

ΚΟΡΟΜΠΛΙΑ ΣΟΦΙΑ
ΠΑΠΠΑ ΜΑΡΙΕΛΛΑ

Περίληψη

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων με πλαισιακό σύστημα από οπλισμένο σκυρόδεμα, σχεδιασμένων σύμφωνα με τους ισχύοντες Ελληνικούς Κανονισμούς και σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, για Μέση και Υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας καθώς και η μεταξύ τους σύγκριση τόσο από οικονομική όσο και από τεχνική άποψη. Προέκυψε ότι ο σχεδιασμός με EC_KΠΥ απαιτεί μεγαλύτερη ποσότητα χάλυβα σε σχέση με τον σχεδιασμό με EC_KΠΜ και EAK_EΚΩΣ. Η σεισμική απόκριση των κατασκευών για σεισμό σχεδιασμού ήταν ικανοποιητική και για τους τρεις κανονισμούς, ενώ στην αποτίμηση με σεισμό μεγαλύτερης έντασης αυτής του σεισμού σχεδιασμού ξεχώρισαν τα κτίρια σχεδιασμένα με τον EC_KΠΥ καθώς για μικρές τιμές του σεισμικού συντελεστή q είχαν ικανοποιητική απόκριση σε διπλάσια σεισμική ένταση από αυτή του σχεδιασμού. Τέλος προτείνεται ανά κανονισμό ο συντελεστής q που προσφέρει την καλύτερη σεισμική απόδοση, ανάλογα με το κόστος κατασκευής.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο ελληνικός κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος 2000 στις γενικές αρχές υπολογισμού (παρ.6.1.3) κάνει την διάκριση μεταξύ φορέων με ή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Φορείς χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας είναι αυτοί που σχεδιάζονται με συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς κατά EAK $q=1.50$, ενώ όταν το $q>1.50$ θεωρούνται φορείς με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. [1]

Ο Ευρωκώδικας 8 [EC8] επιτρέπει γενικά το σχεδιασμό κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα για τρία διαφορετικά επίπεδα πλαστιμότητας, τα χαμηλής (ΚΠΧ), μέσης (ΚΠΜ) και υψηλής (ΚΠΥ) με τις απαιτήσεις πλαστιμότητας να αυξάνονται κατά σειρά παρουσίας. Αυτό επιτυγχάνεται τόσο με αύξηση των κατασκευαστικών απαιτήσεων (ελάχιστες διαστάσεις διατομών δομικών στοιχείων, ελάχιστοι οπλισμοί διαμήκεις και κυρίως εγκάρσιοι, μεγαλύτερα μήκη αγκύρωσης κτλ) όσο και με υπολογισμό των φορτίων σχεδιασμού με βάση ικανοτικούς ελέγχους. Όσον αφορά την ελληνική επικράτεια απαγορεύεται ο σχεδιασμός με χαμηλή πλαστιμότητα (ΚΠΧ) και όλα τα κτίρια θα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να έχουν είτε Μέση, είτε Υψηλή διαθέσιμη πλαστιμότητα για να αποκτούν την ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας. Για τον σκοπό αυτό οι πλαστικές μορφές αστοχίας πρέπει να προηγούνται των ψαθυρών μορφών αστοχίας. [2]

Σύμφωνα με τα ως άνω για τον Ελλαδικό χώρο, αποφασίστηκε στα πλαίσια της παρούσας εργασίας να σχεδιαστούν κτίρια ίδιας δυσκαμψίας με τους τρεις ισχύοντες κανονισμούς EC_KΠΥ, EAK_EΚΩΣ, EC_KΠΜ και για 11 ενδεχόμενες τιμές του σεισμικού συντελεστή q . Στη συνέχεια θα ακολουθήσει η αποτίμηση των κτιρίων αυτών για

σεισμό σχεδιασμού καθώς και η εύρεση της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης για την οποία τα κτίρια θα έχουν ικανοποιητική απόκριση.

Για τον σχεδιασμό και την αποτίμηση των κτιρίων χρησιμοποιήθηκε το υπολογιστικό πρόγραμμα FESPA 10R.

2. ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

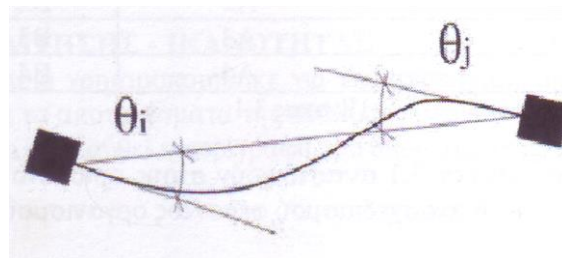
2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER

Η μη γραμμική στατική ανάλυση Pushover είναι μια καινούρια έννοια για τον ελληνικό κανονισμό, με αποτέλεσμα να είναι σχετικά άγνωστη. Το βασικό της πλεονέκτημα σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης που χρησιμοποιούνταν μέχρι σήμερα είναι ότι επιτρέπει στο μηχανικό να εκμεταλλευτεί, εκτός από την ελαστική, και την πλαστική περιοχή των υλικών των φερόντων στοιχείων ενός κτιρίου. Με αυτόν τον τρόπο η προσομοίωση της συμπεριφοράς των κτιρίων έναντι σεισμικών δράσεων γίνεται ρεαλιστικότερη.

Κατά την εφαρμογή της Pushover ανάλυσης η κατασκευή εξωθείται σταδιακά με μονότονα αυξανόμενη πλευρική φόρτιση μέχρι να φτάσει στην αστοχία. Σταδιακά σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις κατά μήκος οποιουδήποτε στοιχείου – μέλους (δοκού, υποστυλώματος). Αυτές σχηματίζονται καθώς απομειώνεται σταδιακά η αντοχή των κόμβων που έχουν οριστεί ως ενδεχόμενες θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων κατά μήκος των στοιχείων – μελών. Τελικά θα δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης από τις σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, των οποίων οι πλαστικές παραμορφώσεις θα είναι τέτοιες, που τα στοιχεία δεν θα μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω ένταση και η κατασκευή θα οδηγηθεί στην αστοχία.

Αναπόσπαστο βήμα για την εφαρμογή της μεθόδου Pushover είναι ο καθορισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων της κατασκευής η οποία περιγράφεται από διαγράμματα εντατικών μεγεθών με παραμορφώσεις. Δηλαδή είτε δυνάμεις με μετακινήσεις δ , είτε ροπές με στροφές θ και καμπυλότητες. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε τα κατάλληλα μεγέθη για την καμπύλη F- δ των δομικών στοιχείων είναι η ροπή κάμψης M με τη στροφή θ ή την καμπυλότητα C . Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση τότε το κατάλληλο διάγραμμα είναι η διατμητική δύναμη συναρτήσει της παραμόρφωσης.

Επειδή στα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, η καταλληλότερη επιλογή Fκαι δ είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, μέγεθος που υπεισέρχεται και στη διαδικασία αποτίμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτόμενης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών[10]. Στο Σχήμα διακρίνεται απλοποιητικά η γραφική επεξήγηση της γωνίας στροφής χορδής.



Σχήμα1:Γωνίες στροφής χορδής σε κάθε κόμβο μέλους[10]

2.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Με την έννοια της στάθμης επιτελεστικότητας στην ουσία ο κύριος του έργου καθορίζει την κατάσταση στην οποία επιθυμεί να βρεθεί το κτίριο (δηλαδή το αποδεκτό επίπεδο βλαβών) έπειτα από σεισμό.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και ορισμένες με βάση την οριακή γωνία στροφής είναι:

Περιορισμού βλαβών – Damage Limitation (DL) [$\theta \leq \theta_y$]

Στην περίπτωση Περιορισμού βλαβών (DL) θα πρέπει οι βλάβες της κατασκευής να παραμείνουν σε χαμηλά επίπεδα, χωρίς να δυσχεραίνουν τη λειτουργία αυτής και χωρίς να τίθεται η ανθρώπινη ζωή σε κίνδυνο. Σε κανένα μέλος δε θα πρέπει η γωνία στροφής χορδής να ξεπεράσει την τιμή διαρροής ήτοι η κατασκευή θα πρέπει να παραμείνει ελαστική. Συνεπώς η εφαρμογή δυναμικής ή ελαστικής ανάλυσης είναι επίσης αποδεκτή.

Σημαντικών βλαβών – Severe Damage (SD) [$\theta \leq 0.75 \theta_u$]

Στην περίπτωση Σημαντικών βλαβών (SD) επιτρέπεται η εμφάνιση εκτεταμένων βλαβών στην κατασκευή αλλά χωρίς να διατρέχει κίνδυνο η σωματική ακεραιότητα των ατόμων. Οι βλάβες θα πρέπει να είναι επισκευάσιμες. Στα μέλη επιτρέπεται η είσοδος της γωνίας στροφής χορδής στην ανελαστική περιοχή αλλά όχι η υπέρβαση του 0.75 της τιμής αστοχίας.

Οιονεί κατάρρευση – Near Collapse (NC) [$\theta \leq \theta_u$]

Στην περίπτωση Οιονεί κατάρρευσης (NC) αναμένεται η εμφάνιση εκτεταμένων και πιθανότητα μη επισκευάσιμων βλαβών, που μπορεί να θέσουν σε κίνδυνο την ανθρώπινη ζωή. Η κατασκευή δύναται να φέρει κατακόρυφα φορτία αλλά η οριζόντια δυσκαμψία της έχει μειωθεί ιδιαίτερα και την καθιστά πολύ ευαίσθητη σε μετασεισμούς. Στα μέλη είναι δυνατή η ανάπτυξη μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων και η εξάντληση των αντοχών της κατασκευής.

Παρακάτω δίνεται ο πίνακας με τις ορισμένες κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ στάθμες επιτελεστικότητας συνδυασμένες με σεισμό συγκεκριμένης πιθανότητας εμφάνισης (Στόχοι Αποτίμησης [3]).

