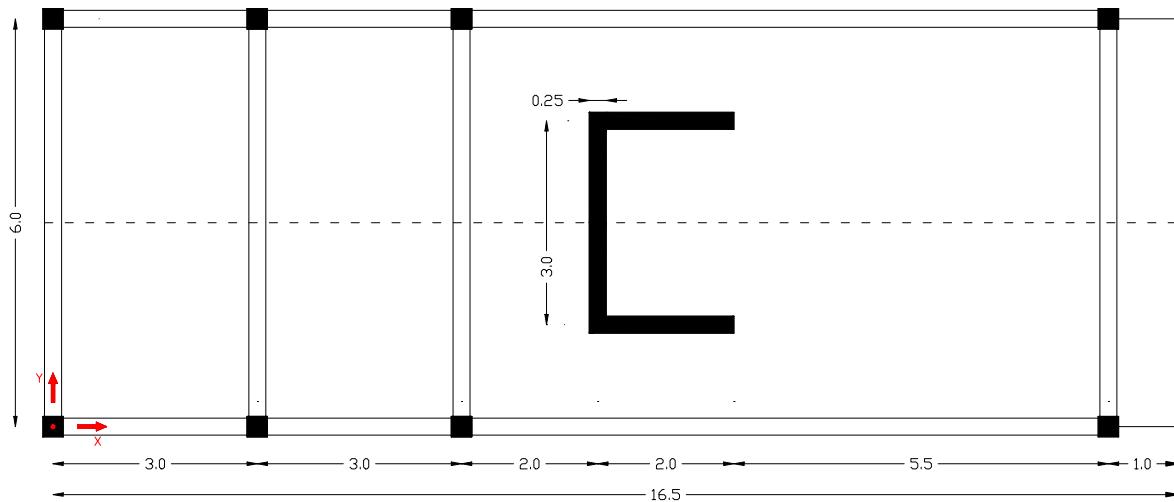
Σχήμα 4. : Παράδειγμα 1



Σχήμα 5. : Παράδειγμα 2



Σχήμα 6. : Παράδειγμα 3



Σχήμα 7. : Παράδειγμα 4

Πίνακας 5.: Παράδειγμα 3

	Κρίσιμο θ
Ε.Α.Κ. 2000	0,1657
Πρόταση Αναστασιάδη	0,162
«Ακριβής» λύση	0,1702

Πίνακας 6.: Παράδειγμα 4

	Κρίσιμο θ	
	θ_x	θ_{yz}
Ε.Α.Κ. 2000	0,1315	0,2348
Πρόταση Αναστασιάδη	0,0823	0,1582
«Ακριβής» λύση	0,0776	0,131

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα παρατηρούμε σύγκλιση της πρότασης του καθ. Κ. Αναστασιάδη με την «ακριβή» λύση, ενώ η εφαρμογή των διατάξεων του Κανονισμού παρουσιάζει απόκλιση της τάξης του 90%, προς την πλευρά της ασφάλειας, οδηγώντας όμως σε ιδιαίτερα αντισοικονομικές λύσεις.

Πίνακας 7.: Παράδειγμα 5

	Κρίσιμο θ
Ε.Α.Κ. 2000	0,365
Πρόταση	-
«Ακριβής»	0,1358

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα παρατηρούμε απόκλιση των διατάξεων του Κανονισμού από την «ακριβή» λύση, τέτοιας τάξης, ώστε να απαιτείται η εφαρμογή της «ακριβούς» λύσης. Η πρόταση, μάλιστα αδυνατεί να δώσει πραγματική λύση στην τιμή του θ .

3.12 Συμπεράσματα

Ο Ε.Α.Κ. 2000 χρησιμοποιεί για τον έλεγχο των φαινομένων β' τάξης τη σεισμική τέμνουσα, όπως προκύπτει από τις παραδοχές της απλοποιημένης δυναμικής μεθόδου, και μάλιστα στις θέσεις που αυτή προσδιορίζει. Το γεγονός αυτό φέρνει τα αποτελέσματα της ανάλυσης σε άμεση εξάρτηση από την εκκεντρότητα της εφαρμοζόμενης δύναμης ως προς το Ελαστικό Κέντρο της κάτοψης, η οποία όμως δεν αποτελεί χαρακτηριστικό της κατασκευής και δε συνδέεται θεωρητικά με το φαινόμενο του λυγισμού. Η επήρεια της εκκεντρότητας συνίσταται στο ότι προκαλεί την ανάπτυξη ροπής σε κάθε όροφο με αποτέλεσμα να μεταβάλλει τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων.

Ακόμα, ο Ε.Α.Κ. 2000 ελέγχει το φαινόμενο ξεχωριστά σε κάθε κύρια διεύθυνση, αγνοώντας το στρεπτικό λυγισμό (και τη σύζευξή του με τις κύριες διευθύνσεις), τον οποίο προσπαθεί εμμέσως να λάβει υπ' όψη μέσω της επιρροής της εκκεντρότητας, κάτι που είναι ατελέσφορο (Κουρίδης, Παρασκευόπουλος, 2001).

- Καμπτικά συστήματα

Σε αυτήν την περίπτωση παρατηρούμε ότι έχουμε σύμπτωση Πρότασης και «ακριβούς» λύσης, τόσο στη μορφή λυγισμού, όσο και στο μέγεθος του συντελεστή ευστάθειας θ με απόκλιση μικρότερη του 3%.

Αντίθετα, οι τιμές που προκύπτουν από την εφαρμογή του Ε.Α.Κ. 2000 αποκλίνουν σε τέτοιο βαθμό από τις «ακριβείς» λύσεις, ώστε να μην τίθεται θέμα σύγκλισης. Ταυτόχρονα είναι ασταθείς ως προς την προσέγγιση των «ακριβών» λύσεων, δηλαδή δεν δίνουν σταθερά ευμενέστερες ή δυσμενέστερες τιμές.

Πρέπει να τονιστεί ότι από τη μελέτη των επίπεδων καμπτικών συστημάτων, θα περιμέναμε ο Ε.Α.Κ. 2000 να δίνει σταθερά μικρότερες τιμές του συντελεστή ευστάθειας από ότι η «ακριβής» λύση. Το γεγονός αυτό επαληθεύεται στο παράδειγμα 1, αλλά όχι στο παράδειγμα 2, στο οποίο το θ λαμβάνει μια υπερβολικά μεγάλη τιμή. Η αύξηση αυτή είναι τεχνητή, και οφείλεται στις μεγάλες τιμές των εκκεντροτήτων του παραδείγματος αυτού.

Οπότε, για τις περιπτώσεις των συστημάτων αυτών προτείνεται η χρήση της Πρότασης, ενώ η χρήση του Ε.Α.Κ. 2000 πρέπει να αποφεύγεται λόγω της αστάθειας των αποτελεσμάτων του.

- Διατμητικά συστήματα

Παρατηρούμε, όπως αναμενόταν, τη σύγκλιση τόσο του Ε.Α.Κ. 2000 όσο και της πρότασης στην «ακριβή» λύση. Υπενθυμίζεται ότι ο Ε.Α.Κ. 2000 εξακολουθεί να έχει εξάρτηση από την εκκεντρότητα, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε υπερβολικά συντηρητικές τιμές του θ . Πρέπει όμως να τονιστεί ότι η απόκλιση των αποτελεσμάτων του Ε.Α.Κ. 2000 είναι σταθερά προς την πλευρά της ασφάλειας,

- Μικτά συστήματα.

Στα παραδείγματα αυτά ελέγχθηκε η επιρροή που έχει η ύπαρξη ισχυρών πυρήνων, λόγω της ιδιόμορφης συμπεριφοράς τους (ανοιχτές λεπτότοιχες διατομές). Αρχικά ξεκινήσαμε από έναν μονοσυμμετρικό φορέα με μικρή εκκεντρότητα μεταξύ του ελαστικού άξονα του πυρήνα και του αντίστοιχου του διατμητικού υποσυστήματος. Στη συνέχεια επιλέχθηκε τέτοια θέση του πυρήνα, ώστε να μην παρουσιάζει άξονα συμμετρίας.

Για τις περιπτώσεις αυτές ο Ε.Α.Κ. 2000 εμφανίζει πολύ μεγαλύτερες τιμές του θ από ότι υπολογίζονται με την «ακριβή» λύση, γεγονός που οφείλεται κυρίως στις μεγάλες εκκεντρότητες. Εδώ πρέπει να τονιστεί ότι όσο τείνουν τα συστήματα να χαρακτηριστούν ως καμπτικά, ενώ ταυτόχρονα οι εκκεντρότητες μικραίνουν, τόσο ο Ε.Α.Κ. 2000 δίνει φανερά μικρότερες τιμές του συντελεστή θ , άρα κρίνεται αναξιόπιστη η χρήση του και προτείνεται η αποφυγή του.

Από τη μεριά της πρότασης του καθ. Κ. Αναστασιάδη, λόγω της ισχυρής σύζευξης (μεταφορικής - στρεπτικής) του καμπτικού και διατμητικού υποσυστήματος προκύπτουν μη αποδεκτές τιμές ως λύσεις (αρνητικές τιμές του θ).

Αυτό οφείλεται στο ότι έχουμε μεγάλη απόκλιση του ελαστικού άξονα του καμπτικού και του διατμητικού υποσυστήματος, με άμεσο αποτέλεσμα την έντονη διασπορά του κέντρου στροφής κάθε ορόφου σε σχέση με τον πλασματικό ελαστικό άξονα του συστήματος, γεγονός που οδηγεί στη θεωρητική ασυνέπεια της χαρακτηριστικής εξίσωσης της Πρότασης.

Συνεπώς, για την περίπτωση των μικτών συστημάτων προτείνεται η χρήση της «ακριβούς» λύσης. Οι διατάξεις της Πρότασης και του Ε.Α.Κ. 2000 δεν οδηγούν τον μελετητή ούτε σε ακριβείς λύσεις, αλλά ούτε και σε σταθερά συντηρητικές τιμές.

Με βάση τα προηγούμενα συμπεράσματα προτείνονται οι επόμενες νέες διατάξεις για τα φαινόμενα δεύτερης τάξης.

3.13 Πρόταση νέων διατάξεων για τα φαινόμενα δεύτερης τάξης

α. Κείμενο

- (1) Στα πολυώροφα κτίρια ο επηρεασμός της οριζόντιας σεισμικής απόκρισης από τη δράση των φορτίων βαρύτητας επάνω στον παραμορφωμένο φορέα, ο οφειλόμενος στη σχετική μετακίνηση των πλακών (επήρεια $P-\Delta$), μπορεί να αγνοηθεί όταν ο δείκτης ευστάθειας θ του κτιρίου ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$\theta = \frac{P}{P_{cr}} \leq 0.10$$

όπου P το συνολικό κατακόρυφο φορτίο λειτουργίας στη βάση και P_{cr} το κρίσιμο φορτίο λυγισμού του κτιρίου.

- (2) Για τον υπολογισμό του θ , αν δεν γίνει ακριβέστερη ανάλυση, οι ελαστικές μετακινήσεις θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή συμπεριφοράς q του κτιρίου, μέσα στα πλαίσια ισχύος της

"ισοδύναμης" γραμμικής ανάλυσης που υιοθετεί ο παρών Κανονισμός (παραγρ. 3.1.1.(2)). Στο Παράρτημα δίδεται ο πρακτικός υπολογισμός του θ με βάση την παραδοχή αυτή για κτίρια με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών.

- (3) Εάν $0.10 < \theta \leq 0.20$ η επήρεια P-Δ λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τα μεγέθη της οριζόντιας σεισμικής απόκρισης $1^{ης}$ τάξης με τον αυξητικό παράγοντα $1/(1-\theta)$.
- (4) Εάν $\theta > 0.20$ απαιτείται αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος για $q > 1$, ενώ για $q = 1$ και μέχρι το ανώτατο όριο $\theta = 0.30$ επιβάλλεται ο ακριβής υπολογισμός της επήρειας P-Δ υπό τον σεισμό σχεδιασμού.
- (5) Σε κτίρια στα οποία δεν είναι εξασφαλισμένη η διαφραγματική λειτουργία των πλακών, κατά τον υπολογισμό του θ θα λαμβάνεται υπόψη η παραμόρφωση των πλακών μέσα στο επίπεδό τους.

β. Σχόλια

- (1) Στα πολυώροφα κτίρια εμφανίζονται οι παρακάτω δύο τύποι φαινομένων $2^{ης}$ τάξης:
 - Η επήρεια P-Δ, κατά την οποία αναπτύσσονται πρόσθετες οριζόντιες δυνάμεις από τα φορτία βαρύτητας στα άκρα των κατακόρυφων στοιχείων λόγω της σχετικής μετακίνησης των πλακών.
 - Η επήρεια καμπύλωσης, κατά την οποία αναπτύσσονται πρόσθετες ροπές κάμψης από αξονική φόρτιση στα κατακόρυφα στοιχεία λόγω καμπύλωσης του άξονά τους.

Η πρώτη προκαλεί αύξηση των οριζόντιων μετατοπίσεων ενώ η δεύτερη προκαλεί μείωση της δυσκαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων, ανακατανομή των εσωτερικών δυνάμεων και περαιτέρω αύξηση των μετατοπίσεων. Η επήρεια καμπύλωσης αγνοείται συνήθως κατά τον υπολογισμό του θ , λαμβάνεται όμως πάντοτε υπόψη για κάθε μεμονωμένο υποστύλωμα κατά την διαστασιολόγησή του (βλ. Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος).

Ο περιορισμός του $\theta \leq 0.10$ σημαίνει ότι η αύξηση των μεγεθών απόκρισης λόγω της επήρειας P-Δ δεν θα υπερβαίνει το 10% περίπου των αρχικών τιμών τους.
- (2) Η θεώρηση μετελαστικών μετακινήσεων ίσων με το q-πλάσιο των ελαστικών οδηγεί στη σχέση (βλ. Παράρτημα):

$$\theta = q \cdot \theta_e$$

όπου $\theta_e = P/P_{cr,e}$ ο ελαστικός δείκτης ευστάθειας και $P_{cr,e}$ το ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού του συστήματος. Το φορτίο αυτό, σε ό,τι αφορά την ανάλυση της επήρειας P-Δ, είναι ανεξάρτητο από την οριζόντια φόρτιση, διότι οι αναπτυσσόμενες κατά την υπόψη φόρτιση αξονικές δυνάμεις στα κατακόρυφα στοιχεία αλληλοαναιρούνται συνολικά σε κάθε όροφο. Επομένως το θ_e -όπως και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T-εξαρτάται μόνο από την δυσκαμψία του συστήματος και από την κατανομή των φορτίων βαρύτητας. Το μέγεθος αυτό, μονοσήμαντα ορισμένο για ολόκληρο το κτίριο, θα πρέπει να υπολογίζεται με τη δέουσα προσοχή, ιδιαίτερα σε συστήματα με δεσπόζοντα στρεπτικό λυγισμό, στα οποία μπορεί να πάρει μεγάλες τιμές.

