

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Διπλωματική Εργασία

**ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΤΗΣ
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ
ΣΕ ΠΛΑΙΣΙΑ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

σπουδάστρια
ΑΥΓΕΡΙΝΟΥ ΣΤΕΛΛΑ

επιβλέπων καθηγητής
ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, επίκουρος καθηγητής ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, Μάρτιος 2010

Ευχαριστίες

Αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου, κύριο Χ. Ζέρη, επίκουρο καθηγητή του Ε.Μ.Π., για την ανάθεση του θέματος, την επίβλεψή του και τη συνεχή θεωρητική του υποστήριξη.

Ευχαριστώ, επίσης, την οικογένειά μου και τους φίλους μου, για τη βοήθεια και την υποστήριξη που μου προσέφεραν, προκειμένου να ολοκληρωθεί η παρούσα διπλωματική εργασία.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κύριο Δ. Βαμβάτσικο, λέκτορα του Πανεπιστημίου Κύπρου, για τις πολύτιμες συμβουλές του.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

| | |
|--|------------|
| ΕΙΣΑΓΩΓΗ | 1.1 |
| 1.1 Γενικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού | 1.2 |
| 1.2 Ελαστοπλαστική ανάλυση πλαίσιακών φορέων – προσομοίωση διατομών δομικών στοιχείων με κατανεμημένη βλάβη..... | 1.6 |
| 1.3 Αντιπροσωπευτικές τιμές μεγεθών, Συντελεστές Ασφαλείας και Πιθανοτικές κατανομές κατακόρυφων φορτίων | 1.8 |
| 1.4 Συνοπτική περιγραφή της μεθοδολογίας της παρούσας εργασίας..... | 1.11 |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

| | |
|--|------------|
| ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΔΥΟ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ | 2.1 |
| 2.1 Γενική περιγραφή κτιρίων - Παραδοχές..... | 2.1 |
| 2.2 Γεωμετρία κτιρίων - Φορείς | 2.7 |
| 2.3 Περιγραφή του λογισμικού ανάλυσης - διαστασιολόγησης (FESPA) | 2.15 |
| 2.4 Πίνακας διαστάσεων δοκών – στύλων, κτιρίου K ₁ 60A59II..... | 2.25 |
| 2.4 Πίνακας διαστάσεων δοκών – τοιχωμάτων – στύλων, κτιρίου K ₁ 70A59II | 2.26 |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ

| | |
|--|------------|
| ΠΛΑΙΣΙΩΝ Ω.Σ. ΚΑΙ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ (OPENSEES)..... | 3.1 |
| 3.1 Εισαγωγή | 3.1 |
| 3.2 Μόρφωση προσομοιώματος - Φορτίσεις..... | 3.3 |
| 3.3 Ανελαστική ανάλυση | 3.18 |
| 3.4 Καταγραφή αποτελεσμάτων κατά τη διάρκεια της ανάλυσης..... | 3.25 |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

| | |
|--|------------|
| ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ Κ₁60Α59Π | 4.1 |
| 4.1 Εισαγωγή | 4.1 |
| 4.2 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις $g+0.3q$ | 4.3 |
| 4.3 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις $(g+0.3q)*1.40$ | 4.33 |
| 4.4 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις $(g+0.3q)/1.4$ | 4.48 |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

| | |
|--|------------|
| ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ Κ₁70Α59Π | 5.1 |
| 5.1 Εισαγωγή | 5.1 |
| 5.2 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις $g+0.3q$ | 5.3 |
| 5.3 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις $(g+0.3q)*1.40$ | 5.32 |
| 5.4 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις $(g+0.3q)/1.4$ | 5.50 |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

| | |
|---|------------|
| ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ | 6.1 |
| 6.1 Συνοπτική παρουσίαση αποτελεσμάτων ανάλυσης..... | 6.1 |
| 6.2 Συγκεντρωτικός πίνακας με ποσοστιαίες μεταβολές παραμέτρων..... | 6.6 |
| 6.3 Συγκριτική παρουσίαση ελέγχου κρίσιμων μελών | 6.8 |
| 6.4 Συμπεράσματα | 6.16 |

| | |
|---------------------------|----------|
| ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ | I |
|---------------------------|----------|

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

| | |
|--|-----------|
| ΕΥΛΟΤΥΠΟΙ ΚΤΙΡΙΟΥ Κ₁60Α59Π | II |
|--|-----------|

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

| | |
|--|------------|
| ΕΥΛΟΤΥΠΟΙ ΚΤΙΡΙΟΥ Κ₁70Α59Π | III |
|--|------------|

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η παρούσα μελέτη είναι μέρος των σπουδών, στο αντικείμενο της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού και ταυτόχρονα αποτελεί Διπλωματική Εργασία.

Η εργασία εντάσσεται στο γενικό προβληματισμό σχετικά με τις δυνατότητες που έχει ένα κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα (ΩΣ) που μελετήθηκε στο παρελθόν, να ανταποκριθεί σε ένα σημαντικό σεισμικό επεισόδιο με επάρκεια αντοχής και αποδεκτή ασφάλεια.

Ο προβληματισμός γίνεται εντονότερος από τη διαπίστωση ότι η πλειονότητα των υφισταμένων κτιρίων σε λειτουργία, έχει κατασκευαστεί με υλικά χαμηλότερης ποιότητας από τα διατιθέμενα σήμερα, έχει μελετηθεί για χαμηλότερο σεισμικό συντελεστή και παράλληλα, η τεχνογνωσία και οι Κανονισμοί με τους οποίους υλοποιήθηκε η μελέτη, υπολείπονται των συγχρόνων που, εν τω μεταξύ, έχουν αναβαθμιστεί σημαντικά.

Οι βλάβες που παρατηρήθηκαν στα κτίρια από τους πρόσφατους σεισμούς στον Ελλαδικό χώρο, σε συνδυασμό με τη μερική αναμόρφωση (ΑΚ 1985) και την εφαρμογή του σύγχρονου αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000), υπερτονίζουν την ανάγκη αποτίμησης της σεισμικής απόκρισης των υφιστάμενων κτιρίων από ΩΣ, και την ικανότητα τους να ανταπεξέλθουν σε ένα σεισμό.

Για τις ανάγκες της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας μελετήθηκαν δύο τυπικά υφιστάμενα κτίρια από ΩΣ:

- **ένα πεντάωροφο, κατασκευασμένο τη δεκαετία του '60**
- **ένα επτάωροφο, κατασκευασμένο τη δεκαετία του '70**

Τα παραπάνω κτίρια μελετήθηκαν με βάση τους Κανονισμούς που ήταν σε ισχύ κατά την εποχή στην οποία αναφέρονται.

Προκειμένου να διερευνηθεί η συμπεριφορά τους σε σεισμική φόρτιση, τα κτίρια αυτά, αρχικά αναλύθηκαν με στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) και στη συνέχεια ελέγχθηκαν με βάση τη μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας.

Στη συνέχεια, στην εργασία αυτή διερευνάται η επιρροή του μεγέθους και της διακύμανσης των κατακόρυφων φορτίων στη σεισμική συμπεριφορά των εν λόγω κατασκευών ΩΣ. Συγκεκριμένα, διερευνήθηκαν:

- η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού (έμμεσα).
- η επιρροή της διακύμανσης των κατακόρυφων φορτίων, των μεν μονίμων λόγω μελλοντικών διαρρυθμίσεων ή κατασκευαστικών ασυνεπειών, των δε κινητών λόγω εγγενούς αβεβαιότητας που επιτείνεται από αλλαγές χρήσεων κατά την διάρκεια ζωής του κτιρίου.

Σύμφωνα με τους σύγχρονους Αντισεισμικούς Κανονισμούς, για τον υπολογισμό των κατακόρυφων φορτίων (άρα και των μαζών) που συνυπάρχουν με τον τυχηματικό σεισμό, σε κτίρια χωρίς ειδικές χρήσεις, εφαρμόζεται ο συνδυασμός $G_k + \psi_2 Q_k$, όπου G_k είναι οι χαρακτηριστικές τιμές των μόνιμων φορτίων και Q_k των κινητών φορτίων και ψ_2 ο συντελεστής συνδυασμού των δύο, κατά την τυχηματική κατάσταση σεισμικού σχεδιασμού. Στην πραγματικότητα όμως, οι τιμές αυτών των κατακόρυφων φορτίων είναι αβέβαιες οπότε η επιρροή τους στη σεισμική απόκριση της κατασκευής, πρέπει να αποτελέσει αντικείμενο έρευνας.

Για το λόγο αυτό, τα προαναφερθέντα υφιστάμενα κτίρια υποβλήθηκαν σε οριζόντιες φορτίσεις ταυτόχρονης δράσης κατακόρυφων φορτίων με διαφορετικούς συντελεστές, για να διενεργηθεί στη συνέχεια η ποσοτικοποίηση των αποτελεσμάτων των μη-γραμμικών αναλύσεων ως προς την απόκριση και φέρουσα ικανότητα των κατασκευών.

1.1 Γενικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού

Η μεθοδολογία αποτίμησης μιας υφιστάμενης κατασκευής χρησιμοποιεί ως μέτρο σύγκρισης τη στάθμη σχεδιασμού μιας σύγχρονης κατασκευής, έναντι της οποίας αποτιμάται ο βαθμός επάρκειας της ως προς διάφορα κριτήρια επιτελεστικότητας. Για το λόγο αυτό, παρατίθενται οι γενικές αρχές σχεδιασμού και ακολουθεί η μεθοδολογία αποτίμησης.

Αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού και “ισοδύναμη” στατική ελαστική ανάλυση:

Για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής απαιτείται η επίλυση των **δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας** η οποία μπορεί να γίνει είτε με τη μέθοδο της επαλληλίας των ιδιομορφών (method of modal superposition), είτε με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας (direct integration method).

Με δεδομένη την φόρτιση λόγω μιας συγκεκριμένης σεισμικής διέγερσης υπολογίζονται τα εντατικά και μετατοπισιακά / παραμορφωσιακά μεγέθη της κατασκευής σε κάθε χρονική στιγμή του σεισμικού συμβάντος. Λόγω της αδυναμίας πρόβλεψης με απαιτούμενη ακρίβεια των χαρακτηριστικών των μελλοντικών σεισμών, το όλο πρόβλημα αντιμετωπίζεται με πιθανοτικές θεωρήσεις που απαιτούν τη χρήση προηγμένων υπολογιστικών μεθόδων και οι οποίες βρίσκονται ακόμη σε ερευνητικό στάδιο.

Με δεδομένη την παραπάνω αδυναμία, οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί, μεταξύ των οποίων και ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ, 2000), έχουν θεσπίσει απλοποιητικές μεθόδους για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών.

Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται σε απλοποιητικές παραδοχές, που ισχύουν κατά κανόνα σε συμβατικές κατασκευές κανονικής μορφής χωρίς σημαντικές ιδιαιτερότητες των δυναμικών τους χαρακτηριστικών, και οι οποίες καταλήγουν σε μία «**ισοδύναμη**» **στατική ελαστική** ανάλυση αντί της πλήρους δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης.

Πεδίο εφαρμογής αυτών των απλοποιητικών μεθόδων είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός κτιριακών, κυρίως, κατασκευών των οποίων η σεισμική απόκριση προκαλεί μη-γραμμικότητες του υλικού, περιγράφεται δε ικανοποιητικά από τη θεμελιώδη ιδιομορφή τους.

Μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων και αντισεισμικός σχεδιασμός για διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας:

Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς και της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών εφαρμόζονται μέθοδοι υπολογισμού της μετελαστικής τους συμπεριφοράς (δηλαδή της συμπεριφοράς μετά την εμφάνιση των βλαβών έως την οιονεί κατάρρευση). Οι μέθοδοι αυτές διακρίνονται σε **στατικές και δυναμικές, ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της διέγερσης.**

Στην **Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Static Pushover - SPO)** το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι την κατάρρευση.

Στην **Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis - IDA)** επιβάλλονται σεισμικές διεγέρσεις η ένταση των οποίων αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση.

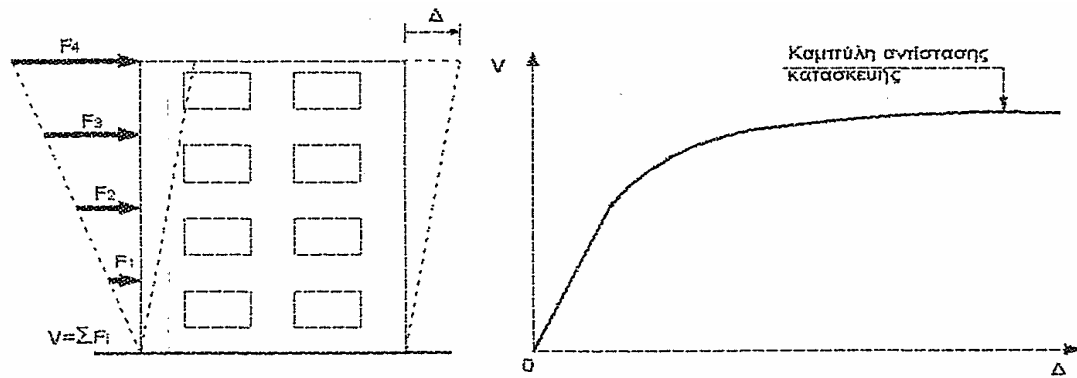
Γενικά, η μη-γραμμική δυναμική ανάλυση (ή αλλιώς, ανάλυση χρονοϊστορίας) είναι πιο ακριβής. Ωστόσο, τα αποτελέσματά της εξαρτώνται από την επιλογή της σεισμικής διέγερσης και για αυτό απαιτούνται πολλές επιλύσεις με εναλλακτικές σεισμικές διεγέρσεις διαφορετικών χαρακτηριστικών. Κατά συνέπεια, απαιτείται σημαντικός υπολογιστικός χρόνος και εξειδικευμένα λογισμικά.

Η στατική μη-γραμμική ανάλυση, είναι απλούστερη της δυναμικής και παράγει λιγότερο ακριβή αποτελέσματα. Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην απλοποιητική προσέγγιση ενός πολυβάθμιου συστήματος με ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο αλλά και στην παραδοχή ότι η εικόνα της μετελαστικής παραμόρφωσης ενός φορέα (και κατ'επέκταση τα προβλήματα των επιμέρους μελών του), γίνεται αντιληπτή κατά τη μονότονα αυξανόμενη στατική πλευρική φόρτιση. Στην ανελαστική στατική ανάλυση δεν εξετάζεται η χρονική εξέλιξη του φαινομένου της σεισμικής διέγερσης της κατασκευής αλλά ο αρχικός κλάδος φόρτισης-μετακίνησης υπό **σταδιακά αυξανόμενο οριζόντιο στατικό φορτίο**.

Η κατανομή του οριζόντιου φορτίου μπορεί να έχει διάφορες μορφές (τριγωνική, ορθογωνική, κλπ) που, πλέον, βασίζονται σε συνδυασμούς των ιδιομορφών με διάφορους βαθμούς συμμετοχής τους.

Στην παρούσα εργασία, επειδή τα κτίρια είναι κανονικά καθύψος και συμμετρικά, η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορική, ενεργοποιεί σχεδόν το σύνολο της μάζας και επομένως η επιλογή της τριγωνικής κατανομής είναι κατάλληλη για τη στατική προσομοίωση της σεισμικής φόρτισης.

Τα αποτελέσματα της μη-γραμμικής ανάλυσης χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία απεικονίζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής της κατασκευής [Εικόνα 1.1].



Εικόνα 1.1 : Σχεδίαση καμπύλης αντίστασης με τη μέθοδο pushover

Στη συνέχεια τα αποτελέσματα της μη-γραμμικής ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας νέας κατασκευής είτε για τον έλεγχο μιας υφιστάμενης, όπως εν προκειμένω.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με **στάθμες επιτελεστικότητας** (performance based design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού ενός αποδεκτού επιπέδου βλαβών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού (καθορισμός επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας). Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στον φέροντα όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (πχ Ευρωκώδικας 8 –Μέρος 4, ΚΑΝΕΠΕ, FEMA356, ATC-40).

Η φιλοσοφία σχεδιασμού με βάση τους στόχους σεισμικής ικανότητας φαίνεται συνοπτικά στην Εικόνα 1.2 παρακάτω. Οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Ενδεικτικά η γραμμή 1-3 καθορίζει το βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών. Οι δε σεισμοί που χαρακτηρίζονται ως “σπάνιοι” έχουν περίοδο επανάληψης τα 475 χρόνια και 10% πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια.

| | | Στάθμη επιτελεσματικότητας | | |
|---------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|----------------|-----------------------|
| | | Άμεση χρήση | Προστασία ζωής | Οικονομική κατάρρευση |
| Επιπεδοποιημένη σεισμική αντοχή | Μεγάλη (συχνοί σεισμοί) | 1 | | Μη-αποδοτικοί στόχοι |
| | Μικρή (σπάνιοι σεισμοί) | 2 | | |
| | Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί) | 3 | | |

Εικόνα 1.2 : Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεσματικότητας

Στην παρούσα εργασία οι υπολογισμοί έχουν γίνει με βάση την επιτελεσματικότητα για στάθμη “προστασία ζωής” . Σύμφωνα με αυτήν, στο φέροντα οργανισμό αναμένεται να εμφανιστούν σημαντικές βλάβες οι οποίες όμως είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Το κτίριο μπορεί να δοθεί και πάλι προς χρήση στους ενοίκους εφόσον ολοκληρωθούν οι επισκευές (μεγάλης έκτασης) και αποκατασταθούν οι ζημιές από το σεισμό. Οι επισκευές αυτές ωστόσο, είναι πιθανό να μη συμφέρουν οικονομικά. Αυτή η στάθμη επιτελεσματικότητας στον Ευρωκώδικα 8 αναφέρεται ως “Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών”.

1.2 Ελαστοπλαστική ανάλυση πλαισιακών φορέων – προσομοίωση διατομών δομικών στοιχείων με κατανεμημένη βλάβη

Η ελαστοπλαστική ανάλυση πλαισιακών φορέων μπορεί να πραγματοποιηθεί με δύο θεωρήσεις. Αυτή της **συγκεντρωμένης πλαστικότητας** και αυτή της **κατανεμημένης πλαστικότητας ή βλάβης**. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται η δεύτερη θεωρία, κατά την οποία η πλαστικοποίηση των διατομών κατά μήκος του στοιχείου πραγματοποιείται σταδιακά ανάλογα με την ικανοποίηση του κριτηρίου διαρροής σε χαρακτηριστικά σημεία εγκάρσιως της διατομής αλλά και κατά μήκος του ραβδόμορφου μέλους.

Υπάρχουν δύο δυνατότητες προσομοίωσης της **θεώρησης κατανεμημένης βλάβης**. Η πρώτη, μέσω της σχέσης ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής και της

θεώρησης ενός **ισοδύναμου ελαστικού** κόμβου και η δεύτερη, μέσω της **πολυστρωματικής θεώρησης** όπου τα στοιχεία δοκού υποδιαιρούνται σε λεπτές στρώσεις (ίνες) παράλληλες προς τον διαμήκη άξονά τους, με δυνατότητα ανεξάρτητης προσομοίωσης της μονοαξονικής συμπεριφοράς κάθε στρώσης από τις υπόλοιπες.

Η προσομοίωση με χρήση ινών στην αποτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς πλαισίων Ω.Σ. αποτελεί την πιο αξιόπιστη και ταυτόχρονα την περισσότερα υποσχόμενη για το μέλλον μέθοδο (Sracone, 2003). Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι η διακριτοποίηση των μελών της κατασκευής γίνεται τόσο κατά μήκος αυτών όσο και κατά πλάτος στο επίπεδο της κάθε διατομής, χωρίς να απαιτούνται περιοριστικές φαινομενολογικές παραδοχές.

Για την περίπτωση μονοαξονικής κάμψης σε διδιάστατο πλαίσιο, όπως αυτή που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, οι ελεγχόμενες περιοχές έχουν την μορφή λωρίδων-ινών.

Αυτού του είδους τα προσομοιώματα, προκειμένου να επιτύχουν μία ικανοποιητική αποτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς της διατομής, βασίζονται κατά κύριο λόγο στην παραδοχή Bernoulli (1691) περί επιπεδότητας των διατομών.

Η προσομοίωση διατομών με ίνες δίνει τη δυνατότητα να ληφθούν υπόψη φαινόμενα όπως η ρηγμάτωση σε διακριτά τμήματα της διατομής, η συμμετοχή του σκυροδέματος στην ανάληψη του εφελκυσμού ανάμεσα στις ρωγμές, η περίσφιξη και η μη γραμμική σχέση της ολίσθησης του οπλισμού και η μη γραμμική απόκριση του χάλυβα. Επιπλέον επιτρέπουν την χρήση πολλαπλών υλικών (π.χ .ινοπλισμένα πολυμερή) .

1.3 Αντιπροσωπευτικές τιμές μεγεθών, Συντελεστές Ασφαλείας και Πιθανοτικές κατανομές κατακόρυφων φορτίων

Αντιπροσωπευτική τιμή ενός μεγέθους είναι η τιμή με την οποία το μέγεθος αυτό εισάγεται στον **σχεδιασμό**. Διακρίνονται διάφοροι τύποι αντιπροσωπευτικών τιμών, ανάλογα με τον τρόπο καθορισμού τους (πιθανοτικός, εμπειρικός, τυχηματικός):

- Η **χαρακτηριστική** τιμή ενός μεγέθους, είναι συνήθως η βασική αντιπροσωπευτική του τιμή, και προσδιορίζεται πιθανοτικά. Στην τιμή αυτή, αντιστοιχεί μια προκαθορισμένη πιθανότητα υπέρβασής της μέσα σε ένα επίσης προκαθορισμένο χρονικό διάστημα. Ενδεικτικά, κατά τον Ευρωκώδικα EN 1991, η χαρακτηριστική τιμή μιας **δράσης** έχει 5% πιθανότητα υπέρβασης σε διάστημα 50 χρόνων. Αντίστροφα, η χαρακτηριστική τιμή της **αντοχής** ενός υλικού έχει πιθανότητα 95% υπέρβασης (ή αλλιώς 5% πιθανότητα η πραγματική αντοχή να έχει τιμή μικρότερη από την χαρακτηριστική της).

Γενικώς, η χαρακτηριστική τιμή S_k πιθανότητας p ενός μεγέθους S , δίνεται από τη σχέση:

$$S_k = S_m + k \cdot \sigma_s$$

όπου ισχύει $P(S \geq S_k) = p$, και

S_m : η μέση τιμή του S ,

σ_s : η τυπική του απόκλιση,

k : αριθμητικός συντελεστής που εξαρτάται από τη συνάρτηση κατανομής της μεταβλητής S και από την πιθανότητα p .

Στην περίπτωση που η μεταβλητή S ακολουθεί την **Κανονική κατανομή Gauss**, και για πιθανότητα υπέρβασης $p = 5\%$ (πχ δράσεις), ο συντελεστής k έχει την τιμή 1.64. Αντίστοιχα, για πιθανότητα $p = 95\%$ (πχ αντοχές), είναι $k = -1.64$.

- Η **ονομαστική τιμή** ενός μεγέθους είναι η αντιπροσωπευτική τιμή που προσδιορίζεται εμπειρικά ή αυθαίρετα (πχ το μήκος ενός φορέα).

- Η **τιμή συνδυασμού** ($\psi \cdot Q$, όπου $\psi < 1.00$), εισάγεται στις περιπτώσεις συνδυασμού δύο ή περισσότερων (μεταβλητών) δράσεων, και είναι παράγωγη των στατιστικών

τους διαφοροποιήσεων. Λαμβάνει δε υπόψη, τη μειωμένη πιθανότητα να εμφανισθούν ταυτόχρονα δύο δράσεις με μεγάλη ένταση.

Οι τιμές των μόνιμων (G) και των κινητών φορτίων (Q), που θεωρούνται κατά τον σχεδιασμό μιας κατασκευής, αποτελούν χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων αυτών (G_k και Q_k).

Στις κατασκευές που έχουν ελεγχθεί με τη **μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων** (παλαιότεροι Κανονισμοί), χρησιμοποιούταν ένας ενιαίος συντελεστής ασφαλείας, ν , που λάμβανε υπόψη με ενιαίο τρόπο κάθε είδους αβεβαιότητα (δράσεων, αντοχών, προσομοιώματος κλπ).

Αντίθετα, οι **σύγχρονοι Κανονισμοί** καθορίζουν ότι οι έλεγχοι στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ) και Λειτουργικότητας (ΟΚΛ), πρέπει να γίνονται με τη **μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας** έτσι ώστε να διαχωρίζονται οι επιρροές των αβεβαιοτήτων που προέρχονται από διάφορες αιτίες. Σύμφωνα με τα παραπάνω, οι τιμές σχεδιασμού S_d των δράσεων υπολογίζονται πολλαπλασιάζοντας την χαρακτηριστική τιμή S_k με τους επιμέρους συντελεστές γ_f , ενώ οι τιμές σχεδιασμού ενός μεγέθους αντοχής R_d λαμβάνονται διαιρώντας την χαρακτηριστική αντοχή R_k με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_m .

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_f , χρησιμοποιούνται είτε για να καλύψουν το ενδεχόμενο δυσμενούς απόκλισης μίας δράσης από την χαρακτηριστική της τιμή είτε για να καλύψουν τις ενδεχόμενες ανακρίβειες στον καθορισμό της έντασης, την επιρροή της απόκλισης των πραγματικών μεγεθών από τις διαστάσεις της μελέτης ή και τις αβεβαιότητες που προέρχονται από τα προσομοιώματα που υιοθετούνται για τον εκάστοτε υπολογισμό.

Στον ΕΚΩΣ (2000), για τον **βασικό συνδυασμό φόρτισης στην ΟΚΑ** προβλέπεται:

- Για τις μόνιμες δράσεις $G_d = \gamma_g * G_k$, όπου $\gamma_g = 1.35$.

- Για τις μεταβλητές δράσεις $Q_d = \gamma_q * Q_k$, όπου $\gamma_q = 1.50$.

Όσον αφορά τον **τυχηματικό συνδυασμό στην ΟΚΑ (περιλαμβάνεται ο σεισμός)**, ορίζονται:

- Για τις μόνιμες δράσεις $G_d = \gamma_g * G_k$, όπου $\gamma_g = 1.00$.

- Για τις μεταβλητές δράσεις και τους μακροχρόνιους συνδυασμούς $Q_d = \psi * \gamma_q * Q_k$, όπου $\gamma_q = 1.00$ και $\psi = 0.30$ (για κτίρια κατοικιών/γραφείων/καταστημάτων).

Ωστόσο, η πραγματική τιμή των κατακόρυφων φορτίων που είναι ενεργά στο σεισμό (άρα και της μάζας), μπορεί να είναι διαφορετική από την $(G_k+0.3Q_k)/g$, που προβλέπεται από τους σύγχρονους Κανονισμούς. Επιπλέον το εύρος της επιρροής της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας (η οποία σε συνήθεις κατασκευές μικρής σεισμικότητας επιτρέπεται να αγνοηθεί) δεν είναι επαρκώς καθορισμένο.

Τα δύο αυτά ζητήματα έχουν τύχει ερευνητικού ενδιαφέροντος στο παρελθόν. Η ευαισθησία της σεισμικής απόκρισης μεταλλικών κτιρίων στην αλλαγή της μάζας τους (από όροφο σε όροφο), έχει μελετηθεί από τους Al-Ali (1998) και Fragiadakis (2006). Αντίστοιχα, έχουν γίνει αρκετές μελέτες για την επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας στην απόκριση των κατασκευών, όμως τα αποτελέσματα είναι διφορούμενα: Ο Munshi (1998) βρήκε ασήμαντη επιρροή σε ένα σύγχρονο κτίριο ΩΣ. Από την άλλη, ο Papazoglou (1996) παρέχει μια σειρά από πιθανές ενδείξεις αστοχίας λόγω κατακόρυφης σεισμικής διέγερσης σε πρόσφατους σεισμούς. Επίσης, οι Θώμος και Τρέζος (2005) εξέτασαν τη μεταβλητότητα της απόκρισης πλαισίων ΩΣ υπό μη-γραμμική στατική ανάλυση, ανάλογα με την κατανομή διάφορων μεταβλητών, μεταξύ των οποίων ήταν και τα κατακόρυφα φορτία.