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη Επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 1:Στάθμες Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

2.3 ΛΟΓΟΙ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕΛΩΝ λ

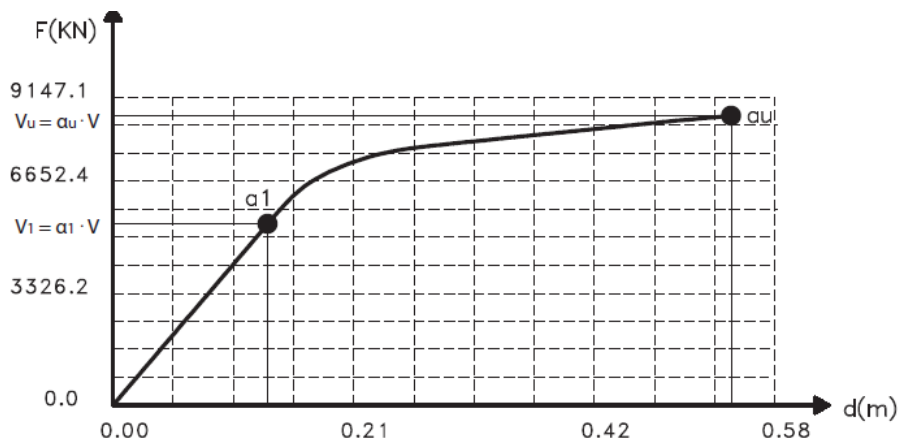
Οι λόγοι επάρκειας λ (απαίτηση/ικανότητα) υποδεικνύουν εάν και κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής θ ($\lambda = \theta/\theta_{lim}$) ή τέμνουσας δύναμης ($\lambda = V/V_R$) που αντιστοιχούν στην κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Για τις στάθμες DL, SD, NC και για μετατόπιση ίση με την αντίστοιχη στοχευόμενη υπολογίζονται οι λόγοι $\lambda = \theta/\theta_{lim}$ (Έλεγχος Στροφής) ενώ μόνο στην στάθμη NC υπολογίζεται επίσης και ο λόγος $\lambda = V/V_R$ (Έλεγχος Διάτμησης). Εφόσον $\lambda \leq 1$, τότε το κριτήριο θεωρείται ότι ικανοποιείται, διαφορετικά το κτίριο δεν επαρκεί για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας [4].

2.4 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ a_u / a_1

Ως a_1 ορίζουμε την τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να φτάσει κάποιο μέλος της κατασκευής στην καμπτική του αντοχή ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές (εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στον φέροντα οργανισμό).

Ως a_u ορίζουμε την τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο κτίριο για την αστάθεια του τελευταίου, ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές. Η τιμή του a_u προσδιορίζεται μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.

Συνεπώς ο λόγος αυτός περιγράφει την ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω πλαστικών παραμορφώσεων. Μάλιστα ο λόγος αυτός χρησιμοποιείται από τον νέο Ευρωκώδικα 8 (EC8) για να προσδιορισθεί ο ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς q μιας κατασκευής [4].



Σχήμα 2: Σημεία a_1, a_u πάνω στην καμπύλη F-d [4]

2.5 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ – ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Το κτίριο πρέπει να έχει την Ικανότητα να αντιστέκεται στην Απαίτηση που επιβάλλει η σεισμική δράση (Φάσμα Σχεδιασμού) έτσι ώστε η συμπεριφορά του να είναι συμβατή με τους στόχους της επιλεγείσας Στάθμης Επιτελεστικότητας.

Καμπύλη Ικανότητας : Η ικανότητα της κατασκευής περιγράφεται από την καμπύλη Ικανότητας (τέμνουσα βάσης – μετακίνηση κορυφής) η οποία υπολογίζεται εφαρμόζοντας διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

Καμπύλη (Φάσμα) Απαίτησης : Στην ουσία είναι μια τροποποιημένη μορφή της καμπύλης του φάσματος σχεδιασμού. Το διάγραμμα του φάσματος σχεδιασμού μετατρέπεται σε διάγραμμα απαιτούμενου φάσματος (ADRS) βάσει ορισμένων προκαθορισμένων σχέσεων .

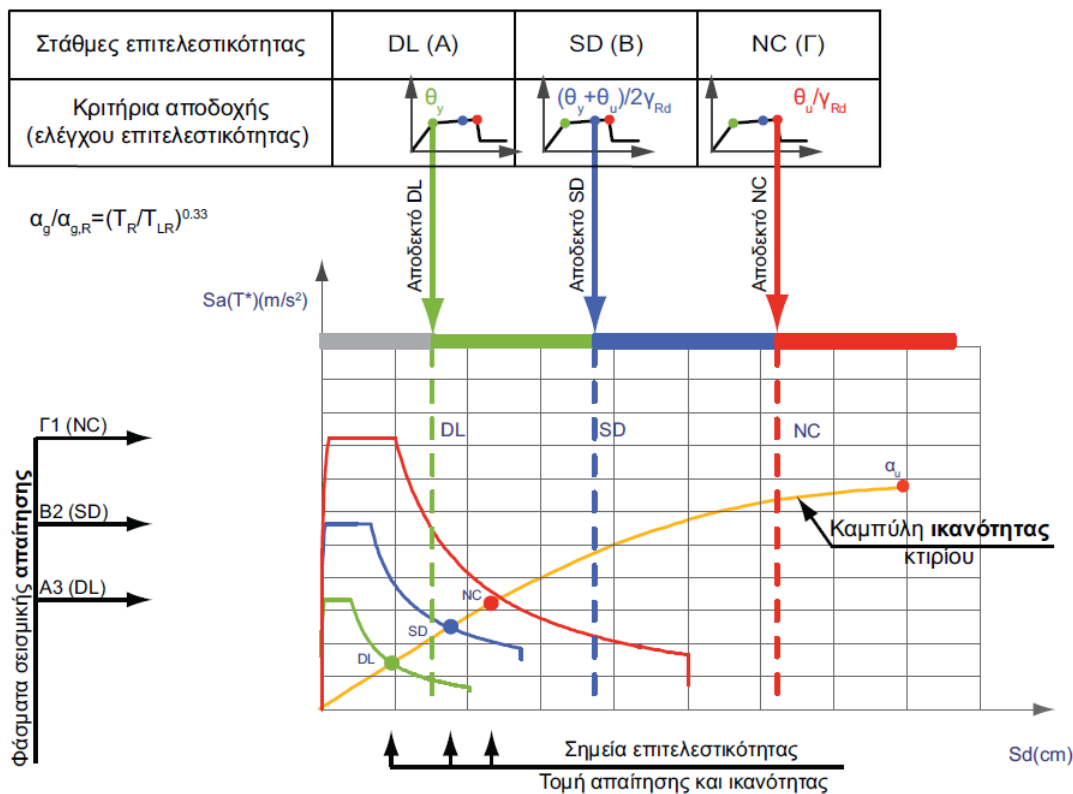
Θέλοντας την καμπύλη ικανότητας να συνυπάρχει στο ίδιο διάγραμμα με την καμπύλη απαίτησης, η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται σε καμπύλη επιτάχυνσης μετατόπισης $S_a - S_d$ για το ισοδύναμο σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας.

Στοχευόμενη Μετακίνηση (σημεία DL, SD, NC) : Στοχευόμενη μετακίνηση d_i είναι η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού). Η φιλοσοφία καθορισμού των στοιχείων αυτών αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης και της αντοχής της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS όπως το

Σύγκριση Σεισμικής Συμπεριφοράς Πολυώροφων Πλαισιακών Κτιρίων Βάσει Των Ισχυόντων Κανονισμών παραπάνω η εξισορρόπηση αυτή αντιστοιχεί στο σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και της καμπύλης απαίτησης.

Οριακές τιμές Παραμορφώσεων (Διακεκομμένες γραμμές DL, SD, NC) : Υποδεικνύουν τις οριακές τιμές μετακίνησης του κόμβου ελέγχου για τις οποίες η παραμόρφωση κάθε στοιχείου του φορέα να παραμένει κάτω από την οριακή τιμή σύμφωνα με την εκάστοτε επιλεγμένη Στάθμη Επιτελεστικότητας.

Συνοψίζοντας σε διάγραμμα ADRS (Σχήμα 3) οι απαιτήσεις αντοχής του φορέα σε συγκεκριμένη σεισμική δράση απεικονίζονται με τα σημεία DL, SD, NC ενώ η πραγματική αντοχή του φορέα για συγκεκριμένη Στάθμη Επιτελεστικότητας και την ίδια σεισμική δράση υποδεικνύεται με τις διακεκομμένες γραμμές DL, SD, NC. Επομένως όταν κάποιο από τα σημεία DL, SD, NC βρίσκεται πριν από την αντίστοιχη διακεκομμένη γραμμή DL, SD, NC τότε ο φορέας επαρκεί για τη συγκεκριμένη Στάθμη.[4]



Σχήμα 3: Ενδεικτικό διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας[4]

3. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Για την επίτευξη των στόχων της παρούσας εργασίας σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τους ισχύοντες Ελληνικούς Κανονισμούς και σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες για μέση και υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας, όμοια, συμμετρικά, εξαώροφα κτίρια με πλαισιακό σύστημα από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Αναλυτικότερα οι σταθερές παράμετροι σχεδιασμού που λήφθηκαν είναι:

- Μέθοδος επίλυσης..... Δυναμική με Μετατόπιση Μαζών
- Αριθμός ιδιομορφών.....9
- Διαστάσεις υποστυλωμάτων.....75/75cm
- Διαστάσεις δοκών.....35/60cm
- Πάχος πλακών.....h=20cm
- Ύψος ορόφωνH_{op} =3,00m
- Μόνιμο φορτίο πλακών.....1,00KN/m²
- Κινητό φορτίο πλακών.....2,00KN/m²
- Σπουδαιότητα κτιρίουΣΠ (συνήθη κτίρια)
- Συντελεστής σπουδαιότητας.....γ=1,00
- Κατηγορία εδάφουςB
- Συντελεστής θεμελίωσης.....θ=1,0
- Κατηγορία χάλυβα.....B500
- Κατηγορία σκυροδέματος..... C25/30
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότηταςII [α=0.24]
- Συντελεστής απόσβεσης:..... 5%
- Συντ.σεισμ. συμπεριφοράς (X,Z) q=1.5_2.0_2.5_3.0_3.5_4.0_4.5_5.0_5.5_6,0_6,75

Για τον σχεδιασμό των κτιρίων χρειάστηκε να γίνουν συνολικά 31 αναλύσεις εκ'των οποίων:

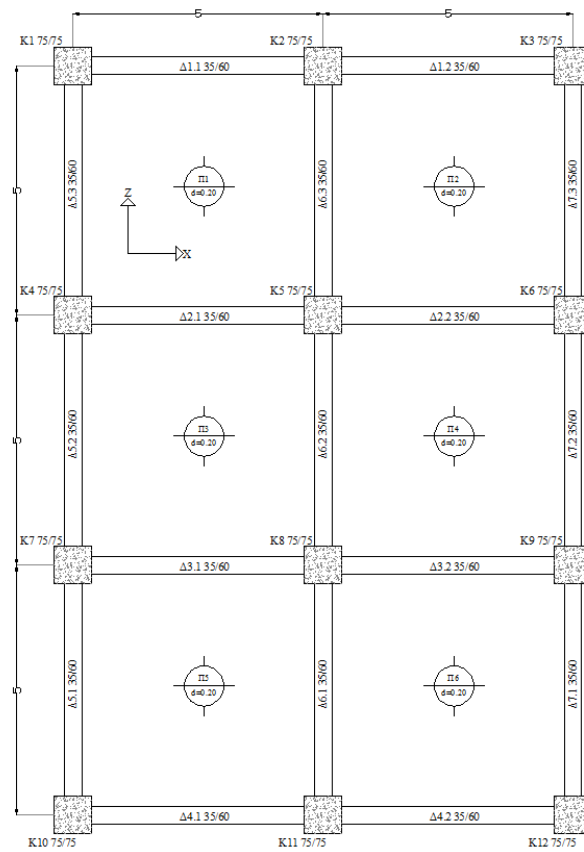
10 αναλύσεις για EC_KΠΥ με το q να παίρνει τιμές από 2,00 έως 6,75