- (3) Η στατική μετακίνηση 2^{ης} τάξης $u'' = u' + \Delta u$, έπεται από ιδιομορφική ανάλυση στη βάση των ιδιομορφών λυγισμού, γράφεται:

$$u'' = u_1' \cdot \frac{v_1}{v_1 - 1} + u_2' \cdot \frac{v_2}{v_2 - 1} + \dots + u_n' \cdot \frac{v_n}{v_n - 1}$$

όπου u_j' οι ιδιομορφικές στατικές μετακινήσεις 1^{ης} τάξης και v_j οι αντίστοιχες ιδιοτιμές λυγισμού ($j=1,2,3,\dots,n$). Από τη σχέση αυτή, κρατώντας μόνο τον πρώτο όρο της σειράς (θεμελιώδη) και, σε αντιστάθμισμα, προικοδοτώντας την θεμελιώδη ιδιομορφική μετακίνηση u_1' με τη συνολική μετακίνηση 1^{ης} τάξης u' , προκύπτει:

$$u'' \approx \frac{1}{1 - \theta} \cdot u'$$

όπου $\theta = \theta_1 = 1/v_1$. Η προσέγγιση αυτή θεωρείται θεμιτή για $\theta \leq 0.20$ και εφαρμόζεται τόσο επί της στατικής όσο και επί της δυναμικής απόκρισης 1^{ης} τάξης u' , διότι η τελευταία μπορεί πάντοτε να αναλυθεί σε μία ακολουθία φασματικών (στατικών) αποκρίσεων.

- (4) Η κατασκευαστική παρέμβαση εν προκειμένω για την υποβάθμιση των φαινομένων 2^{ης} τάξης υπαγορεύεται όχι τόσο λόγω της παραπάνω προσέγγισης, αλλά κυρίως διότι για $\theta > 0.20$ η ταυτόχρονη υλική και γεωμετρική μη-γραμμικότητα δεν καλύπτεται πλέον αξιόπιστα από την 'ισοδύναμη' γραμμική ανάλυση που υιοθετεί ο παρών Κανονισμός και η σχέση $\theta = q \cdot \theta_e$ δεν θα ισχύει (βλ. παράγρ. 3.1.1(2) και αντίστοιχο σχόλιο). Μία αξιόπιστη αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού θα απαιτούσε την διενέργεια συνολικής μη-γραμμικής ανάλυσης 2^{ης} τάξης. Εξάιρεση αποτελεί η περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς ($q=1$), κατά την οποία είναι δυνατός ο άμεσος συνυπολογισμός και της επήρειας P-Δ (με τη χρήση κατάλληλου προγράμματος γραμμικής ανάλυσης στον H/Y), ανεξάρτητα από τις τιμές του θ_e .
- (5) Η παραμόρφωση των πλακών μέσα στο επίπεδό τους μπορεί να μειώσει σημαντικά το κρίσιμο φορτίο λυγισμού του κτιρίου.

Βιβλιογραφία

- Αναστασιάδης,Κ.(1991) "Η μέθοδος των τριών πόλων. Θεωρία και εφαρμογές", Τεχνικά Χρονικά, Διμηνιαία έκδοση, Τεύχος5/91
- Αναστασιάδης,Κ., Αβραμίδης,Ι. και Αθανατοπούλου ,Α. (2001) "Κριτικές παρατηρήσεις επί του Ευρωκώδικα 8-Παράγραφοι 3,4"
- Bittnar, Z. , Šejnoha,J. (1996) "Numerical Methods in Structural Mechanics"
- Κουρίδης,Α. και Παρασκευόπουλος,Η. (2001) "Αξιολόγηση των διατάξεων του Ε.Α.Κ. 2000 για τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης", Διπλωματική εργασία, Α.Π.Θ.
- NAFEMS (1992) "Introduction to Non-linear Finite Element Analysis" edited by E.Hinton

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

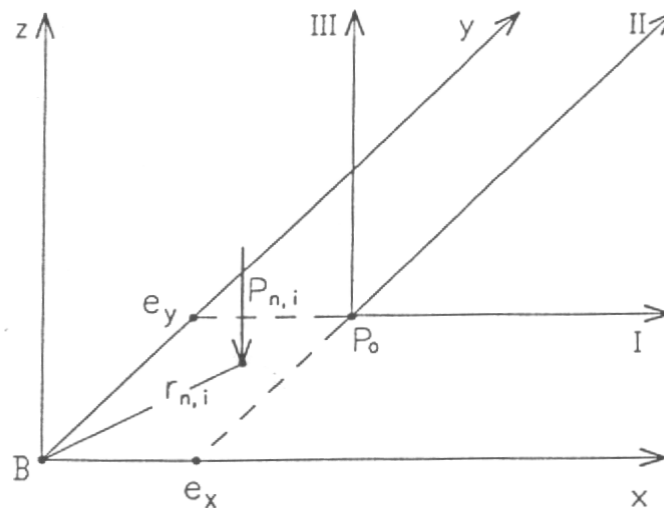
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

1. Παραδοχές - Συμβολισμοί

Υποθέτουμε ότι για τα θεωρούμενα εδώ πολυώροφα κτίρια ισχύουν οι επόμενες βασικές παραδοχές:

- Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό τους.
- Ο νόμος μεταβολής κατά το ύψος των αξονικών δυνάμεων βαρύτητας είναι κοινός σε όλα τα κατακόρυφα στοιχεία.
- Οι μεταελαστικές μετακινήσεις θεωρούνται q - πλάσιες των ελαστικών.

Με βάση την πρώτη παραδοχή καθορίζεται το κύριο σύστημα αξόνων P_0 (I,II,III), όπου P_0 III ο κατακόρυφος πλασματικός (εν γένει) ελαστικός άξονας του κτιρίου και I, II οι κύριες διευθύνσεις του (σχ.1) (βλ. Makarios and Anastasiadis, 1998). Από τη δεύτερη παραδοχή προκύπτει ότι τα κέντρα των αξονικών δυνάμεων των ορόφων θα βρίσκονται επάνω στην ίδια κατακόρυφη ευθεία. Η ευθεία αυτή λαμβάνεται ως άξονας z του κεντροβαρικού συστήματος αναφοράς $Bxyz$, του οποίου οι άλλοι δύο άξονες x , y εκλέγονται παράλληλοι προς τις κύριες διευθύνσεις I, II του κτιρίου.



Σχήμα 1. Κύριο σύστημα

Στον τυχόντα όροφο n ($n=1, 2, \dots, N$) το κατακόρυφο φορτίο βαρύτητας (από τον υπόψη όροφο) του κατακόρυφου στοιχείου (i) συμβολίζεται με το $P_{n,i}$ και για όλα τα στοιχεία του ορόφου με το $P_n = \sum_i P_{n,i}$. Η

συνολική αξονική δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων στον όροφο (n) θα είναι:

$$N_n = \sum_{j=n}^N P_j \quad (1)$$

και στη βάση του κτιρίου θα έχουμε:

$$P = N_1 = \sum_{n=1}^N P_n \quad (2)$$

Επίσης, η ακτίνα εκτροπής r_n του φορτίου P_n (σχ.1):

$$r_n = \sqrt{\frac{1}{P_n} \sum_i r_{n,i}^2 P_{n,i}} \quad (3)$$

θα είναι σταθερή σε όλους τους ορόφους και θα συμβολίζεται με το r .

Σύμφωνα με την τρίτη παραδοχή, αν είναι $P_{cr,e} = \nu P$ το ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού, όπου ν η μικρότερη ιδιοτιμή του ιδιοπροβλήματος: $\mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_e = \nu \mathbf{K}_g \boldsymbol{\varphi}_e$, τότε το μετελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού θα είναι $P_{cr} = \mu \cdot P$, όπου μ η μικρότερη ιδιοτιμή του ιδιοπροβλήματος (για $\boldsymbol{\varphi}_e \rightarrow q \boldsymbol{\varphi}_e$):

$$\mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_e = \mu \mathbf{K}_g (q \boldsymbol{\varphi}_e) \quad \text{ή} \quad \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_e = (q \mu) \mathbf{K}_g \boldsymbol{\varphi}_e$$

από το οποίο με σύγκριση προς το προηγούμενο προκύπτει:

$$\nu = q \mu, \quad P_{cr} = \frac{1}{q} P_{cr,e} \quad (4\alpha, \beta)$$

και άρα:

$$\theta = q \theta_e \quad (5)$$

όπου $\theta_e = P / P_{cr,e}$ ο ελαστικός δείκτης ευστάθειας του κτιρίου. Στις παραπάνω σχέσεις \mathbf{K} είναι το μητρώο δυσκαμψίας του συστήματος, \mathbf{K}_g είναι το γεωμετρικό μητρώο δυσκαμψίας (ή μητρώο εκτροπής των αξονικών δυνάμεων) και $\boldsymbol{\varphi}_e$ η ιδιομορφή λυγισμού. Σημειωτέον, ότι σε ό,τι αφορά την επήρεια $P - \Delta$ το \mathbf{K}_g είναι ανεξάρτητο από τις αξονικές δυνάμεις που προκαλεί η οριζόντια φόρτιση, διότι αυτές αλληλοαναιρούνται συνολικά σε κάθε όροφο (Anastassiadis, 1986).

2. Κανονικά διατμητικά συστήματα

Πρόκειται για πλαισιακά συστήματα με πολύ λίγα ή καθόλου τοιχώματα. Για τον υπολογισμό του ελαστικού δείκτη ευστάθειας θ_e των συστημάτων αυτών εκλέγονται πρώτα οι αυθαίρετες σε μέγεθος, αλλά με τριγωνική κατανομή κατά το ύψος, δυνάμεις ορόφων F_1, F_2, \dots, F_N και οι αντίστοιχες στρεπτικές ροπές $1 \cdot F_1, 1 \cdot F_2, \dots, 1 \cdot F_N$. Στη συνέχεια εξετάζονται οι επόμενες τρεις στατικές φορτίσεις του κτιρίου:

- Φόρτιση κατά τον κύριο άξονα I με τις δυνάμεις ορόφων F_n . Από τη φόρτιση αυτή θα προκύψουν οι σχετικές μετατοπίσεις ορόφων $\Delta_{x,n} = u_{I,n} - u_{I,n-1}$ κατά την κύρια διεύθυνση I του κτιρίου, ενώ οι μετατοπίσεις κατά την κύρια διεύθυνση II και οι στροφές των διαφραγμάτων θα είναι αμελητέες και αγνοούνται (σε συστήματα με πραγματικό ελαστικό άξονα θα είναι μηδενικές).
- Φόρτιση κατά τον κύριο άξονα II με τις δυνάμεις ορόφων F_n , από την οποία θα προκύψουν (ως ανωτέρω) οι σχετικές μετατοπίσεις ορόφων $\Delta_{y,n} = u_{II,n} - u_{II,n-1}$ κατά την κύρια διεύθυνση II του κτιρίου.
- Φόρτιση κατά z με τις στρεπτικές ροπές ορόφων $1 \cdot F_n$ και με ταυτόχρονη παγίωση της μετατόπισης (κατά x και y) του σημείου B σε όλα τα διαφράγματα. Από τη φόρτιση αυτή θα προκύψουν οι σχετικές γωνίες στροφής των διαφραγμάτων $\Delta_{z,n} = \vartheta_{z,n} - \vartheta_{z,n-1}$ περί το B .

Με βάση τα προηγούμενα αποτελέσματα οι (ασύζευκτοι) ελαστικοί δείκτες ευστάθειας των ορόφων, κατά x , y και z , υπολογίζονται από τις σχέσεις (MacGregor and Hage, 1977).

$$\begin{aligned}\theta_{x,n} &= \frac{N_n \Delta_{x,n}}{h_n V_{x,n}}, \\ \theta_{y,n} &= \frac{N_n \Delta_{y,n}}{h_n V_{y,n}}, \\ \theta_{z,n} &= \frac{N_n r^2 \Delta_{z,n}}{h_n M_{z,n}}\end{aligned}\quad (6 \alpha, \beta, \gamma)$$

όπου h_n το ύψος του ορόφου και $V_{x,n}$, $V_{y,n}$, $M_{z,n}$ οι τέμνουσες δυνάμεις κατά x , y και η ροπή στρέψης κατά z στον όροφο (n) κατά τις αντίστοιχες φορτίσεις του κτιρίου. Οι (ασύζευκτοι) ελαστικοί δείκτες ευστάθειας του κτιρίου κατά x , y και z θα είναι:

$$\begin{aligned}\theta_x &= \max \theta_{x,n}, \\ \theta_y &= \max \theta_{y,n}, \\ \theta_z &= \max \theta_{z,n}\end{aligned}\quad (7 \alpha, \beta, \gamma)$$

και οι αντίστοιχοι συντελεστές λυγισμού :

$$v_x = 1/\theta_x, \quad v_y = 1/\theta_y, \quad v_z = 1/\theta_z \quad (8 \alpha, \beta, \gamma)$$

Ο ελαστικός δείκτης ευστάθειας θ_e του κτιρίου (συζευγμένος) υπολογίζεται από τη σχέση (Anastassiadis, 1986):

$$\theta_e = \frac{1}{\min v} \quad (9)$$

όπου $\min v$ η μικρότερη ρίζα της τριτοβάθμιας εξίσωσης:

$$v^3 - \alpha v^2 + \beta v + \gamma = 0 \quad (10)$$

και όπου :

$$\alpha = v_x + v_y + v_z,$$

$$\beta = v_x v_y + v_y v_z + v_z v_x - \varepsilon_y^2 v_x^2 - \varepsilon_x^2 v_y^2$$

$$\gamma = v_x v_y (v_x \varepsilon_y^2 + v_y \varepsilon_x^2 - v_z), \quad \varepsilon_x = e_x / r, \quad \varepsilon_y = e_y / r$$

Αν θέσουμε:

$$p = \frac{\alpha^2}{3} - \beta, \quad Q = -\frac{2\alpha^3}{27} + \frac{\alpha\beta}{3} + \gamma$$

και $k = 2\sqrt{p/3}, \quad \sin \varphi = \frac{3Q}{kp}$

οι τρεις ρίζες της τριτοβάθμιας εξίσωσης δίδονται από την έκφραση:

$$v_i = \frac{\alpha}{3} + k \cdot \sin \frac{\varphi + 2\pi(i-1)}{3}, \quad i=1, 2, 3 \quad (11)$$

Σε περίπτωση συμμετρίας του κτιρίου κατά x ή y ή x,y το $\min v$ θα ισούται με τον μικρότερο από τους αριθμούς μέσα στις επόμενες αγκύλες:

- Συμμετρία κατά x : $\min v = \min [v_x, v_{yz}]$
- Συμμετρία κατά y : $\min v = \min [v_y, v_{xz}]$
- Συμμετρία κατά x,y : $\min v = \min [v_x, v_y, v_z]$

όπου :

$$\begin{aligned} v_{yz} &= \frac{v_y + v_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{v_y - v_z}{2}\right)^2 + v_y^2 \varepsilon_x^2} \\ v_{xz} &= \frac{v_x + v_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{v_x - v_z}{2}\right)^2 + v_x^2 \varepsilon_y^2} \end{aligned} \quad 12(\alpha, \beta)$$

3. Καμπικά συστήματα

Πρόκειται για συστήματα μεμονωμένων κατακόρυφων προβόλων, τα οποία προκύπτουν με αγνόηση της πλαισιακής λειτουργίας των κατακόρυφων στοιχείων του κτιρίου. Είναι προφανές ότι αν ο σχετικός έλεγχος του θ ικανοποιείται για το υποκατάστατο αυτό σύστημα, τότε κατά μείζονα λόγο θα ικανοποιείται και για το πραγματικό μικτό σύστημα με την μεγαλύτερη δυσκαμψία.