Οι υπάρχουσες εργασίες περιορίζονται κατά κύριο λόγο στην ποιοτική εκτίμηση των μεταβολών που προκαλεί η κατακόρυφη διέγερση και όχι στην ποσοτική εκτίμηση της επιρροής τους. Στην κατεύθυνση της ποσοτικοποίησης της επιρροής των φορτίων και της εισαγωγής ή μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, στην εκτιμώμενη απόκριση και φέρουσα ικανότητα μιας κατασκευής ΩΣ, κινήθηκαν οι Βαμβάτσικος και Ζέρης (2008), εκτελώντας μη-γραμμικές Αναλύσεις Στατικής Ώθησης και Αυξανόμενης Έντασης μιας Δυναμικής Διέγερσης (IDA) σε υφιστάμενη κατασκευή Ω.Σ.

Η παρούσα εργασία, ακολουθεί σε γενικές γραμμές τη μεθοδολογία της προαναφερθείσας μελέτης. Στα πλαίσια αυτά, χρησιμοποιούνται οι ίδιες πιθανοτικές κατανομές των συντελεστών των φορτίων γ_g (Κανονική κατανομή) και γ_q (Λογαριθμοκανονική) και ο ίδιος Συντελεστής Φόρτισης γ_p όπου

$$\gamma_p = \frac{\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k}{G_k + 0.3Q_k}$$

Η κατανομή του συντελεστή αυτού, περιγράφει τη μεταβλητότητα του συνολικού κατακόρυφου φορτίου P γύρω περί την τιμή $G_k+0.3Q_k$, η οποία προσομοιάζεται αρκετά από την κανονική κατανομή.

Για τις τιμές των φορτίων που δρουν στα κτίρια που εξετάζει η παρούσα εργασία, υπολογίστηκε ότι οι τιμές με περίπου 5 % πιθανότητα υπέρβασης και υποσκέλισης για το γ_p είναι οι 0.71 και 1.40 αντίστοιχα.

Αυτός είναι και ο λόγος που στα Κεφάλαια 4 και 5, η σεισμική φόρτιση γίνεται για συνδυασμό κατακόρυφων δράσεων $(G_k+0.3Q_k)/1.4$, $(G_k+0.3Q_k)*1.0$ και $(G_k+0.3Q_k)*1.4$.

1.4 Συνοπτική περιγραφή της μεθοδολογίας που ακολουθείται στην παρούσα εργασία

Αρχικά μελετήθηκαν δύο τυπικά υφιστάμενα κτίρια ΩΣ: ένα πενταώροφο της δεκαετίας του 1960 και ένα επταώροφο της δεκαετίας του 1970 [Κεφάλαιο 2].

Η διαστασιολόγηση τους έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού Fespa (2007).

Η γεωμετρία, οι διαστάσεις και ο οπλισμός των επιμέρους μελών του κάθε κτιρίου καθορίστηκαν από τα διαθέσιμα υλικά, την τεχνογνωσία και τους ισχύοντες Κανονισμούς της θεωρούμενης περιόδου κατασκευής.

Τα κτίρια που μελετήθηκαν χαρακτηρίζονται από διπλή συμμετρία και δεν παρουσιάζουν ακανονικότητες καθύψος.

Τα μόνιμα κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού που θεωρήθηκαν συμπεριλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, τις επικαλύψεις των δαπέδων και τα φορτία της περιμετρικής τοιχοποιίας, όπως ισχύουν και σήμερα (ως χαρακτηριστικές τιμές).

Τα κινητά φορτία που ελήφθησαν στην παρούσα (5kN/m^2) είναι μεγαλύτερα από αυτά που θεωρούνταν για ένα κτίριο κατοικιών (2kN/m^2) αφενός για να καλύπτουν το ενδεχόμενο αλλαγής χρήσης ενός κτιρίου (πχ από οικία σε εργασιακό χώρο) και αφετέρου για τη διερεύνηση της επιρροής των κατακόρυφων δράσεων στη σεισμική απόκριση πλαισίων γραφείων Ω.Σ.

Αντίστοιχα κτίρια υπό κατακόρυφα κινητά φορτία κατοικίας (2kN/m^2) έχουν μελετηθεί αλλού (Ρεπαπής 2007, Βαμβάτσικος κ.α. 2008).

Η προσομοίωση των φορέων έγινε με διδιάστατα επίπεδα πλαίσια (τεσσάρων ανοιγμάτων) κατά τη διαμήκη διεύθυνση [Κεφάλαιο 3]. Λόγω συμμετρίας, προσομοιώθηκε μόνο το μισό της κάθε κατασκευής θεωρώντας ένα εσωτερικό και ένα εξωτερικό πλαίσιο τοποθετημένα το ένα δίπλα στο άλλο. Αυτά συνδέονται μεταξύ τους σε κάθε όροφο με άκαμπτους συνδέσμους που υποκαθιστούν τη διαφραγματική λειτουργία. Χρησιμοποιώντας το λογισμικό OpenSees (McKenna, 2001) οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με στοιχεία κατανεμημένης βλάβης, που ελέγχουν τη βλάβη κατά μήκος του στοιχείου σε διατομές ελέγχου. Οι διατομές υποδιαιρέθηκαν, με βάση την πολυστρωματική θεώρηση, σε ίνες από σκυρόδεμα και χάλυβα οπλισμού, στις θέσεις και διαστάσεις που προέκυψαν από τον σχεδιασμό. Κάθε δοκός υποδιαιρέθηκε σε πέντε ισομήκη στοιχεία “δοκού-στύλου” με πέντε διατομές ελέγχου ανά στοιχείο. Τα δε υποστυλώματα, προσομοιώθηκαν ως ένα μόνο στοιχείο “δοκού-στύλου” με πέντε διατομές ελέγχου. Αυτή η κατάτμηση κατά μήκος των μελών δια παρεμβολής κόμβων, συμβάλλει αφενός στην υποκατάσταση των γραμμικών φορτίων των δοκών με επικόμβια, ώστε να προκύπτουν κατά το δυνατόν “στατικά ισοδύναμα” εντατικά μεγέθη και αφετέρου, στη δυνατότητα περιγραφής της εναλλαγής του οπλισμού κατά μήκος των δοκών.

Τα προσομοιώματα των κτιρίων επιλύθηκαν ανελαστικά, αρχικά υπό την επίδραση των κατακόρυφων φορτίων (βαρύτητας) και στη συνέχεια, υπό οριζόντια-σεισμική φόρτιση με τη μέθοδο της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover). Η οριζόντια δύναμη, όπως προαναφέρθηκε, θεωρήθηκε τριγωνικής καθύψος κατανομής, ενώ τα φαινόμενα δευτέρας τάξης αγνοήθηκαν στην προσπάθεια αναζήτησης ,ενδεχομένως, σαφέστερων συμπερασμάτων.

Στα πλαίσια της διερεύνησης της επιρροής των κατακόρυφων φορτίων στη σεισμική απόκριση των κατασκευών, εκτελέστηκαν στατικές ανελαστικές επιλύσεις υπό αυξανόμενη οριζόντια μετατόπιση οροφής (pushover), για τους παρακάτω συνδυασμούς:

- $(g+0.3q)*1.0$
- $(g+0.3q)*1.4$
- $(g+0.3q)/1.4$

Για κάθε συνδυασμό φορτίων σχεδιάστηκε η καμπύλη αντίστασης του κάθε κτιρίου, εξετάστηκαν ορισμένα κριτήρια αστοχίας (τοπικά και γενικά) και εκτιμήθηκε το εκάστοτε κρίσιμο κριτήριο. Επίσης, διερευνήθηκαν οι μεταβολές στις πλαστικές παραμορφώσεις των μελών των φορέων αλλά και οι μεταβολές στην πλαστιμότητα, την ιδιοπερίοδο και τη δυσκαμψία της κάθε κατασκευής.

Τα αποτελέσματα της διερεύνησης αυτής παρουσιάζονται αναλυτικά στα Κεφάλαια 4 και 5 της παρούσας εργασίας, και συνοπτικά στο Κεφάλαιο 6 όπου επιχειρείται και η εξαγωγή συμπερασμάτων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΔΥΟ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

2.1. Γενική περιγραφή κτιρίων – Παραδοχές

Για την διερεύνηση του θέματος της παρούσας διπλωματικής εργασίας, επελέγησαν δύο τυπικά υφιστάμενα κτίρια, από οπλισμένο σκυρόδεμα, τα οποία έχουν σχεδιαστεί - μελετηθεί τις δεκαετίες του 1960 και του 1970, αντίστοιχα.

Ο στόχος είναι, τα κτίρια αυτά να αντιπροσωπεύουν, κατά το δυνατόν, τυπικά κτίρια, στον Ελλαδικό χώρο, αυτών των χρονικών περιόδων δόμησης.

Τα κτίρια αυτά χαρακτηρίζονται ως εξής:

- Το κτίριο της δεκαετίας του **1960** με κωδικό όνομα **K₁60A59II** .
- Το κτίριο της δεκαετίας του **1970** με κωδικό όνομα **K₁70A59II**.

[για επεξήγηση των κωδικών βλ. πίνακα 2.1].

Η επιλογή αυτή έγινε με γνώμονα, τα υπό μελέτη κτίρια, να αντιπροσωπεύουν ένα σημαντικό τμήμα των υφιστάμενων κτιρίων που κατασκευάστηκαν τις παραπάνω χρονικές περιόδους, τόσο από άποψη γεωμετρικών χαρακτηριστικών όσο και από πλευράς υλικών και Κανονιστικών προδιαγραφών.

Τα κτίρια των περιόδων αυτών, στο **σύνολό** τους, έχουν μελετηθεί για μικρότερα σεισμικά φορτία και λιγότερες απαιτήσεις εν σχέσει με τα προβλεπόμενα στους σύγχρονους Κανονισμούς (ΕΑΚ 2000, ΕΚΩΣ 2000).

Πέραν της ποιότητας των υλικών και των λιγότερο αυστηρών μελετητικών και κατασκευαστικών διατάξεων που εφαρμόστηκαν, σε σχέση με τις ισχύουσες σήμερα, τα κτίρια αυτά στερούνται ικανοτικού σχεδιασμού που να ακολουθεί μια δομημένη μεθοδολογία.

Ταυτόχρονα, η ανάλυση διεξαγόταν με απλοποιημένα προσομοιώματα μεμονωμένων μελών (υποστυλωμάτων και συνεχών δοκών) και περιμετρικούς ελέγχους, ή σε λίγες

περιπτώσεις, με προσομοιώματα επιπέδων πλαισίων (όπου υπήρχε ανάγκη για μεγάλα ανοίγματα).

Η διαστασιολόγηση των διατομών διεξαγόταν με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων των υλικών και όχι με τη μέθοδο συνολικής αντοχής στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας. Για τα φορτία σχεδιασμού εφαρμόζονταν οι τιμές του Κανονισμού Φορτίσεων, με μοναδιαίους συντελεστές.

Τόσο η ανάλυση, όσο και η διαστασιολόγηση, ακολουθούσαν γραμμικούς καταστατικούς νόμους, τόσο ως προς τη γεωμετρία, όσο και ως προς τις ιδιότητες των υλικών.

Πίνακας 2.1. Σήμανση του τύπου των κτιρίων

| Σύμβολο | Κτίριο - Παράμετροι |
|----------------|--------------------------------|
| K | Γυμνό πλαίσιο |
| 60/70 | Περίοδος κατασκευής |
| A | Κανονικό κτίριο |
| 59 | Αντισεισμικός Κανονισμός ('59) |
| II | Ζώνη σεισμικότητας ('59) |

Οι κατασκευές που επελέγησαν θεωρούνται συνήθη κτίρια κατοικιών ή γραφείων, έχουν δε σχεδιαστεί με τους Κανονισμούς της αντίστοιχης περιόδου, δηλαδή σύμφωνα με τον Κανονισμό ΩΣ του '54 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '59.

Ο σχεδιασμός αυτός αντιμετώπιζε τα (ονομαστικά) κατακόρυφα φορτία που προέβλεπε ο Κανονισμός Φορτίσεων και τα σεισμικά φορτία που προέβλεπε ο τότε Αντισεισμικός Κανονισμός (1959).

Είναι χαρακτηριστικό ότι τα προαναφερθέντα κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού, κατά κανόνα ισχύουν και σήμερα, ως χαρακτηριστικές τιμές (με την εφαρμογή μερικών συντελεστών ασφαλείας γ_f για τα φορτία). Αντίθετα, τα οριζόντια φορτία σχεδιασμού έχουν υποστεί σημαντική αύξηση, τόσο ως προς τα μεγέθη (μεγέθυνση), όσο και ως προς τους τρόπους επιβολής.

Οι αλλαγές στους Κανονισμούς και οι πρόσθετες απαιτήσεις που καθιερώθηκαν ανέδειξαν αδυναμίες στα υφιστάμενα κτίρια, μερικές από τις οποίες είναι ιδιαίτερα θεαματικές όπως, πχ οι μεγάλες αποστάσεις των συνδετήρων σε υποστυλώματα και δοκούς και οι ελλειπείς γενικά λεπτομέρειες όπλισης. Ειδικότερα στις δοκούς, σημαντικό μέρος της τέμνουσας παραλαμβάνονταν από λοξό οπλισμό, προερχόμενο από τον κάτω διαμήκη οπλισμό, ο οποίος εκάμπτετο και κάλυπτε την περιοχή των στηρίξεων άνω για λόγους οικονομίας. Η παραπάνω πρακτική, μείωνε σημαντικά τον οπλισμό του κάτω πέλματος των δοκών κοντά στις στηρίξεις με αποτέλεσμα την αδυναμία ανάληψης θετικών ροπών στις θέσεις αυτές. Ωστόσο, η εναλλασσόμενη σεισμική φόρτιση συνδυαζόμενη με την κατακόρυφη στατική μπορεί να προκαλέσει εφελκυσμό στο κάτω πέλμα κοντά στη στήριξη (θετική ροπή) ιδίως σε δοκούς με μικρά ανοίγματα ή και μικρά στατικά φορτία που συνδέονται με άκαμπτα κατακόρυφα μέλη. Εξάλλου, ο λοξός οπλισμός μετέχει στην ανάληψη διατμητικών δυνάμεων μόνο όταν είναι παράλληλος προς τις τροχιές των λοξών εφελκυστικών τάσεων, ενώ δεν μετέχει στην ανάληψη της τέμνουσας με αντίθετη φορά.

Όσον αφορά τα κατακόρυφα φορτία, υπήρχε και παραμένει η διάκριση μεταξύ μονίμων και κινητών, αλλά, όπως έχει προαναφερθεί, με συντελεστές σχεδιασμού λειτουργικότητας $\gamma=1.00$.

Ως μόνιμα φορτία νοούνται:

- Τα ίδια βάρη της κατασκευής
- Οι επικαλύψεις των δαπέδων: φορτίο 1.5 kN/m^2 (ξύλινα πατώματα– μωσαϊκά)
- Η εσωτερική τοιχοποιία (δρομική): ως ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο: 1.0 kN/m^2 (θεωρούμενη ως κινητά χωρίσματα)
- Η εξωτερική τοιχοποιία (μπατική): φορτίο 3.60 kN/m^2 όψης, άρα γραμμικό φορτίο: $(3.6 \text{ kN/m}^2 * 2.5 \text{ m καθαρό ύψος})$ ίσο με 9 kN/m στα περιμετρικά πλαίσια (Τα φορτία της τοιχοποιίας δεν επιβάλλονται στην οροφή των κτιρίων, λόγω του ότι δεν προβλέπεται μελλοντική καθ' ύψος προσθήκη ορόφου).

Ως κινητά φορτία νοούνται τα φορτία λειτουργίας (ωφέλιμα):

- Κινητά ομοιόμορφα κατανεμημένα: 5 kN/m^2

Η παραπάνω τιμή κινητού φορτίου αφορά κτίριο γραφείων. Για σύνηθες κτίριο κατοικίας η παραπάνω τιμή ήταν 2.0 kN/m^2 , εν τούτοις υιοθετείται η προσαύξηση αυτή, για να υπάρχει η δυνατότητα παραμετρικής διερεύνησης της επιρροής των κατακόρυφων φορτίων.

Αντίστοιχα κτίρια κατοικίας με κωδικές ονομασίες **K60A59II** και **K70A59II** και κινητά φορτία 2.0 kN/m^2 , μελετήθηκαν από τον Κ. Ρεπαπή (2007).

Όσον αφορά τα οριζόντια φορτία, ο σεισμός είναι η **κρίσιμη** φόρτιση.

Τα κτίρια μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν σύμφωνα με τον Κανονισμό του '59 για σεισμική ζώνη II, επικινδυνότητα εδάφους B και τον αντίστοιχο σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0,06$ (ποσοστό του συνολικού βάρους $g + q$).

Η διαστασιολόγηση έγινε:

- Για **κατακόρυφο συνδυασμό** φορτίων (μόνιμα + κινητά) με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις των υλικών και ενυπάρχοντες συντελεστές ασφαλείας τουλάχιστον 2,1 για το σκυρόδεμα και τουλάχιστον 1,75 για τον χάλυβα (Σύμφωνα με το πνεύμα των σύγχρονων κανονισμών οι παραπάνω συντελεστές υποκαθιστούν τους γ_g , γ_q και γ_c , γ_s)
- Για **σεισμικό συνδυασμό** (μόνιμα + κινητά + σεισμός) με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις των υλικών του κατακόρυφου συνδυασμού, αυξημένες κατά 20%.
- Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα τυπικά της εκάστοτε χρονικής περιόδου [βλ. πίνακα 2.3.]

Συνοπτικά οι παραδοχές με τις οποίες μελετήθηκαν τα δύο κτίρια φαίνονται στους παρακάτω πίνακες 2.2., 2.3., 2.4., 2.5., 2.6.

Πίνακας 2.2. Παραδοχές φορτίων των K1 60A59II, K1 70A59II

| | |
|---|------------------------|
| Μόνιμα φορτία: | |
| Ειδικό βάρος Ω.Σ. | 25.00kN/m ³ |
| Επικαλύψεις δαπέδων | 1.50kN/m ² |
| Εσωτερική Τοιχοποιία(ομοιόμορφα κατανεμημένη) | 1.00kN/m ² |
| Περιμετρική Τοιχοποιία | 9.00kN/m |
| Κινητά φορτία | 5.00kN/m ² |
| Σεισμός | |
| Σεισμικότητα περιοχής | II |
| Επικινδυνότητα εδάφους | B |
| Σεισμικός συντελεστής ε | 0.06 |

Πίνακας 2.3. Παραδοχές σχεδιασμού κτιρίων - Υλικά και κανονισμοί

| Χρονική περίοδος | Υλικά | | | Κανονισμοί Σχεδιασμού | |
|------------------------------|-----------|-------------------|---------------------|-------------------------|---------------|
| | Σκυρόδεμα | Διαμήκης οπλισμός | Οπλισμός συνδετήρων | Ωπλισμένου Σκυροδέματος | Αντισεισμικός |
| K₁60A59II | B160 | St I | St I | B.Δ. 1954 | B.Δ. 1959 |
| K₁70A59II. | B225 | St III | St I | B.Δ. 1954 | B.Δ. 1959 |

Πίνακας 2.4. Επιτρεπόμενες τάσεις σχεδιασμού σκυροδέματος

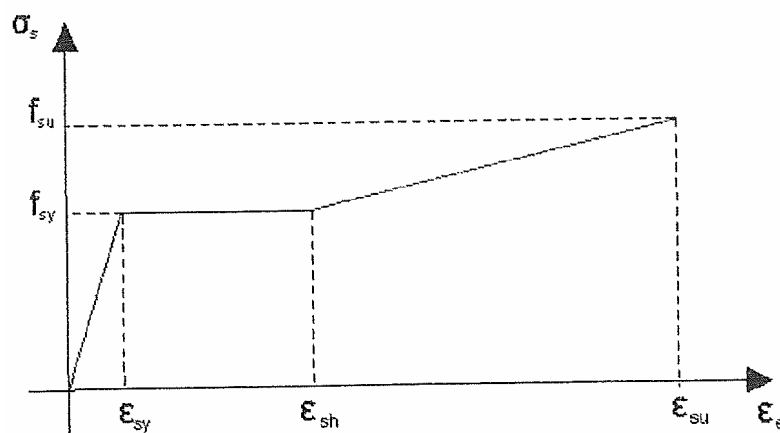
| Σκυρόδεμα | Δοκοί | | Υποστυλώματα | | Πρισματική αντοχή σκυροδέματος β _R [kg/cm ²] |
|-------------|--|---|--|---|---|
| | Τάση σκυροδέματος σ _b [kg/cm ²] | Τάση 20% αυξημένη σε σεισμό [kg/cm ²] | Τάση σκυροδέματος σ _b [kg/cm ²] | Τάση 20% αυξημένη σε σεισμό [kg/cm ²] | |
| B160 | 60 | 72 | 70 | 84 | 144 |
| B225 | 80 | 96 | 90 | 108 | 195 |

Πίνακας 2.5. Επιτρεπόμενες τάσεις σχεδιασμού χάλυβα σε kg/cm^2 (για υπολογισμό σε κάμψη - Έργα οικοδομικά)

| | Τάση Χάλυβα σ_e [kg/cm^2] | Τάση 20% αυξημένη σε σεισμό [kg/cm^2] | Τάση διαρροής β_s [kg/cm^2] |
|---------------|--|--|---|
| ST I | 1400 | 1680 | 2400 |
| ST III | 2200 | 2640 | 4200 |

Πίνακας 2.6. Μέσες τιμές διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα

| Χάλυβας | f_{sy} [MPa] | f_{su} [MPa] | ϵ_{sy} | ϵ_{sh} | ϵ_{su} |
|---------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| St I | 310 | 430 | 0.00155 | 0.03 | 0.10 |
| St III | 430 | 630 | 0.00215 | 0.03 | 0.10 |



Εικόνα 2.1 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων για τον χάλυβα

2.2. Γεωμετρία κτιρίων - Φορείς

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των κτιρίων αναφέρονται στο σύνολο των γενικών και μερικών διαστάσεων και στις διαστάσεις των διατομών των επιμέρους μελών.

Ειδικότερα, για την επιλογή των διατομών των πλακών, των δοκών και των υποστυλωμάτων, προηγείται μια προσεγγιστική αρχική διαστασιολόγηση, που στη συνέχεια, οριστικοποιείται, αφού μεσολαβήσουν ενδεχομένως και δοκιμαστικές αναλύσεις.

- **Τυπικό κτίριο της δεκαετίας του '60 (Κ1 60Α59Π):**

Το κτίριο έχει σε κάτοψη τέσσερα φατνώματα στη διεύθυνση X και τρία φατνώματα στη διεύθυνση Z. Όπως τα περισσότερα κτίρια εκείνης της περιόδου (σε αστικό περιβάλλον), είναι πενταώροφο με ύψος ορόφων 3.0 m.

Το αξονικό άνοιγμα των φατνωμάτων θεωρήθηκε ότι είναι 3.5 m και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, επομένως υπάρχει διπλή συμμετρία ως προς τους άξονες X και Z. Επιπλέον, το κτίριο θεωρήθηκε ότι δεν έχει ακανονικότητες στον φέροντα οργανισμό και στα στοιχεία πληρώσεως (τοιχοποιία, ανοίγματα).

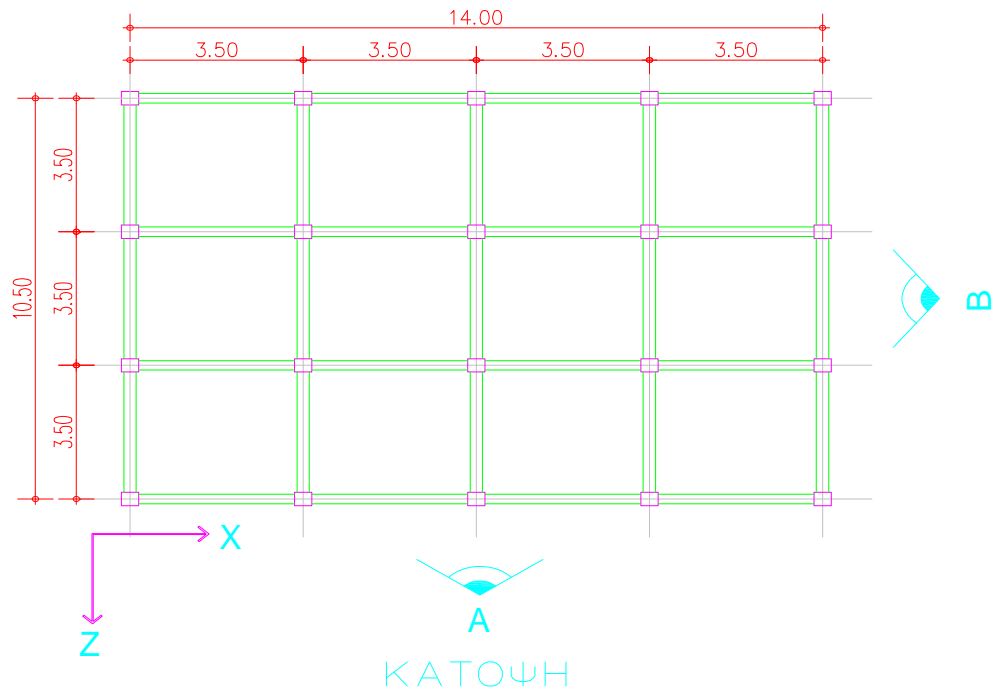
(Για μια πληρέστερη διερεύνηση και ακανονικών κτιρίων, βλ Ρεπαπής 2007.)