10 αναλύσεις για ΕΑΚ-ΕΚΩΣ με το q να παίρνει τιμές από 2,00 έως 6,75

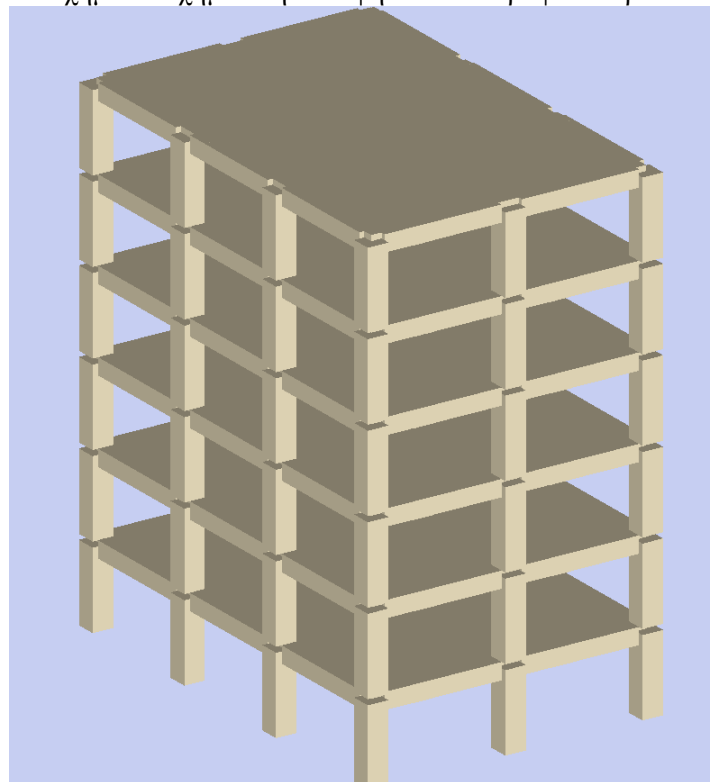
11 αναλύσεις για EC_KΠΜ με το q να παίρνει τιμές από 1,50 έως 6,75.

Αρχικός στόχος της εργασίας ήταν ο σχεδιασμός για όλα τα κτίρια να ξεκινά από q=1,5 έως q=6,75 όμως στην πορεία διαπιστώθηκε ότι οι ΕΑΚ-ΕΚΩΣ και EC_KΠΥ για σχεδιασμό με συντελεστή q=1,5 απαιτούσαν πολύ μεγάλες διατομές φερόντων στοιχείων (δοκάρια-υποστυλώματα) και υπό την υποψία αναξιόπιστων αποτελεσμάτων εγκαταλείφθηκε η προσπάθεια αυτή. Έτσι ο σχεδιασμός ξεκίνησε από σεισμικό συντελεστή q=2,00 και για σχεδιασμό με EC_KΠΥ ,όπου για την ικανοποιητική ανταπόκριση του κτιρίου στη συνάφεια κόμβων απαιτήθηκαν οι διαστάσεις δομικών στοιχείων που προαναφέρθηκαν στις παραμέτρους σχεδιασμού. Στη συνέχεια ακολούθησε ο σχεδιασμός με τις υπόλοιπες τιμές του συντελεστή q και τέλος η παραπάνω διαδικασία επαναλήφθηκε και για τους άλλους δύο κανονισμούς ,έχοντας σαν στόχο όλα τα φέροντα στοιχεία των υπό διερεύνηση κτιρίων να έχουν ίδιες μεταξύ τους διαστάσεις καθώς και όμοια υλικά κατασκευής (ίδια δυσκαμψία).

Η σχηματική κάτοψη του τυπικού ορόφου του πρότυπου κτιρίου φαίνεται στο σχήμα 4 ενώ στην εικόνα 1 έχουμε μία τρισδιάστατη απεικόνιση του υπό μελέτη φορέα. Τέλος χάριν ομοιομορφίας των αποτελεσμάτων γίνεται η παραδοχή ότι τα κατακόρυφα στοιχεία πακτώνονται πλήρως στο επίπεδο θεμελίωσης.



Σχήμα 4: Σχηματική κάτοψη τυπικού ορόφου κτιρίου



Εικόνα 1: Τρισδιάστατη απεικόνιση πρότυπου κτιρίου

3.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ– ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΟΣΤΟΥΣ ΚΤΙΡΙΩΝ

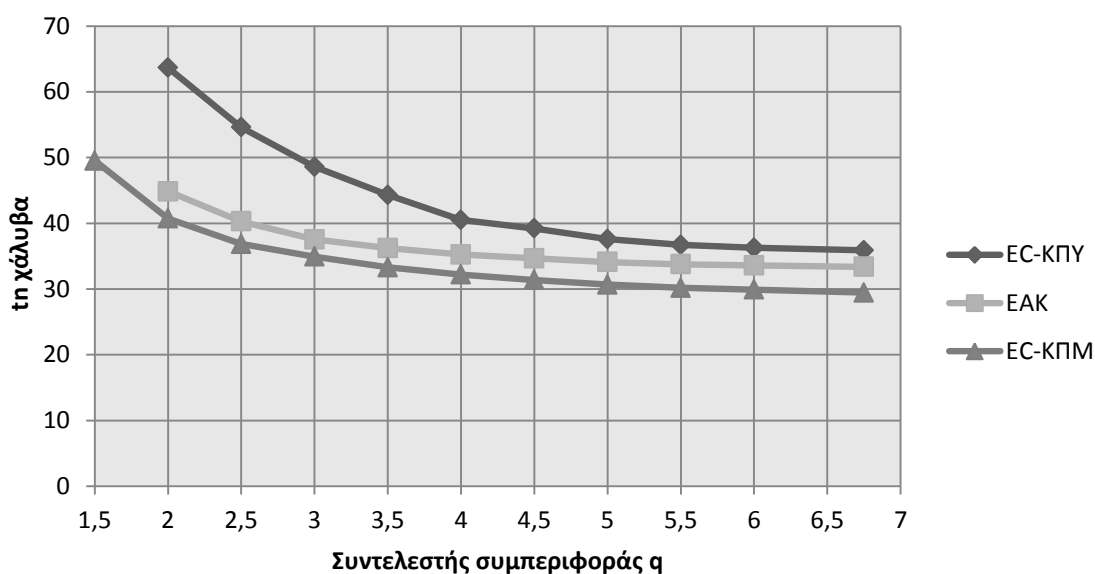
Όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο σε όλα τα κτίρια οι διατομές των φερόντων στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα διατηρηθήκαν σταθερές , έτσι από κάθε επίλυση συγκρατήσαμε την απαιτούμενη ποσότητα χάλυβα (tn) για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή q ανά κανονισμό .

Τα αποτελέσματα που ακολουθούν (πίνακας 2) αφορούν αποκλειστικά και μόνο την ανωδομή των κτιρίων που εξετάζονται.

Ποσότητα απαιτούμενου χάλυβα [tn]			
q	EC-KΠΥ	ΕΑΚ-ΕΚΩΣ	EC-KΠΜ
1,5	-	-	49,51
2	63,65	44,84	40,71
2,5	54,58	40,28	36,85
3	48,58	37,52	34,92
3,5	44,31	36,22	33,28
4	40,51	35,23	32,20
4,5	39,22	34,64	31,36
5	37,57	34,10	30,66
5,5	36,70	33,75	30,18
6	36,26	33,57	29,91
6,75	35,87	33,35	29,44

Πίνακας 2: Ποσότητα απαιτούμενου χάλυβα (tn)

Με βάση τα αποτελέσματα του πίνακα 2 και για την καλύτερη εποπτεία τους έγινε ο σχεδιασμός των τριών καμπυλών που φαίνονται στο σχήμα 5, όπου παρατηρείται ότι η απαίτηση σε χάλυβα αυξάνεται με την μείωση του συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς q και με την αύξηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας. Έτσι για χαμηλές τιμές του συντελεστή q (q=2) τα κτίρια σχεδιασμένα με EC-KΠΥ έχουν απαίτηση σε χάλυβα περίπου 36,05% περισσότερο από τα κτίρια σχεδιασμένα με EC-KΠΜ, ενώ για υψηλές τιμές του συντελεστή q (q=4.50) η απαίτηση αυτή μειώνεται στο 19,28%. Όσον αφορά τα κτίρια σχεδιασμένα με ΕΑΚ-ΕΚΩΣ παρατηρούμε στο γράφημα ότι η απαίτηση τους σε χάλυβα βρίσκεται διαρκώς μεταξύ της απαίτησης του EC-KΠΥ με τον EC-KΠΜ , όπου για μικρές τιμές του συντελεστή q η καμπύλη είναι πιο κοντά σε αυτήν του EC-KΠΜ ενώ για μεγαλύτερες τιμές του q η καμπύλη περνά σχεδόν από τον μέσο όρο της απαίτησης των EC-KΠΥ με τον EC-KΠΜ.



Σχήμα 5: Διάγραμμα συνολικής απαιτούμενης ποσότητας χάλυβα ανωδομής ανάλογα του συντελεστή q και του εκάστοτε κανονισμού σχεδιασμού.

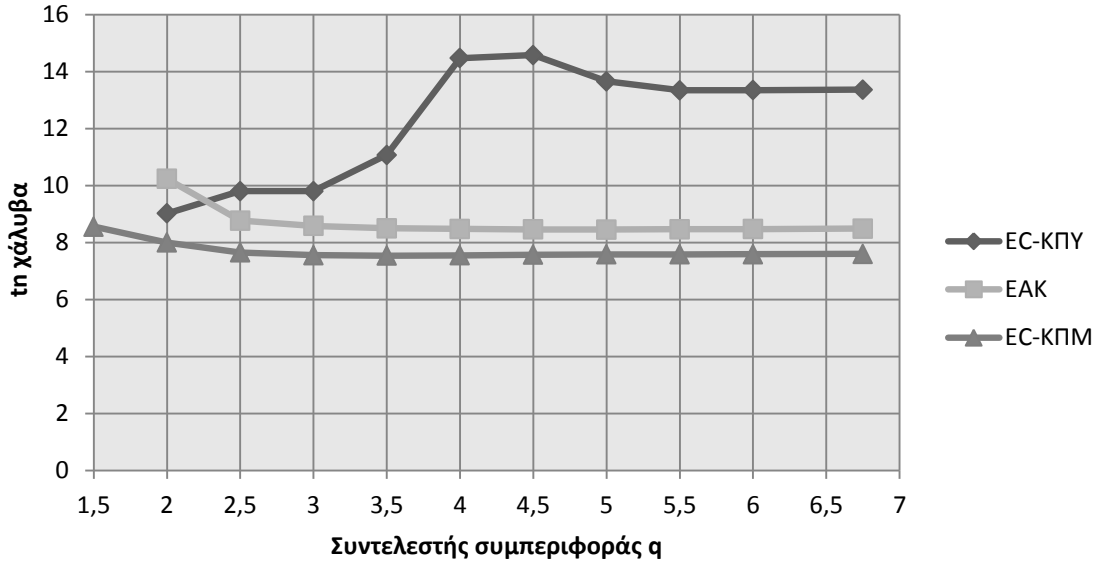
Για την εξαγωγή συμπερασμάτων έγινε διαχωρισμός του συνολικού απαιτούμενου οπλισμού σε διαμήκη και σε εγκάρσιο . Τα αποτελέσματα αυτά παρουσιάζονται στον πίνακα 3 που ακολουθεί.