Τοιχώματα σταθερής διατομής

Στην περίπτωση αυτή οι ασύζευκτοι συντελεστές λυγισμού υπολογίζονται άμεσα από τις σχέσεις (Rosman, 1980):

$$v_x = \frac{1}{P} \frac{\alpha E J_{II}}{H^2}, \quad v_y = \frac{1}{P} \frac{\alpha E J_I}{H^2}, \quad v_z = \frac{1}{P} \frac{\alpha E J_B}{r^2 H^2} \quad (13 \alpha, \beta, \gamma)$$

όπου:

$$J_B = J_K + e_x^2 J_I + e_y^2 J_{II}, \quad (13, \delta)$$

H = Ύψος κτιρίου, E = Επιβατικό μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος.

Οι κύριες δυσκαμψίες EJ_I , EJ_{II} και EJ_K αναφέρονται στο ελαστικό κέντρο K και τους κύριους άξονες I , II του υποκατάστατου συστήματος προβόλων. Ο συντελεστής α δίδεται από τον τύπο του Dinnik (Rosman, 1980):

$$\alpha = \frac{\pi^2}{4 \sum_n \alpha_n \lambda_n^2} \quad (14)$$

όπου $\alpha_n = P_n / P$ και $\lambda_n = H_n / H$ (H_n = Ύψος στάθμης n).

Ο περαιτέρω υπολογισμός των $\min v$ και θ_e γίνεται όπως στην προηγούμενη παράγραφο (εξ.(9) έως (12)).

4. Τυχόντα συστήματα

Για συστήματα που δεν μπορούν να υπαχθούν σε καμία από τις προηγούμενες περιπτώσεις, καθώς επίσης και στην περίπτωση παραμορφώσιμων πατωμάτων μέσα στο επίπεδό τους, απαιτείται η χρήση ειδικού προγράμματος Η/Υ για τον υπολογισμό του $P_{cr,e}$ και του αντίστοιχου θ_e . Στη συνέχεια ο ζητούμενος μετελαστικός δείκτης ευστάθειας θ υπολογίζεται από την εξ.(5).

Βιβλιογραφία

- Anastassiadis, K. (1986): "Méthode simplifiée de calcul du second ordre des bâtiments a étages", Construction Métallique, No 4.
- Mac Gregor, J.G. and Hage, S.E. (1977): "Stability analysis and design of concrete frames", Journal of the Struct. Division, ASCE, Vol. 103, No ST10, October.
- Rosman, R. (1980): „Stabilität im Grundriß unsymmetrischer Stützen-und Wandscheibensysteme“, Die Bautechnik 1.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Πρότυπα αριθμητικά παραδείγματα

(Λόγω μεγάλου όγκου - άνω των 1000 σελίδων - περιέχονται σε ψηφιακή μορφή στο συνοδευτικό CD)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Αρχεία Η/Υ για τους φορείς της τεχνικο-οικονομικής διερεύνησης

(Τα αρχεία αυτά περιέχονται σε ανεξάρτητο τεύχος)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

Διερεύνηση πιθανών προβλημάτων εφελκυσμού στη στάθμη θεμελίωσης

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

Διερεύνηση πιθανών προβλημάτων εφελκυσμού στη στάθμη θεμελίωσης

A. Τυπικό γωνιακό πολυώροφο κτήριο με εκτεταμένη χρήση τοιχωμάτων - Επιφανειακή θεμελίωση χωρίς υπόγειο

Προς διερεύνηση των πιθανών προβλημάτων κατά την υλοποίηση της πλήρους αντισεισμικής προστασίας επιλύθηκαν για $q=1$ τα τρία τυπικά πολυώροφα γωνιακά κτήρια (καταστήματα στο ισόγειο, γραφεία ή διαμερίσματα στους ορόφους) που φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα 1 και 2 (με γεωμετρικές απλοποιήσεις, όπως π.χ. αγνόηση ανοιγμάτων θυρών, που δεν επηρεάζουν την ουσία του ζητουμένου). Η επίλυση έγινε με τη δυναμική φασματική μέθοδο για ταυτόχρονη δράση των δύο οριζοντίων συνιστωσών του σεισμού και τα μεγέθη απόκρισης προσδιορίστηκαν βάσει του σεισμικού συνδυασμού της παραγράφου 4.1.2.1 του ΕΑΚ 2000. Το κτήριο Α (σχήμα 1) υπολογίστηκε για $\alpha=0.16$ (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II), το κτήριο Β για $\alpha=0.24$ (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III), ενώ το κτήριο Γ για την μέγιστη προβλεπόμενη από τον ΕΑΚ 2000 ανηγμένη επιτάχυνση εδάφους $\alpha=0.36$ (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας IV). Όπως φαίνεται από τα σχήματα, ακόμη και στην δυσμενέστατη περίπτωση του κτηρίου Γ η επιλογή των εκτεταμένων τοιχωμάτων δεν δημιουργεί ιδιαίτερες δεσμεύσεις στην λειτουργία του κτηρίου και αφήνει ανεπηρέαστη την γενική αισθητική του, ενώ οι διατομές των υποστυλωμάτων δεν ξεφεύγουν από τις συνήθεις διαστάσεις. Διαφαίνεται επίσης, ότι το υπερβάλλον κόστος της κατασκευής των τοιχωμάτων έναντι της κατασκευής των αντιστοίχων πλαισίων με τις τοιχοπληρώσεις τους είναι πολύ μικρό, εάν αναχθεί στο συνολικό κόστος κατασκευής του κτηρίου.

Με βάση τις επιλύσεις των τριών κτηρίων μπορούν να διαπιστωθούν τα εξής :

1. Κτήριο Α (ζώνη II)

Δεν διαπιστώθηκε κανένα ουσιαστικό πρόβλημα.

Με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T_{\theta\epsilon\mu}=0.552$ sec, η αντίστοιχη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $R_d(T_{\theta\epsilon\mu})=0.4g$ αντιστοιχεί στον οριζόντιο κλάδο του φάσματος του ΕΑΚ 2000. Ως μέγιστη στροφή και μέγιστη μετατόπιση στην κορυφή του κτηρίου προέκυψαν οι σχετικώς μικρές τιμές $\max\theta=2.85$ mrad και $\max u=48.57$ mm αντιστοίχως. Ανάλογα μικρές είναι και οι διαφορικές μετατοπίσεις, γεγονός που σημαίνει ότι προστατεύονται πλήρως οι τοιχοποιίες.

Οι επιλεγείσες διατομές επαρκούν για την παραλαβή των εναπτικών μεγεθών χωρίς να ξεφεύγουν από τις συνήθεις διαστάσεις.

2. Κτήριο Β (ζώνη III)

Λόγω της θέσης του κτηρίου Β στην ζώνη III, ο φέρων οργανισμός του ενισχύεται έναντι της προηγούμενης περίπτωσης με ισχυρότερα τοιχώματα. Για λόγους διερεύνησης των δυσμενέστερων συνεπειών δεν ελήφθη ιδιαίτερη μέριμνα αποφυγής ασυμμετριών και εκκεντροτήτων του σκελετού (οι δύο εξωτερικές πλευρές του κτηρίου περιλαμβάνουν μόνον υποστυλώματα).

Με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T_{\theta\epsilon\mu}=0.445$ sec, η αντίστοιχη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $R_d(T_{\theta\epsilon\mu})=0.6g$ αντιστοιχεί στον οριζόντιο κλάδο του φάσματος του ΕΑΚ 2000. Ως μέγιστη στροφή και μέγιστη μετατόπιση στην κορυφή του κτηρίου προέκυψαν οι σχετικώς μικρές – προφανώς λόγω των

ισχυρότατων τοιχωμάτων - τιμές $\max\theta=2.87$ mrad και $\max u=40.36$ mm αντιστοίχως. Ανάλογα μικρές είναι και οι διαφορικές μετατοπίσεις, γεγονός που σημαίνει ότι όπως και στην προηγούμενη περίπτωση του κτηρίου Α προστατεύονται σχεδόν πλήρως οι τοιχοποιίες.

Οι επιλεγείσες διατομές επαρκούν για την παραλαβή των εναπτικών μεγεθών χωρίς να ξεφεύγουν από τις συνήθεις διαστάσεις.

Όμως : Οι κατακόρυφες αντιδράσεις στη βάση του κτηρίου μπορούν λαμβάνουν σε πολλά στοιχεία θετικές τιμές (εφελκυσμός) και απαιτούν ιδιαίτερα μέτρα αγκύρωσης κάνοντας αναγκαίο έναν ειδικό έλεγχο θεμελίωσης.

3. Κτήριο Γ (ζώνη IV)

Πρόκειται για την ακραία περίπτωση ενός 8-ωρόφου (!) κτηρίου στη ζώνη IV. Έναντι της προηγούμενης περίπτωσης, ο φέρων οργανισμός περιλαμβάνει τα ίδια τοιχώματα, αλλά έχει ενισχυμένες διατομές υποστυλωμάτων και δοκών.

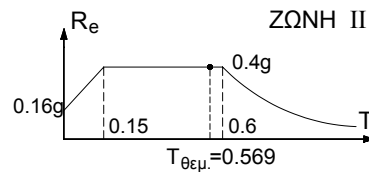
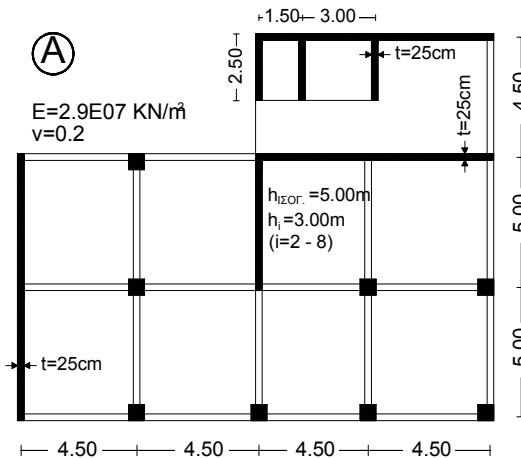
Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου είναι $T_{\theta\epsilon\mu}=0.424$ sec και η αντίστοιχη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού παίρνει την υψηλότερη τιμή $R_d(T_{\theta\epsilon\mu})=0.9g$. Ως μέγιστη στροφή και την μέγιστη μετατόπιση στην κορυφή του κτηρίου προέκυψαν οι σχετικώς μικρές τιμές $\max\theta=3.89$ mrad και $\max u=55.54$ mm αντιστοίχως. Ακόμη και στην ακραία αυτή περίπτωση οι διαφορικές μετατοπίσεις παραμένουν σχετικώς μικρές, προστατεύοντας έτσι σχεδόν πλήρως τις τοιχοποιίες.

Διαπιστώνεται μία σχετική έξαρση των εντατικών μεγεθών στα υποστυλώματα και στις δοκούς του τετάρτου ορόφου και των γειτονικών του, γεγονός που είναι εξηγήσιμο θεωρητικά και οφείλεται στην αλληλεπίδραση του καμπτικού με το διατμητικό υποσύστημα του κτηριακού φορέα. Ο ρόλος του δεύτερου είναι εν προκειμένω σημαντικότερος του συνήθους λόγω των πολύ ισχυρών διατμητικών τοιχωμάτων.

Οι επιλεγείσες διατομές υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων επαρκούν για την παραλαβή των εντατικών μεγεθών, ενώ σε ορισμένες δοκούς του τετάρτου ορόφου και των γειτονικών του ο απαιτούμενος οπλισμός βρίσκεται στα όρια του επιτρεπτού ή και τα υπερβαίνει ελαφρώς.

Οι κατακόρυφες αντιδράσεις στη βάση του κτηρίου μπορούν να λάβουν στα περισσότερα στοιχεία θετικές τιμές (εφελκυσμός), με μεγέθη που απαιτούν ιδιαίτερα μέτρα αγκύρωσης και που οπωσδήποτε κάνουν αναγκαίο έναν ειδικό έλεγχο θεμελίωσης.

Σημειώνεται, ότι στο παρόν παράδειγμα Γ, όπως και στα δύο πρώτα Α και Β, οι τοιχοποιίες δεν ελήφθησαν υπόψη, παρόλο που η μελέτη του κτηρίου για $q=1$ (ελαστική συμπεριφορά) επιτρέπει την ενεργό συμμετοχή τους στην παραλαβή του σεισμού. Σε περίπτωση που με τη βοήθεια κατάλληλων (απλών) προσομοιωμάτων ληφθούν υπόψη οι τοιχοποιίες, οι διαπιστωθείσες ανεπάρκειες ή σχεδόν ανεπάρκειες κατά την διαστασιολόγηση θα εξαλειφθούν. Το ίδιο θα συμβεί αν επιλεγεί φέρων οργανισμός με μικρές μόνον ασυμμετρίες. Θα παραμείνει βέβαια το πρόβλημα των εφελκυστικών αντιδράσεων στη βάση του κτηρίου και η αναγκαιότητα ειδικών ελέγχων θεμελίωσης και μέτρων αγκύρωσης.



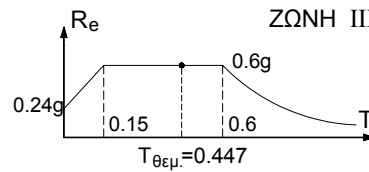
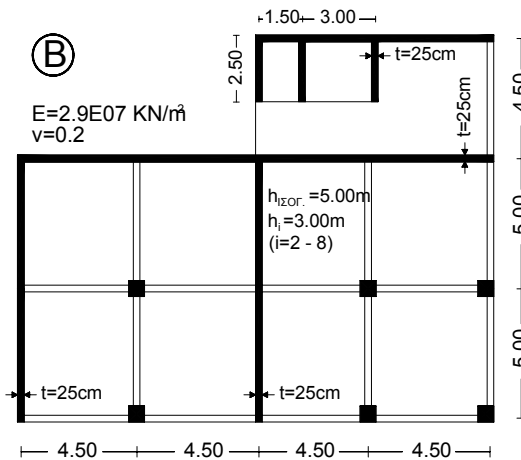
ΣΤΥΛΟΙ: 1ος - 4ος 60/60, 5ος - 8ος 40/40

ΔΟΚΟΙ: 25/70

$$\max u_x = 38.28 \text{ mm}$$

$$\max u_y = 51.52 \text{ mm}$$

$$\max \theta_z = 2.98 \text{ mrad}$$



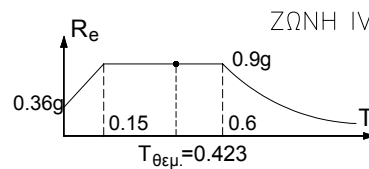
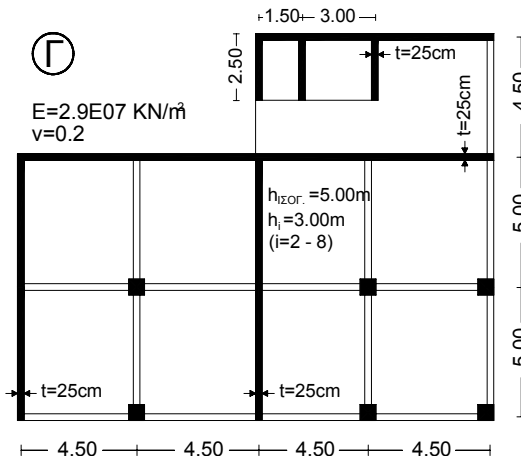
ΣΤΥΛΟΙ: 1ος - 4ος 60/60, 5ος - 8ος 40/40