Το κτίριο είναι σχεδιασμένο ώστε να προσεγγίζει την μορφή, τα χαρακτηριστικά και τη γενικότερη μορφή των κανονικών κτιρίων της δεκαετίας του '60 τα οποία συνοψίζονται στα εξής:

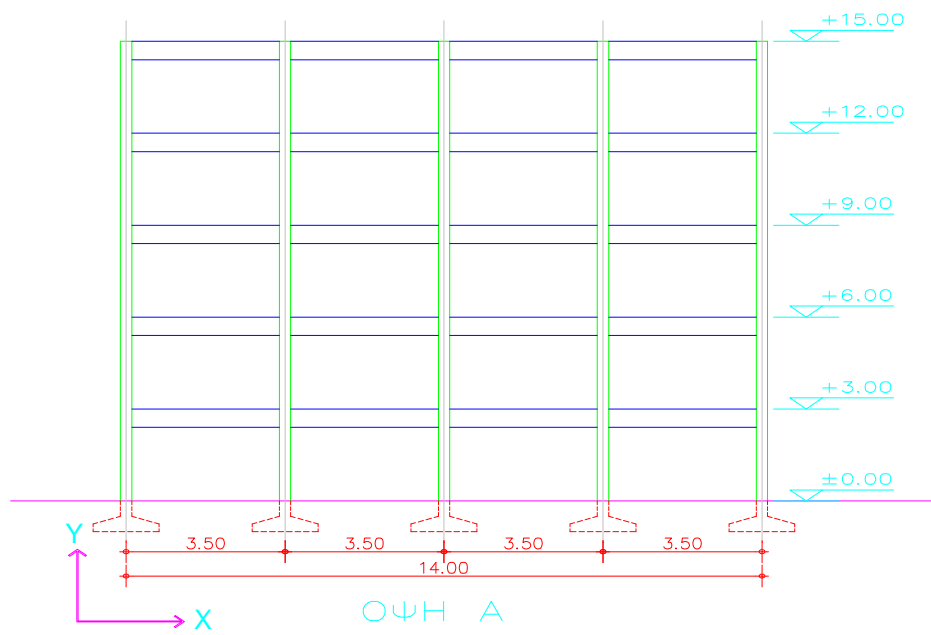
- Σχετικά πυκνή διάταξη υποστυλωμάτων (μικρά ανοίγματα)
- Απουσία τοιχωμάτων (για λόγους απλοποίησης παραλείπεται η επιρροή στην ακαμψία, των λοξών μελών του κλιμακοστασίου και του φρεατίου του ανελκυστήρα, που άλλωστε κατασκευαζόταν ισχνά οπλισμένο, λεπτότοιχο, με ανεπαρκή θεμελίωση και ασθενική συνεργασία με το διάφραγμα της πλάκας και των δοκών).
- Θεώρηση πάκτωσης του κτιρίου στη στάθμη του ισογείου (δηλαδή αμελείται η συμμετοχή του τυχόν υπάρχοντος υπογείου και των περιμετρικών του τοιχίων, στο διεγυρόμενο από το σεισμό φορέα)
- Πυκνή διάταξη τοιχοποιιών σχετικά καλής ποιότητας,

- Μικρές ακανονικότητες καθ' ύψος (με εξαίρεση ενδεχομένως εσοχές στους ανώτερους ορόφους ή /και αυξημένο ύψος του ισόγειου με ή χωρίς παρουσία παταριού), οι οποίες στην παρούσα εργασία αγνοήθηκαν (βλ Ρεπαπής, 2000)
- Μερική ασυνέχεια της τοιχοποιίας στο ισόγειο (καταστήματα, φεγγίτες) ή σε υπερκείμενους ορόφους από μεταγενέστερη αλλαγή χρήσης (από κατοικία σε γραφείο) ή διαρρυθμίσεις.
- Μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων και δοκών
- Μείωση διατομών καθ' ύψος για λόγους οικονομικότητας (ακριβά υλικά, επιτόπου παραγόμενα/διαμορφούμενα, φθηνά εργατικά)
- Ανομοιομορφία ιδιοτήτων υλικών - διασπορά τιμών μηχανικών χαρακτηριστικών.
- Ανεπαρκείς συνδετήρες για παραλαβή τέμνουσας.
- Ανύπαρκτος οπλισμός περίσφιγξης.
- Απουσία ικανοτικού σχεδιασμού.
- Σκυρόδεμα B160 (αντιστοιχία με C12/15 κατά ΕΚΩΣ 2000)
- Χάλυβας St I (λείος - αγκυρώσεις με άγκιστρα)

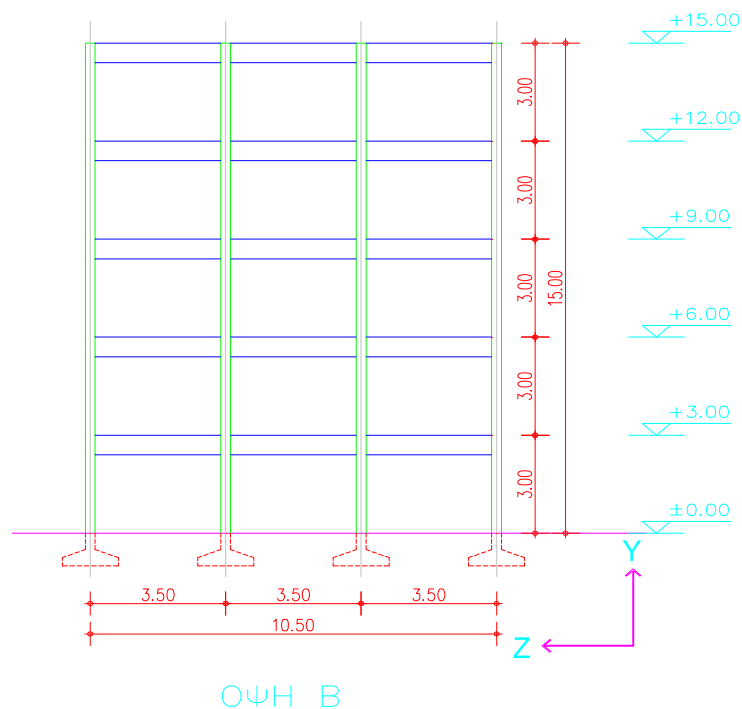
Στα σκαριφήματα που ακολουθούν φαίνονται οι γενικές διαστάσεις του κτιρίου και η διάταξη των φερόντων στοιχείων στα οποία βασίζεται η αρχική διαστασιολόγηση και η μόρφωση του προσομοιώματος του φορέα [Εικόνες 2.2 έως 2.4].



Εικόνα 2.2 Σκαρίφημα κάτοψης Κ₁60Α59Π



Εικόνα 2.3 Σκαρίφημα όψης Α Κ₁60Α59Π



Εικόνα 2.4 Σκαρίφημα όψης Β Κ₁60Α59Π

Κατά την αρχική διαστασιολόγηση των διατομών προεκτιμώνται:

- Οι διαστάσεις των πλακών με κριτήρια ελέγχου του βέλους κάμψης
- Οι διαστάσεις των δοκών με ροπές κάμψης αμφιέριστης, μονόπακτης ή αμφίπακτης ράβδου
- Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων με τα υπερκείμενα φορτία (g+q) στις φορτίζουσες επιφάνειες που τους αντιστοιχούν και με τάσεις μικρότερες από τις επιτρεπόμενες για κεντρική θλίψη ώστε να υπάρχει περιθώριο για επάρκεια και έναντι έκκεντρης φόρτισης. Οι τάσεις αυτές είναι όπως προαναφέρθηκαν για το σκυρόδεμα B160:

$$\sigma'_{\text{επ}} = 40 - 45 \text{ kg/cm}^2 = 4 - 4,5 \text{ MPa} < 1/3 * \beta_p = 144/3 = 48 \text{ kg/cm}^2 = 4,8 \text{ MPa}$$

[βλ. πινάκα 2.4]

Η κατασκευή θεωρείται πακτωμένη στη στάθμη της θεμελίωσης και κατά συνέπεια αγνοούνται τυχόν αλληλεπιδράσεις ανωδομής – θεμελίωσης – εδάφους.

• **Τυπικό κτίριο της δεκαετίας του '70 (Κ1 70Α59II):**

Το κτίριο έχει σε κάτοψη τέσσερα φατνώματα στη διεύθυνση X και τρία φατνώματα στη διεύθυνση Z. Όπως τα περισσότερα κτίρια εκείνης της περιόδου (σε αστικό περιβάλλον), είναι επταώροφο με ύψος ορόφων 3.0 m .

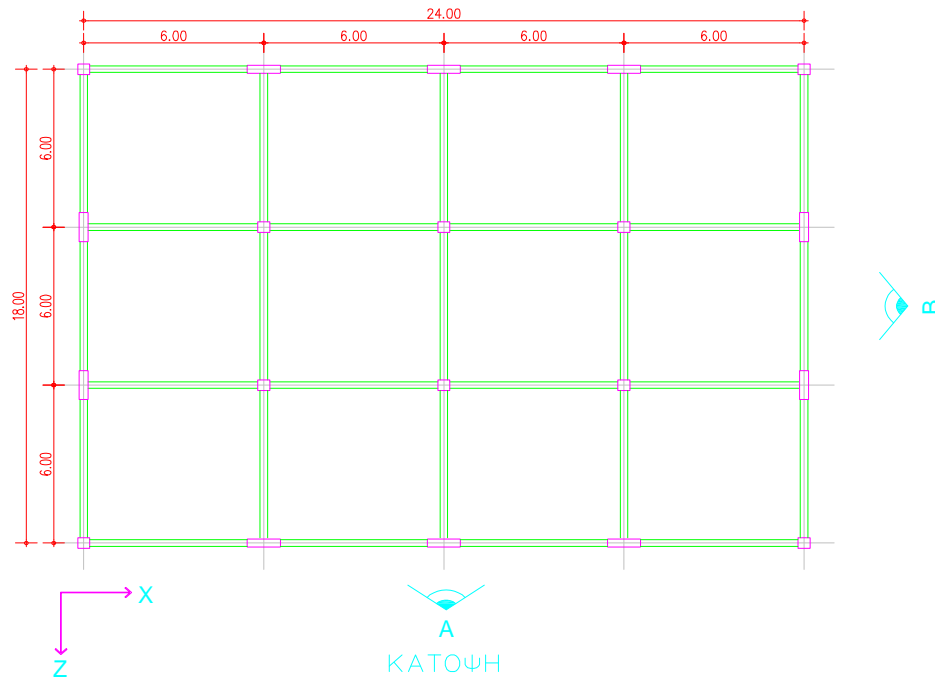
Το άνοιγμα των φατνωμάτων είναι 6.0 m και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, επομένως υπάρχει διπλή συμμετρία ως προς τους άξονες X και Z. Επιπλέον, δεν έχει ακανονικότητες στον φέροντα οργανισμό και στα στοιχεία πληρώσεως (τοιχοποιία, ανοίγματα).

Το κτίριο είναι σχεδιασμένο ώστε να προσεγγίζει την μορφή, τις οικοδομικές ιδιότητες και τα γενικότερα χαρακτηριστικά των κτιρίων της δεκαετίας του '70 τα οποία συνοψίζονται στα εξής:

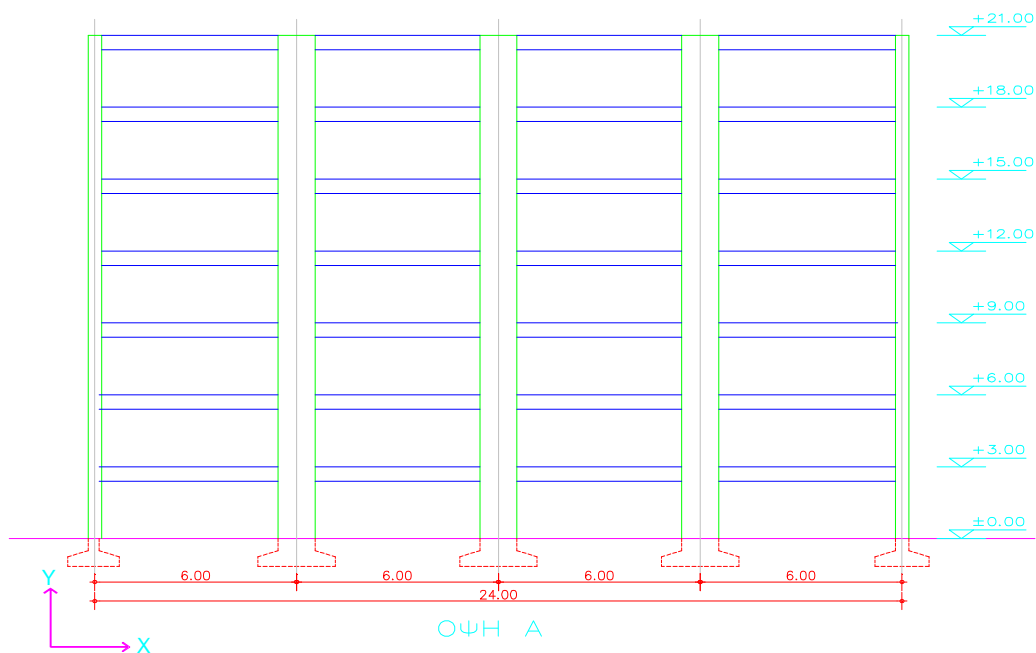
- Αραιή διάταξη υποστυλωμάτων (μεγαλύτερα ανοίγματα)
- Παρουσία τοιχωμάτων (για λόγους απλοποίησης παραλείπεται η επιρροή στην ακαμψία, των λοξών μελών του κλιμακοστασίου και του φρεατίου του ανελκυστήρα στο εσωτερικό του φορέα και τα τοιχία τοποθετούνται στην περίμετρο όπου άλλωστε πολύ συχνά τοποθετούνταν το κλιμακοστάσιο και ο ανελκυστήρας).
- Αραιή διάταξη τοιχοποιιών μέτριας ποιότητας (κατάργηση σενάζ).
- Μικρές ακανονικότητες καθ' ύψος (με εξαίρεση ενδεχομένως εσοχές στους ανώτερους ορόφους ή /και αυξημένο ύψος του ισόγειου με ή χωρίς παρουσία παταριού) οι οποίες στην παρούσα εργασία αγνοήθηκαν (βλ Ρεπαπής 2007).
- Μερική ασυνέχεια της τοιχοποιίας στο ισόγειο (καταστήματα) ή σε υπερκείμενους ορόφους από μεταγενέστερη αλλαγή χρήσης (από κατοικία σε γραφείο) ή διαρρυθμίσεις (στην παρούσα εργασία αγνοήθηκε, βλ Ρεπαπής 2007).
- Μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων και δοκών
- Μέτριες διαστάσεις τοιχωμάτων
- Περιορισμένη μείωση διατομών καθ' ύψος.
- Ανομοιομορφία ιδιοτήτων υλικών - διασπορά τιμών μηχανικών χαρακτηριστικών.
- Ανεπαρκείς συνδετήρες για παραλαβή τέμνουσας.
- Ανύπαρκτος οπλισμός περίσφιγξης.
- Απουσία ικανοτικού σχεδιασμού.
- Σκυρόδεμα Β225 (αντιστοιχία με C16/20 , ΕΚΩΣ 2000)

- Χάλυβας St III (με νευρώσεις - αγκυρώσεις χωρίς άγκιστρα)

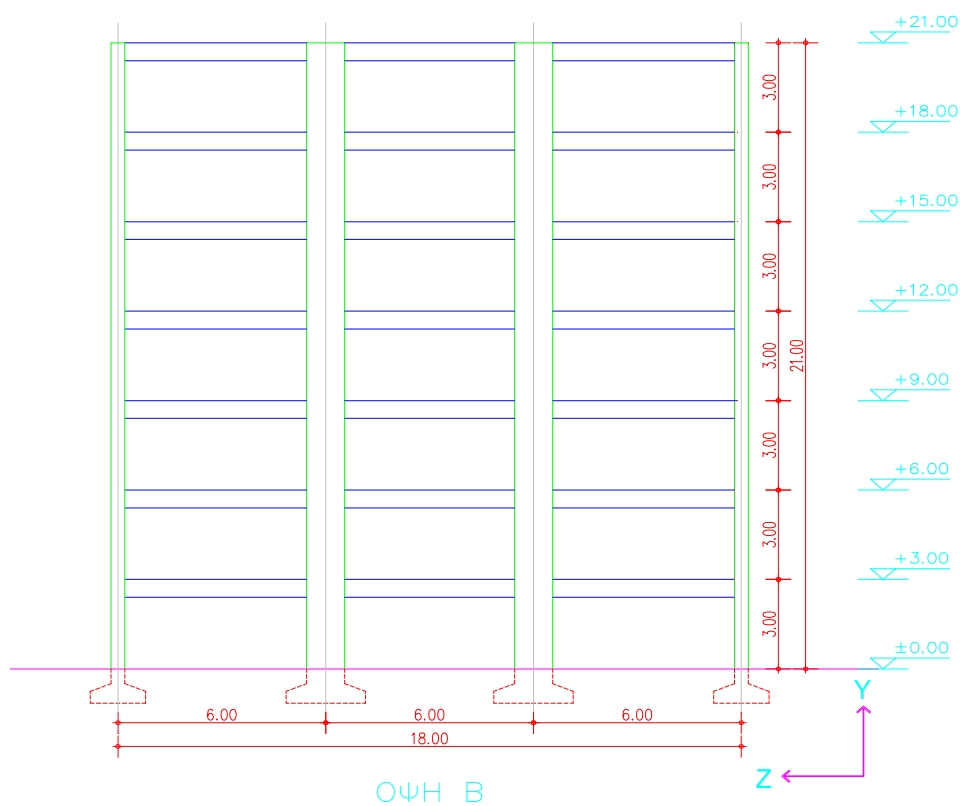
Στα σκαριφήματα που ακολουθούν φαίνονται οι γενικές διαστάσεις του κτιρίου και η διάταξη των φερόντων στοιχείων ώστε να είναι δυνατή η αρχική διαστασιολόγηση και η μόρφωση του προσομοιώματος του φορέα.



Εικόνα 2.5 Σκαρίφημα κάτοψης κτιρίου K₁70A59II



Εικόνα 2.6 Σκαρίφημα όψης Α κτιρίου Κ₁70Α59Π



Εικόνα 2.7 Σκαρίφημα όψης Β κτιρίου Κ₁70Α59Π

Κατά την αρχική διαστασιολόγηση των διατομών προεκτιμώνται:

- Οι διαστάσεις των πλακών με κριτήριο τον έλεγχο βέλους κάμψης
- Οι διαστάσεις των δοκών με ροπές κάμψης αμφιέρειστης, μονόπακτης ή αμφίπακτης ράβδου
- Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων με τα υπερκείμενα φορτία $(g+q)$ στις φορτιζόμενες επιφάνειες που τους αντιστοιχούν και με τάσεις μικρότερες από τις επιτρεπόμενες για κεντρική θλίψη ώστε να υπάρχει περιθώριο για επάρκεια και έναντι έκκεντρης φόρτισης. Οι τάσεις αυτές είναι για σκυρόδεμα B225:

$$\sigma'_{\epsilon\pi} = 50 - 60 \text{ kg/cm}^2 = 5 - 6 \text{ MPa} < 1/3 * \beta_p = 195/3 = 65 \text{ kg/cm}^2 = 6,5 \text{ MPa}$$

[βλ. πίνακα 2.4]

Η κατασκευή θεωρείται πακτωμένη στη στάθμη της θεμελίωσης και κατά συνέπεια αγνοούνται τυχόν αλληλεπιδράσεις ανωδομής – θεμελίωσης – εδάφους.

2.3. Περιγραφή του λογισμικού ανάλυσης - διαστασιολόγησης

Για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση των δυο υφισταμένων κτιρίων ο υπολογισμός δεν γίνεται με τη μεθοδολογία και τα μέσα που ήταν σε χρήση την εποχή που μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν (βλ. κεφ. 2.1.), αλλά γίνεται με σύγχρονα υπολογιστικά μέσα .

Ωστόσο εφαρμόζονται οι παραδοχές της μελέτης και οι Κανονισμοί που ίσχυαν τις χρονικές περιόδους στις οποίες αναφέρονται τα κτίρια.

Η πιο ουσιώδης διαφοροποίηση που εισάγεται με αυτή την “ασυμβατότητα” είναι ότι η σεισμική επίλυση διεξάγεται, ετεροχρονισμένα, με χωρικό προσομοίωμα (6 βαθμοί ελευθερίας με ισάριθμα εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις) έναντι της ανάλυσης των επιμέρους μελών στο επίπεδο.

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και διαστασιολόγηση των δύο κτιρίων, είναι το Fespa for Windows της εταιρείας LH Λογισμική. Το Fespa είναι ένα ολοκληρωμένο σύστημα λογισμικού, που χρησιμεύει στην ανάλυση, διαστασιολόγηση, απεικόνιση, έλεγχο και σχεδίαση δομημάτων τριών διαστάσεων, τόσο με τους Κανονισμούς του παρελθόντος όσο και τους ισχύοντες σήμερα.

Ευχαριστούμε την εταιρεία για την παροχή μιας άδειας χρήσης του εν λόγω λογισμικού για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

Συνοπτική περιγραφή του λογισμικού Fespa:

– Κανονισμοί και διατάξεις:

Οι Κανονισμοί και οι διατάξεις με βάσει τους οποίους μπορεί να λειτουργήσει το πρόγραμμα και να συντάξει τη μελέτη της εκάστοτε κατασκευής είναι οι εξής:

Κανονισμοί σκυροδέματος:

- Παλαιός 1954 (έκδοση οικοδομικής άδειας μεταξύ 1954 και 1995)
- Νέος 1995 (έκδοση οικοδομικής άδειας εκδόθηκε μεταξύ 1995 και 2001)
- ΕΚΩΣ 2000, ΦΕΚ 1329 (6/11/2000)

Αντισεισμικοί κανονισμοί:

- Παλαιός 1959: Τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού υπολογίζονται με οριζόντια ισοδύναμη στατική φόρτιση ορθογωνικής μορφής (οικοδομικές άδειες που εκδόθηκαν πριν το 1985)
- Παλαιός 1985: Η οριζόντια ισοδύναμη στατική φόρτιση είναι ανεστραμμένης τριγωνικής μορφής (οικοδομικές άδειες που εκδόθηκαν μεταξύ 1985 και 1995), ικανοποιώντας τις απαιτήσεις των προσθέτων άρθρων του 85.
- Νέος 1995: Με αυτόν τον Κανονισμό, υπάρχει επιλογή μεταξύ ισοδύναμης στατικής ή φασματικής δυναμικής ανάλυσης (οικοδομικές άδειες που εκδόθηκαν μεταξύ 1995 και 2001)
- ΕΑΚ 2000, ΦΕΚ 2184 (20/12/1999) καθώς και οι τροποποιήσεις ΦΕΚ 423 (12/4/2001).

Το γεγονός ότι το Fespa έχει ενσωματώσει τους παλαιούς Κανονισμούς και διενεργεί όλους τους απαιτούμενους ελέγχους βάσει αυτών ήταν ο κυριότερος λόγος που επιλέχθηκε το συγκεκριμένο πρόγραμμα για την ανάλυση των υπό μελέτη κτιρίων.

– **Γενικές αρχές επίλυσης – προσομοίωση δυσκαμψιών και μαζών:**

Το προσομοίωμα του κάθε ενός κτιρίου αποτελείται από ένα ραβδόμορφο πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο γενικά επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής μπορεί να εισαχθεί προσεγγιστικά εξ' αρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου ανακατανομή λόγω εκκεντροτήτων των στοιχείων θεμελίωσης.

Ωστόσο, για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας, αγνοήθηκαν οι αλληλεπιδράσεις εδάφους-κατασκευής, δηλαδή τα προσομοιώματα και των δυο κτιρίων θεωρήθηκαν πακτωμένα στη στάθμη του ισογείου.

Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος.

Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι δύο (2) από τους έξι (6) βαθμούς ελευθερίας των κόμβων της θεμελίωσης λόγω παγίωσής τους στο οριζόντιο επίπεδο.

Οι επιλύσεις γίνονται με την μέθοδο δυσκαμψιών μέσω της αντιστροφής του μητρώου δυσκαμψίας (κατά GAUSS) των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Η κατασκευή θεωρείται μια σύνθεση χωρικού πλαισίου από διακριτά ραβδόμορφα

μέλη, σε καθένα από τα οποία επιβάλλεται η εξωτερική φόρτιση, αναπτύσσεται εντατική κατάσταση και παραμορφώσεις, ώστε να ικανοποιείται αφενός η ισορροπία δυνάμεων και αφετέρου το συμβιβαστό των παραμορφώσεων στους κόμβους.

Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, από ροπές κάμψης και στρέψης.

Στην παρούσα εργασία, η σεισμική φόρτιση κατανέμεται ομοιόμορφα καθ' ύψος (σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959).

Η επίλυση του χωρικού προσομοιώματος γίνεται για τις εξής φορτίσεις:

- Φ1: Φόρτιση υπό τα μόνιμα φορτία (g)
- Φ2: Φόρτιση υπό τα κινητά φορτία (q)
- ΣΦ1: Στατική Φόρτιση με συνδυασμό δράσεων $S1=S(\gamma_g * g + \gamma_q * q)$, όπου $\gamma_g=1.00$ και $\gamma_q=1.00$.
- ΣΣ1: Στατική Φόρτιση και Σεισμική Φόρτιση κατά + X ($\theta=0$, $\varepsilon=0.060$)
- ΣΣ2: Στατική Φόρτιση και Σεισμική Φόρτιση κατά + Z ($\theta=90$, $\varepsilon=0.060$)
- ΣΣ3: Στατική Φόρτιση και Σεισμική Φόρτιση κατά - X ($\theta=180$, $\varepsilon=0.060$)
- ΣΣ4: Στατική Φόρτιση και Σεισμική Φόρτιση κατά - Z ($\theta=270$, $\varepsilon=0.060$)

Γενικό σύστημα αξόνων: Δεξιόστροφο X – Y – Z.

Τοπικό σύστημα αξόνων: Δεξιόστροφο X' – Y' – Z'.

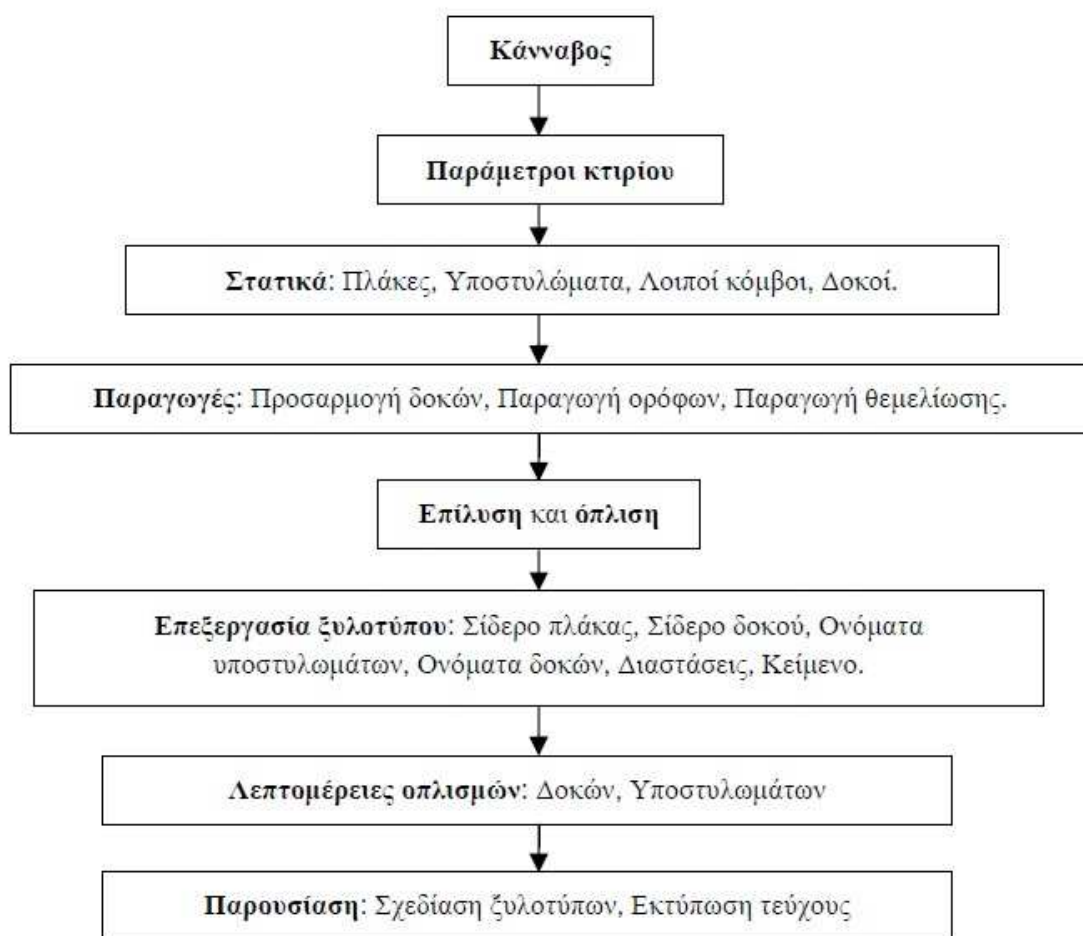
Οριζόντιοι άξονες είναι οι X και Z.