Ποσότητα απαιτούμενου διαμήκη & εγκάρσιου οπλισμού [tn]						
q	EC-KPY		EAK-EKΩΣ		EC-KPM	
	Διαμήκης	Εγκάρσιος	Διαμήκης	Εγκάρσιος	Διαμήκης	Εγκάρσιος
1,5	0	0	0	0	40,95	8,55
2	54,63	9,02	34,60	10,23	32,70	8,00
2,5	44,78	9,80	31,50	8,77	29,20	7,65
3	38,78	9,80	28,94	8,58	27,37	7,55
3,5	33,23	11,07	27,72	8,49	25,75	7,53
4	26,04	14,46	26,76	8,47	24,65	7,54
4,5	24,64	14,57	26,18	8,45	23,78	7,57
5	23,92	13,65	25,65	8,45	23,08	7,58
5,5	23,36	13,34	25,28	8,46	22,59	7,58
6	22,91	13,34	25,10	8,47	22,32	7,59
6,75	22,51	13,36	24,86	8,48	21,84	7,59

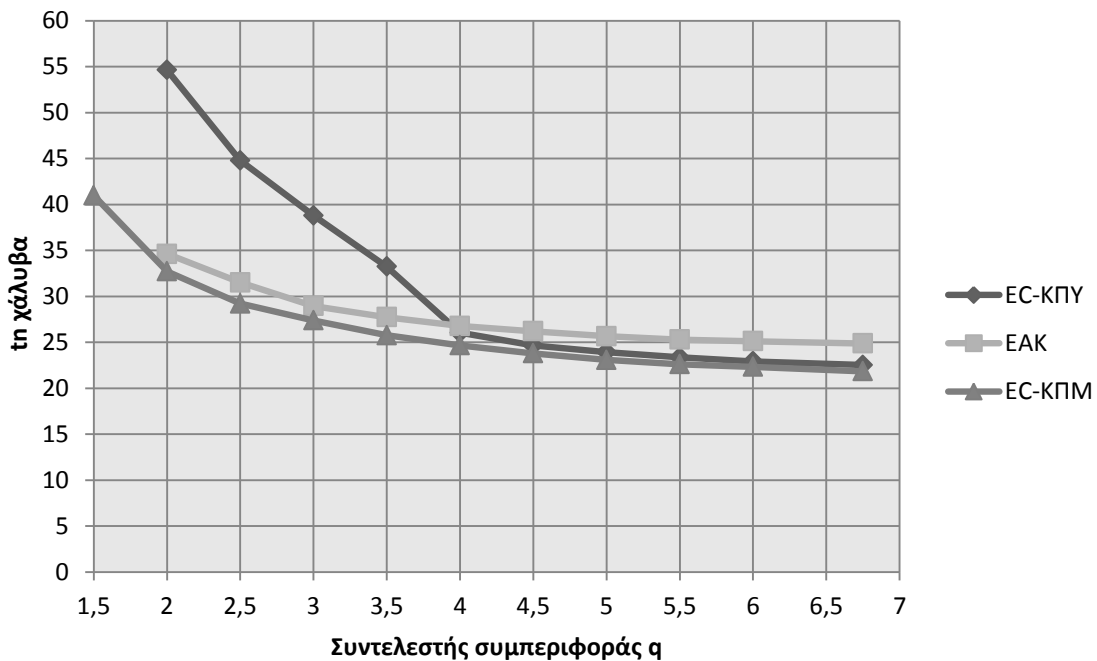
Πίνακας 3: Ποσότητα απαιτούμενου διαμήκη & εγκάρσιου οπλισμού [tn]

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του πίνακα 3 έγινε ο σχεδιασμός των τριών καμπυλών που φαίνονται στο σχήμα 6, σύμφωνα με τις οποίες για σχεδιασμό κτιρίου με EC-KPY, όσο αυξάνεται ο συντελεστής q τόσο αυξάνεται και η απαίτηση εγκάρσιου οπλισμού στα φέροντα στοιχεία . Αντίθετα για τον σχεδιασμό του ίδιου κτιρίου με EC-KPM ή με EAK –

ΕΚΩΣ η απαίτηση σε εγκάρσιο οπλισμό μειώνεται αρχικά με την αύξηση του q ($1,5 < q < 2,5$) ενώ στη συνέχεια για μεγαλύτερες τιμές του q ($2,5 < q < 6,75$) παραμένει σχεδόν σταθερή. Τέλος για το διαμήκη οπλισμό (σχήμα 7) παρατηρούμε τη μείωση του όσο αυξάνεται ο συντελεστής συμπεριφοράς q ανεξαρτήτως κανονισμού.



Σχήμα 6: Διάγραμμα απαιτούμενου εγκάρσιου οπλισμού ανάλογα με τον συντ. q και τον εκάστοτε κανονισμό σχεδιασμού



Σχήμα 7: Διάγραμμα απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού ανάλογα με τον συντ. q και τον εκάστοτε κανονισμό σχεδιασμού

4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

4.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Στα κτίρια που προαναφέρθηκαν έγινε αποτίμηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς για τον σεισμό σχεδιασμού. Η αποτίμηση σε όλες τις περιπτώσεις γίνεται με ανελαστική στατική ανάλυση γνωστή και ως Pushover. Μετά τον σχεδιασμό και με βάση τους τελικά τοποθετημένους οπλισμούς των πλακών, δοκών και υποστρωμάτων καταρτίζονται τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων (Μ-φ) στις διατομές που είναι δυνατών να συμβούν πλαστικές αρθρώσεις και από αυτά, σύμφωνα με τις εξισώσεις του EC8-3, υπολογίζονται τα διαγράμματα ροπών-στροφών χορδής (Μ-θ) για κάθε μέλος. Με σταδιακή αύξηση του φορτίου, ωθείται ο φορέας μέχρι να δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης. Επειδή οι κανόνες σχεδιασμού νέων κατασκευών του EC8-1 ουσιαστικά συνοψίζουν απαιτήσεις για στάθμη «σημαντικών βλαβών» με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη ή αλλιώς Β1 βάση ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρ.2.2.1. αποφασίστηκε η διερεύνηση να γίνει για την παραπάνω στάθμη επιτελεστικότητας. Το κριτήριο αποδοχής της στάθμης Β1 είναι: $\theta_{SD}=(\theta_u+\theta_y)/2*\gamma_{Rd}$

Όπου :

θ_u = η οριακή τιμή της συνολικής ικανότητας στροφής της χορδής, η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με EC8-3 §Α.3.2.2 ή ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρ.7.2.4.1.

θ_y = η γωνία στροφής χορδής διαρροής στο άκρο του μέλους, η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με EC8-3 §Α.3.2.4 ή ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρ.7.2.2. [4]

Στο επίπεδο επιτελεστικότητας Β1 αντιστοιχούν όρια αποδεκτών παραμορφώσεων μέλους (σε όρους γωνίας στροφής χορδής), ενώ η αστοχία σε τέμνουσα πρακτικά ισοδυναμεί με οιονεί κατάρρευση. Οι σταθερές παράμετροι αποτίμησης που λήφθηκαν είναι:

- Σεισμική ζώνηΖΠ
- Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $\alpha_{gR} : 0,24g$
- Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1 : 1,00$
- Σπουδαιότητα κτιρίουΣΠ (συνήθη κτίρια)
- Στόχος αποτίμησηςΒ1
- Στάθμη επιτελεστικότητας.....SD προστασία ζωής
- Ζωή σχεδιασμού50 έτη
- Πιθανότητα υπέρβασης PLR10%
- Εκθέτης k3
- Περίοδος επαναφοράς TLR475 έτη
- 1^η κατανομή φόρτισης pushover Ομοιόμορφη
- 2^η κατανομή φόρτισης pushoverΙδιομορφική
- Μέθοδος επίλυσηςΜέθοδος των Μετατοπίσεων
- Υπολογισμός φαινομένων δευτέρας τάξης Ρ-Δ ...Ναι
- Πλήθος αξονικών (αλληλεπίδραση Ν-Μ_Υ-Μ_Ζ) ...5
- Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησηςΜέθοδος Φασματικής Ικανότητας
- Επιρροή περίσφιξης στα διαγράμματα αντοχής Ναι
- Συντ. σεισμ. συμπεριφοράς (X,Z). $q=1.5_2.0_2.5_3.0_3.5_4.0_4.5_5.0_5.5_6,0_6,75$

Με βάση την αποτίμηση των κτιρίων και τις παραπάνω παραδοχές προέκυψαν οι μέγιστοι λόγοι στατικής επάρκειας μελών 'λ' (απαίτηση/ικανότητας) όπως αυτοί παρουσιάζονται στον πίνακα 4. Με μια πρώτη ματιά στον πίνακα αυτό παρατηρούμε ότι όλα τα κτίρια συμπεριφέρονται ικανοποιητικά για τον σεισμό σχεδιασμού καθώς ο λόγος στατικής επάρκειας μελών 'λ' είναι παντού μικρότερος της μονάδας. Αναλυτικότερα βλέπουμε ότι στα κτίρια σχεδιασμένα με EC_ΚΠΥ για μικρές τιμές του συντελεστή q ο μέγιστος λόγος 'λ' αφορά στον έλεγχο διάτμησης, ενώ για μεγαλύτερες τιμές του συντελεστή του q αφορά τον έλεγχο στροφής. Όσον αφορά τα κτίρια σχεδιασμένα με EC_ΚΠΜ ή ΕΑΚ-ΕΚΩΣ οι μέγιστοι λόγοι 'λ' αφορούν κυρίως τον έλεγχο διάτμησης. Αξίζει να αναφέρουμε σε αυτό το σημείο ότι σε όλες τις περιπτώσεις οι μέγιστοι λόγοι 'λ' εμφανίζονται στα δοκάρια που ως αποτέλεσμα είναι σαφώς επιθυμητό και οφείλεται κυρίως στον ικανοτικό έλεγχο που πραγματοποιήθηκε κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού.