ΔΟΚΟΙ: 25/70

$$\max u_x = 37.16 \text{ mm}$$

$$\max u_y = 40.74 \text{ mm}$$

$$\max \theta_z = 2.88 \text{ mrad}$$



ΣΤΥΛΟΙ: 1ος 70/70, 2ος - 6ος 60/60, 7ος - 8ος 50/50

ΔΟΚΟΙ: 1ος - 4ος 30/80, 5ος - 8ος 25/70

$$\max u_x = 50.54 \text{ mm}$$

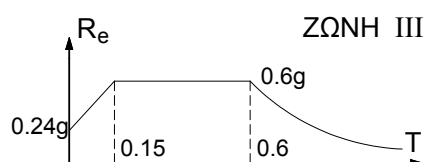
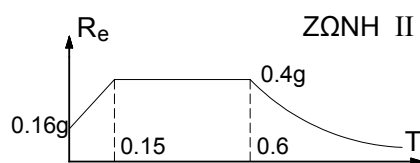
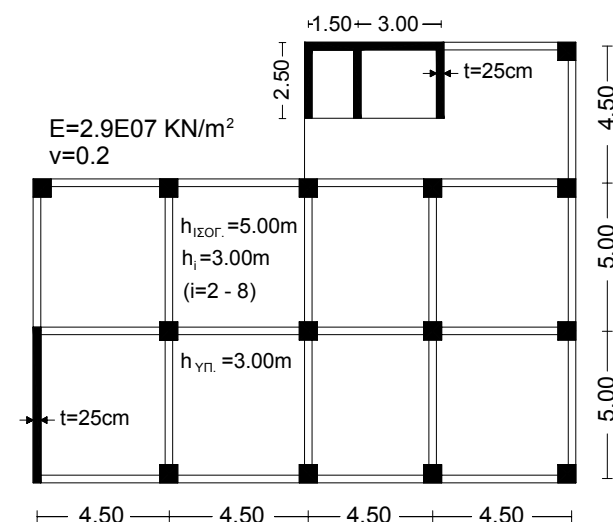
$$\max u_y = 55.74 \text{ mm}$$

$$\max \theta_z = 3.88 \text{ mrad}$$

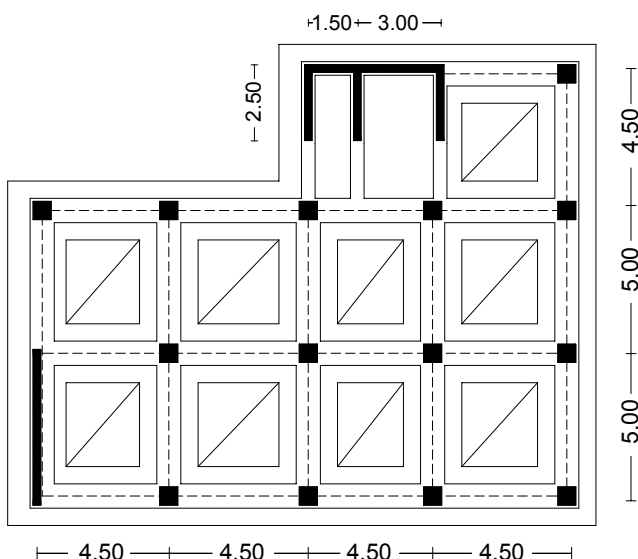
Συνοψίζοντας, μπορεί να ειπωθεί, ότι η πλήρης αντισεισμική προστασία δεν φαίνεται να δημιουργεί κανένα ιδιαίτερο πρόβλημα στη ζώνη II και κατά συνέπεια και στη ζώνη I. Επίσης, φαίνεται ότι μπορεί να εφαρμοσθεί ενδεχομένως και στη ζώνη III. Αντίθετα, στη ζώνη IV εμφανίζονται προβλήματα, κυρίως όσον αφορά την παραλαβή εφελκυστικών δυνάμεων στη βάση του κτηρίου. Στις περιπτώσεις που η αντιμετώπιση τέτοιων προβλημάτων είναι τεχνικώς δυσχερής ή ιδιαίτερος αντισοικονομική, η πλήρης αντισεισμική προστασία μπορεί να δώσει τη θέση της στην μερική αντισεισμική προστασία (πλάστιμη ή ημιπλάστιμη κατασκευή). Εν πάση περιπτώσει, την τελική απόφαση εν προκειμένω δεν πρέπει να πάρει μόνος του ο μηχανικός, αλλά θα πρέπει να ληφθεί υπόψη και η βούληση του ιδιοκτήτη με τις συνακόλουθες οικονομικές επιπτώσεις.

Β. Τυπικό γωνιακό πολυώροφο κτίριο με περιορισμένη χρήση τοιχωμάτων - Διερεύνηση επιρροής της ενδοσιμότητας του εδάφους και της ύπαρξης υπογείου

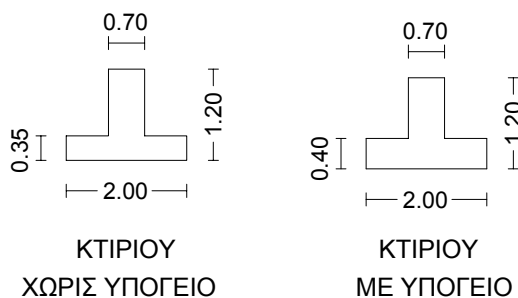
Μελετήθηκε ο φορέας του παρακάτω σχήματος, ο οποίος αποτελεί παραλλαγή του φορέα Α της προηγούμενης παραγράφου. Η διαφορά έγκειται εδώ στην περιορισμένη χρήση τοιχωμάτων. Η ανάληψη μεγαλύτερων σεισμικών φορτίων γίνεται με σταθμισμένη αύξηση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων. Εξετάσθηκε τόσο η περίπτωση επιφανειακής θεμελίωσης όσο και η περίπτωση ύπαρξης υπογείου με περιμετρικά τοιχώματα.



ΣΤΥΛΟΙ: 1ος - 4ος 60/60, 5ος - 8ος 40/40
ΔΟΚΟΙ: 25/70



ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΩΝ



ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΡΙΚΗΣ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ
ΤΟΥ ΠΥΡΗΝΑ: 1m

ΠΑΧΟΣ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΥΠΟΓΕΙΟΥ: 25cm

ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ :

Μελετήθηκαν οι εξής δύο περιπτώσεις :

1. **Φορέας Α1:** Ο φορέας αυτός δεν έχει υπόγειο και είναι θεμελιωμένος στην στάθμη 0. Για τον φορέα αυτό μελετήθηκαν δυο επιμέρους παραλλαγές:
 - Πλήρης πάκτωση στη βάση.

- Θεμελίωση επί ελαστικού υποβάθρου μέσω εσχάρας πεδιλοδοκών και μερικής κοιτόστρωσης στην περιοχή κάτω από τον πυρήνα (βλ. σκαρίφημα φορέα A1 πιο κάτω). Για την τιμή του δείκτη εδάφους χρησιμοποιήθηκε καταρχήν η τιμή $k=30.000\text{kN/m}^3$, η οποία μετά την κατάλληλη διόρθωση λόγω σχήματος των πεδιλοδοκών έγινε: $k=9.920\text{kN/m}^3$. Κατόπιν χρησιμοποιήθηκε και μια τιμή τριπλάσια της προηγούμενης, δηλαδή: $k=29.760\text{kN/m}^3$.

2. **Φορέας A2:** Ο φορέας αυτός προκύπτει από τον προηγούμενο με την προσθήκη υπογείου με περιμετρικά τοιχώματα ύψους 3 μέτρων, ενώ κατά τα λοιπά είναι ίδιος. Ίδια παραμένει ουσιαστικά και η θεμελίωσή του, με μια πολύ μικρή διαφοροποίηση στις διατομές των πεδιλοδοκών. Για τον φορέα αυτό μελετήθηκαν οι παρακάτω επιμέρους παραλλαγές:

- Πλήρης δέσμευση των οριζοντίων μετακινήσεων της οροφής του υπογείου.
- Συνεχής περιμετρική οριζόντια ελαστική έδραση των τοιχωμάτων του υπογείου (παθητική ώθηση).
- Πλήρης αποδέσμευση των οριζοντίων μετακινήσεων του υπογείου.

Για την τιμή του κατακόρυφου δείκτη εδάφους ελήφθη η τιμή $k=9920\text{kN/m}^3$. Για την αντίστοιχη τιμή του οριζόντιου δείκτη εδάφους χρησιμοποιήθηκαν, κατά σειρά, διπλάσια και τετραπλάσια τιμή της αντίστοιχης κατακόρυφης, δηλαδή: $k_h=19.840\text{kN/m}^3$ και $k_h=39.680\text{kN/m}^3$.

Όλοι οι παραπάνω φορείς επιλύθηκαν για:

- Τον συνδυασμό των κατακορύφων φορτίων $G+0.3Q$,
- Σεισμική διέγερση με το ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ για τις ζώνες II, III, και με δείκτες συμπεριφοράς $q=1$ και $q=1.5$.

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ :

1. Ελήφθησαν υπόψη διαφράγματα στις στάθμες των ορόφων.
2. Οι μάζες τοποθετήθηκαν στους κόμβους των διαφραγμάτων και όχι στα γεωμετρικά κέντρα βάρους τους. Πιο συγκεκριμένα σε κάθε κόμβο δόθηκαν μάζες $m_x=m_y=m_z$ με βάση την επιφάνεια επιροής τους. Οι μάζες αυτές αντιστοιχούν σε φόρτιση $G+0.3Q$. Δεν δόθηκαν στους κόμβους μαζικές ροπές αδράνειας.
3. Η μάζα των δομικών στοιχείων λήφθηκε αυτόματα υπόψη από το πρόγραμμα και δεν υπολογίστηκε.
4. Οι διατομές των δομικών στοιχείων τόσο της ανωδομής όσο και της θεμελίωσης (πλήν της πλάκας κοιτόστρωσης του πυρήνα) ελήφθησαν απομειωμένες σύμφωνα με τον ΕΑΚ. Για την υλοποίηση της απομείωσης στις ροπές αδράνειας των τοιχωμάτων χρησιμοποιήθηκε ιδεατό υλικό με μέτρο ελαστικότητας ίσο με τα $2/3$ του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος.
5. Δεν τοποθετήθηκαν rigid offsets στα άκρα των γραμμικών στοιχείων και αγνοήθηκε η έκκεντρη σύνδεση δοκών υποστυλωμάτων.
6. Τα φορτία των πλακών υπολογίστηκαν για πάχος 15cm , και για δάπεδα βάρους $1,2\text{kN/m}^2$. Έγινε τριγωνική κατανομή των φορτίων στις δοκούς. Πραγματοποιήθηκε κατανομή φορτίων από τις πλάκες και στα τοιχώματα μέσω ενός ορισμού ιδεατού υλικού με κατάλληλο εδικό βάρος έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη εκτός από ίδιο βάρος τους, και το φορτίο που παίρνουν από τις πλάκες.
7. Περιμετρικά το κτίριο φέρει μπατική τοιχοποιία βάρους $3,6\text{kN/m}^2$, ενώ εσωτερικά δρομική βάρους $2,1\text{kN/m}^2$ σε όλα τα ανοίγματα των δοκών. Στον τελευταίο όροφο θεωρήθηκε περιμετρικό στηθαίο από μπατική οπτοπλινθοδομή ύψους $1,10\text{m}$.
8. Για τη σεισμική ανάλυση του κτιρίου με το υπόγειο αγνοήθηκε η μάζα του κτιρίου κάτω από τη στάθμη 0.
9. Τοιχώματα ανωδομής, περιμετρικά τοιχώματα υπογείου και πλάκα κοιτόστρωσης διακριτοποιήθηκαν με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους.

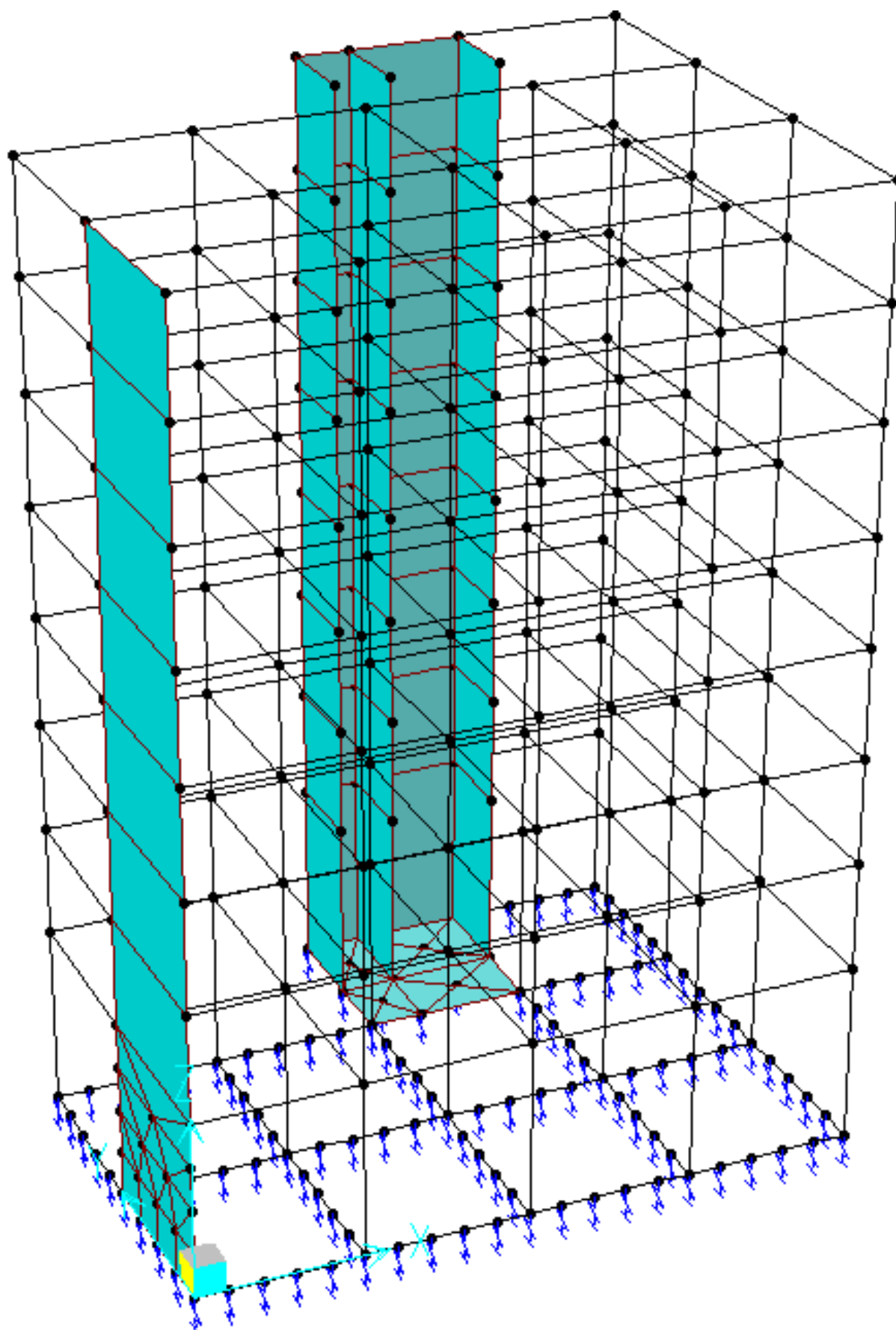
ΟΝΟΜΑΤΟΛΟΓΙΑ ΑΡΧΕΙΩΝ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