– Μέθοδος εισαγωγής δεδομένων και βήμα προς βήμα διαδικασία επίλυσης μέσω του Fespa:

Το πρόγραμμα είναι βασισμένο στη λογική των «Οντοτήτων» (ή Αντικειμένων/ Objects). Αυτό σημαίνει ότι το προσομοίωμα του φορέα αποτελείται από οντότητες (πλάκες, δοκοί, κόμβοι, οπλισμοί πλακών κλπ). Κάθε μία από αυτές τις οντότητες έχει το δικό της σύνολο από «Παραμέτρους» (π.χ. πάχος πλακών, διαστάσεις δοκών και υποστυλωμάτων, ποιότητα υλικών κλπ) και «Εντολές» (π.χ. η προσθήκη πλάκας, η κίνηση υποστυλώματος, η διαγραφή δοκού κλπ), οι οποίες είναι οι λειτουργίες που είναι σε θέση να εκτελέσει το λογισμικό για τη συγκεκριμένη οντότητα. Οι παράμετροι είναι οι ιδιότητες που χαρακτηρίζουν κάθε οντότητα ή καθορίζουν την εμφάνισή της. Με τις εντολές του λογισμικού «Πάρε παραμέτρους» και «δώσε παραμέτρους» ελέγχονται ή και τροποποιούνται οι παράμετροι κάθε οντότητας.

Επίσης, οι παράμετροι αναφέρονται ιεραρχικά με την εξής σειρά:
Κτίριο > Όροφοι > Μέλη.

Όλη η διαδικασία εισαγωγής και επεξεργασίας των δεδομένων, επίλυσης, όπλισης και σχεδίασης γίνεται μέσα στο ενοποιημένο περιβάλλον εργασίας του προγράμματος. Η πορεία εργασίας συνοψίζεται παρακάτω [Εικόνα 2.8]:



Εικόνα 2.8 Συνοπτική πορεία εργασίας στο Fespa

– Σύνθεση στατικού προσομοιώματος – Ανάλυση πορείας εργασίας

Τα παρακάτω βήματα περιγράφουν τη διαδικασία εισαγωγής δεδομένων για τη σύνθεση του στατικού προσομοιώματος, την επίλυση και την όπλιση των δυο κτιρίων που μελετήθηκαν.

- Χάραξη οριζόντιων και κατακόρυφων αξόνων του κάθε κτιρίου (σε απόσταση ίση με το εκάστοτε θεωρητικό άνοιγμα των δοκών) και κατασκευή κανάβου στο περιβάλλον του προγράμματος.

Στο Fespa, ο κανάβος είναι ένα πλέγμα γραμμών τα σημεία τομής των οποίων (‘σημεία έλξης’) είναι διακριτά, ενεργά και διευκολύνουν την ακριβή εισαγωγή δεδομένων όπως οι πλάκες, οι στύλοι, οι δοκοί κοκ.

- Καθορισμός γενικών παραμέτρων του κτιρίου.

Σε αυτή την κατηγορία παραμέτρων εντάσσονται: οι κατηγορίες των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν, οι Κανονισμοί που θα εφαρμοσθούν, η σεισμικότητα, η κατηγορία του εδάφους, διάφορες κατασκευαστικές απαιτήσεις που αφορούν τον οπλισμό (διάμετροι, αποστάσεις) κοκ.. Κάθε αλλαγή που γίνεται σε αυτές τις παραμέτρους επιδρά συνολικά στα μέλη όλου του κτιρίου, ιεραρχικά σε οποιαδήποτε φάση καθορισμού, μέχρι την εκτέλεση (ή επανεκτέλεση) της εντολής “παραγωγή” (βλ. παρακάτω) .

| Παράμετρος | Επιλογή |
|---|--------------------|
| Είδος κατασκευής | Νέα οικοδομή |
| Κύριο υλικό κτιρίου | Σκυρόδεμα |
| Δευτερεύον υλικό κτιρίου | Δομικός Χάλυβας |
| Κανονισμός σκυροδέματος | EKS 2000 |
| Κανονισμός διαστασιολόγησης μεταλλικών διατομών | EC-3(ENV 1993-1-1) |
| Αντισεισμικός κανονισμός | EAK 2003 |
| Όροφος θεμελίωσης | -1 |

Εικόνα 2.9 Επιλογές παραμέτρων κτιρίου

Σε αυτό το βήμα, καθορίστηκε ότι η επίλυση των υπό μελέτη κτιρίων θα γίνει με βάση τον παλαιό Κανονισμό Σκυροδέματος του '54 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '59. Ο Κανονισμός Σκυροδέματος καθορίζει αυτόματα και την κατηγοριοποίηση των δομικών υλικών που ισχύει για την αντίστοιχη χρονική περίοδο. Κατά συνέπεια επιλέχθηκε σκυρόδεμα B160 για το κτίριο K₁60A59II και σκυρόδεμα B225 για το κτίριο K₁70A59II. Όσον αφορά τον οπλισμό, επιλέχθηκε χάλυβας St I για το πρώτο κτίριο και χάλυβας St III για το δεύτερο αντίστοιχα.

▪ Περιγραφή των πλακών του κτιρίου

Σε αυτό το στάδιο εισάγονται οι πλάκες (χρησιμοποιούνται τα 'σημεία έλξης' του κανάβου) και καθορίζεται το πάχος, η επικάλυψη καθώς και τα κατανεμημένα φορτία που ασκούνται σε αυτές (μόνιμα και κινητά όπως προαναφέρθηκε).

Ως μόνιμη φόρτιση, πέραν του ιδίου βάρους, θεωρήθηκαν οι επικαλύψεις των πλακών και τα κινητά χωρίσματα. Η τιμή της δράσης και στα δυο κτίρια είναι ίση με $0.25 \frac{t}{m^2}$. Τα ίδια βάρη υπολογίζονται από το ίδιο το πρόγραμμα.

Τα κινητά φορτία τέθηκαν ίσα με $0.5 \frac{t}{m^2}$ και στις δύο περιπτώσεις κτιρίων.

Το πάχος των πλακών του μικρού κτιρίου (K₁60A59II) ορίστηκε 0.12 m ενώ το πάχος των πλακών του μεγάλου κτιρίου (K₁70A59II) ορίστηκε 0.16 m.

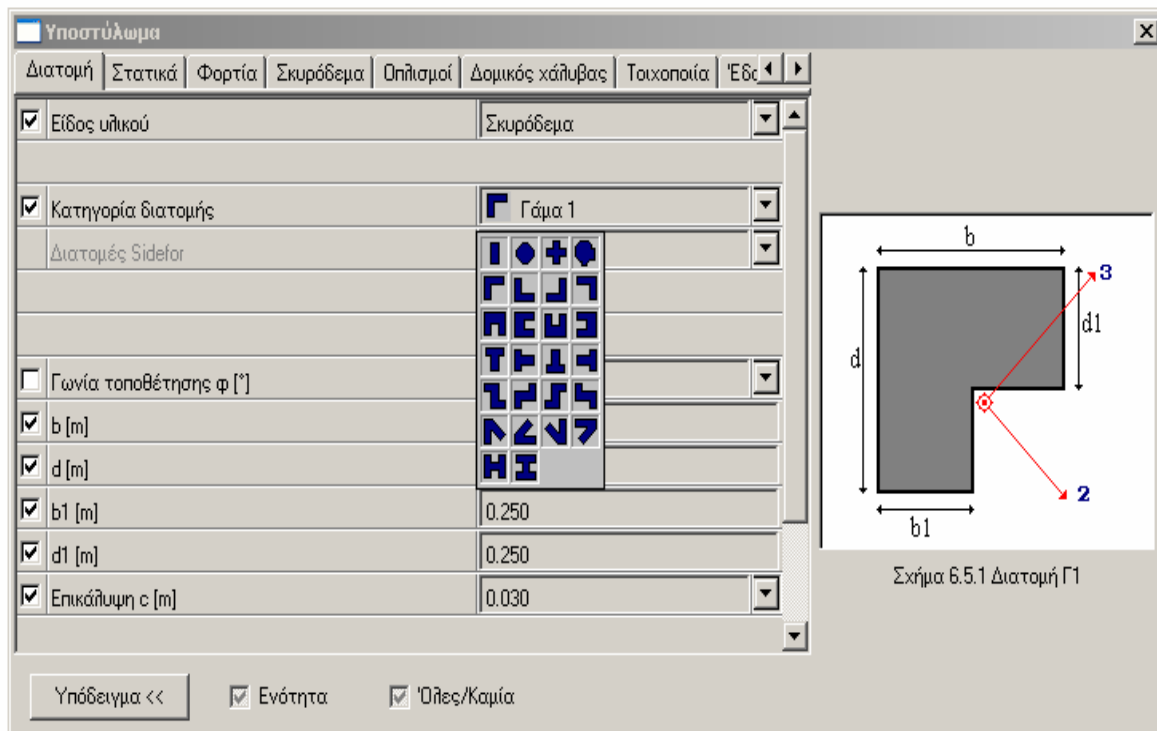
Η επικάλυψη του οπλισμού και στις δύο περιπτώσεις ορίστηκε 0.025 m.

Το απαιτούμενο στατικό ύψος των πλακών καθορίστηκε κατά τη φάση της προδιαστασιολόγησης με κριτήρια λειτουργικότητας (ανεκτό βέλος).

▪ Καθορισμός των υποστυλωμάτων

Πριν την εισαγωγή των υποστυλωμάτων στο περιβάλλον του προγράμματος (σημεία έλξης) πρέπει να συμπληρωθεί το πλαίσιο των παραμέτρων των υποστυλωμάτων.

Στο πλαίσιο αυτό περιλαμβάνεται η γεωμετρία της διατομής, η επικάλυψη οπλισμού, το στατικό προσομοίωμα του υποστυλώματος, τυχόν συγκεντρωμένα φορτία, υλικά κοκ. [Εικόνα 2.10].



Εικόνα 2.10 Επιλογές υποστυλωμάτων

Οι διατομές των υποστυλωμάτων που επιλέχθηκαν σε αυτό το βήμα είναι αυτές που είχαν προκύψει από την προδιαστασιολόγηση και δείχνονται παρακάτω

- Καθορισμός των δοκών

Στο Fespa μια δοκός, ανάλογα με το είδος της, μπορεί να είναι δοκός ανωδομής, συνδετήρια δοκός, πεδιλοδοκός ή δοκός προσομοίωσης πεδίων. Επίσης, ανάλογα με τον τύπο της διατομής της, μπορεί να είναι ορθογωνική, πλακοδοκός, ανεστραμμένη πλακοδοκός ή τυχούσα. Τα φορτία που παραλαμβάνει προέρχονται από τις πλάκες, ενώ μπορεί να φέρει και επιπλέον γραμμικά κατανεμημένα φορτία όπως, πχ αυτά της περιμετρικής τοιχοποιίας. Όλες οι παραπάνω παράμετροι καθορίζονται στον αντίστοιχο πίνακα πριν την εισαγωγή των δοκών στο σχέδιο του κτιρίου (αντίστοιχα με τα υποστυλώματα). Το συνεργαζόμενο πλάτος (b_{eff}) της δοκού υπολογίζεται αυτόματα

από το πρόγραμμα (εφόσον πρόκειται για πλακοδοκό).

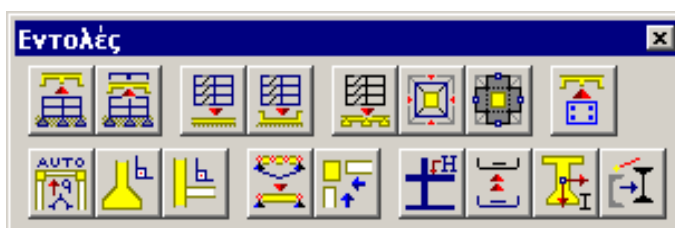
Μετά από διαδοχικές επιλύσεις και αντίστοιχα αδυναμία αποδοχής, για το κτίριο K₁60A59II επιλέχθηκαν δοκοί 20/60 ενώ για το κτίριο K₁70A59II επιλέχθηκαν δοκοί 30/70.

Στις περιμετρικές δοκούς και των δυο κτιρίων τέθηκε κατακόρυφο μόνιμο φορτίο ίσο με $-0,9 \text{ t/m}$ (εξωτερική τοιχοποιία).

Στο σημείο αυτό έχει ολοκληρωθεί σχεδιαστικά η κάτοψη του ισογείου (πλάκα, δοκοί και υποστυλώματα) της κατασκευής και πρέπει να ακολουθήσει η ανάπτυξη καθ' ύψος.

- “Παραγωγές”

Με τις εντολές των “παραγωγών” της κεντρικής εργαλειοθήκης του προγράμματος, το Fespa κάνει παραγωγή ορόφων και θεμελίωσης (χρησιμοποιώντας ως βάση έναν προεπιλεγμένο όροφο όπως πχ το ισόγειο), προσδιορισμό της στατικής λειτουργίας κάθε πλάκας, μεταφορά των φορτίων από τις πλάκες στο πλαίσιο, υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους των δοκών και διαστασιολόγηση των πεδίων.

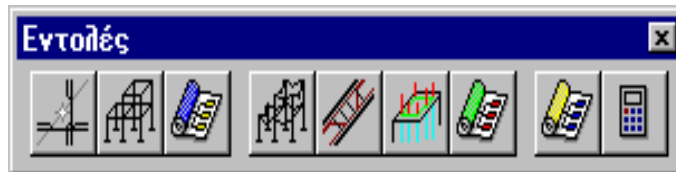


Εικόνα 2.11 Μενού εντολών για “παραγωγές” ορόφων

Επειδή στην παρούσα εργασία έχει γίνει η απλοποιητική παραδοχή ότι τα κτίρια είναι πακτωμένα στο έδαφος, κάτω από την στάθμη του ισογείου, δεν έχει δοθεί ιδιαίτερη βαρύτητα στην παραγωγή της θεμελίωσης των κτιρίων.

- Επίλυση και όπλιση των φέροντων στοιχείων του κτιρίου

Με την εντολή “Επίλυση και Οπλισμός κτιρίου” γίνεται, σταδιακά, η επίλυση και όπλιση των πλακών σύμφωνα με τις επιλογές που είχαν γίνει στον Πίνακα Παραμέτρων [Εικόνα 2.9] και ακολουθεί η επίλυση του χωρικού. Στη συνέχεια υπολογίζεται ο οπλισμός των δοκών και των υποστυλωμάτων όλων των ορόφων, σύμφωνα με τους επιλεγμένους Κανονισμούς σχεδιασμού (Σκυροδέματος και Αντισεισμικού).



Εικόνα 2.12 Εντολές επίλυσης του φορέα

Κατά τη διάρκεια της επίλυσης το πρόγραμμα προτείνει τη διενέργεια ικανοτικού ελέγχου κόμβων και ο μελετητής έχει τη δυνατότητα να δεχτεί ή όχι την επιλογή του προγράμματος. Επειδή τα κτίρια που μελετήθηκαν στην παρούσα εργασία έχουν σχεδιασθεί σύμφωνα με Κανονισμούς που δεν προβλέπουν ικανοτικό έλεγχο, απορρίφθηκε αυτή η επιλογή του Fespa.

- Ποιοτικός έλεγχος των αποτελεσμάτων της επίλυσης
Προκειμένου να ελεγχθεί η ορθότητα του προσομοιώματος και της επίλυσης το πρόγραμμα έχει τη δυνατότητα τρισδιάστατης απεικόνισης, μέσω της οποίας μπορούν να αναπαρασταθούν οι μετατοπίσεις του φορέα κατά τη διάρκεια μιας επιβαλλόμενης φόρτισης ή μετατόπισης αλλά και να σχεδιασθούν τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών σε επιλεγμένα μέλη.

Με χρήση της εντολής τρισδιάστατης απεικόνισης (“3DV”), κατέστη δυνατός ο συνολικός έλεγχος των βελών κάμψης του φορέα, της συμμετρίας των διαγραμμάτων των ροπών κάμψης των δοκών κατά τη στατική φόρτιση (καθώς και τα δύο κτίρια που μελετήθηκαν χαρακτηρίζονται από διπλή συμμετρία), της αντιμετρίας των διαγραμμάτων εντατικών μεγεθών που προκύπτουν για αντίθετες σεισμικές δυνάμεις (ΣΣ1-ΣΣ3 και ΣΣ2-ΣΣ4) καθώς και η ισορροπία όλων των ροπών των στοιχείων που συντρέχουν στους κόμβους.

Επίσης παρατηρήθηκε ότι σε αρκετές περιπτώσεις το πρόγραμμα πρότεινε όπλιση με ράβδους που δεν μπορούσαν να παραταχθούν σε μια σειρά στη διατομή. Σε αυτές τις περιπτώσεις έγινε αντικατάσταση με λιγότερες ράβδους μεγαλύτερης διαμέτρου, μεριμνώντας ώστε το εμβαδόν τους να επαρκεί για την ανάληψη των κρίσιμων ροπών.

- Πίνακες Διατομών - Ξυλότυποι

Στις επόμενες σελίδες παρατίθενται πίνακες με συνοπτική παρουσίαση των διαστάσεων των δοκών και των υποστυλωμάτων/τοιχωμάτων ανά όροφο, για το κάθε κτίριο.

Οι ξυλότυποι των (θεωρούμενων υφιστάμενων) κτιρίων βρίσκονται στα Παραρτήματα στο τέλος της παρούσας εργασίας.

ΚΤΙΡΙΟ Κ₁60Α59Π
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ – ΣΤΥΛΩΝ

| | ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ | ΟΡΟΦΗ 1^ο ΟΡΟΦΟΥ | ΟΡΟΦΗ 2^ο ΟΡΟΦΟΥ | ΟΡΟΦΗ 3^ο ΟΡΟΦΟΥ | ΟΡΟΦΗ 4^ο ΟΡΟΦΟΥ |
|------------------------------|---------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| ΔΟΚΟΙ ΓΕΝΙΚΑ | 20/60 | 20/60 | 20/60 | 20/60 | 20/60 |
| ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ | | | | | |
| ΓΩΝΙΑΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ | 30/30 | 30/30 | 30/30 | 30/30 | 30/30 |
| ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ | 35/35 | 35/35 | 35/35 | 30/30 | 30/30 |
| ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ | | | | | |
| ΑΚΡΑΙΟΙ ΣΤΥΛΟΙ | 35/35 | 35/35 | 35/35 | 30/30 | 30/30 |
| ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ | 40/40 | 35/35 | 35/35 | 30/30 | 30/30 |

ΚΤΙΡΙΟ Κ₁70Α59Π
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ – ΣΤΥΛΩΝ – ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

| | ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ | ΟΡΟΦΗ 1^ο ΟΡΟΦΟΥ | ΟΡΟΦΗ 2^ο ΟΡΟΦΟΥ | ΟΡΟΦΗ 3^ο ΟΡΟΦΟΥ | ΟΡΟΦΗ 4^ο ΟΡΟΦΟΥ | ΟΡΟΦΗ 5^ο ΟΡΟΦΟΥ | ΟΡΟΦΗ 6^ο ΟΡΟΦΟΥ |
|--------------------------------|---------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| ΔΟΚΟΙ ΓΕΝΙΚΑ | 30/70 | 30/70 | 30/70 | 30/70 | 30/70 | 30/70 | 30/70 |
| ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ | | | | | | | |
| ΓΩΝΙΑΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ | 50/50 | 40/40 | 40/40 | 40/40 | 30/30 | 30/30 | 30/30 |
| ΕΣΩΤΕΡΙΚΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ | 120/30 | 110/30 | 100/30 | 90/30 | 80/30 | 70/30 | 60/30 |
| ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ | | | | | | | |
| ΑΚΡΑΙΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ | 30/120 | 30/110 | 30/100 | 30/90 | 30/80 | 30/70 | 30/60 |
| ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ | 70/70 | 70/70 | 60/60 | 60/60 | 50/50 | 40/40 | 30/30 |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ Ω.Σ. ΚΑΙ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ (OPENSEES)

3.1 Εισαγωγή

Για την αποτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δύο κτιρίων δημιουργήθηκε το μη γραμμικό προσομοίωμα του καθενός, όπως αναπτύσσεται στην παρούσα εργασία. Τα προσομοιώματα αυτά αναλύθηκαν για το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης, υπό στατική εγκάρσια φόρτιση αυξανόμενης έντασης (static pushover). Αυτό έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού προγράμματος OpenSees (McKenna et al 2001).

Το OpenSees είναι ένα πρόγραμμα μη γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων για την ανελαστική ανάλυση πλαισίων στο επίπεδο ή στο χώρο, σε γενικευμένη στατική και δυναμική καταπόνηση. Το συγκεκριμένο λογισμικό μας δίνει την δυνατότητα να επιλέγουμε τη συμπεριφορά του υλικού (γραμμική, μη γραμμική) και τον τύπο της φόρτισης, δηλαδή στατική (ομοιόμορφη, γραμμική, παραβολική) ή δυναμική (με χρήση ενός επιταχυνσιογραφήματος βάσης).

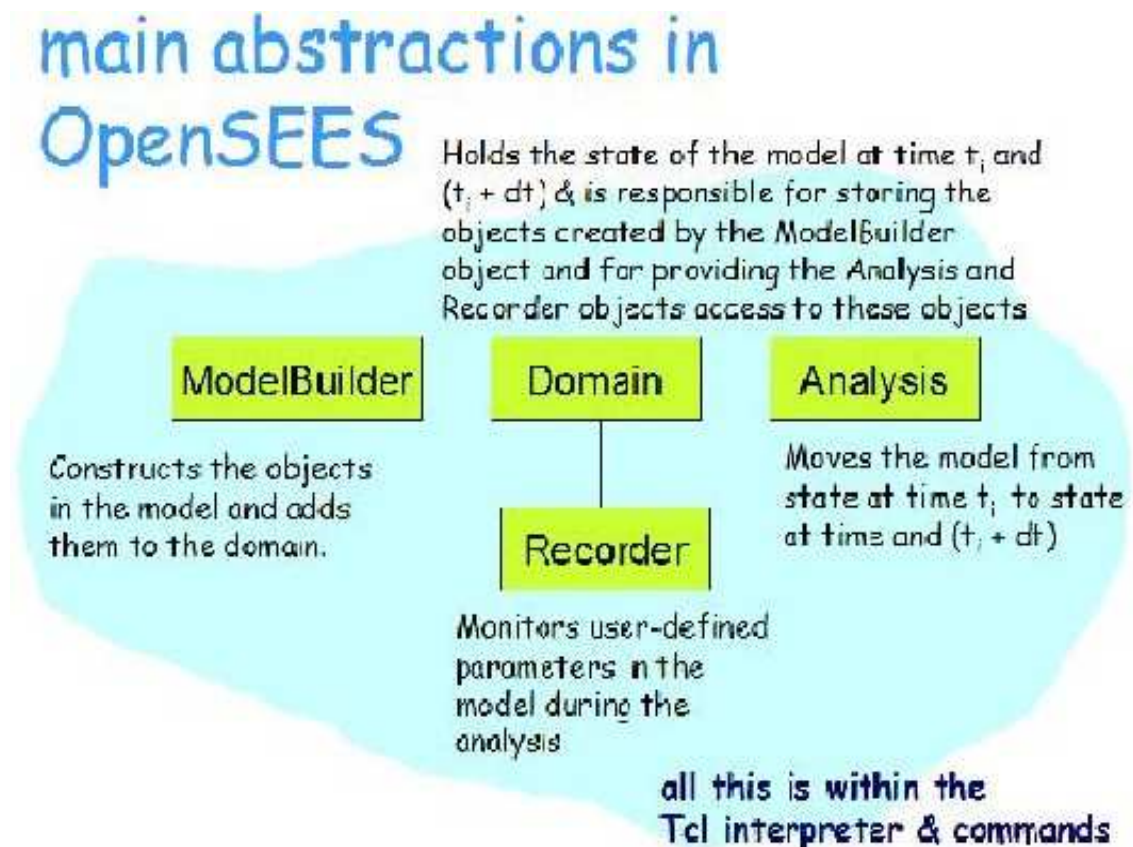
Η βασική ιδέα λειτουργίας του λογισμικού του OpenSees στηρίζεται στον «διερμηνέα εντολών» του ίδιου του προγράμματος (*OpenSees command interpreter*). Ο «διερμηνέας εντολών» είναι προγραμματισμένος στις γλώσσες προγραμματισμού Tcl και Tk.

Το πρόγραμμα OpenSees χρησιμοποιήθηκε για την ανελαστική ανάλυση των κτιρίων που στη συνέχεια θα χρησιμοποιηθεί για την αποτίμηση της καμπύλης pushover, η οποία εναλλακτικά ονομάζεται και καμπύλη αντοχής /αντίστασης /ικανότητας, της υπό ανάλυση κατασκευής. Η καμπύλη αυτή απεικονίζει το διάγραμμα τέμνουσας βάσης (Base Shear) και μετατόπισης οροφής (Roof Displacement).

Η διαδικασία αποτίμησης περιλαμβάνει βήμα προς βήμα ανελαστική επίλυση, η οποία απλοποιείται σε διαδοχικές γραμμικές επιλύσεις, που λαμβάνουν υπόψη την σταδιακή μείωση της δυσκαμψίας, καθώς και την σταδιακή μείωση της αντίστασης μετά την αστοχία κ.ο.κ..

Η ανάπτυξη του παρόντος κεφαλαίου ακολουθεί τη δομή με βάση την οποία εξελίσσεται η πορεία εργασιών [Εικόνα 3.1] , δηλαδή:

- I. Μόρφωση προσομοιώματος (model builder) – φορτίσεις
- II. Ανάλυση (analysis) στατική ή δυναμική
- III. Καταγραφή αποτελεσμάτων με βάση προκαθορισμένες παραμέτρους (recorder)



Εικόνα 3.1 Βασικές έννοιες-τομείς λειτουργίας του OpenSees

3.2 Μόρφωση προσομοιώματος - Φορτίσεις

Γεωμετρία της προσομοίωσης

Τα υπό μελέτη κτίρια χαρακτηρίζονται από διπλή συμμετρία στους οριζόντιους άξονες X και Z. Τα κτίρια θα μελετηθούν σε επίπεδη ανελαστική συμπεριφορά κατά τη διεύθυνση X. Για αυτό το σκοπό, παράλληλα σε αυτή τη διεύθυνση διατάσσονται τα τέσσερα πλαίσια τεσσάρων ανοιγμάτων, τα δύο εκ των οποίων είναι εξωτερικά και τα υπόλοιπα δύο εσωτερικά. Τα δυο εξωτερικά πλαίσια είναι όμοια και έχουν πανομοιότυπη συμπεριφορά λόγω της συμμετρίας και το ίδιο συμβαίνει και με τα δυο εσωτερικά πλαίσια. Επομένως, για λόγους υπολογιστικής ευκολίας και επειδή το επιτρέπει η γεωμετρία των κτιρίων, θα μελετηθούν μόνο δύο πλαίσια (ένα εξωτερικό και ένα εσωτερικό) συνδεδεμένα μεταξύ τους με στοιχεία δυσκαμψίας (truss elements) που θα υποκαθιστούν τη διαφραγματική λειτουργία.