Μέγιστος λόγος στατικής επάρκειας μελών - λ_{max} (απαίτηση/ικανότητα)			
q	EC-ΚΠΥ	ΕΑΚ	EC-ΚΠΜ
1,5	-	-	0,62 δοκός -έλεγχος διάτμησης
2	0,48 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,55 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,74 δοκός -έλεγχος διάτμησης
2,5	0,47 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,63 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,75 δοκός -έλεγχος διάτμησης
3	0,47 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,71 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,80 δοκός -έλεγχος διάτμησης
3,5	0,46 δοκός - έλεγχος διάτμησης	0,78 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,79 δοκός -έλεγχος διάτμησης
4	0,49 δοκός - έλεγχος στροφής	0,78 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,79 δοκός -έλεγχος διάτμησης
4,5	0,49 δοκός- έλεγχος στροφής	0,88 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,73 δοκός -έλεγχος διάτμησης
5	0,56 δοκός- έλεγχος στροφής	0,72 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,73 δοκός -έλεγχος διάτμησης
5,5	0,60 δοκός - έλεγχος στροφής	0,69 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,61 δοκός -έλεγχος διάτμησης & έλεγχος στροφής
6	0,65 δοκός- έλεγχος στροφής	0,69 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,61 δοκός -έλεγχος διάτμησης & έλεγχος στροφής
6,75	0,72 δοκός - έλεγχος στροφής	0,69 δοκός -έλεγχος διάτμησης	0,61 δοκός -έλεγχος διάτμησης & έλεγχος στροφής

Πίνακας 4: Μέγιστος λόγος στατικής επάρκειας μελών - λ_{max} (απαίτηση/ικανότητα)

4.2 ΕΥΡΕΣΗ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ

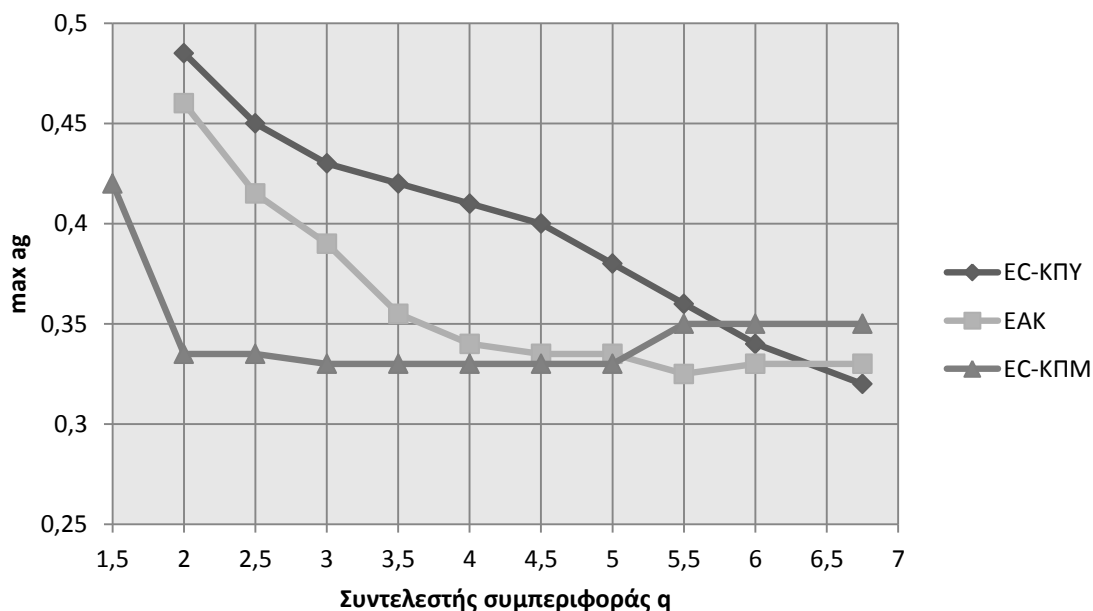
Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τον υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης είναι η εξής:

Εφόσον έχει προηγηθεί ο σχεδιασμός και η αποτίμηση του κτιρίου για σεισμό σχεδιασμού, συνεχίζουμε αυξάνοντας σταδιακά την σεισμική επιτάχυνση και έχοντας σαν στόχο ο λόγος στατικής επάρκειας 'λ' να πλησιάσει την μονάδα. Έτσι όταν ο λόγος 'λ' πλησιάσει αρκετά την μονάδα (0,98 έως 1,02) δεχόμαστε την τιμή a_g σαν μέγιστη .

Τα αποτελέσματα αυτά παρουσιάζονται αναλυτικά στον ακόλουθο πίνακα 5.

Μέγιστη σεισμική επιτάχυνση απόκρισης κτιρίων [max a_g]			
q	EC-ΚΠΥ	ΕΑΚ	EC-ΚΠΜ
1,5	-	-	0,42
2	0,485	0,46	0,335
2,5	0,45	0,415	0,335
3	0,43	0,39	0,33
3,5	0,42	0,355	0,33
4	0,41	0,34	0,33
4,5	0,40	0,335	0,33
5	0,38	0,335	0,33
5,5	0,36	0,325	0,35
6	0,34	0,33	0,35
6,75	0,32	0,33	0,35

Πίνακας 5: Μέγιστη σεισμική επιτάχυνση απόκρισης κτιρίων [max a_g]



Σχήμα 8: Διάγραμμα μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης ανάλογα με τον συντ. q και τον εκάστοτε κανονισμό σχεδιασμού

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του πίνακα 5 σχεδιάστηκαν τα διαγράμματα του σχήματος 8 στα οποία φαίνονται οι μέγιστες σεισμικές επιτάχυνσης των κτιρίων ανάλογα με τον συντελεστή q και τον εκάστοτε κανονισμό σχεδιασμού. Γενικά από τα διαγράμματα αυτά προκύπτει ότι με την αύξηση του σεισμικού συντελεστή q μειώνεται η τιμή της μέγιστης σεισμική επιτάχυνση για την οποία θα έχουμε ικανοποιητική συμπεριφορά των κτιρίων.

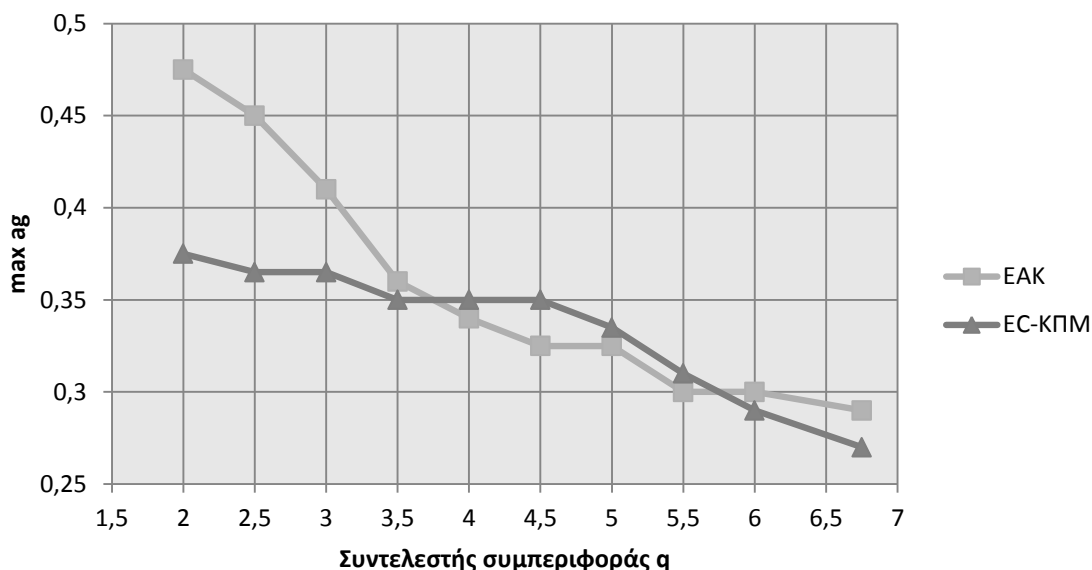
Εξαιρέση αποτελεί η περίπτωση κτιρίων σχεδιασμένα με EC_KΠΜ όπου βλέπουμε ότι ενώ αρχικά έχουμε απότομη πτώση της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης στη συνέχεια αυτή σταθεροποιείται με αποτέλεσμα το διάγραμμα να είναι περίπου μια ευθεία γραμμή , δηλαδή η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση δεν εμφανίζει σημαντικές αλλαγές με την αλλαγή του συντελεστή q . Θεωρούμε ότι το αποτέλεσμα αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ενώ για τα κτίρια σχεδιασμένα με EC_KΠΥ ο μέγιστος λόγος στατικής επάρκειας 'λ' αφορούσε δοκό και έλεγχο στροφής (πρώτες πλαστικές αρθρώσεις σε δοκό) για τα κτίρια σχεδιασμένα με EC_KΠΜ και ΕΑΚ-ΕΚΩΣ αφορούσε δοκό και έλεγχο διάτμησης δηλαδή η αστοχία διάτμησης προηγείτο αυτής της κάμψης. Ένα πιθανό αίτιο αυτής της ανεπιθύμητης συμπεριφοράς ίσως είναι και το γεγονός ότι οι διατομές των φερόντων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν ήταν αρκετά μεγάλες , πολύ δύσκαμπτος φορέας , σε σχέση με τις χαμηλές απαιτήσεις πλαστιμότητας των δύο κανονισμών EC_KΠΜ και ΕΑΚ-ΕΚΩΣ . Για τον λόγο αυτό θεωρήθηκε σκόπιμη η επίλυση νέου κτιρίου σχεδιασμένο αυτή τη φορά με μικρότερες διατομές φερόντων στοιχείων και μόνο με EC_KΠΜ και ΕΑΚ-ΕΚΩΣ. Οι αλλαγές που θα γίνουν στις διατομές των φερόντων στοιχείων θα είναι οι εξής :

- τα υποστυλώματα από 75/75 θα γίνουν 60/60
- τα δοκάρια από 35/60 θα γίνουν 30/50

Αναλυτικότερα τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τον υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης στην οποία αποκρίνονται τα νέα κτίρια φαίνονται στο πίνακα 6 που ακολουθεί και στα διαγράμματα του σχήματος 9.

Μέγιστη σεισμική επιτάχυνση απόκρισης νέων κτιρίων [max ag]		
q	ΕΑΚ-ΕΚΩΣ	EC-KΠΜ
1,5	-	-
2	0,475	0,375
2,5	0,45	0,365
3	0,41	0,365
3,5	0,36	0,35
4	0,34	0,35
4,5	0,325	0,35
5	0,325	0,335
5,5	0,3	0,31
6	0,3	0,29
6,75	0,29	0,27

Πίνακας 6: Μέγιστη σεισμική επιτάχυνση απόκρισης νέων κτιρίων [max ag] , με μειωμένες διατομές.