fa1pgq	Φορέας A1 πακτωμένος, για συνδυασμό κατακορύφων φορτίων $G+0.3Q$
fa1pspec	Φορέας A1 πακτωμένος, για σεισμική φόρτιση
fa1thgq3	Φορέας A1 με ελαστική έδραση με δείκτη εδάφους $k=30000\text{kN/m}^3$ – συνδυασμός κατακορύφων φορτίων $G+0.3Q$
fa1thspect3	Φορέας A1 με ελαστική έδραση με δείκτη εδάφους $k=30000\text{kN/m}^3$ – σεισμική φόρτιση
fa1thgq9	Φορέας A1 με ελαστική έδραση με δείκτη εδάφους $k=90000\text{kN/m}^3$ – συνδυασμός κατακορύφων φορτίων $G+0.3Q$
fa1thspect9	Φορέας A1 με ελαστική έδραση με δείκτη εδάφους $k=90000\text{kN/m}^3$ – σεισμική φόρτιση
fa2thgq3	Φορέας A2 με πλήρως αποδεσμευμένες οριζόντιες μετακινήσεις υπόγειο, με ελαστική έδραση με δείκτη εδάφους $k=30000\text{kN/m}^3$ – συνδυασμός κατακορύφων φορτίων $G+0.3Q$
fa2thspect3	Φορέας A2 με πλήρως αποδεσμευμένες οριζόντιες μετακινήσεις υπόγειο, με ελαστική έδραση με δείκτη εδάφους $k=30000\text{kN/m}^3$ – σεισμική φόρτιση
fa2thgq3h3	Φορέας A2 με οριζοντίως και κατακορύφως ελαστικώς εδραζόμενο υπόγειο, με δείκτες εδάφους $k_v=30000\text{kN/m}^3$ και $k_h=2k_h$ – συνδυασμός κατακορύφων φορτίων $G+0.3Q$
fa2thspect3h3	Φορέας A2 με οριζοντίως και κατακορύφως ελαστικώς εδραζόμενο υπόγειο, με δείκτες εδάφους $k_v=30000\text{kN/m}^3$ και $k_h=2k_h$ – σεισμική φόρτιση
fa2thgq3h6	Φορέας A2 με οριζοντίως και κατακορύφως ελαστικώς εδραζόμενο υπόγειο, με δείκτες εδάφους $k_v=30000\text{kN/m}^3$ και $k_h=4k_h$ – συνδυασμός κατακορύφων φορτίων $G+0.3Q$
fa2thspect3h6	Φορέας A2 με οριζοντίως και κατακορύφως ελαστικώς εδραζόμενο υπόγειο, με δείκτες εδάφους $k_v=30000\text{kN/m}^3$ και $k_h=4k_h$ – σεισμική φόρτιση

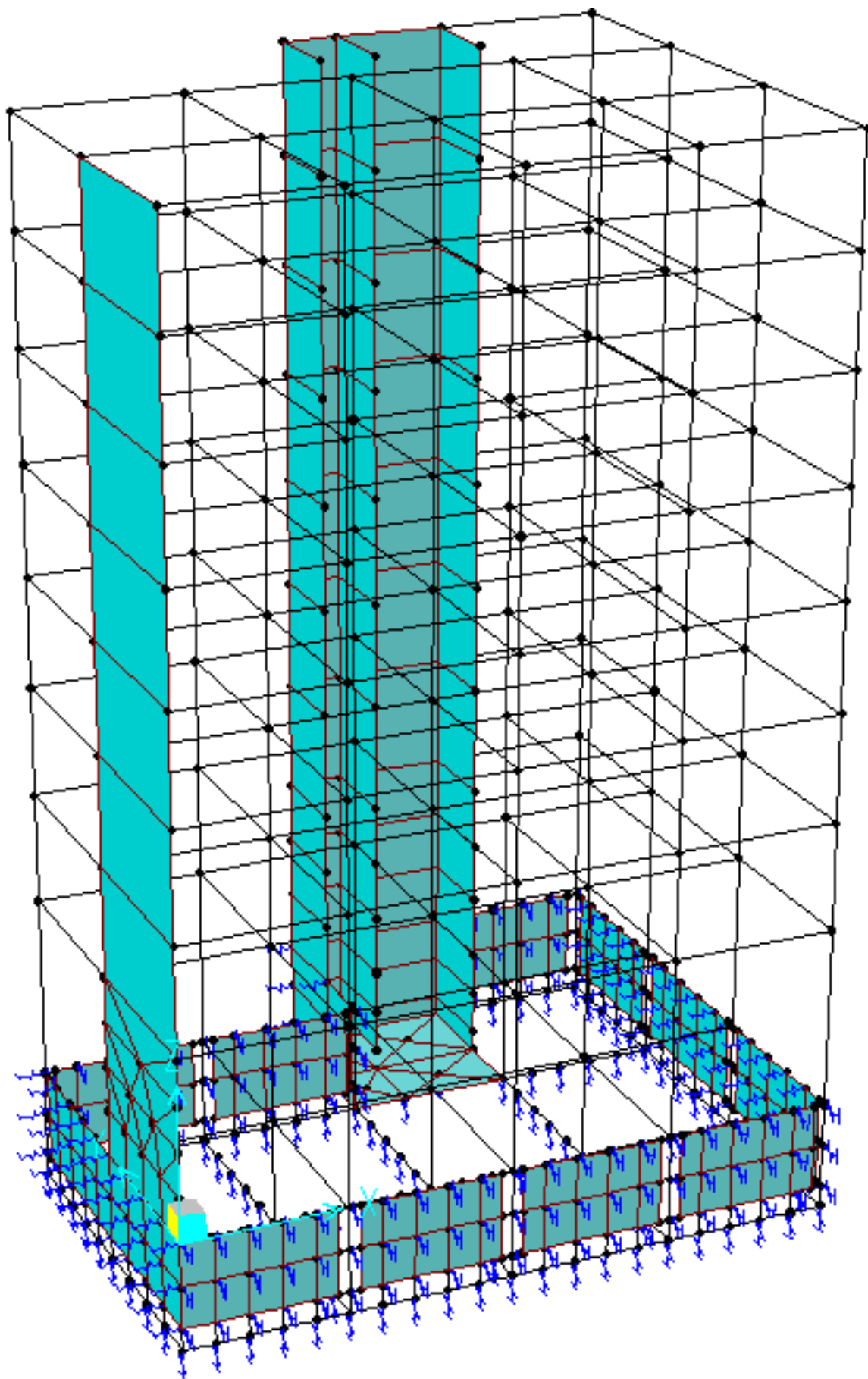
fa2thgq3r	Φορέας A2 με δεσμευμένες τις οριζόντιες μετακινήσεις του υπογείου και κατακόρυφη ελαστική έδραση, με δείκτη εδάφους $k=30000\text{kN/m}^3$ – συνδυασμός κατακορύφων φορτίων $G+0.3Q$
fa2thspect3r	Φορέας A2 με δεσμευμένες τις οριζόντιες μετακινήσεις του υπογείου και κατακόρυφη ελαστική έδραση, με δείκτη εδάφους $k=30000\text{kN/m}^3$ – σεισμική φόρτιση