Ορισμός διαστάσεων και βαθμών ελευθερίας-Αρίθμηση κόμβων-Δεσμεύσεις

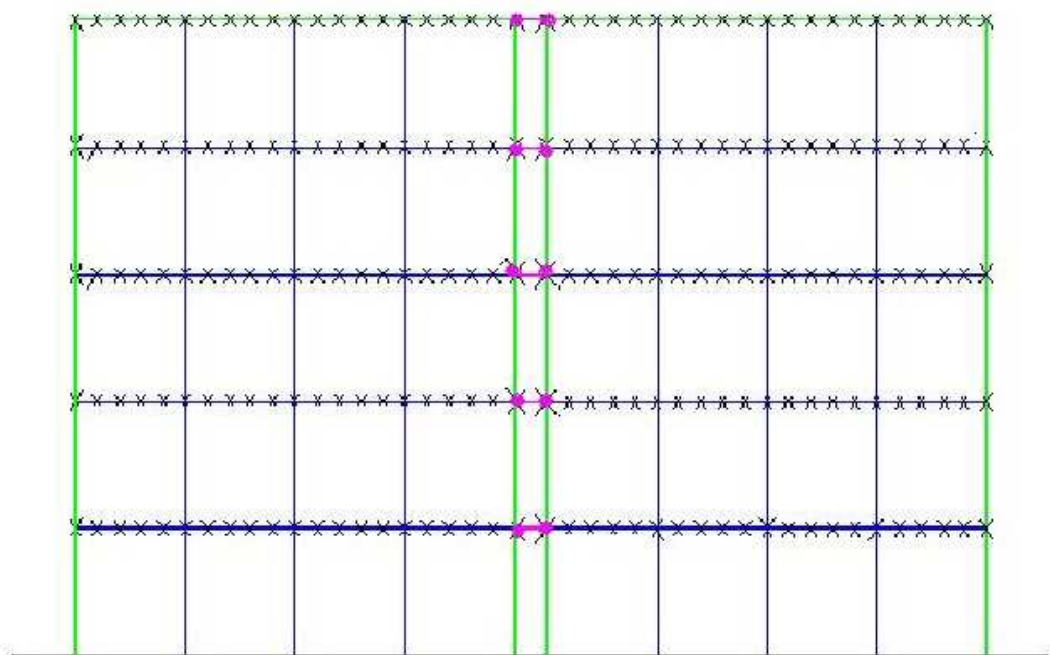
Το πρώτο βήμα στη διαμόρφωση κάθε προσομοιώματος-μοντέλου κατά το OpenSees είναι ο προσδιορισμός των διαστάσεων (ndm) του εκάστοτε προβλήματος και κατ'επέκταση των βαθμών ελευθερίας (ndf) που θα αντιστοιχούν σε κάθε κόμβο. Στην προκειμένη περίπτωση τέθηκε και για τα δύο κτίρια, ndm=2 καθότι επίπεδο πρόβλημα, και ndf=3 δηλαδή, θεωρούνται τρεις βαθμοί ελευθερίας σε κάθε κόμβο (μετατόπιση κατά X, μετατόπιση κατά Y και στροφή περί τον Z).

Το αμέσως επόμενο βήμα ώστε να αρχίσει να αποκτά μορφή το προσομοίωμα είναι η δημιουργία των κόμβων που συνάδει με την περιγραφή της γεωμετρίας του προσομοιώματος. Η εντολή κόμβου στο πρόγραμμα (node) αποδίδει σε ένα σημείο του επιπέδου, του οποίου οι συντεταγμένες δίνονται από τον χρήστη, ένα όνομα.

Το πλήθος των κόμβων αποφασίστηκε σύμφωνα με την ακόλουθη υπολογιστική παραδοχή: Επειδή το OpenSees έχει μια αδυναμία όσον αφορά την προσομοίωση των εγκάρσια κατανεμημένων φορτίων σε ένα μέλος, έγινε η παραδοχή ότι τα κατανεμημένα φορτία δοκών θα προσομοιωθούν σε ένα ισοδύναμο σύνολο συγκεντρωμένων επικόμβιων δυνάμεων, υποδιαιρώντας την κάθε δοκό σε τμήματα.

Η μετατροπή αυτή έγινε με στόχο το διάγραμμα ροπών των πολλαπλών επικόμβιων φορτίων να προσεγγίζει αυτό της κατανεμημένης φόρτισης.

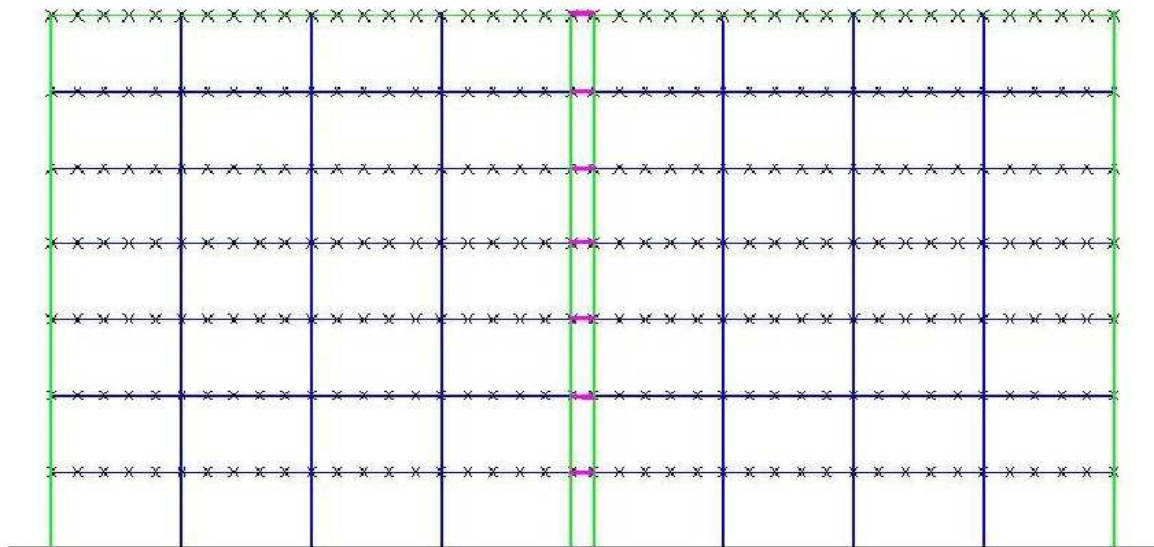
Προς αυτή την κατεύθυνση κάθε δοκός χωρίστηκε σε κατά μήκος τμήματα (πιο συγκεκριμένα, κάθε δοκός χωρίστηκε σε πέντε τμήματα) και το πλήθος αυτών των τμημάτων καθόρισε το πλήθος των ενδιάμεσων κόμβων στο εσωτερικό της, όπου ενεργούν τα στατικά ισοδύναμα συγκεντρωμένα φορτία. Κατά συνέπεια, σε κάθε δοκό, εκτός από τους κόμβους αρχής και τέλους, ορίστηκαν επιπλέον τέσσερις ενδιάμεσοι κόμβοι [Εικόνες 3.2 και 3.3] .



Εικόνα 3.2 Σκαρίφημα προσομοίωσης κτιρίου K₁60A59II με εμφανή την κομβολογία

Όσον αφορά την αρίθμησή τους, οι κόμβοι της βάσης των κτιρίων, δηλαδή οι κόμβοι αρχής των υποστυλωμάτων πήραν διαδοχικά τους αριθμούς 1,6,11,16,21 (εξωτερικό πλαίσιο) και 22,27,32,37,42 (εσωτερικό πλαίσιο) και στα δύο κτίρια. Στις υψηλότερες στάθμες, η αρίθμηση έγινε ως εξής: σε κάθε όροφο αντιστοιχεί μια εκατοντάδα, οι δοκοσειρές του εξωτερικού πλαισίου αποτελούνται από την αλληλουχία κόμβων *01 έως *21 και οι δοκοσειρές του εσωτερικού πλαισίου περιγράφονται από τους κόμβους *22 έως *42. Επομένως, στο κτίριο K60A59II (πενταώροφο) στην ανώτερη δοκοσειρά βρίσκονται οι κόμβοι 501-521 (εξωτερικό πλαίσιο) και 522-542 (εσωτερικό πλαίσιο). Αντίστοιχα, στο κτίριο K70A59II

(επταώροφο) στην ανώτερη δοκοσειρά βρίσκονται οι κόμβοι 701-721 (εξωτερικό πλαίσιο) και 722-742 (εσωτερικό πλαίσιο).

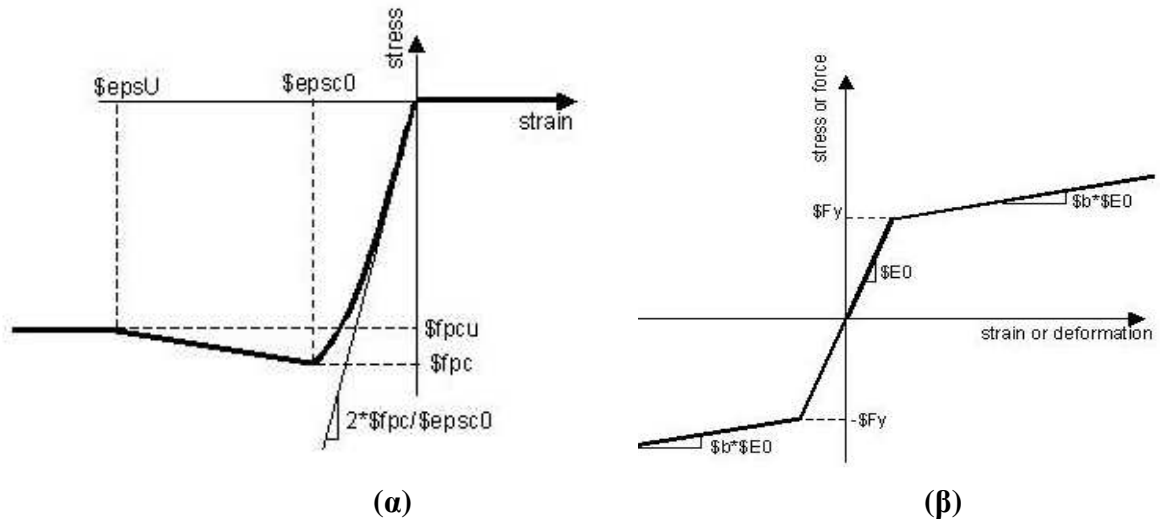


Εικόνα 3.3 Σκαρίφημα προσομοίωσης κτιρίου K₁70A59Π με εμφανή την κομβολογία

Μετά την περιγραφή της γεωμετρίας των προσομοιωμάτων των κτιρίων, καθορίζονται οι συνθήκες στηρίξεως (“supports”). Εν προκειμένω επελέγη η εντολή “fix”, που δεσμεύει κατ’επιλογήν και τους τρεις βαθμούς ελευθερίας των κόμβων που αντιστοιχούν στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου και των δύο κτιρίων.

Ιδιότητες των υλικών των μελών του φορέα

Το λογισμικό OpenSees διαθέτει μια λίστα κατασκευαστικών σχέσεων υλικών υπό μονοαξονική φόρτιση (uniaxialMaterial Command) σε κάθε ένα από τα οποία αντιστοιχεί και ένα διάγραμμα τάσεων- ανηγμένων παραμορφώσεων, (ή αντίστοιχα, δράσεων -μετακινήσεων). Από αυτή τη λίστα ο χρήστης μπορεί να επιλέξει το υλικό που αντιπροσωπεύει καλύτερα την προσομοίωσή του. Για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας επιλέχθηκε για το σκυρόδεμα το υλικό τύπου “Concrete01” και για τον χάλυβα το υλικό τύπου “Steel01” και για τα δύο κτίρια. Τα ποιοτικά χαρακτηριστικά των υλικών φαίνονται στα παρακάτω σχήματα [Εικόνα 3.4].



Εικόνα 3.4 (α) Σχέση τάσης – ανηγμένης παραμόρφωσης για το σκυρόδεμα “concrete01” υπό μονοτονική φόρτιση, (β) Σχέση τάσης – ανηγμένης παραμόρφωσης για τον χάλυβα “steel01” υπό μονοτονική φόρτιση

Όπως έχει αναφερθεί και στο δεύτερο κεφάλαιο, τα υλικά που θεωρήθηκαν κατά τον σχεδιασμό του κτιρίου K₁60A59II είναι σκυρόδεμα B160 και χάλυβας St I, για το δε κτίριο K₁70A59II είναι σκυρόδεμα B225 και χάλυβας St III για το διαμήκη σπλισμό. Κατά τη μη γραμμική ανάλυση στο OpenSees, για το μεν απερίσφιγτο σκυρόδεμα B160 έγινε η παραδοχή ότι η χαρακτηριστική θλιπτική του αντοχή στις 28 ημέρες (f_{pc}) είναι ίση με 12 MPa, για το δε απερίσφιγτο σκυρόδεμα B225 θεωρήθηκε $f_{pc}=16\text{MPa}$. Οι τάσεις θραύσης f_{pcu} ορίστηκαν ίσες με $0.85*f_{pc}$. Η παραμόρφωση του σκυροδέματος στη μέγιστη αντοχή (ϵ_{psc0}) και η παραμόρφωση στην τάση θραύσης (ϵ_{psU}) θεωρήθηκαν και για τους δύο τύπους σκυροδέματος 2‰ και 3.5‰ αντίστοιχα. Για τον χάλυβα St I η τάση διαρροής (F_y) θεωρήθηκε ίση με 310 MPa ενώ για τον χάλυβα St III η τάση διαρροής τέθηκε $F_y=430\text{MPa}$.

Επιπλέον, όσον αφορά την περίσφιγξη του σκυροδέματος, έγινε η παραδοχή ότι υφίσταται ουσιαστικά μόνο στα υποστυλώματα των κτιρίων. Το ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό των συνδετήρων (ω_w), η αποτελεσματικότητα της περίσφιγξης (α), και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του περισφιγμένου σκυροδέματος σε όλες τις κατηγορίες διατομών (βλ. παρακάτω) υπολογίστηκαν από τις ακόλουθες σχέσεις [Εικόνα 3.5] :

[CEB-FIP Model Code,1990, (1993)]

$$f_c^* = (1 + 2.5*\alpha*\omega_w) * f_c, \quad (\alpha*\omega_w) \leq 0.1$$

$$f_c^* = (1.125 + 1.25*\alpha*\omega_w) * f_c, \quad (\alpha*\omega_w) > 0.1$$

$$\epsilon_{co}^* = (f_c^* / f_c)^2 * \epsilon_{co}, \quad \text{όπου } \epsilon_{co} = 0.002$$

$$\epsilon_{cu}^* = \epsilon_{cu} + 0.1*\alpha*\omega_w, \quad \text{όπου } \epsilon_{cu} = 0.0035$$

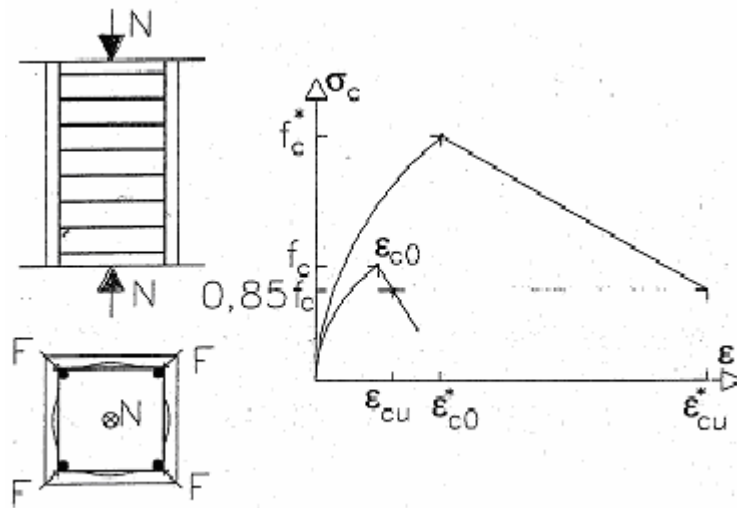
$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s$$

όπου $\alpha_n = 1 - 8/3n$ ($n = \text{πλήθος διαμήκων ράβδων δεμένων σε γωνία συνδετήρα}$) και $\alpha_s = (1 - s/2b)^2$ ($s = \text{απόσταση συνδετήρων}$ και $b = \text{διάσταση του πυρήνα της διατομής}$) [Τάσιος, 1999]

Το δε μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων ισούται με:

$$\omega_w = (V_w / V_{co}) * (f_{yd} / f_{cd})$$

Στο παρακάτω διάγραμμα σ - ϵ απεικονίζεται η αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος (f_c) και της αντίστοιχης ανηγμένης παραμόρφωσης καθώς και η μείωση της κλίσης του φθιτού κλάδου λόγω της περίσφιγξης.

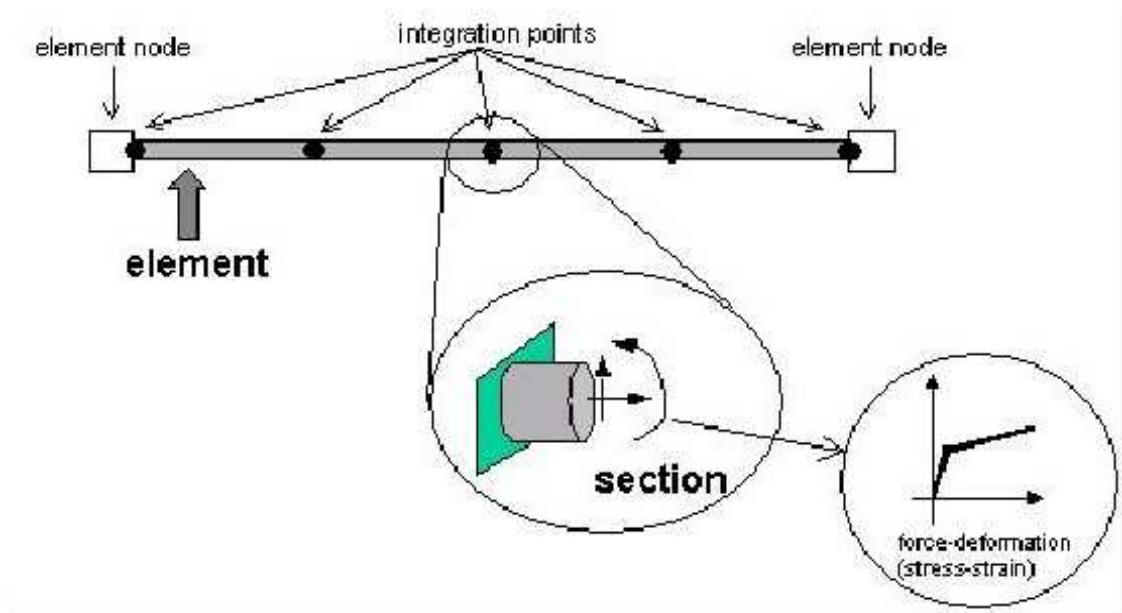


Εικόνα 3.5 Ο μηχανισμός της περίσφιγξης, διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων περισιφιγμένου και απερίσιφιγκτου σκυροδέματος

Κατηγοριοποίηση διατομών

Το επόμενο βήμα για την προσομοίωση των δυο κτιρίων, μετά τον καθορισμό της γεωμετρίας τους, είναι η περιγραφή των διατομών των φέροντων στοιχείων. Αυτό το βήμα έχει ιδιαίτερη σημασία για την όσο το δυνατόν σωστότερη προσέγγιση της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής στις στατικές ή δυναμικές καταπονήσεις. Ο καταλληλότερος τρόπος προσομοίωσης των διατομών των φερόντων στοιχείων είναι η προσομοίωσή τους με ίνες (Fiber elements - Spacone et al 1996a,b,c, Zeris και Mahin 1988).

Το OpenSees αντιστοιχεί κάθε διατομή (section) σε μία ομάδα σχέσεων τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων που χαρακτηρίζει κάθε επιμέρους μέλος (δοκό ή υποστύλωμα) μιας κατασκευής [Εικόνα 3.6]. Το πρόγραμμα αντιλαμβάνεται κατά βάση τρεις τύπους διατομών: “elastic” (καθορίζεται από γεωμετρικές παραμέτρους και γραμμικές ιδιότητες των υλικών), “resultant” (η διατομή περιγράφεται από γενικευμένες σχέσεις ολοκληρωμένων μεγεθών, πχ ροπής-καμπυλότητας) και “fiber” (η διατομή επιμερίζεται σε μικρότερα τμήματα για τα οποία η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων ολοκληρώνεται εσωτερικά στο πεπερασμένο στοιχείο για να προκύψει η συνολική συμπεριφορά της εκάστοτε διατομής). Στην παρούσα εργασία γίνεται προσομοίωση των διατομών με ίνες (fiber sections) ή αλλιώς πολυστρωματική θεώρηση.

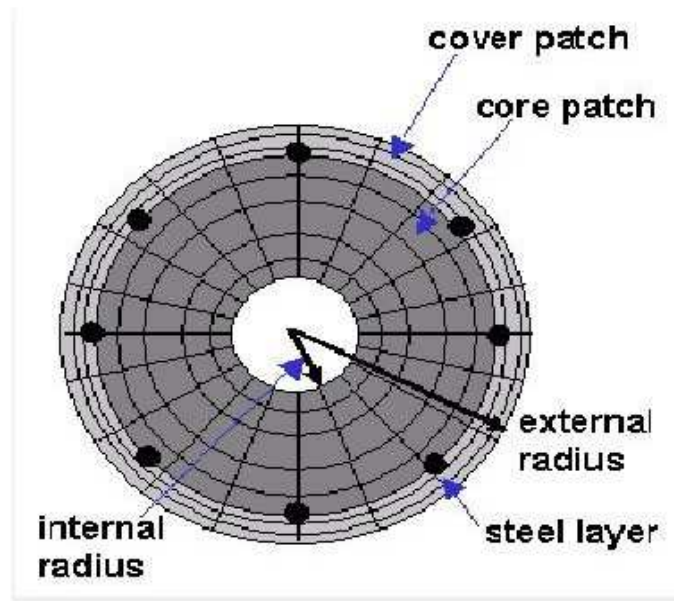


Εικόνα 3.6 Αναγνώριση διατομών “sections” ενός στοιχείου από το OpenSees

Με την **πολυστρωματική θεώρηση** η κατανομή της πλαστικοποίησης επιτυγχάνεται τόσο καθύψος μιας διατομής όσο και κατά μήκος των ράβδων ενός πλαισιακού φορέα. Η πολυστρωματική θεώρηση είναι υπολογιστικά χρονοβόρα πλην όμως είναι κατά κανόνα πιο αξιόπιστη.

Γεωμετρικά, το είδος διατομής “fiber section” συντίθεται από μικρότερα τμήματα κανονικής μορφής (ορθογώνια, κυκλικά ή τριγωνικά) τα οποία στο πρόγραμμα αποκαλούνται “patches”, για ευκολία γένεσης ομάδων ινών. Συγκεκριμένα για τις

διατομές των υπό εξέταση κτιρίων χρησιμοποιήθηκαν ορθογώνια τμήματα (“quadrilateral patches”) κάθε ένα από τα οποία ορίζεται από τις συντεταγμένες των κορυφών του (σε τοπικό σύστημα αξόνων) και από το είδος του υλικού που το αποτελεί. Τα τμήματα αυτά, με τη σειρά τους υποδιαιρούνται σε ένα πλήθος (ορισμένο κάθε φορά από τον χρήστη) μικρότερων τμημάτων, τις ίνες [βλ. Εικόνα 3.7 για κυκλικά patches].

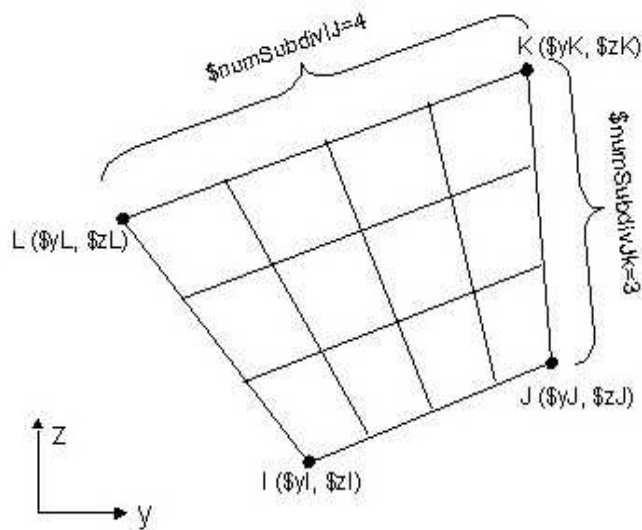


Εικόνα 3.7 Κυκλική διατομή διαιρεμένη σε τμήματα (“patches”) και σε ίνες (εντολή “fiber section”)

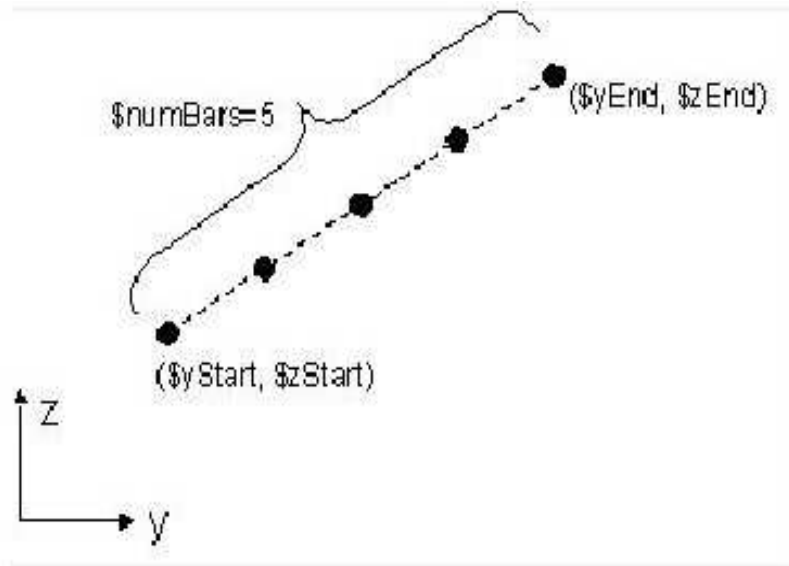
Κατ’ αναλογία, ο σπλισμός των διατομών περιγράφεται με την υπό-εντολή “straight layer” μέσω της οποίας καθορίζεται η διατομή των ράβδων, η καταστατική σχέση του χάλυβα, το πλήθος των ράβδων που τοποθετούνται κατά σειρά, καθώς και οι συντεταγμένες αρχής και τέλους της στρώσης των ράβδων (σε τοπικό σύστημα αξόνων).

Ο τρόπος που αντιλαμβάνεται το OpenSees την κατάτμηση των τμημάτων (patches) των διατομών (sections) σε ίνες (subdivisions) και τις στρώσεις ράβδων σπλισμού (layers) φαίνεται στα παρακάτω σχήματα [Εικόνες 3.8 και 3.9].

Για τα επίπεδα προβλήματα, η κάμψη θεωρείται ότι γίνεται περί τον τοπικό άξονα z.



Εικόνα 3.8 Υποδιαίρεση τμήματος διατομής “quadrilateral patch” σε ίνες, στους δύο τοπικούς άξονες



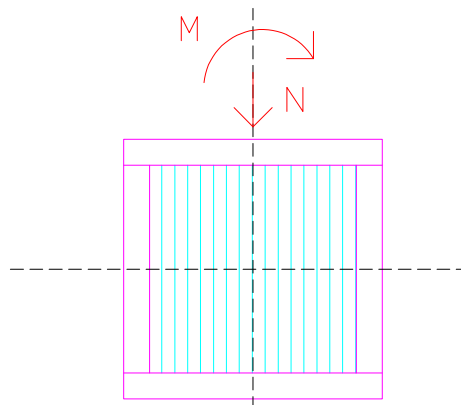
Εικόνα 3.9 Στρώση ράβδων διαμήκους οπλισμού “layer straight”

Προκειμένου να γίνει η καταγραφή και η περιγραφή όλων των διατομών των δοκών και των υποστρωμάτων των δυο κτιρίων, προηγήθηκε η ομαδοποίηση τους ανάλογα με τις διαστάσεις και τον διαμήκη οπλισμό τους. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η συμμετοχή του εγκάρσιου οπλισμού λήφθηκε υπόψη μόνο στην περίπτωση των υποστρωμάτων, όπου το σκυρόδεμα του πυρήνα της εκάστοτε διατομής θεωρήθηκε περισφιγμένο.