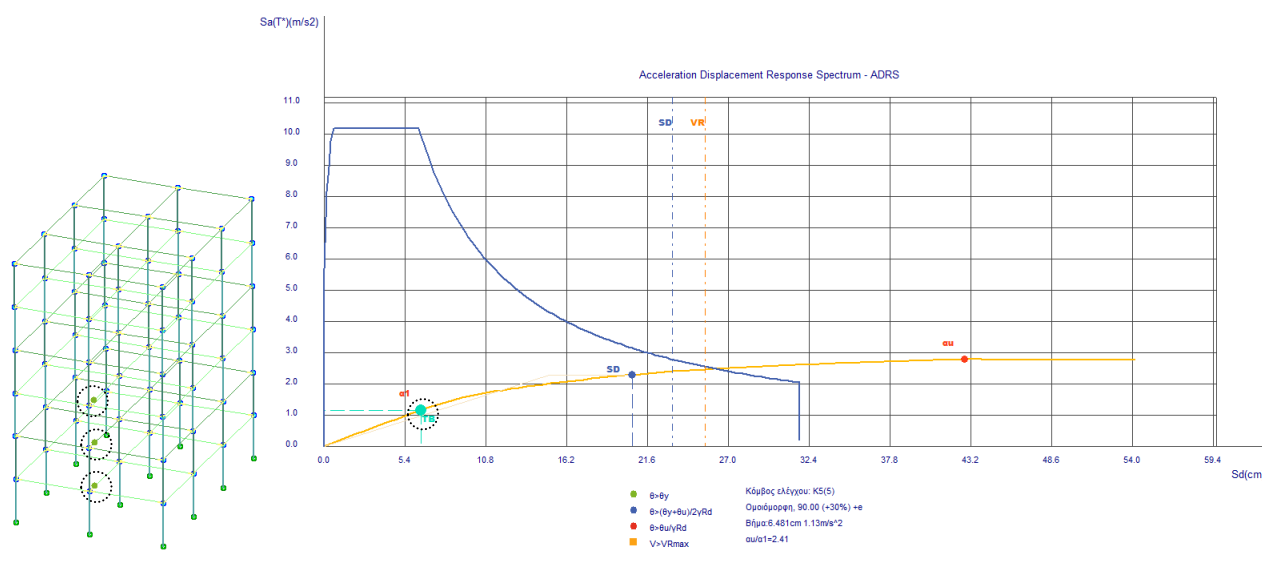


Σχήμα 9: Διάγραμμα μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης νέου κτιρίου ανάλογα με τον συντ. q και τον εκάστοτε κανονισμό σχεδιασμού

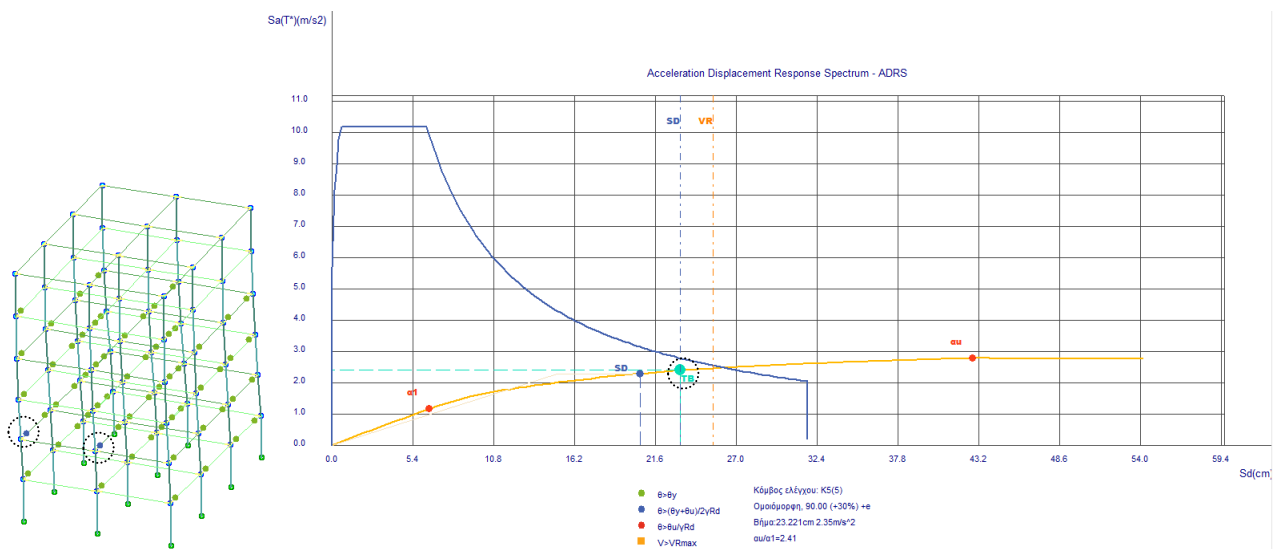
Από το παραπάνω διάγραμμα προκύπτει όντως καλύτερη απόδοση του κανονισμού EC_KΠM στο κτίριο με μικρότερες διατομές φερόντων στοιχείων, καθώς από ότι φαίνεται οι τιμές της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης μεταβάλλονται με την αλλαγή του συντελεστή q. Ωστόσο η συμπεριφορά αυτών των κτιρίων δεν θεωρείται ικανοποιητική καθώς για τιμές του q, $2 < q < 4$ ή μέγιστη τιμή του λόγου στατικής επάρκειας 'λ' εμφανιζόταν στα δοκάρια και αφορούσε τον έλεγχο διάτμησης. Όσο αφορά τα κτίρια σχεδιασμένα με EAK_EΚΩΣ2000 δεν παρατηρείται κάποια αξιόλογη διαφορά και γεγονός είναι ότι και αυτή τη φορά οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας 'λ' εμφανίζονται στον έλεγχο διάτμησης.

4.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ-ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

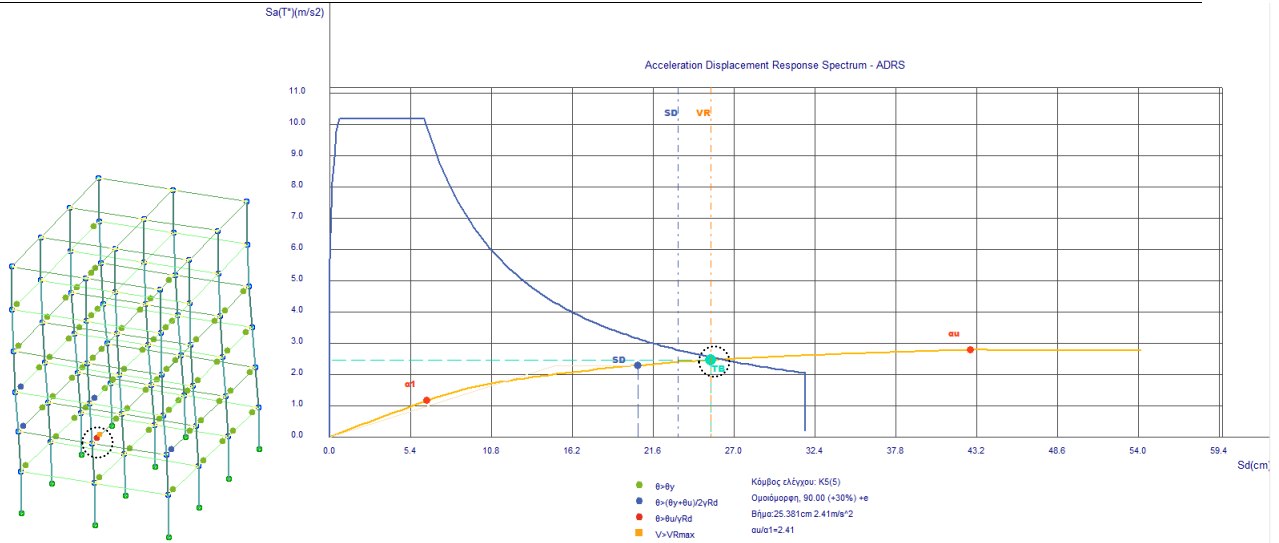
Σε αυτή την ενότητα θα ακολουθήσει η ενδεικτική παρουσίαση και ο σχολιασμός των διαγραμμάτων Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) που παρουσιάζονται στις εικόνες 2 έως 5 και προέκυψαν για αποτίμηση με σεισμό μεγαλύτερο από αυτό του σχεδιασμού ($ag=0.34m/sec^2$) σε κτίριο σχεδιασμένο με EC-KΠΥ και συντελεστή $q=5,85$. Στις εικόνες, στην τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα (αριστερά), έχουν επισημανθεί με κύκλο οι νέες πλαστικές αρθρώσεις που προκύπτουν σε κάθε νέα θέση. Η σειρά παρουσίασης των εικόνων ακολουθεί την ιεραρχία δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων.



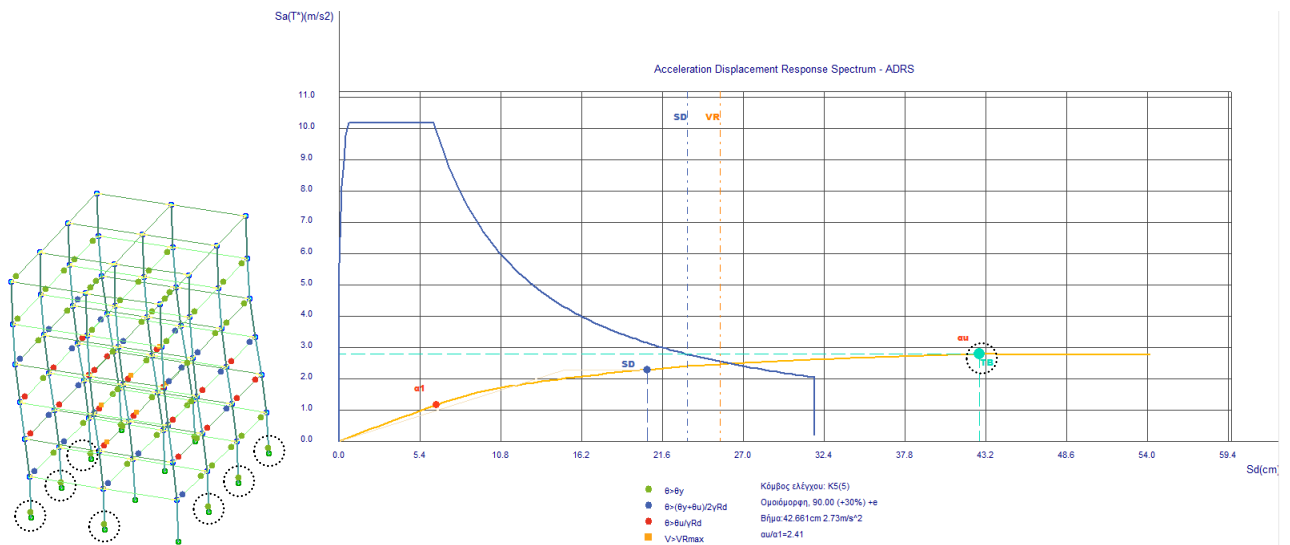
Εικόνα 2: Διάγραμμα ADRS , θέση α1, δημιουργία πρώτων πλαστικών αρθρώσεων σε δοκάρια λόγω καμπτικής αστοχίας.