ΣΚΑΡΙΦΗΜΑΤΑ ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ ΠΟΥ ΕΠΙΛΥΘΗΚΑΝ

ΦΟΡΕΑΣ Α1

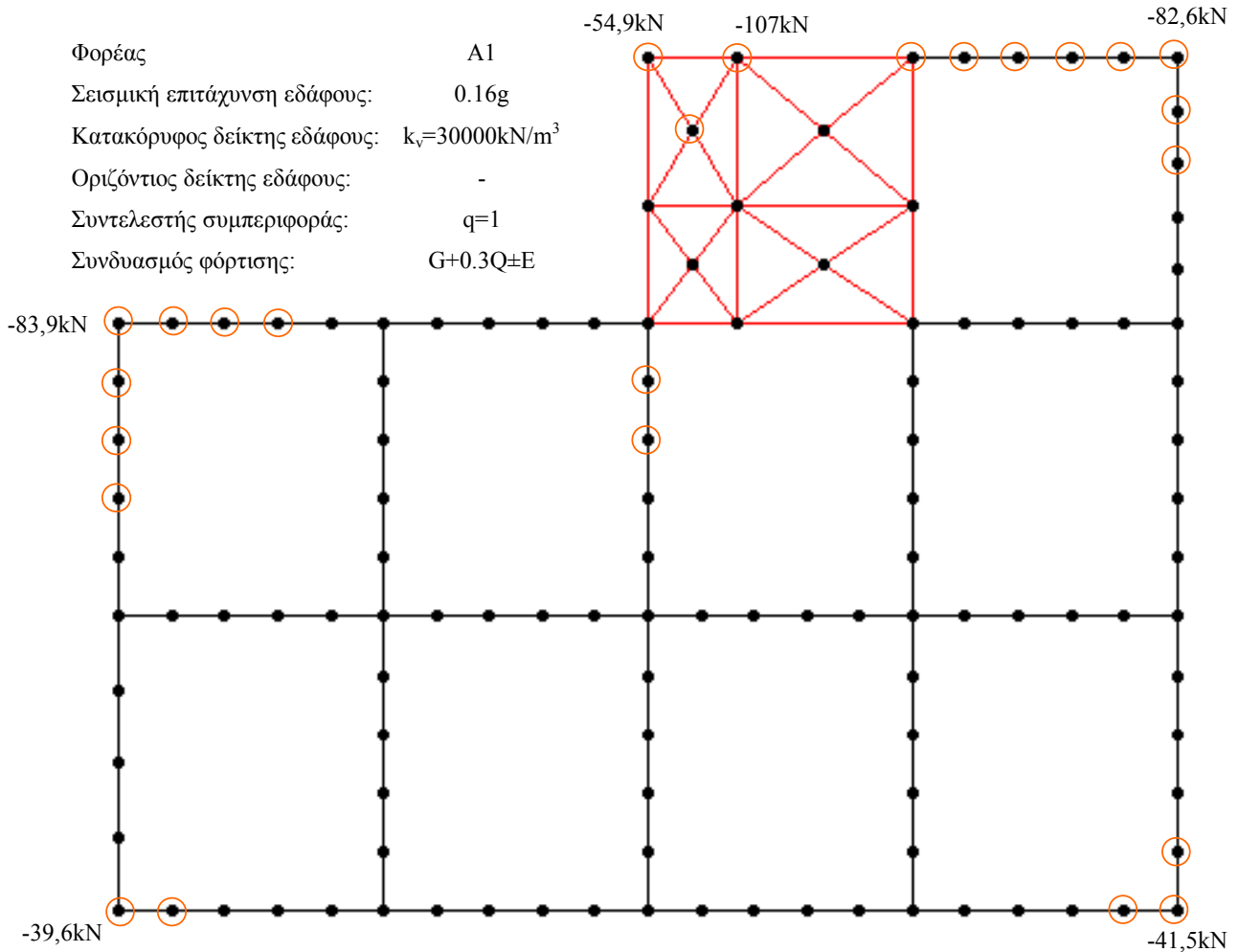


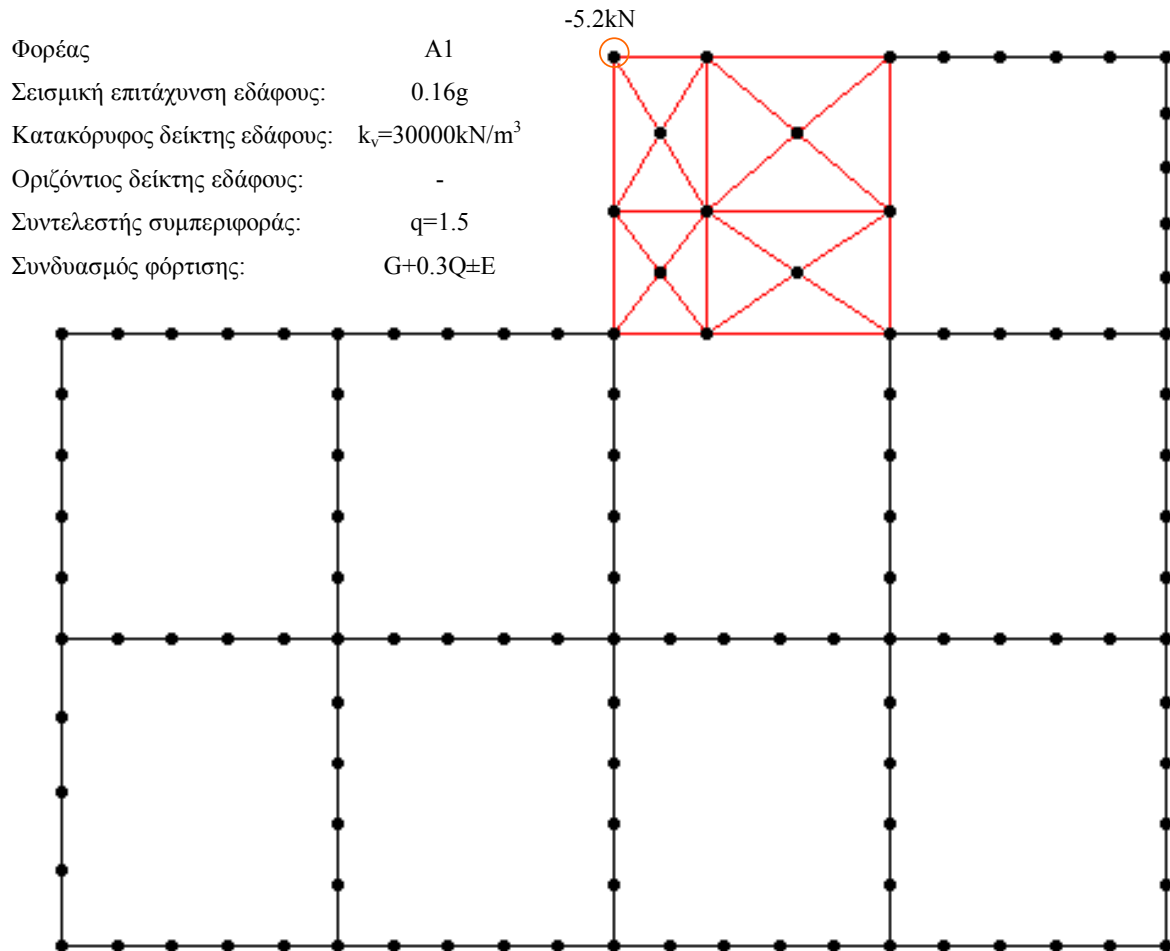
ΦΟΡΕΑΣ Α2

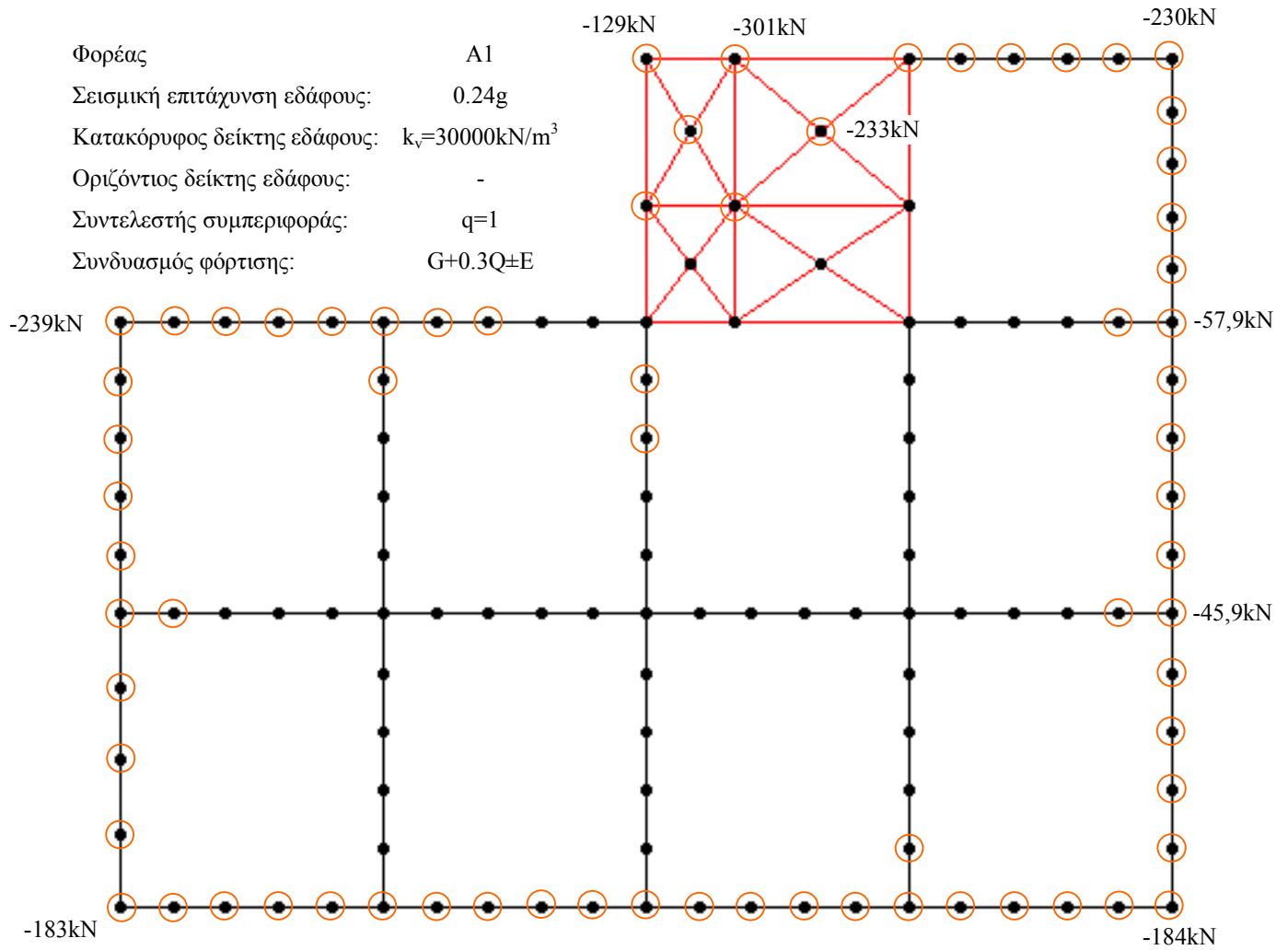


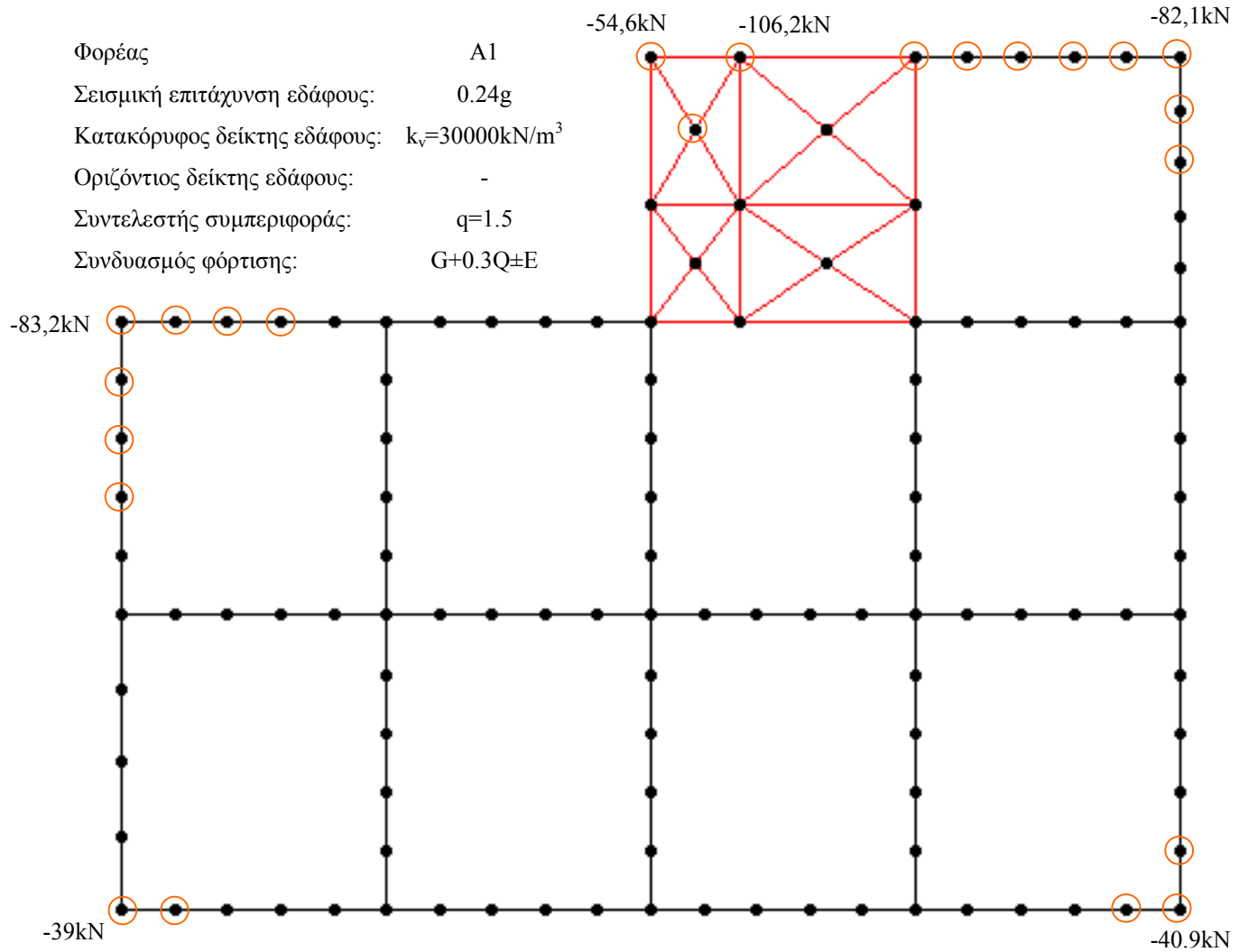
ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΚΑΙ ΜΕΓΕΘΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΦΟΡΕΑ Α1									
		ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ		k=30000	k=90000	k -> ∞			
		T ₁		1,1349	0,9441	0,8043			
		T ₂		1,0168	0,9078	0,6763			
		T ₃		0,6993	0,6394	0,4359			
		ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ							
		ux	0,16g		0,24g				
			q=1	q=1,5	q=1	q=1,5			
		k=30000	0,09522	0,06348	0,14256	0,09505			
		k=90000	0,08646	0,05764	0,12939	0,08626			
		k -> ∞	0,07309	0,04873	0,10935	0,0729			
		uy	0,16g		0,24g				
			q=1	q=1,5	q=1	q=1,5			
		k=30000	0,10466	0,06977	0,15665	0,10444			
		k=90000	0,09578	0,06386	0,14336	0,09558			
		k -> ∞	0,0791	0,05274	0,11835	0,0789			
		Rz	0,16g		0,24g				
			q=1	q=1,5	q=1	q=1,5			
		k=30000	0,00287	0,00191	0,0043	0,00286			
		k=90000	0,00406	0,00271	0,00608	0,00405			
		k -> ∞	0,00414	0,00276	0,00619	0,00413			
		ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΒΥΘΙΣΕΙΣ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ							
		K=30000kN/m ³							
		G+E				G-E			
		S16G	S16G15Q	S24G	S24G15Q	S16G	S16G15Q	S24G	S24G15Q
MAX	0,0059012	0,0005555	0,013868	0,005867	-0,01247	-0,01203	-0,01313	-0,01247	
MIN	-0,009817	-0,010259	-0,00916	-0,00982	-0,0273	-0,02204	-0,03513	-0,02727	
		K=90000kN/m ³							
		G+E				G-E			
		S16G	S16G15Q	S24G	S24G15Q	S16G	S16G15Q	S24G	S24G15Q
MAX	0,0066211	0,0032699	0,011616	0,0066	-0,00359	-0,0035	-0,00372	-0,00359	
MIN	-0,003328	-0,003493	-0,00308	-0,00333	-0,01349	-0,01014	-0,01848	-0,01347	
		ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ ΦΟΡΕΑ Α2							
		k _v =30000kN/m ³							
		ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ	k _h =0	k _h =2k _v	k _h =4k _v	k _h -> ∞			
		T ₁	1,1647	1,1158	1,0819	0,8852			
		T ₂	1,0313	1,0162	1,004	0,8084			
		T ₃	0,574	0,5707	0,5681	0,5261			

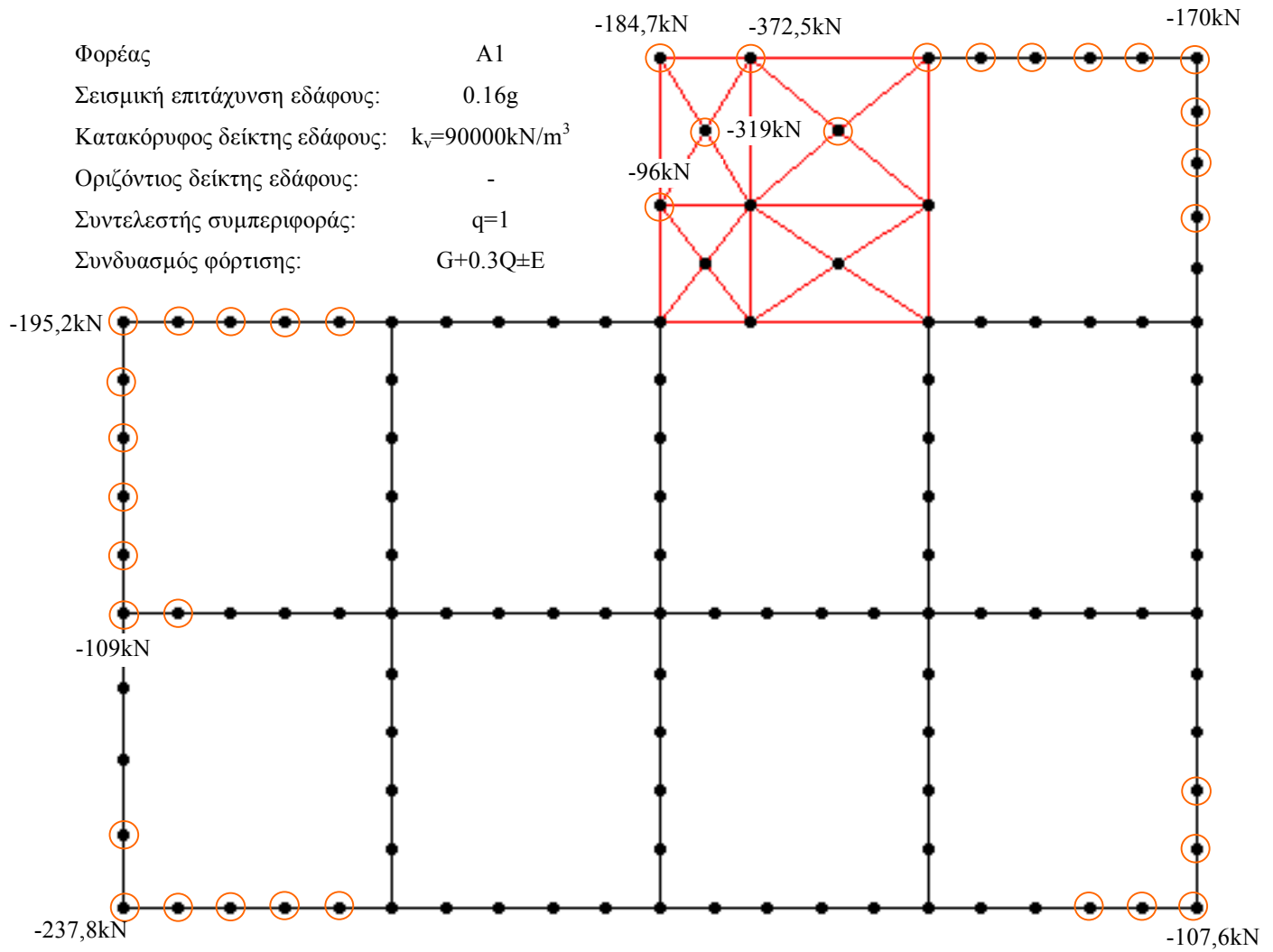
Στα ακόλουθα σκαριφήματα του επιπέδου θεμελίωσης όλων των μελετηθέντων φορέων σημειώνονται με κύκλο εκείνοι οι κόμβοι στους οποίους εμφανίζεται εφελκυσμός και δίνονται (ενδεικτικά για ορισμένους από αυτούς) οι τιμές των εφελκυστικών δυνάμεων.