Και για τα δύο κτίρια που μελετώνται σε αυτή την εργασία, έγινε η παραδοχή ότι το σκυρόδεμα της κάθε διατομής του υποστυλώματος αποτελείται από πέντε τμήματα (patches) : ένα κεντρικό, το οποίο αντιστοιχεί στο περισφιγμένο σκυρόδεμα και τέσσερα περιμετρικά, που αντιστοιχούν στο απερίσφικτο σκυρόδεμα εκτός των συνδετήρων. Η ίδια παραδοχή γίνεται και για τις διατομές των δοκών, με τη διαφορά ότι προστίθενται ένα ή δύο τμήματα επιπλέον που αντιστοιχούν στο συνεργαζόμενο πλάτος των πλακοδοκών ανάλογα με το αν είναι εξωτερικές οι δοκοί ή εσωτερικές. Σημειώνεται ότι στις διατομές των δοκών, το τμήμα του σκυροδέματος που βρίσκεται εντός των συνδετήρων θεωρείται απερίσφικτο.

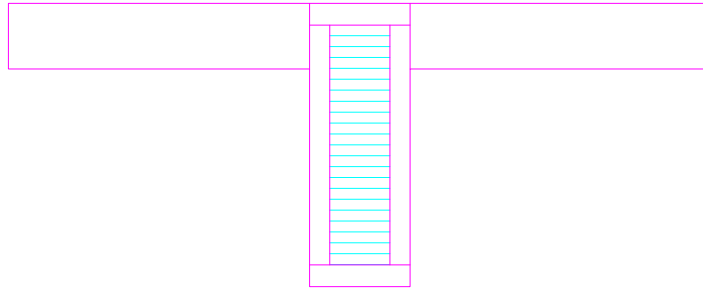
Όσον αφορά την περαιτέρω διαίρεση των τμημάτων των διατομών, επειδή εξετάζεται το κατακόρυφο επίπεδο X-Y και, κατ'έκταση, οι οριζόντιες δυνάμεις και μετατοπίσεις που είναι παράλληλες στον καθολικό άξονα X, η κατάτμηση των διατομών από Ω.Σ. σε ίνες έγινε μόνο κατά μια διεύθυνση. Πιο συγκεκριμένα, οι διατομές των υποστυλωμάτων χωρίστηκαν σε λωρίδες-ίνες κάθετα στον καθολικό άξονα X, ενώ οι διατομές των δοκών χωρίστηκαν σε ίνες καθ' ύψος, δηλαδή κάθετα στον καθολικό άξονα Y. Με άλλα λόγια, οι λωρίδες-ίνες των διατομών ορίζονται κάθε φορά παράλληλες στον άξονα περί τον οποίον κάμπτεται το στοιχείο [Εικόνες 3.10 και 3.11].

Στα παρακάτω σκαριφήματα απεικονίζεται η θεώρηση που έγινε για την κατάτμηση των διάφορων διατομών.



Εικόνα 3.10 Υποδιαίρεση της διατομής ενός υποστυλώματος σε έξι τμήματα (patches) και σχηματική παρουσίαση της διεύθυνσης των ινών στο εσωτερικό τους κατά τη διεύθυνση της θεωρούμενης μονοαξονικής κάμψης της διατομής

Ο αριθμός των ινών του σκυροδέματος στις διατομές του κτιρίου επιλέχθηκε να είναι από 40 έως 60 ίνες. Όσο πυκνότερος είναι ο καταμερισμός της διατομής τόσο καλύτερη προσομοίωση έχουμε, αφού εισέρχονται στην ολοκλήρωση όλες οι λεπτομέρειες και τα χαρακτηριστικά της. Πάντως πυκνότερος καταμερισμός της διατομής σημαίνει και περισσότερη μελέτη και χρόνος επεξεργασίας.



Εικόνα 3.11 Υποδιαίρεση της διατομής μίας εσωτερικής πλακοδοκού σε οκτώ τμήματα (patches) και σχηματική παρουσίαση της διεύθυνσης των ινών στο εσωτερικό τους

Για να διενεργηθεί η ανάλυση θα πρέπει να καθοριστεί με ποιο τρόπο θα μορφωθεί το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας από τα τοπικά μητρώα κάθε μέλους. Αυτό γίνεται με ένα γεωμετρικό μετασχηματισμό (“geometric transformation”) για κάθε δοκό και στύλο που καθορίζεται από τον χρήστη. Ο γεωμετρικός μετασχηματισμός, δηλαδή, χρησιμοποιείται για να δημιουργήσει ένα μητρώο το οποίο θα μετασχηματίζει τα μητρώα δυσκαμψίας και αντίστασης ενός μέλους από το τοπικό σύστημα αξόνων στο καθολικό. Υπάρχουν διάφοροι τύποι γεωμετρικών μετασχηματισμών στο OpenSees. Στη συγκεκριμένη εργασία χρησιμοποιήθηκε ο γραμμικός μετασχηματισμός (“linear transformation”) (δηλαδή θεωρείται ο αρχικός γεωμετρικός μετασχηματισμός).

Μόρφωση πλαισίων και επιλογή στοιχείων για ελαστοπλαστική ανάλυση

Μετά τον καθορισμό των κατηγοριών των διατομών γίνεται η συσχέτισή τους με τα διάφορα μέλη (δοκοί, υποστυλώματα) που συνθέτουν τον φορέα και η σύνδεση των στοιχείων αυτών, ώστε να μορφωθούν τα πλαίσια του φορέα.

Η ελαστοπλαστική ανάλυση πλαισιακών φορέων μπορεί να πραγματοποιηθεί με δύο θεωρήσεις: (i) Θεώρηση συγκεντρωμένης πλαστικότητας (concentrated

plasticity), όπου η διαρροή επέρχεται ταυτοχρόνως σε όλα τα σημεία της διατομής μόλις τα εντατικά μεγέθη της διατομής ικανοποιήσουν το κριτήριο διαρροής. Η ανάλυση που βασίζεται στη θεώρηση αυτή ονομάζεται και μέθοδος του πλαστικού κόμβου (plastic node).

(ii) Θεώρηση κατανεμημένης πλαστικότητας ή βλάβης (distributed damage), κατά την οποία η πλαστικοποίηση /βλάβη μιας διατομής πραγματοποιείται σταδιακά κατά μήκος του στοιχείου ανάλογα με την ικανοποίηση του κριτηρίου διαρροής σε χαρακτηριστικά σημεία καθύψος της διατομής και κατά μήκος του στοιχείου.

Η θεώρηση της **συγκεντρωμένης πλαστικότητας** έχει το πλεονέκτημα της γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα μεταξύ του σχηματισμού δυο διαδοχικών πλαστικών κόμβων και έτσι παρέχει τη δυνατότητα εφαρμογής γραμμικοποιημένων μεθόδων υπολογισμού της καμπύλης αντίστασης V-δ. Αδυνατεί όμως να προσομοιώσει την κατανομή της πλαστικοποίησης καθύψος της διατομής και κατά μήκος των μελών του φορέα.

Η **κατανεμημένη πλαστικότητα** μπορεί να προσομοιωθεί είτε μέσω της σχέσης ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής και της θεώρησης ενός ισοδύναμου ελαστικού κόμβου, είτε μέσω της πολυστρωματικής θεώρησης όπου τα στοιχεία δοκού υποδιαιρούνται σε λεπτές στρώσεις (ίνες), παράλληλες προς τον διαμήκη άξονά τους. Η θεώρηση της κατανεμημένης πλαστικότητας έχει το πλεονέκτημα της δυνατότητας γενίκευσης, χωρίς σημαντικές διαφοροποιήσεις, τόσο σε φορείς από χάλυβα όσο και από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επίσης, μπορεί να επεκταθεί με μικρές τροποποιήσεις σε ανακυκλιζόμενη ή σεισμική φόρτιση.

Στο λογισμικό του OpenSees, υπάρχουν καταχωρημένοι διάφοροι τύποι μελών-πεπερασμένων στοιχείων (“elements”). Για τα φέροντα στοιχεία των κτιρίων που μελετώνται στην παρούσα εργασία επελέγη ο τύπος με τη μη γραμμική συμπεριφορά “nonlinear Beam Column element”. Τα στοιχεία αυτά είναι **κατανεμημένης πλαστικότητας ή βλάβης**.

Το πρόγραμμα αναγνωρίζει κατά βάση δύο είδη μη γραμμικών στοιχείων:

- i. στοιχεία “**Displacement based**” (Μόρφωση του στοιχείου μέσω χρήσης συναρτήσεων σχήματος κυβικής μετατόπισης και γραμμική κατανομή καμπυλότητας),
- ii. στοιχεία “**Force based**” (Μόρφωση του στοιχείου μέσω συναρμογής των εσωτερικών δράσεων στα μέλη)

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα και των δυο κτιρίων επιλέχθηκε να προσομοιώνονται από πρισματικά στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας “**Force based**”. Βασικά χαρακτηριστικά των στοιχείων αυτών είναι ότι χρησιμοποιούν επαναληπτικές μεθόδους (πχ Newton-Raphson), ότι διατηρούν την ισορροπία μεταξύ των επικόμβιων δυνάμεων και των δυνάμεων στις διατομές του στοιχείου και ότι διατηρούν τη συμβατότητα μεταξύ των μετατοπίσεων των διατομών και των επικόμβιων μετατοπίσεων.

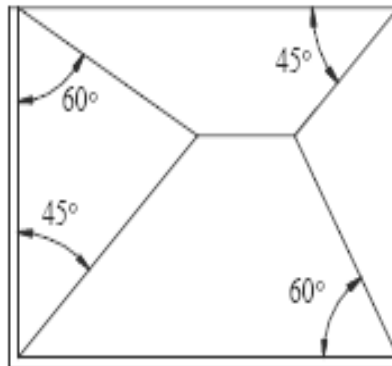
Κάθε δοκοσειρά αποτελείται από τόσα στοιχεία όσα απαιτούνται για να συνδεθούν κατά σειρά όλοι οι κόμβοι της και το ίδιο ισχύει και για τα υποστυλώματα. Κάθε στοιχείο (element) ορίζεται από τους κόμβους αρχής και τέλους του, την κατηγορία της διατομής του, τον γεωμετρικό μετασχηματισμό που εφαρμόζεται και από το πλήθος εσωτερικών σημείων ολοκλήρωσης κατά μήκος του (“integration points”) που ελέγχεται η μη-γραμμικότητα. Χρησιμοποιείται η ολοκλήρωση κατά Gauss-Lobatto που περιλαμβάνει τουλάχιστον δυο σημεία ολοκλήρωσης στα άκρα. Για τα υποστοιχεία των δοκών θεωρήθηκαν τρία σημεία ολοκλήρωσης, ενώ για τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν συνολικά πέντε σημεία ολοκλήρωσης σε όλο το ύψος τους.

Όσον αφορά τους άκαμπτους συνδέσμους μεταξύ των εσωτερικών και των εξωτερικών πλαισίων που **υποκαθιστούν τη διαφραγματική λειτουργία**, αυτοί θεωρήθηκαν στοιχεία δικτυώματος (“element truss”) από ελαστικό υλικό (“uniaxial elastic material”) με μοναδιαίο μήκος και εμβαδόν και με μέτρο ελαστικότητας E ίσο με $1000 \cdot E_c$ του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε για το κάθε κτίριο. Αυτό έγινε για να μην υπάρχει ενδεχόμενο αστοχίας των συνδέσεων που υποκαθιστούν τις πλάκες των κτιρίων και για να επιτευχθεί υπολογιστικά ή άκαμπτη λειτουργία της πλάκας (δηλαδή οι μετατοπίσεις μεταξύ πλαισίων να είναι ίσες στην κάθε στάθμη) .

Φορτία των κατασκευών

Για την κατά το δυνατόν καλύτερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των δύο κτιρίων, πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη σημασία στον υπολογισμό των φορτίων που τα καταπονούν. Επειδή στα προσομοιώματα που έχουν δημιουργηθεί δεν υπάρχουν πλάκες, τα κατανεμημένα φορτία των πλακών (συνδυασμός δράσεων $G+\psi \cdot Q$)

ανάγονται σε ομοιόμορφα κατανεμημένα στις δοκούς με βάση τη μέθοδο των φορτιζομένων επιφανειών και την παραδοχή κατανομής [Εικόνα 3.12].



Εικόνα 3.12 Κατανομή των φορτίων μιας τετραέρειστης πλάκας με τη μέθοδο των φορτιζουσών επιφανειών

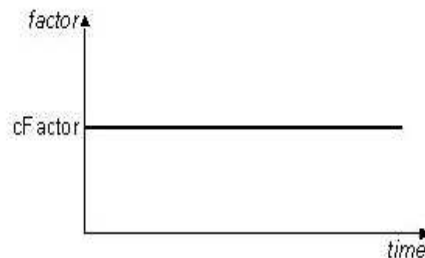
Ωστόσο, όπως έχει προαναφερθεί, το OpenSees αδυνατεί να επεξεργαστεί κατανεμημένα φορτία οπότε έγινε η παραδοχή ότι όλα τα κατανεμημένα φορτία θα αντικατασταθούν με ένα ισοδύναμο πλήθος επικόμβιων φορτίων.

Τα κατακόρυφα φορτία που επιδρούν στις κατασκευές διακρίνονται σε μόνιμα (ίδια βάρη, επικαλύψεις, εσωτερική και εξωτερική τοιχοποιία) και κινητά [βλ. Κεφάλαιο 2]. Για λόγους παραμετρικού καθορισμού του πολλαπλασιαστή των φορτίων g και q ο υπολογισμός τους αλλά και η εισαγωγή τους στα προσομοιώματα των κτιρίων έγινε χωριστά. Πιο συγκεκριμένα, σε κάθε στάθμη τα μόνιμα φορτία έχουν εισαχθεί πολλαπλασιαζόμενα με τη μεταβλητή g_i (όπου i αριθμός ορόφου) και αντίστοιχα τα κινητά φορτία έχουν εισαχθεί πολλαπλασιαζόμενα με τη μεταβλητή q_i . Η χρήση αυτών των μεταβλητών-πολλαπλασιαστών των φορτίων διευκολύνει τη διερεύνηση της επιρροής των κατακόρυφων φορτίων στη σεισμική απόκριση που θα εξεταστεί σε επόμενα κεφάλαια.

Κατά την πρώτη επίλυση των φορέων για τον υπολογισμό των αντιδράσεων στην κατακόρυφη φόρτιση, οι μεταβλητές αυτές τέθηκαν ίσες με -1.00 (το αρνητικό πρόσημο εξασφαλίζει τη φορά των φορτίων προς τα κάτω). Στη συνέχεια δόθηκαν οι τιμές -1.00 και -0.30 για τη σεισμική φόρτιση κοκ. Σημειώνεται ότι τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στις δοκούς τις κάθετες στο επίπεδο του πλαισίου X-Y (εγκάρσιες), έχουν συμπεριληφθεί σαν σημειακές αντιδράσεις στα συγκεντρωμένα

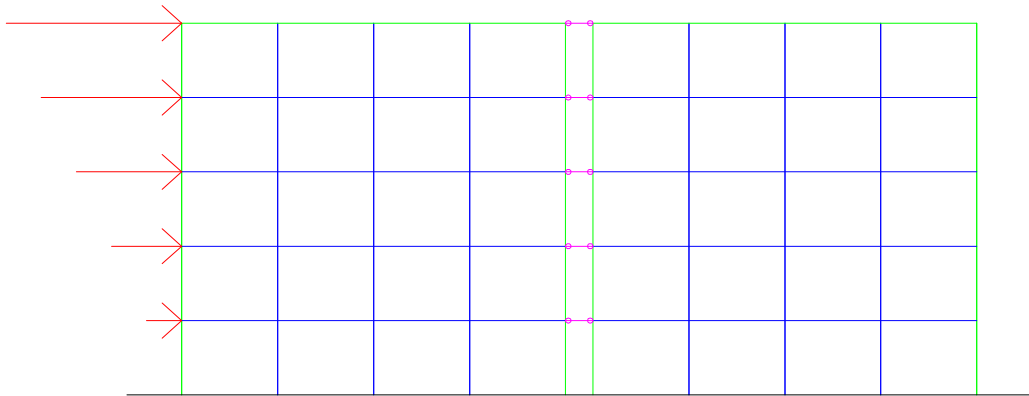
επικόμβια φορτία των ακραίων κόμβων τους, που ταυτίζονται με τους κόμβους των πλαισίων στις θέσεις υποστυλωμάτων.

Υπολογιστικά η εισαγωγή στα προσομοιώματα των διαφόρων **τύπων φόρτισης** γίνεται μέσω της εντολής “pattern command”. Επειδή η ανάλυση της κατασκευής γίνεται στο επίπεδο για στατικά κατακόρυφα επικόμβια φορτία, χρησιμοποιούνται ειδικότερα οι εντολές “plain pattern” και “load”. Ο ρυθμός της φόρτισης για το συγκεκριμένο λογισμικό εξαρτάται από τον τύπο της φόρτισης, δηλαδή από το εάν πρόκειται για απλή στατική φόρτιση (“load pattern object”) ή σεισμική διέγερση (“ground motion object”). Για τη στατική φόρτιση ο ρυθμός φόρτισης στην κατασκευή ορίστηκε σταθερός και ίσος με τη μονάδα (Constant Time Series) [Εικόνα 3.13].



Εικόνα 3.13 Σταθερός ρυθμός επιβολής του φορτίου (“constant time series”)

Όσον αφορά τα οριζόντια επικόμβια σεισμικά φορτία, αυτά εφαρμόστηκαν στον ακραίο κόμβο της εξωτερικής δοκοσειράς του κάθε ορόφου, ορίστηκαν δε με βάση την τριγωνική κατανομή. Τα φορτία αυτά αποτελούν την οριζόντια αυξανόμενη στατική φόρτιση κατά τη φάση της Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης (static pushover), η οποία έπεται της στατικής ανάλυσης επιβολής κατακόρυφων φορτίων και αντιπροσωπεύει την ισοδύναμη σεισμική δράση [Εικόνα 3.14].



Εικόνα 3.14 Σχηματική παρουσίαση οριζόντιων επικόμβιων φορτίων με τριγωνική κατανομή

Επικόμβιες μάζες

Για τις ανάγκες της δυναμικής ανάλυσης (εύρεση ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων) η μάζα των κτιρίων θεωρείται συγκεντρωμένη στους κόμβους τους. Η μάζα του κάθε κτιρίου υπολογίστηκε ίση με το σύνολο των κατακόρυφων φορτίων $(G+\psi Q)$ δια της επιτάχυνσης της βαρύτητας ($g=9.81 \text{ m/s}^2$). Επομένως, εφόσον έχουν εισαχθεί στο προσομοίωμα τα κατακόρυφα φορτία και πριν εισαχθούν τα οριζόντια, κάθε κόμβος i των κτιρίων αντιστοιχίζεται μέσω της εντολής “mass” στην ποσότητα $m_i=(G+\psi Q)_i / 9.81$ που ισούται με τη μάζα του. Επειδή από την αρχή της προσομοίωσης έχει γίνει η παραδοχή ότι κάθε κόμβος έχει τρεις βαθμούς ελευθερίας, η ίδια ποσότητα m_i τίθεται ενεργή και στους δύο βαθμούς ελευθερίας, που αντιστοιχούν στις μετατοπίσεις στο επίπεδο X-Y. Η μάζα του στροφικού βαθμού ελευθερίας θεωρείται ίση με μηδέν.

3.3 Ανελαστική ανάλυση

Μετά τη μόρφωση του προσομοιώματος της κατασκευής ακολουθεί η περιγραφή της διαδικασίας της ανάλυσης που επιθυμείται να ακολουθήσει το πρόγραμμα. Το τμήμα του αρχείου εκτέλεσης στο οποίο περιγράφονται τα χαρακτηριστικά της ανάλυσης (“analysis objects”) μεταφέρει το προσομοίωμα από μια κατάσταση σε χρόνο t , σε μια άλλη κατάσταση στη χρονική στιγμή $t+dt$. Ο τρόπος που γίνεται αυτό ποικίλλει ανάλογα με το αν πρόκειται για ανάλυση γραμμική ή όχι, καθώς και στατική ή δυναμική (εν χρόνω).

Οι αναλύσεις που έλαβαν χώρα για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας είναι:

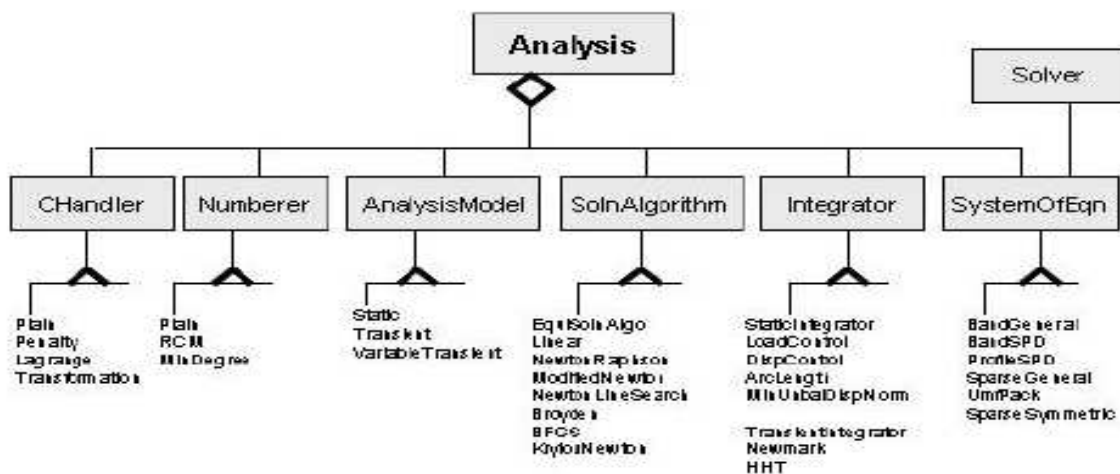
- i. Στατική ανάλυση υπό κατακόρυφα φορτία (“gravity analysis”)
- ii. Στατική Ανελαστική Ανάλυση (“static pushover analysis”)

Στο OpenSees η περιγραφή της ανάλυσης έγκειται στον καθορισμό πολλών παραμέτρων. Σε γενικές γραμμές, το λογισμικό καλείται κάθε φορά να επιλύσει τη χρονικά εκπεφρασμένη δυναμική εξίσωση κινήσεως της μορφής

$$F_I(U'') + F_R(U, U') = P(t)$$

όπου F_I είναι το διάνυσμα των εσωτερικών δυνάμεων εξαρτημένων από την επιτάχυνση, F_R το διάνυσμα των αντιδράσεων εξαρτημένων από την ταχύτητα (απόσβεση) και τη μετατόπιση (βάση της τρέχουσας δυσκαμψίας) και P_T το διάνυσμα των εξωτερικών επιβαλλόμενων φορτίων. Όλα τα παραπάνω μεγέθη, καθώς και η επιτάχυνση, η ταχύτητα και η μετατόπιση είναι χρονικά εξαρτημένα.

Τα μαθηματικά χαρακτηριστικά της ανάλυσης περιλαμβάνουν τις παραμέτρους που απεικονίζονται στο παρακάτω σχήμα και περιγράφονται πιο αναλυτικά στη συνέχεια [Εικόνα 3.15].



Εικόνα 3.15 Παράμετροι της διαδικασίας της ανάλυσης (analysis components)

ConstraintHandler: Καθορίζει τον τρόπο που οι συνοριακές συνθήκες υπεισέρχονται στην ανάλυση. Στο OpenSees οι συνοριακές συνθήκες καθορίζουν μια συγκεκριμένη τιμή σε ένα βαθμό ελευθερίας ή μια σχέση μεταξύ των βαθμών ελευθερίας. Έτσι, το σύνολο (μητρώο) των βαθμών ελευθερίας των στηρίξεων μιας κατασκευής $\{U\}$ μπορεί να χωριστεί σε δύο υποσύνολα: Το μητρώο $\{U_R\}$ των καθορισμένων μετατοπίσεων στηρίξεων και το μητρώο $\{U_C\}$ των εξαρτημένων μετατοπίσεων στηρίξεων.

Η επιβολή των συνοριακών συνθηκών μετά τον σχηματισμό του ολικού μητρώου δυσκαμψίας του φορέα είναι απαραίτητη για να καταστεί δυνατή η επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας $\{P\} = [K]\{U\}$ ως προς τις άγνωστες επικόμβιες μετατοπίσεις $\{U\}$. Ο λόγος είναι ότι το ολικό μητρώο δυσκαμψίας $[K]$ περιέχει αρχικά μηδενικές ιδιοτιμές, που αντιστοιχούν στη δυνατότητα κινήσεως του φορέα ως στερεού σώματος και, επομένως, είναι μη αντιστρέψιμο. Οι μηδενικές ιδιοτιμές απαλείφονται με την επιβολή των συνοριακών συνθηκών και έτσι το μητρώο δυσκαμψίας που προκύπτει γίνεται αντιστρέψιμο και επομένως είναι δυνατόν να επιλυθεί η μητρωική εξίσωση ως προς το διάνυσμα των μετατοπίσεων $\{U\}$ (Παπαδρακάκης 1996).

DOF_Numberer : Η εντολή αυτή χρησιμοποιείται για να δημιουργηθεί ένας “καταμετρητής” των βαθμών ελευθερίας του προβλήματος ο οποίος αφενός απαριθμεί τους βαθμούς ελευθερίας και αφετέρου τους συσχετίζει με τις εξισώσεις τους. Αποσκοπεί δε στην εξοικονόμηση μνήμης, μέσω μείωσης του εύρους του μητρώου $[K]$.

Analysis Model : Η εντολή αυτή καθορίζει τον τύπο της ανάλυσης με βάση και τις υπόλοιπες παραμέτρους που αναφέρονται σε αυτή την ενότητα. Όλοι οι τύποι ανάλυσης που διαθέτει το OpenSees χρησιμοποιούν προσαυξητικές μεθόδους επίλυσης. Στο πρόγραμμα υπάρχουν τρεις διαθέσιμοι τύποι ανάλυσης:

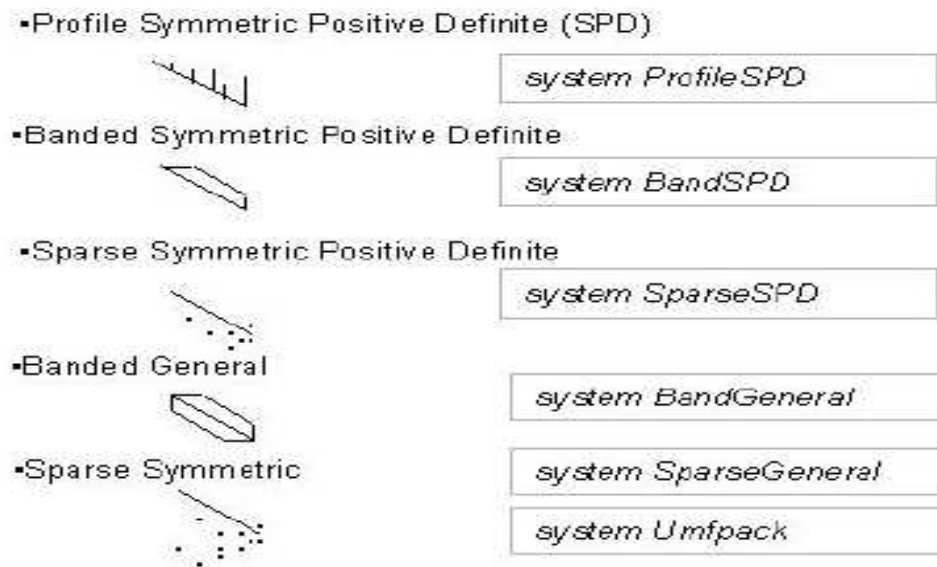
- i. static analysis-στατική ανάλυση που λύνει το γενικό πρόβλημα $P = K * \Delta$, χωρίς να λαμβάνει υπόψη τα μητρώα μάζας και απόσβεσης.
- ii. transient analysis- δυναμική ανάλυση με σταθερό χρονικό βήμα.
- iii. variable transient analysis- δυναμική ανάλυση με μεταβλητό χρονικό βήμα.