Εικόνα 3: Διάγραμμα ADRS , θέση ορίου επιτελεστικότητας SD, δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων σε δοκάρια λόγω υπέρβασης ορίου επιτελεστικότητας $\theta > (\theta_y + \theta_u)/2 * \gamma_{Rd}$



Εικόνα 4: Διάγραμμα ADRS , θέση ορίου διατμητικής αστοχίας, δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων σε δοκάρια λόγω υπέρβασης ορίου διατμητικής αστοχίας $V > V_{Rmax}$.



Εικόνα 5: Διάγραμμα ADRS , θέση au, δημιουργία αστάθειας κτιρίου (μηχανισμός)

4.3 ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q , ΑΝΑΛΟΓΗ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΓΙΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΟΣΤΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Ο σεισμικός συντελεστής συμπεριφοράς q είναι ένας συντελεστής $\geq 1,00$, με τον οποίο διαιρούνται (και συνεπώς μειώνονται) οι σεισμικές δράσεις για τις οποίες διενεργείται η αντίστοιχη ανάλυση του ϕ/δ . Μέσο της επιλεγόμενης τιμής του q ρυθμίζεται ο βαθμός στον οποίο θα επιτραπεί στην κατασκευή να εισέλθει στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς υπό τον σεισμό σχεδιασμού . Η πλήρης εκμετάλλευση της διαθέσιμης πλαστιμότητας (και της

υπεραντοχής) του φ/ο αντιστοιχεί στον διαθέσιμο συντελεστή συμπεριφοράς $q_{\text{διαθ}}$, για τον οποίο οι EC8 και ΕΑΚ-ΕΚΩΣ θεσπίζουν ανώτατες επιτρεπτές τιμές $\max q_{\text{επιτρ}}$. [5]

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται το εύρος τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς q για τα υπό εξέταση κτίρια τα οποία είναι πλαισιακά συστήματα ,κανονικά σε κάτοψη και καθ' ύψος και για τα οποία η τιμή (a_u / a_1) προκύπτει από στατική ανελαστική ανάλυση $\rightarrow \max(a_u / a_1) = 1.5$

Εύρος τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς q			
Κανονισμοί	q_{min}	q_{max}	
		$(a_u/a_1=1.3)$	$(a_u/a_1=1.5)$
EC_ΚΠΥ	1,5	$4,5*1,3=5.85$	$4,5*1,5=6,75$
ΕΑΚ_ΕΚΩΣ2000	1,5	3,5	3,5
EC_ΚΠΜ	1,5	$3,0*1,3=3.90$	$3,0*1,5=4,50$

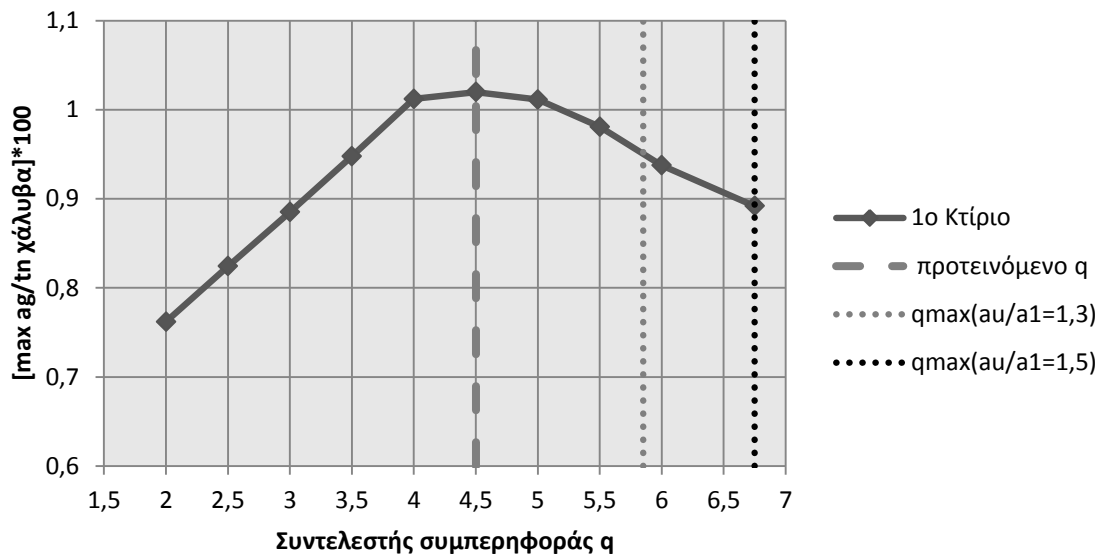
Πίνακας 7: Εύρος τιμών του επιτρεπόμενου συντελεστή συμπεριφοράς q

Γενικά κυριαρχεί η άποψη ότι ο σχεδιασμός κτιρίων με πλήρη αντισεισμική προστασία ($q=1$) αποτελεί μια οικονομικά επαχθή λύση , και πιστεύεται ότι οδηγεί σε υπερβολικά ογκώδεις και συνεπώς αντιαισθητικές κατασκευές με ενδεχομένως μειωμένη λειτουργικότητα. [5]

Για τους παραπάνω λόγους για κατασκευές «κανονικού κινδύνου» (όπως π.χ. κτίρια κατοικιών ή γραφείων , σχολεία νοσοκομεία κ.ά.) , δηλαδή για κατασκευές των οποίων οι βλάβες ή ακόμη και η κατάρρευση δεν έχουν ευρύτερες συνέπειες , αλλά περιορίζονται –το πολύ- στην άμεση γειτονιά τους , εγκαταλείπεται η επιδίωξη πλήρους αντισεισμικής προστασίας και γίνεται αποδεκτή η εμφάνιση βλαβών. Αυτό σημαίνει ότι υπό τον σεισμό σχεδιασμού επιτρέπεται στη κατασκευή να εισέλθει στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς και να υποστεί μη αντιστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις (δηλ. μερική αντισεισμική προστασία) αλλά παρόλα αυτά να μην οδηγήσουν στην άμεση κατάρρευσή της. Για συμβατικές δηλαδή κατασκευές καθορίζεται από τους ισχύοντες κανονισμούς ένα χαμηλότερο επίπεδο αντισεισμικής ασφάλειας ως θεσμικά αποδεκτός συμβιβασμός επιζητούμενης προστασίας και οικονομικών προτεραιοτήτων. Τον τελικό λόγο όμως για το επίπεδο αντισεισμικής ασφάλειας που θα σχεδιαστεί μία κατασκευή τον έχει ο ιδιοκτήτης της και κύριος του έργου .[5]

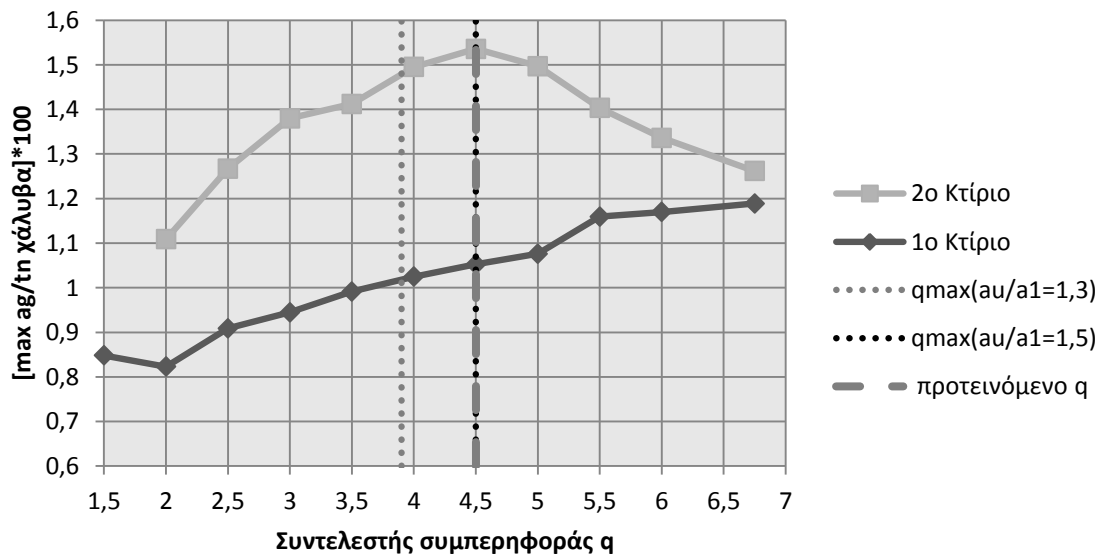
Σε αυτή τη φάση της εργασίας , και κυρίως για εποπτικούς λόγους , θεωρήθηκε απαραίτητη η δημιουργία ενός διαγράμματος , σχήματα 10α,10β και 10γ , που θα εκφράζει τον λόγο της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης για την οποία έχουμε ικανοποιητική απόκριση των κτιρίων , προς την συνολική απαίτηση χάλυβα $[\max a_g / \text{απαιτούμενο χάλυβα (tn)}]*100$, συναρτήσει του σεισμικού συντελεστή συμπεριφοράς q . Με άλλα λόγια πρόκειται για ένα διάγραμμα που μας ενημερώνει για το ποιο κτίριο, άρα και ποιος συντελεστής q , θα έχει την καλύτερη απόδοση σε σεισμό μεγαλύτερο από αυτόν του σχεδιασμού, σε σχέση με το κόστος κατασκευής του.