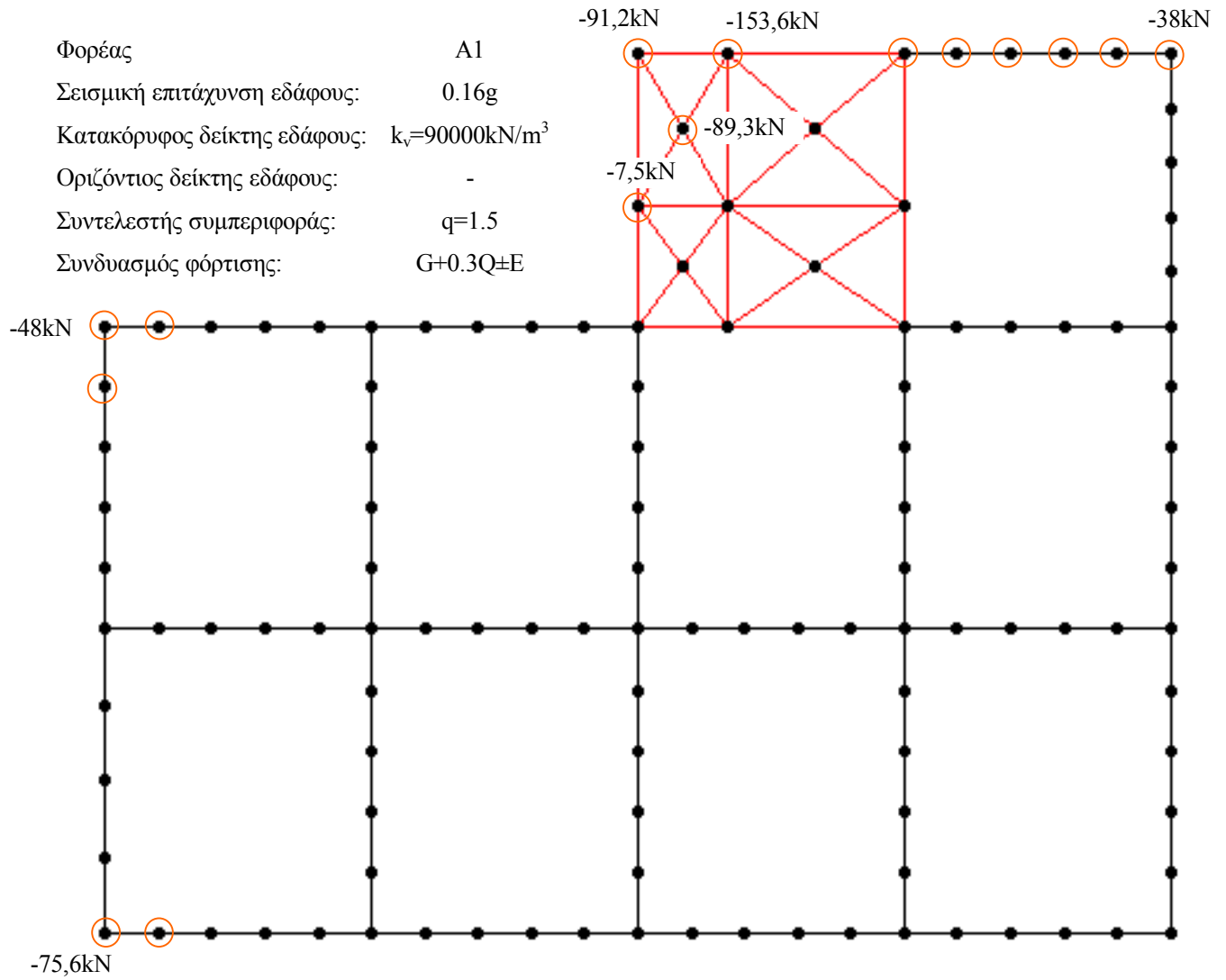


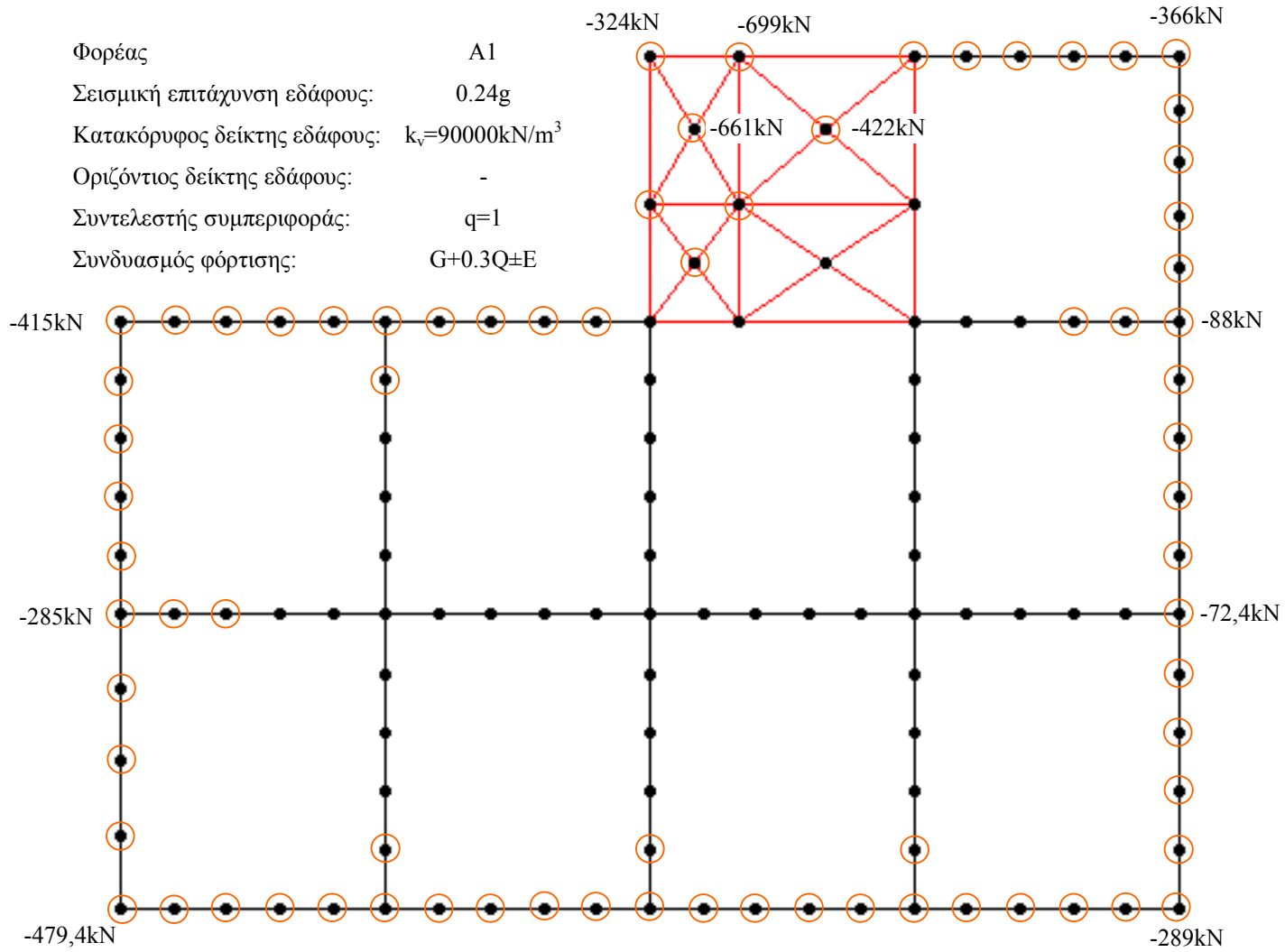


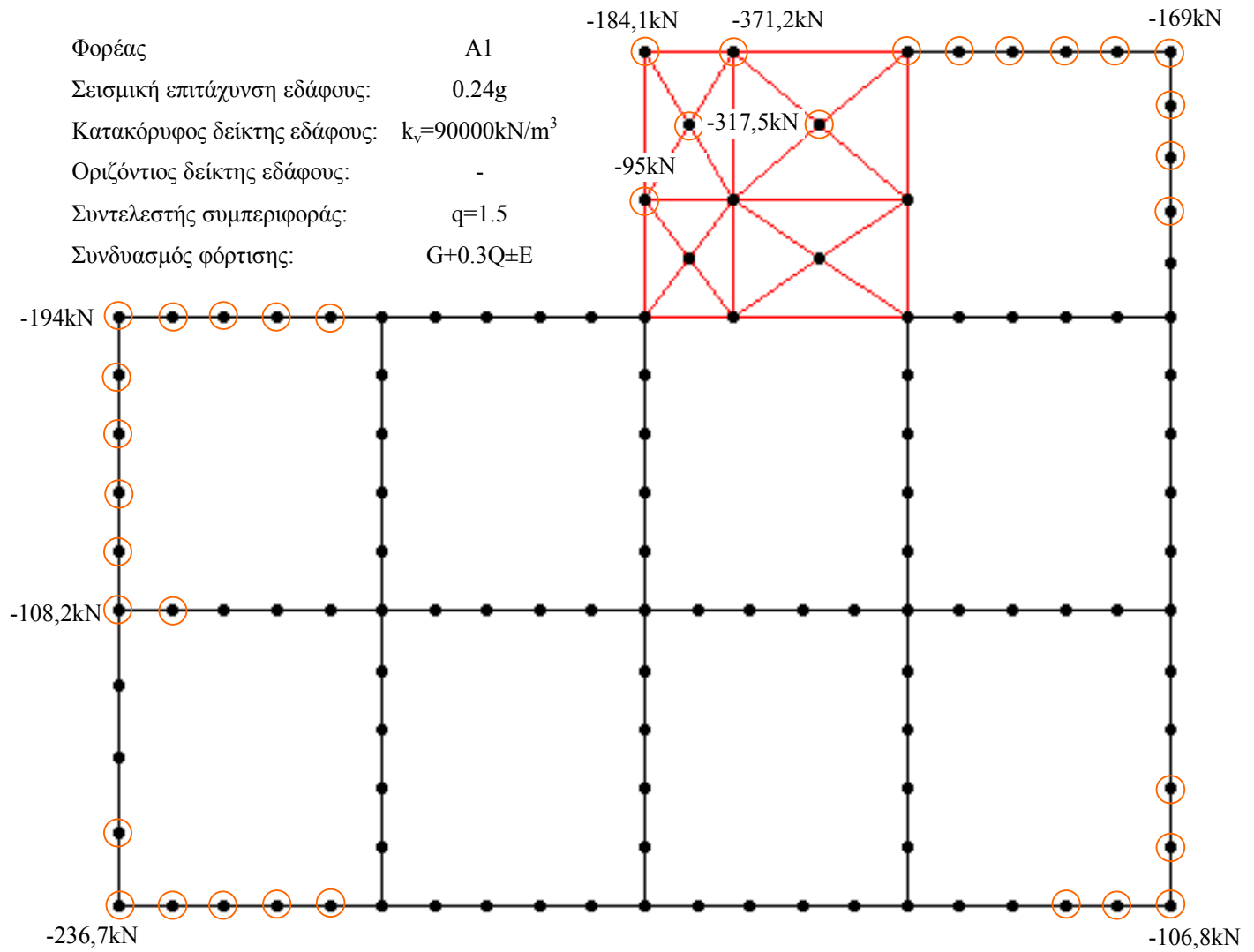












Φορέας

A1

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους:

0.24g

-7094kN

Κατακόρυφος δείκτης εδάφους:

Πλήρης

Οριζόντιος δείκτης εδάφους:

Πάκωση

-1382kN

Συντελεστής συμπεριφοράς:

q=1

Συνδυασμός φόρτισης:

G+0.3Q±E



-2120,1kN



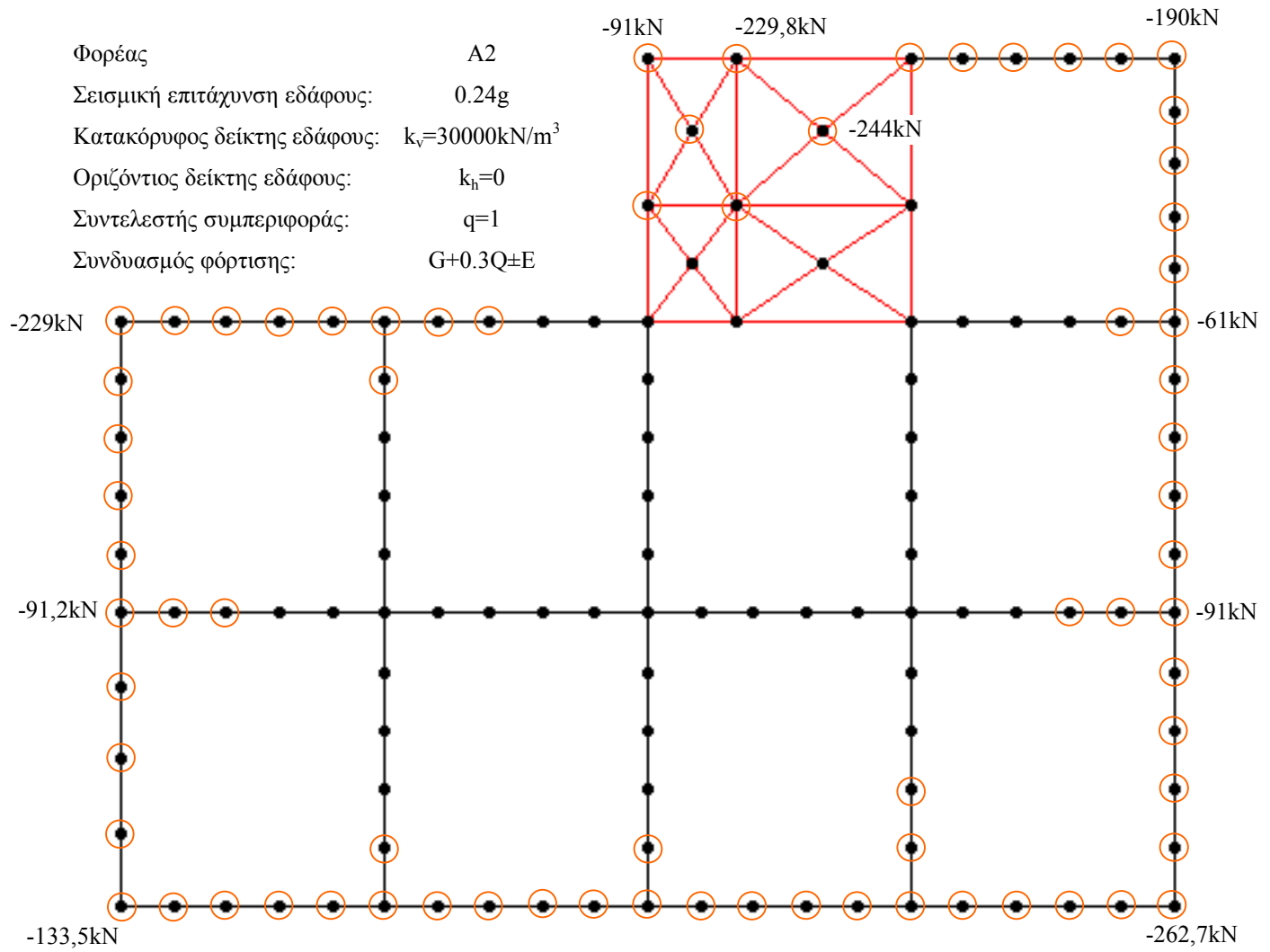
-142kN

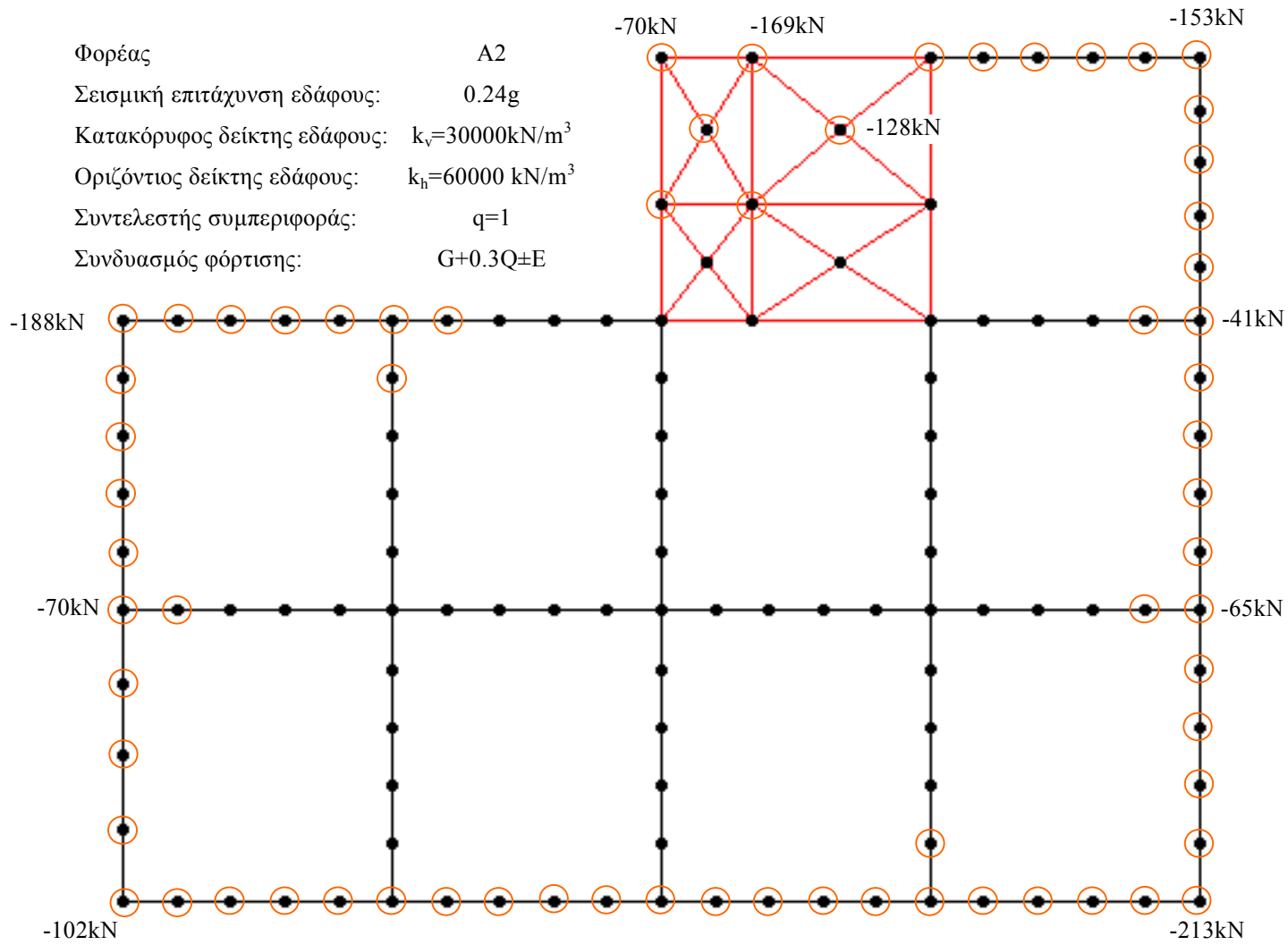


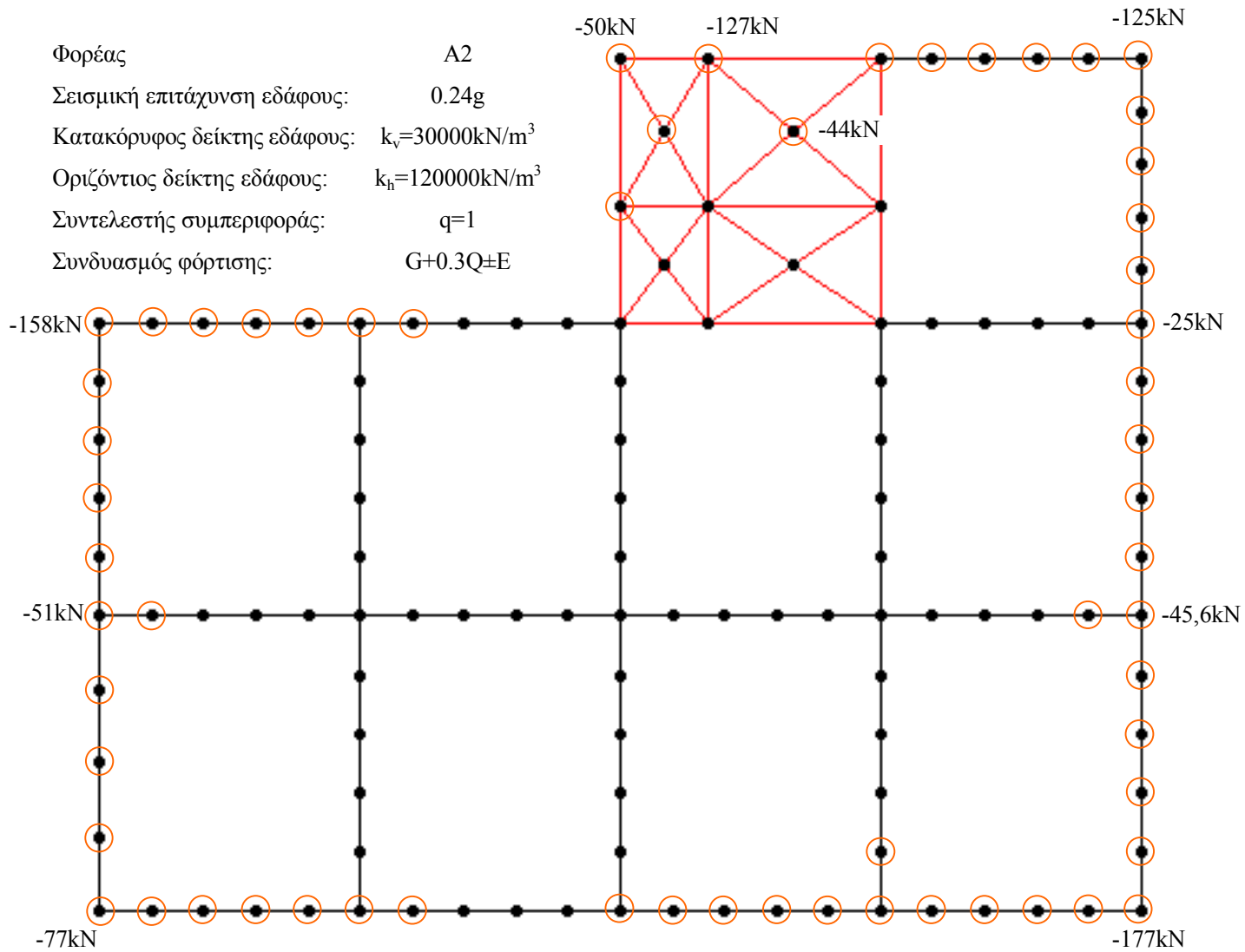
-5814,7kN



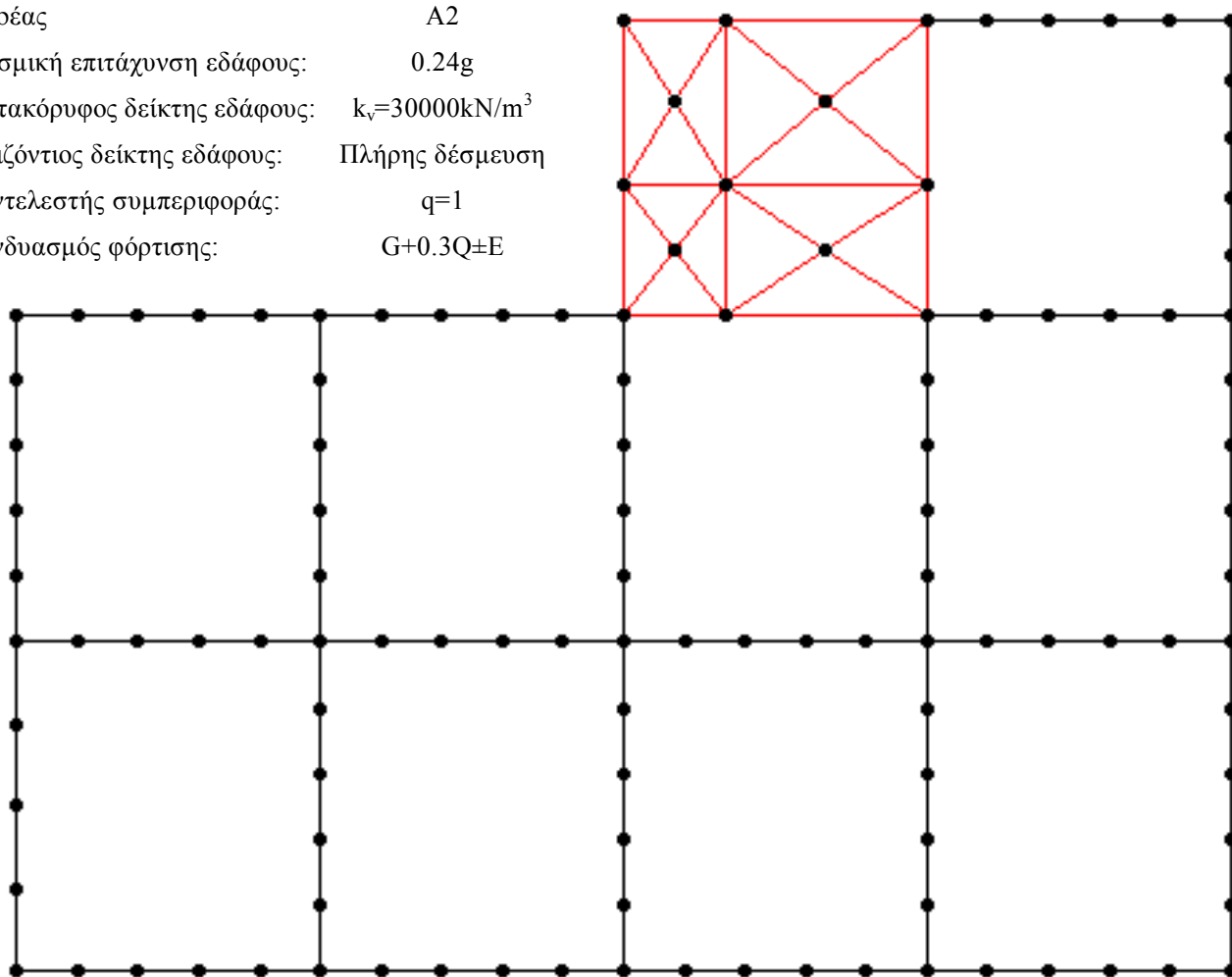
-985,5kN







Φορέας: A2
 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: 0.24g
 Κατακόρυφος δείκτης εδάφους: $k_v=30000\text{kN/m}^3$
 Οριζόντιος δείκτης εδάφους: Πλήρης δέσμευση
 Συντελεστής συμπεριφοράς: $q=1$
 Συνδυασμός φόρτισης: $G+0.3Q\pm E$



Συμπεράσματα σχετικά με πιθανά προβλήματα εφελκυσμού στη στάθμη θεμελίωσης

Καταρχάς επισημαίνεται, ότι τα προηγηθέντα αποτελέσματα αφορούν τις πιθανές μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις που μπορούν να εμφανισθούν στο επίπεδο θεμελίωσης, και οι οποίες επομένως δεν εμφανίζονται ταυτόχρονα. Μία περαιτέρω διερεύνηση (που ξεφεύγει από τα όρια του παρόντος ερευνητικού έργου) θα έδειχνε ότι οι ταυτόχρονα (εντός της λογικής της δυναμικής φασματικής ανάλυσης) αναπτυσσόμενες εφελκυστικές δυνάμεις εμφανίζονται κάθε φορά σε μία μικρή μόνον περιοχή της κάτοψης.

Σημειώνεται επίσης, ότι σε αντίθεση με την παρούσα προκαταρκτική διερεύνηση που διεξάγεται εντός των ορίων της ελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους, το πραγματικό φαινόμενο είναι έντονα μη γραμμικό : Εφελκυσμοί δεν μπορούν να παραληφθούν από το έδαφος και ως εκ τούτου θα έχουμε σε ακραίες περιπτώσεις αποκολλήσεις των θεμελίων από το έδαφος. Επιπλέον, οι πλαστικές παραμορφώσεις του ενδόσιμου εδάφους στις περιοχές της θεμελίωσης που καταπονούνται εντονότερα λόγω αποκολλήσεων άλλων περιοχών μειώνουν σε μεγάλο βαθμό την έκταση των αποκολλήσεων.

Επισημαίνεται, τέλος, ότι μία ενδελεχέστερη διερεύνηση του θέματος των εφελκυσμών/αποκολλήσεων μέσω μη γραμμικών αναλύσεων θα πρέπει να λάβει υπόψη το παραγόμενο έργο κατά την ανύψωση των μονίμων βαρών, γεγονός που θα οδηγήσει σε περαιτέρω άμβλυνση του φαινομένου.

Οι παραπάνω παρατηρήσεις καθιστούν κατανοητό το γεγονός ότι οι παρατηρηθείσες περιπτώσεις εμφάνισης εφελκυσμών ή αποκολλήσεων στη θεμελίωση (και αντιστοίχων βλαβών) είναι ελάχιστες, ακόμη και σε πολύ ισχυρούς σεισμούς.

Έχοντας υπόψη τις παραπάνω επισημάνσεις, τα αριθμητικά αποτελέσματα των διενεργηθεισών (γραμμικών, ελαστικών) αναλύσεων οδηγούν στις εξής πρώτες εκτιμήσεις :

- Στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (0,12g) δεν υπάρχει πρόβλημα εμφάνισης εφελκυσμών στη θεμελίωση.
- Στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (0,16g) και για $q=1,5$ δεν υπάρχει πρακτικά πρόβλημα. Για $q=1$ μπορεί να εμφανισθούν εφελκυσμοί σε υψηλότερα κτίρια (π.χ. άνω των 6 ορόφων με μικρές διαστάσεις κάτοψης), οι οποίοι μειώνονται αισθητά με αυξανόμενη ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης και οι οποίοι έχουν εν γένει τιμές που μπορούν να παραληφθούν με απλά μέσα.
- Στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III (0,24g) και για $q=1,5$ δεν υφίσταται πρόβλημα εφελκυσμών στη θεμελίωση σε περιπτώσεις χαμηλότερων κτιρίων (έως 6 ορόφων με συνήθεις διαστάσεις κατόψεως), μπορεί όμως να εμφανισθούν εφελκυσμοί σε υψηλότερα κτίρια, οι οποίοι γενικώς έχουν σχετικά μικρές τιμές και μπορούν να παραληφθούν με απλά μέσα. Για $q=1$ οι εφελκυσμοί σε υψηλότερα κτίρια είναι μεγαλύτεροι (πάντα σε εξάρτηση και από τις διαστάσεις της κάτοψης του κτιρίου) χωρίς όμως το μέγεθός τους να δημιουργεί ιδιαίτερη τεχνική δυσκολία στην παραλαβή τους.
- Στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας IV (0,36g) και για $q=1,5$ δεν υφίσταται πρόβλημα εφελκυσμών στη θεμελίωση σε περιπτώσεις χαμηλών κτιρίων (έως 4 ορόφων), ιδίως όταν οι διαστάσεις της κατόψεώς τους είναι σχετικά μεγάλες. Σε υψηλότερα κτίρια, και ιδίως όταν οι διαστάσεις της κατόψεως είναι σχετικά μικρές, εμφανίζονται εφελκυσμοί, οι οποίοι γενικώς μπορούν να παραληφθούν με συνήθη μέσα. Για $q=1$ και υψηλότερα κτίρια οι εφελκυσμοί στη βάση αυξάνουν σημαντικά και απαιτούν ειδικά μέτρα αγκύρωσης.
- Γενικώς, στη μείωση των εφελκυστικών τάσεων στο επίπεδο θεμελίωσης συμβάλλουν
(α) η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης, και
(β) η ύπαρξη υπογείου με περιμετρικά τοιχώματα (που δέχονται παθητικές ωθήσεις εδάφους).

Στην περίπτωση μάλιστα ύπαρξης υπογείου του οποίου τα περιμετρικά τοιχώματα μπορούν να θεωρηθούν ως οριζοντίως αμετατόπιστα (π.χ. βραχύδες έδαφος), οι εφελκυσμοί μηδενίζονται παντελώς.