Solution Algorithm : Η εντολή αυτή χρησιμοποιείται για την επιλογή του αλγόριθμου επίλυσης, που καθορίζει την αλληλουχία των βημάτων που απαιτούνται για την επίλυση των μη γραμμικών εξισώσεων. Το OpenSees διαθέτει μια σημαντική ποικιλία αλγορίθμων όπως πχ γραμμικός, Newton-Raphson, τροποποιημένος Newton, Krylov-Newton, BFGS κ.α.

Integrator : Η εντολή αυτή καθορίζει το επόμενο βήμα της εν χρόνω επίλυσης για το χρόνο $t+dt$ (όπου χρόνος νοείται και το βήμα φόρτισης). Με την επιλογή της επιθυμητής μεθόδου ολοκλήρωσης (“integrator object”) καθορίζεται επίσης το εφαπτομενικό μητρώο σε κάθε επανάληψη και το διορθωτικό βήμα επίλυσης, βασισμένο στη μεταβολή της μετατόπισης dU . Η μέθοδος ολοκλήρωσης εξαρτάται από το αν η ανάλυση είναι στατική ή δυναμική. Για παράδειγμα στη στατική ανάλυση μπορεί ο χρήστης να επιλέξει αν στα διαδοχικά βήματα επίλυσης θα αυξάνεται ο συντελεστής του φορτίου (load control) ή αν θα γίνεται επιβολή μιας προκαθορισμένης μετατόπισης σε έναν κόμβο (displacement control). Στη δυναμική ανάλυση, μπορεί σε κάθε χρονικό βήμα να επιβάλλονται νέες επιταχύνσεις κτλ.

System of equation : Η εντολή αυτή σε συνδυασμό με τον αλγόριθμο επίλυσης (βλ. παραπάνω) καθορίζει τον τρόπο που αποθηκεύεται και λύνεται το σύστημα των εξισώσεων κατά την ανάλυση. Πιο συγκεκριμένα η παράμετρος “system” χρησιμοποιείται για τη δημιουργία ενός γραμμικού συστήματος εξισώσεων και ενός γραμμικού μοντέλου επίλυσης στο οποίο θα αποθηκεύει και θα λύνει το σύστημα των εξισώσεων κατά την ανάλυση. Το λογισμικό του OpenSees διαθέτει πολλές εναλλακτικές μεθόδους επίλυσης των μητρωικών σχέσεων (ανάλογα με το είδος του μητρώου) και αυτές απεικονίζονται παρακάτω. Ένα μητρώο που αποτελείται κυρίως

από μηδενικά στοιχεία λέγεται “sparse matrix”. Στην περίπτωση που τα μη μηδενικά στοιχεία του μητρώου αυτού βρίσκονται κατά μήκος μιας νοητής ζώνης παράλληλης με τη διαγώνιο του, καλείται “banded matrix”.



Εικόνα 3.16 Μέθοδοι επίλυσης μητρικών σχέσεων ανάλογα με το είδος του μητρώου (system command)

Test : Η εντολή αυτή ουσιαστικά εκτελεί έναν έλεγχο σύγκλισης (“convergence test”) στο τέλος κάθε βήματος-επανάληψης που πραγματοποιείται από τον αλγόριθμο επίλυσης. Ο έλεγχος σύγκλισης γίνεται στην εξίσωση $F = K * \Delta d$ και αφορά είτε φορτία ανισορροπίας είτε σφάλμα μετατόπισης είτε ενέργεια.

Στην παρακάτω ενότητα συνοψίζονται οι παραδοχές που έγιναν για τις προαναφερθείσες παραμέτρους σε κάθε είδος ανάλυσης.

3.3.1 Στατική Ανάλυση με κατακόρυφα φορτία

Αυτή είναι η πρώτη ανάλυση που έγινε και στους δυο φορείς και αναφέρεται στην επιβολή μόνο κατακόρυφων φορτίων στην κατασκευή (μόνιμα και κινητά). Οι συντελεστές φόρτισης g , q τέθηκαν ίσοι με τη μονάδα καθώς τα υφιστάμενα κτίρια που εξετάζονται σχεδιάστηκαν χωρίς τους σημερινούς συντελεστές ασφαλείας μόνιμων και κινητών φορτίων.

Οι παράμετροι με βάση τις οποίες έγινε η ανάλυση επιλέχθηκαν ως εξής:

Εξισώσεις δεσμεύσεων - ConstraintHandler: Για την εισαγωγή των συνοριακών συνθηκών επιλέχθηκε η χρήση της μεθόδου του μετασχηματισμού (“transformation method”). Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή γίνεται συμπύκνωση των δεσμευμένων βαθμών ελευθερίας στο μητρώο δυσκαμψίας. Αυτό μπορεί να γίνει στο συνολικό μητρώο του φορέα ή κατά μέλος.

Αλγόριθμος αρίθμησης – Numberer: Κατά τη στατική ανάλυση ο αλγόριθμος αρίθμησης που χρησιμοποιήθηκε για να αριθμεί τους βαθμούς ελευθερίας και να τους συσχετίζει με τις εξισώσεις τους, είναι ο RCM (Reverse Cuthill McKee). Σύμφωνα με τον αλγόριθμο αυτόν, η αρίθμηση των κόμβων βελτιστοποιείται με τη μείωση του εύρους της “ζώνης” ενός μητρώου sparse banded matrix.

Τρόπος αποθήκευσης και επίλυσης συστήματος εξισώσεων - System of equation: Η παράμετρος αυτή για την στατική ανάλυση ορίστηκε να είναι η “Band general” [Εικόνα 3.16]. Σύμφωνα με αυτήν, κατασκευάζεται ένα συμμετρικό μητρώο για το σύστημα εξισώσεων, όπου τα μοναδικά μη μηδενικά του στοιχεία βρίσκονται σε μια ζώνη παράλληλη στη διαγώνιο.

Αλγόριθμος επίλυσης - Solution Algorithm: Για τη συγκεκριμένη στατική ανάλυση χρησιμοποιείται ο τροποποιημένος αλγόριθμος Newton-Raphson (“modified Newton”) για να προχωρήσει η επίλυση στο επόμενο βήμα. Στη μέθοδο αυτή η δυσκαμψία K (εφαπτόμενη στην καμπύλη P-Δ) δεν μεταβάλλεται σε κάθε επανάληψη.

Μέθοδος ολοκλήρωσης – Integrator: Η μέθοδος που επιλέχθηκε για αυτή την ανάλυση βασίζεται στον επαυξητικό συντελεστή λ (“Load control”). Πιο συγκεκριμένα η μετάβαση στο επόμενο βήμα επίλυσης γίνεται με την επιβολή ενός ποσοστού του φορτίου λ .

Load Control $\rightarrow \lambda_n = \lambda_{n-1} + d\lambda$

Επειδή έγινε η θεώρηση $d\lambda=0.05$ χρειάζονται είκοσι βήματα ($20*0.05=1.00$) για να ολοκληρωθεί η φόρτιση και η ανάλυση.

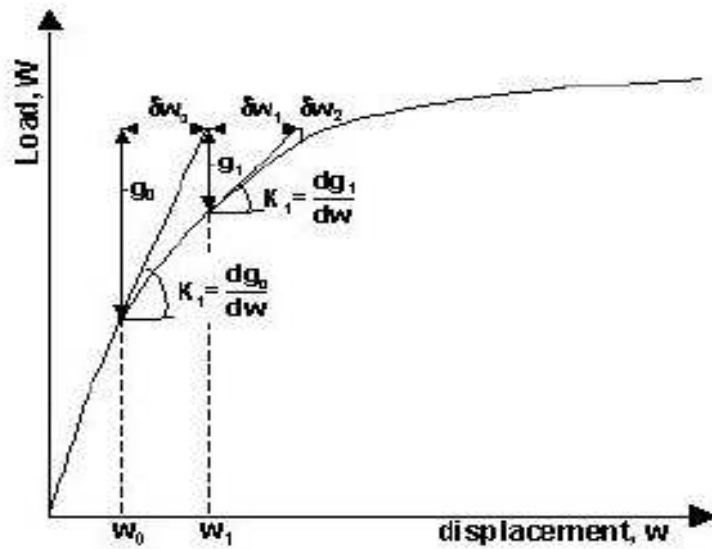
Έλεγχος Σύγκλισης-Test: Ο έλεγχος σύγκλισης που ορίστηκε για τη συγκεκριμένη ανάλυση είναι ο “Norm Unbalance Test” που εξετάζει αν η δεύτερη νόρμα του διανύσματος της δύναμης R είναι μικρότερη από την ανοχή που ορίζει ο χρήστης $\{\sqrt{R^T R} < \text{ανοχή}, \text{ όπου τέθηκε ανοχή ίση με } 3 \text{ και πλήθος επαναλήψεων ελέγχου: } 300\}$.

3.3.2 Στατική Ανελαστική Ανάλυση με τριγωνική κατανομή οριζόντιων φορτίων (pushover)

Την ανάλυση του φορέα με τα κατακόρυφα φορτία ακολούθησε η μη γραμμική ανελαστική ανάλυση για οριζόντια επικόμβια φορτία στους ορόφους, τριγωνικής κατανομής (static pushover analysis). Η επικόμβια φόρτιση δρα στον πρώτο κόμβο κάθε δοκοσειράς και η τριγωνική κατανομή επιλέχθηκε αφενός διότι προσομοιάζει στην πρώτη ιδιομορφή και αφετέρου διότι θεωρείται ότι καλύπτει σε μεγάλο βαθμό τις περιπτώσεις που εμφανίζονται στην πράξη για κανονικά καθύψος κτίρια. Το άθροισμα της κατανομής των οριζόντιων φορτίων είναι ίσο με 1.00 καθώς στο πρόγραμμα δεν εισάγεται η φόρτιση αυτή ως πραγματική δύναμη (1 N) αλλά ως ένα σύνολο συντελεστών που σε κάθε βήμα της ανάλυσης αυξάνονται και πολλαπλασιάζονται με την συνισταμένη οριζόντια δύναμη. Το πλήθος των βημάτων καθορίζονται από τον χρήστη στο OpenSees. Στο τέλος κάθε βήματος και πριν ξεκινήσει το επόμενο, υπολογίζεται η νέα απομειωμένη δυσκαμψία του φορέα και τροποποιείται το μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής.

Οι διαφοροποιημένες παράμετροι (σε σχέση με την προηγούμενη στατική ανάλυση) με βάση τις οποίες πραγματοποιήθηκε η ανάλυση pushover, είναι οι ακόλουθες:

Αλγόριθμος επίλυσης - Solution Algorithm: Χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Newton-Raphson (“algorithm Newton”) για την αλληλουχία των βημάτων που χρειάζονται για την επίλυση των εξισώσεων. Στη μέθοδο αυτή η διαδοχικά επαναλαμβανόμενη επίλυση της εξίσωσης $f(x)=0$ είναι της μορφής $x_{n+1}=x_n - f(x)/f'(x)$. Η τιμή της εφαπτομένης ακαμψίας ανανεώνεται σε κάθε επανάληψη. Η μέθοδος παρουσιάζεται γεωμετρικά στο παρακάτω σχήμα. [Εικόνα 3.17]



Εικόνα 3.17 Χρήση της μεθόδου Newton-Raphson στο OpenSees

Μέθοδος ολοκλήρωσης – Integrator: Σε αντίθεση με την προηγούμενη στατική ανάλυση κατακόρυφων φορτίων, η μέθοδος ολοκλήρωσης που επιλέχθηκε βασίζεται στον υπολογισμό των προσαυξητικών μετατοπίσεων (“displacement control”).

$$\text{Displacement Control} \rightarrow U_{j_n} = U_{j_{n-1}} + dU$$

Πιο συγκεκριμένα, καθορίστηκε σε κάθε βήμα της ανάλυσης να επιβάλλεται μια συγκεκριμένη μετατόπιση (της τάξης των λίγων χιλιοστών) στον βαθμό ελευθερίας που αντιστοιχεί στην οριζόντια μετακίνηση στον πρώτο κόμβο της ανώτερης δοκοσειράς.

Έλεγχος Σύγκλισης-Test: Προκειμένου να υπάρχει ένα σημείο ελέγχου των διαδοχικών επιλύσεων του συστήματος εξισώσεων καθορίζεται ένα σημείο σύγκλισης. Ο έλεγχος σύγκλισης επιβάλλεται στην εξίσωση $F=K*\Delta\delta$ και για τη συγκεκριμένη ανάλυση ορίστηκε να είναι ο “norm displacement increment”, κατά τον οποίο υπάρχει σύγκλιση όταν η δεύτερη νόρμα του διανύσματος της μετατόπισης ΔU είναι μικρότερη από την καθορισμένη ανοχή:

$$\{\sqrt{\Delta U^T \Delta U} < \text{ανοχή}, \text{ όπου τέθηκε ανοχή ίση με } 0.005 \text{ και πλήθος επαναλήψεων ελέγχου: } 500\}$$

3.4 Καταγραφή αποτελεσμάτων κατά τη διάρκεια της ανάλυσης

Το λογισμικό OpenSees έχει τη δυνατότητα κατά τη διάρκεια εκτέλεσης της ανάλυσης του φορέα, να παράγει μια πληθώρα αποτελεσμάτων (“recorders”) ανάλογα με τις επιλογές του χρήστη. Τα αποτελέσματα αυτά έχουν τη διάταξη πίνακα, περιέχονται σε διακριτά αρχεία με την παράθεση .OUT και η επεξεργασία τους μπορεί να γίνει μέσω των προγραμμάτων excel ή matlab. Το πλήθος και η σημασία των σειρών και των στήλων των πινάκων εξαρτάται από το είδος των αποτελεσμάτων που έχουν καταγραφεί. Πιο συγκεκριμένα ένα αρχείο “recorder” μπορεί να αναφέρεται σε έναν ή περισσότερους κόμβους (“nodes”) και να καταγράφει την ιστορία των μετατοπίσεων/ταχυτήτων/επιταχύνσεων/αντιδράσεων που αντιστοιχούν σε έναν ή σε περισσότερους βαθμούς ελευθερίας. Ακόμη, ένα αρχείο “recorder” μπορεί να αναφέρεται σε ένα στοιχείο του φορέα (“element”) και να καταγράφει τα εσωτερικά εντατικά μεγέθη στους κόμβους αρχής και τέλους του, σε όλα τα βήματα της φόρτισης και της ανάλυσης.

Παρακάτω αναφέρονται οι τύποι των αποτελεσμάτων που παράχθηκαν για τις διάφορες αναλύσεις.

Στα πλαίσια της στατικής ανάλυσης καταγράφηκαν για κάθε προσομοίωμα τα εξής αποτελέσματα:

- Οι αντιδράσεις στήριξης στο ολικό σύστημα συντεταγμένων στους κόμβους αρχής και τέλους κάθε μέλους του φορέα (“global force”).
- Οι παραμορφώσεις (αξονικές και καμπυλότητες) σε κάθε διατομή ελέγχου κάθε μέλους του φορέα (“section deformation”).
- Οι πλαστικές παραμορφώσεις των μελών του φορέα, δηλαδή η πλαστική αξονική παραμόρφωση στο κέντρο βάρους της διατομής και οι πλαστικές στροφές στου κόμβους αρχής και τέλους (“plastic rotation”).
- Οι μετακινήσεις όλων των κόμβων του κάθε προσομοιώματος (“displacement”).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ Κ₁60Α59Π

4.1 Εισαγωγή

Η δράση του σεισμού καταπονεί ένα κτίριο (θεωρούμενο ως πολυβάθμιο ελαστοπλαστικό σύστημα) και έχει σαν αποτέλεσμα τη δυναμική και εναλλασσόμενη απόκρισή του. Στην πράξη, για λόγους σχεδιασμού και προς απλοποίηση του προβλήματος, το κτίριο (ως πολυβάθμιο σύστημα) εξομοιώνεται με ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο.

Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει τα εξής βήματα:

Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται καταρχήν η **μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση** της κατασκευής για αυτό το σεισμό (λέγεται και στοχευόμενη μετακίνηση-target displacement). Το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού (performance point) προσδιορίζεται σαν η στοχευόμενη μετακίνηση ανάλογα με τη προκαθορισμένη **στάθμη επιτελεστικότητας** του δομήματος (Άμεση χρήση / Προστασία ζωής / Οιονεί κατάρρευση). Με άλλα λόγια, προσδιορίζεται ανάλογα με το αποδεκτό επίπεδο βλαβών σε συνδυασμό με την πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού, που έχει καθοριστεί για το κτίριο.

Η μέθοδος του σχεδιασμού βάσει σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές σταδιακά αυξανόμενου εύρους (pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις εν χρόνω ολοκλήρωσης). Γενικά, ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης και του σημείου επιτελεστικότητας γίνεται με εφαρμογή δυναμικής ανάλυσης βάσει της εν χρόνω ολοκλήρωσης. Η μέθοδος αυτή όμως, απαιτεί πολλαπλές επιλύσεις βάσει σεισμικών διεγέρσεων διαφορετικών χαρακτηριστικών (για να εξαχθούν αξιόπιστα αποτελέσματα) και, κατά συνέπεια, απαιτεί εξειδικευμένα λογισμικά και σημαντικό υπολογιστικό χρόνο.

Στην παρούσα εργασία, έχει χρησιμοποιηθεί η (απλοποιητική) μέθοδος της **στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης αυξανόμενου εύρους (pushover)** σύμφωνα με την οποία δεν παρακολουθείται λεπτομερώς η χρονική εξέλιξη της μη-γραμμικής ταλάντωσης του κτιρίου από το σεισμό, αλλά αντίθετα εξετάζεται το διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης υπό σταδιακά αυξανόμενο εγκάρσιο στατικό φορτίο, μέχρι και πέρα από την αστοχία του κτιρίου.

Στη συνέχεια, το κτίριο και τα επιμέρους μέλη του ελέγχονται ως προς την πλαστιμότητα, την αντοχή και την παραμόρφωση.

Η στατική μέθοδος pushover βασίζεται στην παραδοχή ότι η πλειονότητα των βλαβών των μελών ενός φορέα και η συνεπαγόμενη ελαστοπλαστική παραμόρφωσή του, γίνονται ήδη αντιληπτά κατά τη μονότονα αυξανόμενη στατική πλευρική φόρτιση. Έτσι, προσεγγίζει με αυτό τον τρόπο τη μη-γραμμική συμπεριφορά του φορέα (αλλά όχι την ταλάντωσή του). Η ακρίβεια της μεθόδου pushover είναι εν γένει μικρότερη από αυτή της δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας επειδή βασίζεται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Ωστόσο, έχει το πλεονέκτημα ότι είναι πιο απλή στην εφαρμογή της και στην εξαγωγή συμπερασμάτων, καθώς δεν εξαρτάται από τη σεισμική διέγερση.

Στα πλαίσια της διερεύνησης της επιρροής των κατακόρυφων φορτίων στη σεισμική απόκριση των δύο υφιστάμενων πλαισίων από ΩΣ χρησιμοποιήθηκαν οι εξής συνδυασμοί φορτίσεων:

i . $(g+0.3q)*1.0$

ii . $(g+0.3q)*1.4$

iii. $(g+0.3q)/1.4$

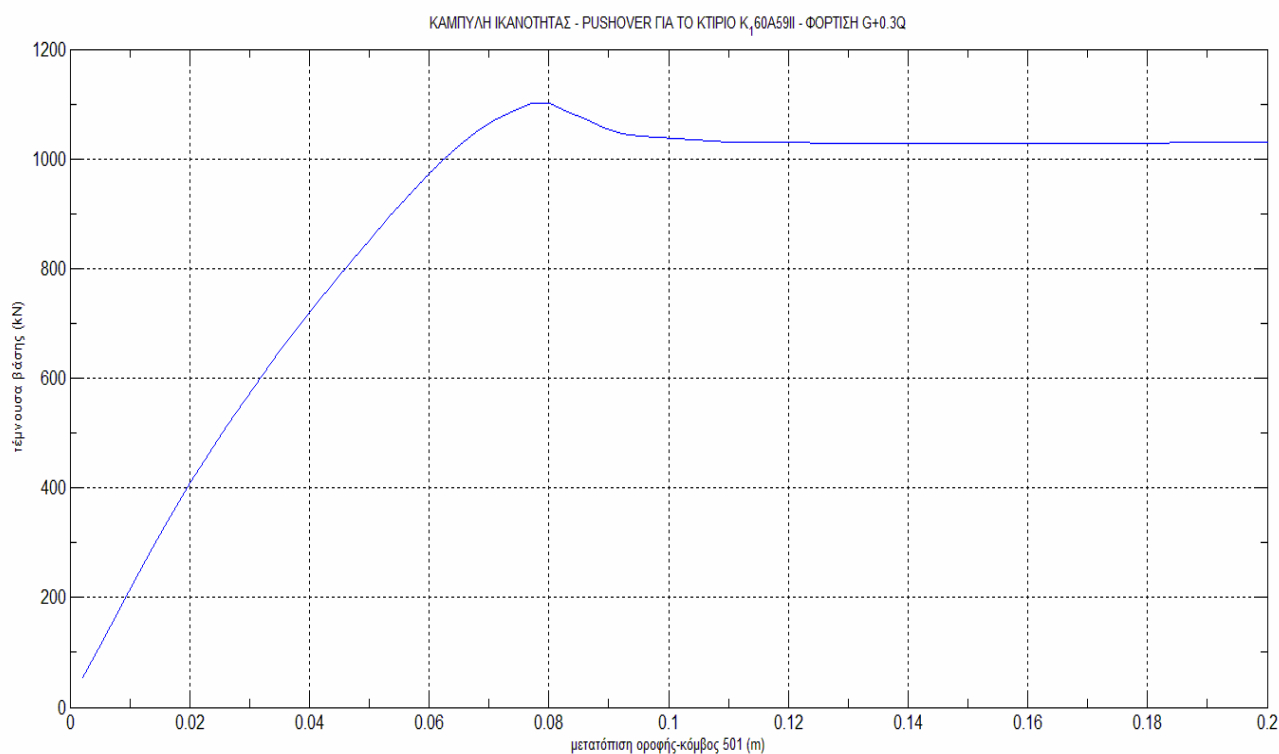
4.2 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις $g+0.3q$

4.2.1 Σχεδιασμός καμπύλης αντίστασης (ικανότητας) του κτιρίου

Η καμπύλη αντίστασης είναι ένα γράφημα που απεικονίζει τη σχέση της εγκάρσιας αντίστασης (τέμνουσα βάσης V) προς τη μετατόπιση δ της οροφής του κτιρίου. Για να προκύψει αυτή η καμπύλη $V-\delta$, χρησιμοποιήθηκαν τα δεδομένα που προέκυψαν από την ανελαστική ανάλυση με τη βοήθεια του λογισμικού OpenSees (βλ Κεφάλαιο 3).

Πιο συγκεκριμένα, έγινε επίλυση του προσομοιώματος του φορέα για τη δράση του συνόλου των μόνιμων φορτίων g συν του 30% των κινητών και υπολογίστηκαν, μεταξύ άλλων, οι τέμνουσες δυνάμεις στη βάση του κάθε υποστυλώματος του ισογείου (ισόγειο) και η μετατόπιση του κόμβου 501 που βρίσκεται στην οροφή του κτιρίου.

Η καμπύλη $V-\delta_{501}$ που προέκυψε, φαίνεται στην Εικόνα 4.1.



Εικόνα 4.1: Καμπύλη αντίστασης (pushover) κτιρίου K_{160A59II}

Η καμπύλη αυτή αντιστοιχεί σε καταπόνηση του φορέα υπό οριζόντια δύναμη με τριγωνική κατανομή, που θεωρείται ότι καλύπτει σε μεγάλο βαθμό την αρχική απόκριση του πλαισίου στο σεισμό.

Συνολικό βάρος κτιρίου: $W_{0\Lambda} = G+Q = 8710 + 3680 = 12390 \text{ kN}$

Βάρος κτιρίου κατά το σεισμό: $W' = G+0.3Q = 9818 \text{ kN}$

Συνολικό εμβαδόν κτιρίου: $E = 5 \cdot 147 = 735 \text{ m}^2$

Θεμελιώδης αρχική ελαστική ιδιοπερίοδος του κτιρίου:

$T_i = 0.835 \text{ sec}$.

Η τιμή αυτή υπολογίστηκε από το OpenSees λαμβάνοντας υπόψη την πρώτη ιδιομορφή και την (αρχική) ελαστική δυσκαμψία του κτιρίου K_i

Ενεργός μάζα:

Η ενεργός μάζα του πολυβάθμιου συστήματος είναι κατά κανόνα μικρότερη από τη συνολική μάζα της ανωδομής που ενεργοποιείται κατά το σεισμό. Αυτό συμβαίνει επειδή ένα μέρος της μάζας ενεργοποιείται από ιδιομορφές πέραν της πρώτης (δεσπόζουσας) οι οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη σε αυτή τη μέθοδο ανάλυσης λόγω και της κανονικότητας του κτιρίου. Για το λόγο αυτό υπάρχουν πίνακες με τιμές του συντελεστή ενεργού μάζας C_m ανάλογα με το είδος της κατασκευής και το πλήθος των ορόφων. Σύμφωνα με τους Κανονισμούς FEMA 356 (2000) και ΚΑΝΕΠΕ (2009), για κτίριο 5 ορόφων που αποτελείται από πλαίσια ΩΣ είναι $C_m = 0.9$.

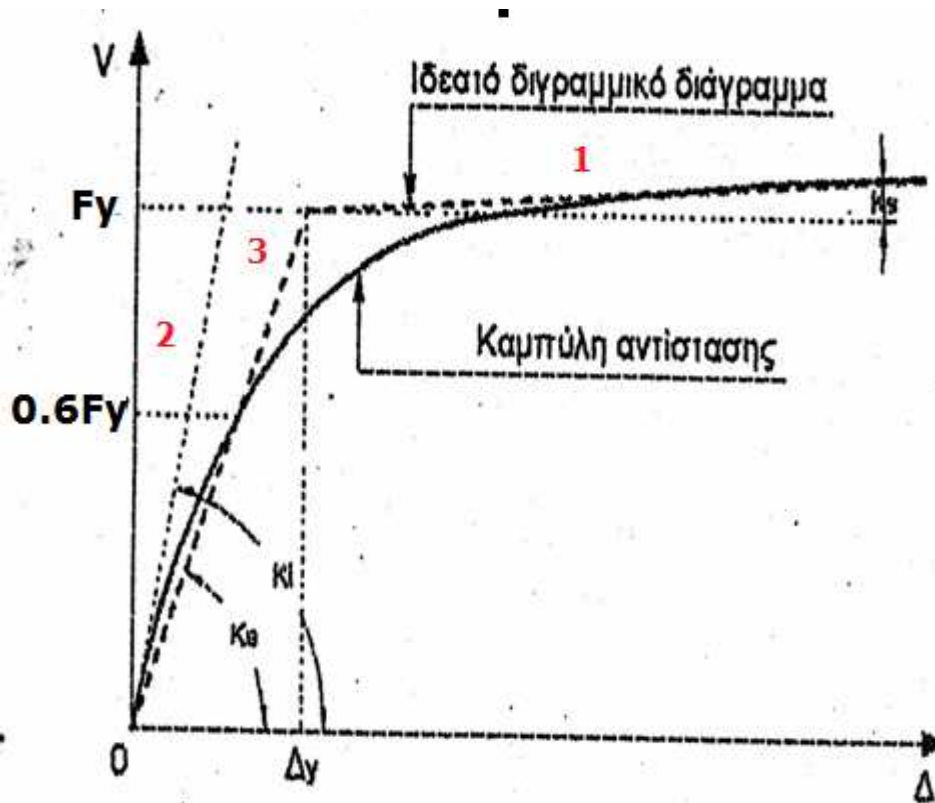
Διγραμμική προσέγγιση καμπύλης V-δ :

Στους κανονισμούς υπάρχουν διάφορες μέθοδοι για τη διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης αντίστασης V-δ και την αποτίμηση, στη συνέχεια, του σημείου επιτελεστικότητας (μέθοδοι ATC40, N2, συντελεστών μετατόπισης DCM).