Κανονισμός: EC-KΠΥ



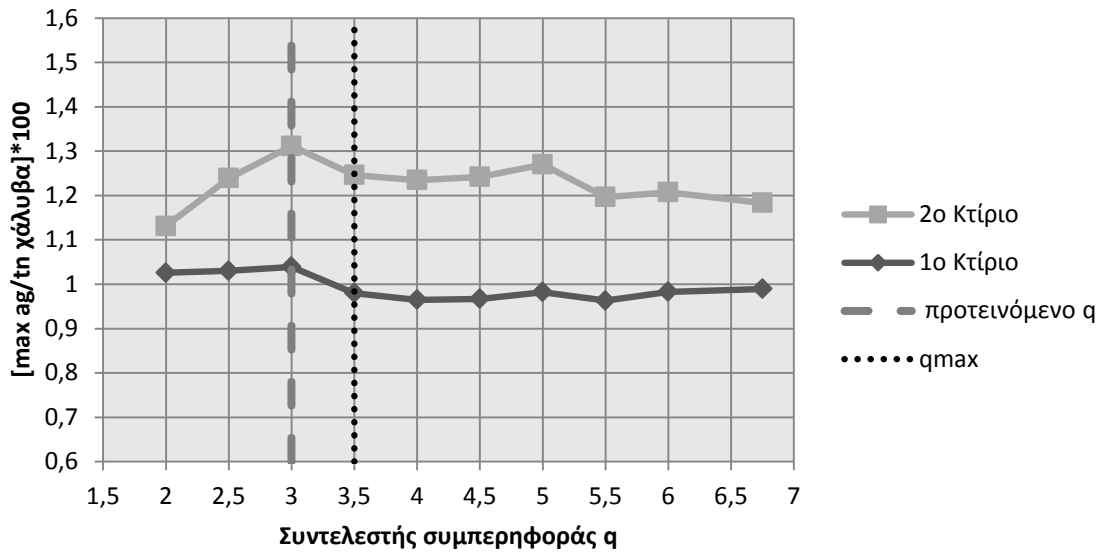
Σχήμα 10 α : Λόγος $[\max a_g / \text{απαιτούμενο χάλυβα (tn)}]$ για EC-KΠΥ για το 1^ο κτίριο

Κανονισμός: EC-KΠΜ



Σχήμα 10 β : Λόγος $[\max a_g / \text{απαιτούμενο χάλυβα (tn)}]$ για EC-KΠΜ για το 1^ο κτίριο και για το 2^ο κτίριο (με μειωμένες διατομές φερόντων στοιχείων)

Κανονισμός:ΕΑΚ-ΕΚΩΣ



Σχήμα 10γ : Λόγος [max ag / απαιτούμενο χάλυβα (tn)] για ΕΑΚ-ΕΚΩΣ για το 1^ο κτίριο και για το 2^ο κτίριο (με μειωμένες διατομές φερόντων στοιχείων)

Συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τα διαγράμματα των σχημάτων 10α,10β και 10γ παρουσιάζονται στον πίνακα 8 που ακολουθεί. Η τελευταία γραμμή του πίνακα αφορά την κοστολογική διαφορά (σε ευρώ) που προκύπτει σε περίπτωση σχεδιασμού με $q_{\text{προτεινόμενο}}$ αντί για $q_{\text{κανονισμού}}$.

Θεωρήθηκε ότι το κόστος του χάλυβα ,που συμπεριλαμβάνει υλικά , επεξεργασία και τοποθέτηση , ανέρχεται στα 0,78ευρώ/kg [7]

Συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των $q_{\text{προτεινόμεν.}}$ & $q_{\text{κανον.}}$	Κανονισμός		
	ΕC-ΚΠΥ	ΕΑΚ-ΕΚΩΣ	ΕC-ΚΠΜ
$q_{\text{προτεινόμενο.}}$	4,5	3,0	4,5
$q_{\text{max κανονισμού (au/a1=1.3)}}$	5,85	3,5	3,9
max ag για $q_{\text{προτεινόμενο}}$	0,40	0,39	0,33
max ag για $q_{\text{κανονισμού}}$	0,34	0,355	0,33
Απαιτούμενος χάλυβας (tn) για $q_{\text{προτεινόμενο.}}$	39,22	37,52	31,36
Απαιτούμενος χάλυβας (tn) για $q_{\text{κανονισμού}}$	36,39	36,22	32,44
Διαφορά (tn)	2,83 ↑	1,30 ↑	1,08 ↓
Διαφορά %	7,21 ↑	3,46 ↑	3,33 ↓
Διαφορά (ευρώ)	2207,4 ↑	1014 ↑	842,40 ↓

Πίνακας 8: Συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των $q_{\text{προτεινόμεν.}}$ & $q_{\text{κανονισμού}}$

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

5.1 Κόστος κατασκευής

Ένα γενικό συμπέρασμα που προκύπτει όσο αφορά το κόστος κατασκευής του φέροντος οργανισμού της ανωδομής, άρα και της απαίτησης σε χάλυβα οπλισμού, είναι ότι αυξάνεται όσο αυξάνονται οι απαιτήσεις πλαστιμότητας του εκάστοτε κανονισμού. Έτσι για κτίρια σχεδιασμένα με EC8_KΠΥ το κόστος αυτό είναι φανερά μεγαλύτερο από το αντίστοιχο κόστος για σχεδιασμό με EC8_KΠΜ ή EAK_EΚΩΣ 2000 καθώς απαιτεί πολύ μεγαλύτερη ποσότητα οπλισμού και συχνά και μεγαλύτερες διαστάσεις διατομών. Όπως φαίνεται και στο διάγραμμα του σχήματος 2 η διαφορά αυτή γίνεται εντονότερη με την μείωση του συντελεστή συμπεριφοράς q . Αξίζει να αναφερθεί ότι ενώ ο EC8_KΠΥ επιτρέπει στον μελετητή σχεδιασμό με μεγάλες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q έως $q=6,75$ βλέπουμε, στο σχήμα 6, ότι για να επιτευχθεί ο στόχος της υψηλής πλαστιμότητας που απαιτεί ο συγκεκριμένος κανονισμός, με την αύξηση του συντελεστή q αυξάνεται και η απαίτηση σε εγκάρσιο οπλισμό (συνδετήρες), ενώ αντίθετα η απαίτηση σε διαμήκη οπλισμό μειώνεται.

5.2 Σεισμική απόκριση κτιρίων

5.2.1 Ανάλογα του αντισεισμικού κανονισμού

Η καθολική συμπεριφορά όλων των φορέων, στον σεισμό σχεδιασμού, κρίνεται αρκετά ικανοποιητική αφού παρουσιάζουν χαμηλές τιμές σχετικών μετακινήσεων ορόφων και δημιουργούν πλαστικές αρθρώσεις στα προκαθορισμένα σημεία. Όσο αφορά την αποτίμηση για σεισμό μεγαλύτερο αυτού του σεισμού σχεδιασμού βλέπουμε ότι καλύτερη απόκριση έχουν τα κτίρια που έχουν διαστασιοποιηθεί με EC8_KΠΥ. Τα πλεονεκτήματα αυτών έναντι των άλλων είναι:

- Ικανοποιητική απόκριση σε σεισμική επιτάχυνση μεγαλύτερη από αυτή των άλλων δύο κανονισμών.
- Σωστή ιεράρχηση των μορφών αστοχίας, δηλαδή οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται σε δοκάρια και είναι καμπτικές-πλάστιμες σε αντίθεση με τους άλλους δύο όπου είναι διατμητικές – ψαθυρές.
- Μεγαλύτερες τιμές του λόγου $au/a1$ συνεπώς μεγαλύτερη ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.

Τέλος σε σχέση με τα κτίρια σχεδιασμένα με EC8_KΠΜ & EAK_EΚΩΣ 2000 θεωρούμε ότι για σεισμό διπλάσιας έντασης του σεισμού σχεδιασμού θα έχουν καλύτερη απόκριση σε λιγότερο σεισμογενείς περιοχές (π.χ. για Ελλάδα σεισμική ζώνη I)

5.2.2 Ανάλογα του σεισμικού συντελεστή q

Στην κρίσιμη περίπτωση της υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού, η οποία όπως έδειξαν και οι τελευταίοι σεισμοί της Κεφαλονιάς κάθε άλλο παρά σπάνια είναι, μπορεί να ειπωθεί απλουστευτικά ότι ο σχεδιασμός με $q=1,5$ έως $q=2,0$ παρέχει ασφάλεια για σεισμό έως και διπλάσιο αυτού του σεισμού σχεδιασμού. Αντίθετα σε περίπτωση σχεδιασμού με μεγαλύτερες τιμές του q (π.χ. $q>3.5$), οπότε η κατασκευή ενδέχεται να υποστεί μεγάλες πλαστικοποιήσεις υπό τον σεισμό σχεδιασμού, τα υπάρχοντα πρόσθετα περιθώρια

διαθέσιμης πλαστιμότητας δεν είναι αρκετά για την κάλυψη των απαιτήσεων πλαστιμότητας σεισμού διπλάσιου του σεισμού σχεδιασμού. Ποιο απλά θα μπορούσαμε να ισχυριστούμε ότι ο σχεδιασμός με $q=1.5$ έναντι $q=3.5$ εξασφαλίζει πρακτικά στην κατασκευή υπερδιπλάσια αντοχή , χωρίς παράλληλα να εξαντλεί τα υφιστάμενα αποθέματα της διαθέσιμης πλαστιμότητας. Σε περίπτωση όμως που για οικονομικούς λόγους ο στόχος του μελετητή για το επίπεδο αντισεισμικής ασφάλειας είναι απλώς η «μη κατάρρευση» της μελετώμενης κατασκευής υπό τον σεισμό σχεδιασμού τότε προτείνεται να μην εξαντληθούν οι ανώτατες επιτρεπτές τιμές του συντελεστή q η αλλιώς τα κατώτατα επιτρεπτά όρια απαιτήσεων ασφαλείας αλλά η κατάλληλη τιμή q να επιλέγει σύμφωνα με το διάγραμμα σεισμικής απόδοσης-κόστους κατασκευής , όπως φαίνεται στο διάγραμμα του σχήματος 10α,10β&10γ .

Για κτήρια όμοια με αυτά της εν'λόγο διερεύνησης και για σεισμική ζώνη II προτείνονται οι εξής τιμές συντελεστή q :

EC_ΚΠΥ : $q=4,5$

EAK_EΚΩΣ2000 :..... $q = 3,00$

EC_ΚΠΜ :..... $q=4.5$

Τέλος , όσο αφορά την επιλογή του σεισμικού συντελεστή q , θα ήταν φρόνιμο εκ μέρους του μελετητή μηχανικού να ενημερώσει τον ιδιοκτήτη όχι μόνο για το κόστος κατασκευής του έργου αλλά και για το κόστος της πιθανής επιδιόρθωσης των δομικών στοιχείων που θα υποστούν βλάβες ,πλαστικές αρθρώσεις , προκειμένου να αποκατασταθεί το προ σεισμού επίπεδο αντισεισμικής ασφάλειας , αφήνοντας έτσι στη διακριτική του ευχέρεια την επιλογή του επιθυμητού επιπέδου ασφαλείας.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] EAK-EΚΩΣ2000

[2] EC-8

[3] ΚΑΝ.ΕΠΕ. , 2012

[4] LH Logismiki

[5] Αβραμήδη Ι. , Αθανατοπουλου Α. , Μορφίδη Κ. , Σέξτου Α.

“ Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων ο/σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης και διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους ευρωκώδικες” , Θεσσαλονίκη 2011 , Έκδοση 1ή , ISBN 978-960-93-3151-7

[6] Γαιτανάρος Γ. , Κοντόπουλος Γ. “Σχεδιασμός νέου κτιρίου κατά EAK/EΚΩΣ και έλεγχος επάρκειάς του κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ” , “21^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2013” ,Πάτρα, Φεβρουάριος 2013

[7] Μ.Α.Μωρέττη , Δ.Παπαλοΐζου , “Σχεδιασμός κτιρίων με και χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας - συγκριτική αξιολόγηση των δύο επιλύσεων ,βάσει των EAK-EΚΩΣ” , http://library.tee.gr/digital/m2173/m2173_moretti.pdf