Στη συγκεκριμένη εργασία έχει ακολουθηθεί η Μέθοδος των Συντελεστών Μετατόπισης DCM όπως περιγράφεται στη FEMA 356 (2000), και υιοθετείται από τον ΚΑΝΕΠΕ (2009).

Για τη σχεδίαση του ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος που προσεγγίζει την καμπύλη, θεωρήθηκαν οι εξής ευθείες [Εικόνα 4.2] :

1. Κατασκευή του μετελαστικού κλάδου -εφαπτομένη της καμπύλης στην “περιοχή” της στοχευόμενης μετακίνησης δ_i (όπου η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει περίπου οριζόντια) με κλίση ίση με τη μετελαστική δυσκαμψία K_s
2. Χάραξη της αρχικής εφαπτομένης της καμπύλης (ελαστική συμπεριφορά) με κλίση ίση με την αρχική ελαστική δυσκαμψία K_i (το σημείο τομής της με τη μετελαστική ευθεία είναι περίπου η ισοδύναμη δύναμη διαρροής F_y)
3. Κατασκευή αρχικού κλάδου: πρόκειται για ευθεία που ξεκινά από το μηδέν και τέμνει την καμπύλη αντίστασης στο $0.6F_y$ με κλίση ίση με την ενεργό δυσκαμψία K_e . Η σχεδίαση έγινε μετά από δοκιμές, έτσι ώστε να προκύπτουν περίπου ίσα εμβαδά των επιφανειών ανάμεσα στην καμπύλη και το διγραμμικό διάγραμμα



Εικόνα 4.2 : Σχεδίαση ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος για προσέγγιση της καμπύλης αντίστασης

Με βάση τη διγραμμική προσέγγιση που έγινε γραφικά και την καμπύλη αντοχής υπολογίστηκαν προσεγγιστικά οι εξής δυνάμεις και μετατοπίσεις:

$$F_y = 1050 \text{ kN}$$

$$\delta_y = 5.6 \text{ cm (μετατόπιση οροφής στη διαρροή)}$$

$$F_{el} = 445 \text{ kN}$$

$$\delta_{el} = 2.2 \text{ cm (οριακή μετατόπιση οροφής της ελαστικής συμπεριφοράς)}$$

Υπολογισμός δυσκαμψιών K_i , K_e , K_s :

Η αρχική ελαστική πλευρική δυσκαμψία είναι $K_i = F_{el} / \delta_{el} = 20227 \text{ kN/m}$

Η ενεργός πλευρική δυσκαμψία υπολογίστηκε $K_e = F_y / \delta_y = 18750 \text{ kN/m}$

Η μετελαστική πλευρική δυσκαμψία στη συγκεκριμένη περίπτωση εμφάνισε αρνητική κλίση και υπολογίστηκε περίπου ίση με $K_s = -266 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός ενεργού ιδιοπεριόδου T_e :

Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί στη δυσκαμψία K_e είναι

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \text{ , δηλαδή } T_e = 0.867 \text{ sec}$$

4.2.2 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης δ_t :

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (2009) είναι :

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \Phi_e * (T_e / 2\pi)^2 * 1.5$$

όπου το 1.5 είναι πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας και οι υπόλοιποι συντελεστές είναι οι εξής:

C_0 : συντελεστής που εκφράζει τη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου σε σχέση με τη μετατόπιση του κέντρου ενεργού μάζας του στην πρώτη ιδιομορφή και ουσιαστικά χρησιμεύει στην αναγωγή του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο ταλαντωτή. Σύμφωνα με τους πίνακες των FEMA 356 (2000) και ΚΑΝΕΠΕ (2009) για κτίρια χωρίς τοιχώματα και με 5 ορόφους είναι $C_0 = 1.40$.

C_1 : συντελεστής που συνδέει τη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση του ανελαστικού (ελαστοπλαστικού) συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού. Για φορείς με $T_e > T_2$ ($T_2 = 0.60$ για έδαφος Β) είναι $C_1 = 1.00$.

C_2 : διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Η τιμή του βρίσκεται από τον σχετικό πίνακα και για φορέα τύπου 1 (κτίριο κατασκευασμένο πριν το 1985), με στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής” και $T_e > T_2$, έχει την τιμή $C_2 = 1.10$.

C_3 : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξης. Στην περίπτωση που ο μετελαστικός κλάδος έχει αρνητική κλίση ($K_s < 0$) δίνεται από τη σχέση $C_3 = 1.0 + \frac{a * (R - 1)^{3/2}}{T_e}$, όπου $a = -K_s / K_e$ και $R = (\Phi_e * W * C_m) / (g * F_y)$.

Υπολογίστηκε $C_3 = 1.10$ (όπου $R = 4.45$, συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο της ελαστικής απαίτησης προς τη δύναμη διαρροής)

Φ_e : ελαστική ($q=1$) φασματική ψευδοεπιτάχυνση (ελαστικό φάσμα κατά ΕΑΚ 2000) που αντιστοιχεί στη ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_e , υπολογίζεται από τη σχέση $\Phi_e = \{ \gamma_1 * A * \eta * \beta_0 * (T_2/T_e) \}$ για έδαφος τύπου Β και προέκυψε ίση με $\Phi_e = 0.42 * g$.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετατόπιση υπολογίστηκε ίση με $\delta_t = 20$ cm (ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας 13 cm).

Εκτίμηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας της κατασκευής μ_{ap} :

Πλαστιμότητα είναι η ικανότητα μιας κατασκευής να υφίσταται μεγάλου εύρους ανελαστικές (και μάλιστα ανακυκλιζόμενες) παραμορφώσεις χωρίς ουσιαστική μείωση της αντίστασής της. Η πλαστιμότητα αποτελεί μια ιδιότητα πολύτιμη για την σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών.

Ο δείκτης παρεχόμενης πλαστιμότητας μ δίνεται από τη σχέση $\mu = \delta_u / \delta_y$, όπου δ_u είναι η παραμόρφωση αστοχίας και δ_y είναι η παραμόρφωση διαρροής.

Η απαιτούμενη πλαστιμότητα του φορέα ισούται με το λόγο της μέγιστης μετατόπισης που θα “απαιτήσει” ο σεισμός από τον φορέα (στοχευόμενη δ_t) προς τη μετατόπιση διαρροής του, $\mu_{ap} = \delta_t / \delta_y$.

Για το κτίριο K₁60A59II υπολογίστηκε $\mu_{ap} = 20 / 5.6 = 3.57$.

(ή $\mu_{ap} = 2.3$ εάν στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης δεν χρησιμοποιήσουμε τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας).

Εκτίμηση του συντελεστή υπεραντοχής q_0 του κτιρίου:

Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού του κτιρίου $F_{σχ}$ ισούται με $\varepsilon * W_{ΟΛ}$ όπου $\varepsilon = 0.06$ ο σεισμικός συντελεστής του κτιρίου και $W_{ΟΛ}$ το συνολικό βάρος του ($G+Q$).

$$F_{σχ} = \varepsilon * W_{ΟΛ} = 0.06 * 12390 \text{ kN} = 740 \text{ kN}$$

Για υφιστάμενα κτίρια από $\Omega\Sigma$ που έχουν υπολογισθεί με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων, η ισοδύναμη οριακή αντοχή σχεδιασμού V_u θεωρείται περίπου ίση με την τέμνουσα βάσης σχεδιασμού $F_{σχ}$ πολλαπλασιασμένη με ένα

συντελεστή β που αντιστοιχεί στο λόγο της τάσης διαρροής του χάλυβα οπλισμού που χρησιμοποιήθηκε προς την επιτρεπόμενη τάση σχεδιασμού σε σεισμική δράση.

Για χάλυβα St I θεωρείται τάση διαρροής $f_y = 240 \text{ MPa}$, επιτρεπόμενη τάση σχεδιασμού για στατική φόρτιση $\sigma_e = 140 \text{ MPa}$ και επιτρεπόμενη τάση σχεδιασμού για σεισμική φόρτιση $\sigma_c = 168 \text{ MPa}$ (βλ. Κεφάλαιο 2), επομένως είναι $\beta = f_y / f_{επ} = 240/168 = 1.4$

Κατά συνέπεια είναι $V_u = \beta * F_{σχ} = 1036 \text{ kN}$

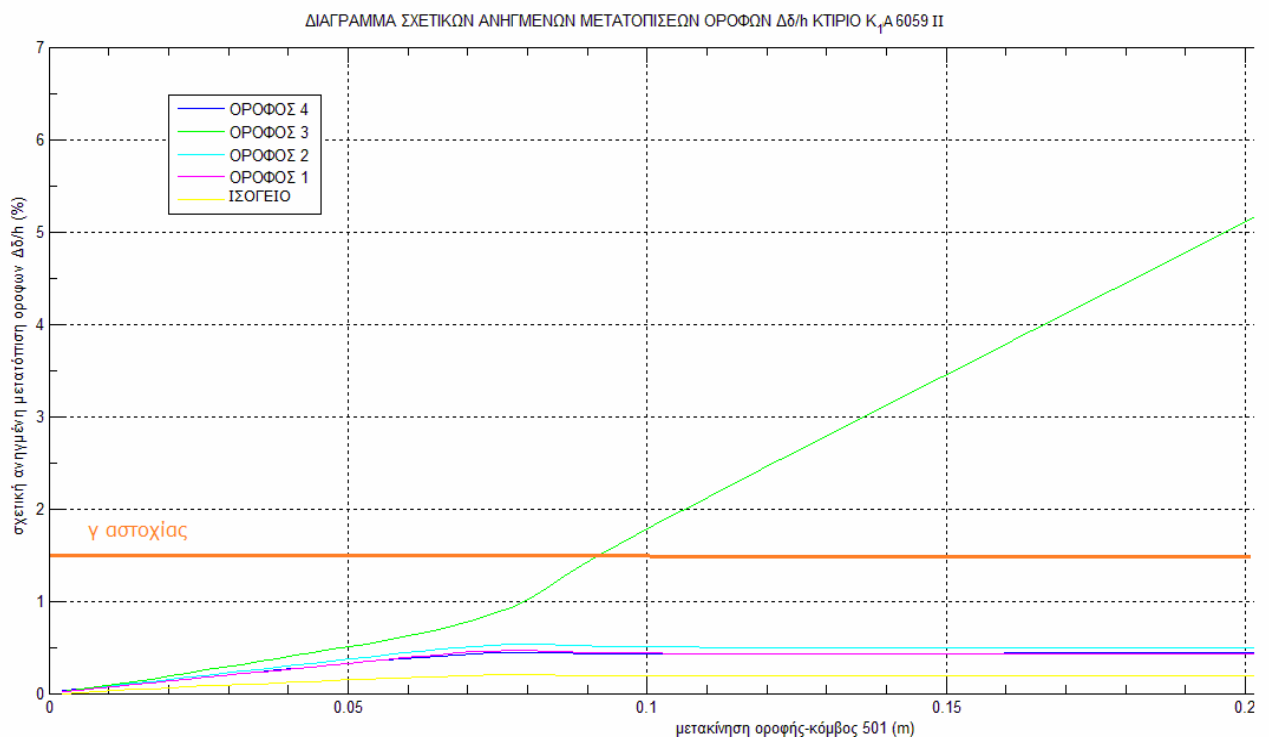
Η υπεραντοχή ενός κτιρίου οφείλεται στην υπερστατικότητα της κατασκευής, την ικανότητα ανακατανομής των εσωτερικών δυνάμεων και τους συντελεστές ασφαλείας των υλικών (σε νεώτερες κατασκευές)

Στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι $q_0 = F_y / V_u = 1050/1036 = 1.014$

4.2.3 Διάγραμμα ανηγμένων σχετικών μετατοπίσεων ορόφων (drifts)

Η ανηγμένη σχετική μετατόπιση ενός ορόφου ισούται με $\Delta\delta/h$ όπου h το ύψος του ορόφου.

Για τον υπολογισμό των σχετικών μετατοπίσεων $\Delta\delta$ χρησιμοποιήθηκαν οι καταγραφές των οριζόντιων μετατοπίσεων των ακραίων κόμβων κάθε ορόφου κατά της διάρκεια της στατικής προσαυξητικής μεθόδου (βλ. Κεφάλαιο 3-OpenSees). Στα παρακάτω διαγράμματα απεικονίζεται η εξέλιξη της γωνιακής παραμόρφωσης κάθε ορόφου ($\Delta\delta/h$) για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{501} .

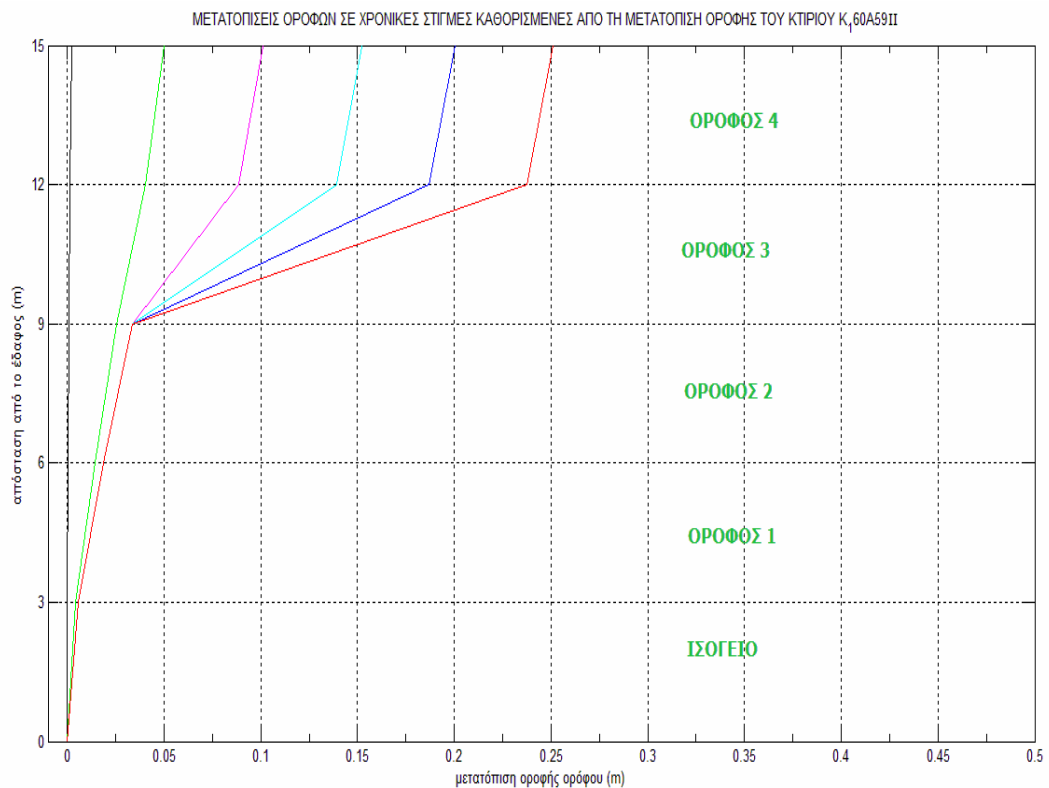


Εικόνα 4.3: Διάγραμμα ανηγμένων σχετικών μετατοπίσεων ορόφων $\Delta\delta/h$ (%), Κ₁ 60Α59ΙΙ

Στην Εικόνα 4.1 γίνεται φανερό ότι η ανηγμένη σχετική μετατόπιση του ορόφου 3 είναι μεγαλύτερη σε σχέση με των υπόλοιπων ορόφων. Επίσης παρατηρείται ότι για δ_{501} μεγαλύτερο από 7.5cm αυξάνεται με πολύ γρήγορο ρυθμό, υποδεικνύοντας έτσι έναν πιθανό τρόπο αστοχίας του κτιρίου με μορφή μηχανισμού μαλακού ορόφου.

Επίσης, για λόγους καλύτερης εποπτείας έγινε και μια σχηματική απεικόνιση των ολικών μετατοπίσεων των ορόφων, καθύψος του κτιρίου, σε διάφορα “στιγμιότυπα”,

δηλαδή για αυξανόμενη μετατόπιση του κόμβου 501 της οροφής του κτιρίου ανά 5 cm.



Εικόνα 4.4: Μετατοπίσεις των ορόφων για διάφορες τιμές της μετατόπισης οροφής (δ_{501})

Στην πραγματικότητα το κτίριο έχει αστοχήσει πολύ πριν η μετατόπιση οροφής δ_{501} γίνει ίση με 25cm [Εικόνα 4.4]. Ωστόσο αυτό που φαίνεται από το διάγραμμα (ποιοτικά) είναι ότι για μετατόπιση της οροφής του κτιρίου (δ_{501}) μεγαλύτερη των 5 cm, ο 3^{ος} όροφος παραλαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος των παραμορφώσεων. Επίσης, απεικονίζεται ότι για δ_{501} μεγαλύτερη από 10 cm, η γωνιακή παραμόρφωση όλων των υπόλοιπων ορόφων παραμένει αμετάβλητη ενώ αυξάνεται συνεχώς η γωνιακή παραμόρφωση του 3^{ου} ορόφου, λόγω του ότι όλες οι ανελαστικές παραμορφώσεις επικεντρώνονται στον εν λόγω όροφο.

4.2.4 Κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν

Αστοχία του δομήματος μπορεί να επέλθει είτε λόγω υπέρβασης της αποδεκτής (ολικής ή τοπικής) παραμόρφωσης είτε λόγω υπέρβασης της διαθέσιμης αντοχής του φορέα.

Πρέπει να σημειωθεί ότι τα κριτήρια αστοχίας είναι συμβατικά κριτήρια που χρησιμοποιούνται για μια (υπέρ της ασφαλείας) πρόβλεψη της οριακής παραμορφωσιμότητας του κτιρίου και δεν υποδηλώνουν ότι η κατασκευή θα καταρρεύσει πραγματικά στην περίπτωση που κάποιο κριτήριο ξεπεραστεί.

Τα κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν σε αυτή την εργασία είναι είτε τοπικά (σε επίπεδο διατομής) είτε γενικά (σε επίπεδο δομήματος) και αφορούν:

I) τη μέγιστη επιτρεπόμενη πλαστική στρόφη θ_{pl} μιας πλαστικής άρθρωσης (Π.Α.) που έχει δημιουργηθεί σε μια δοκό ή ένα υποστύλωμα,

II) την αντοχή σε τέμνουσα των μελών (δοκών και υποστυλωμάτων),

III) τη μέγιστη επιτρεπόμενη ανηγμένη σχετική μετακίνηση ορόφου, για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής”.

I. Μέγιστη πλαστική στροφή διατομής θ_{pl}

Ο πιο συνήθης τρόπος απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε κατασκευές από Ω.Σ. είναι μέσω των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργούνται σε δοκούς, στύλους και τοιχώματα.

Η τιμή της διαθέσιμης πλαστικής γωνίας στροφής μιας πλαστικής άρθρωσης (από τη στιγμή της διαρροής στην ακραία διατομή μέχρι την καμπτική αστοχία) μπορεί να προσεγγιστεί από τη σχέση

$$\theta_{pl_u} = (\Phi_u - \Phi_y) * L_{pl}$$

όπου Φ_u η καμπυλότητα της ακραίας διατομής στην αστοχία (Φ_y στη διαρροή) και L_{pl} το μήκος της πλαστικής άρθρωσης.

Το μήκος της Π.Α. κατά Pauley&Priestley (1996) δίνεται από τη σχέση $L_{pl} = 0.08 * l + 0.022 d_b * f_y$ και για τυπικές δοκούς/υποστυλώματα δίνεται προσεγγιστικά από τη σχέση $L_{pl} = 0.5 * h$ (όπου h το ύψος διατομής).

Στην περίπτωση πλαστικής άρθρωσης υπό καμπτοδιάτμηση, το όριο της πλαστικής στροφής μπορεί να υπολογισθεί από το λόγο διάτμησης, το λόγο x/d της θλιβόμενης ζώνης, το διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό, τις ιδιότητες πλαστικής παραμόρφωσης του χάλυβα και τις ιδιότητες του σκυροδέματος.

Στη FEMA 356 ορίζονται οι εξής τιμές για την οριακή θ_{pl} στα μέλη μιας υφιστάμενης κατασκευής που δεν πληρούνται οι ισχύουσες κατασκευαστικές διατάξεις όπλισης για πλάστιμη συμπεριφορά:

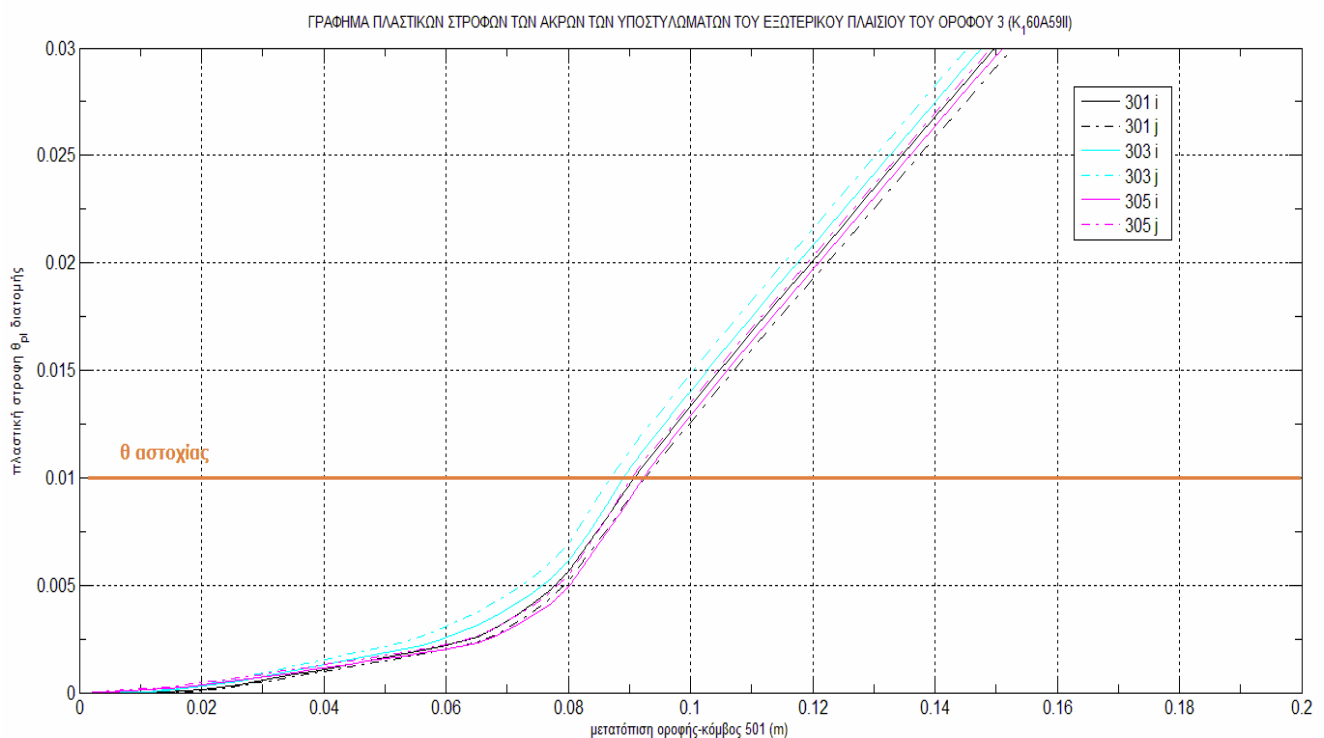
- **Υποστυλώματα:** θ_{pl} αστοχίας ίσο με **0.010 rad.**
- **Δοκοί:** θ_{pl} αστοχίας ίσο **0.015 rad.**

Έλεγχος θ_{pl} υποστυλωμάτων

Σε πρώτη φάση εξετάστηκαν οι ακραίες διατομές των **υποστυλωμάτων** του ορόφου 3 που φαίνεται δυσμενέστερος. Τα υποστυλώματα των υπόλοιπων ορόφων δεν κρίθηκε σκόπιμο να εξεταστούν ως προς αυτό το κριτήριο αστοχίας, καθώς από το διάγραμμα των σχετικών ανηγμένων μετατοπίσεων [Εικόνα 4.3] φαίνεται ότι έχουν μικρή γωνιακή παραμόρφωση, $\Delta\delta/h < 0.4 \%$.

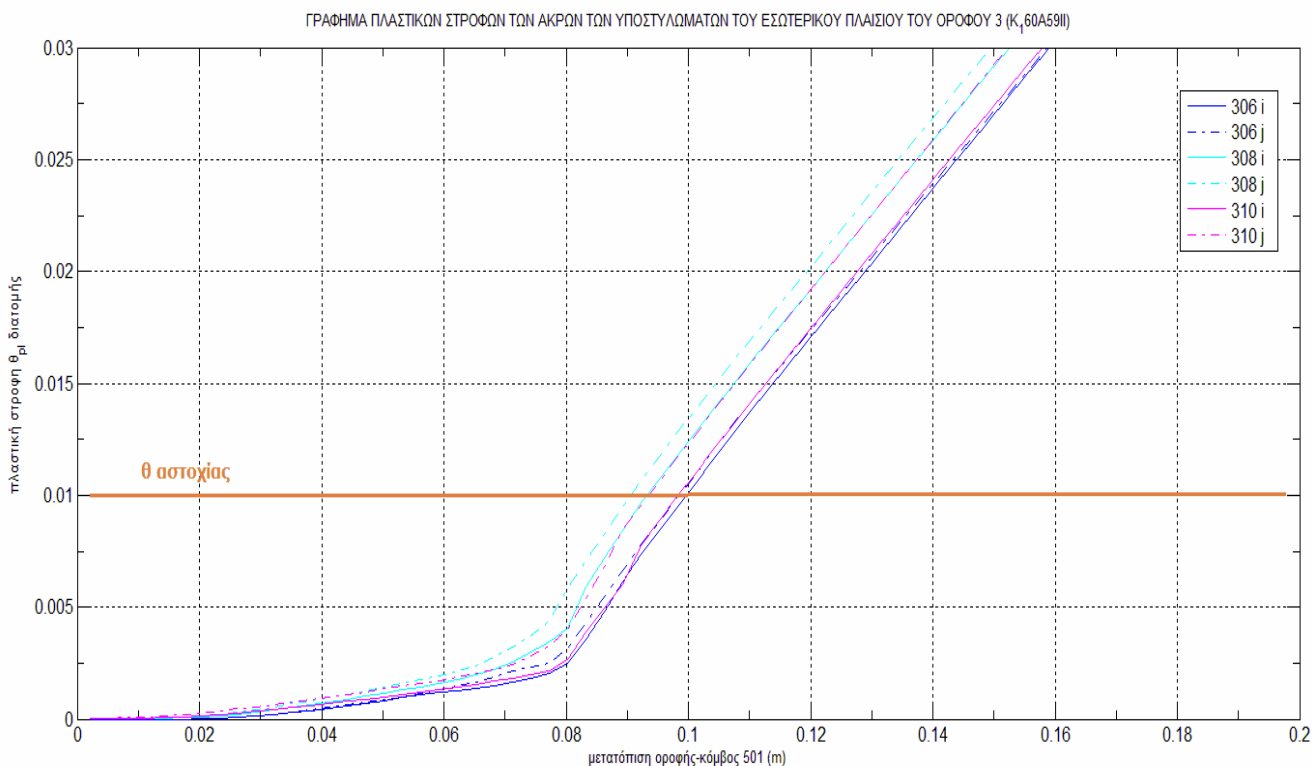
Επίσης, για λόγους οικονομίας, εξετάστηκαν τρία από τα πέντε υποστυλώματα του κάθε πλαισίου και συγκεκριμένα το μεσαίο και τα δύο ακραία γιατί αυτά καταπονούνται αξονικά περισσότερο.

Στις παρακάτω εικόνες φαίνεται η εξέλιξη των πλαστικών στροφών θ_{pl} στις άκρες των υποστυλωμάτων του εξωτερικού και του εσωτερικού πλαισίου του 3^{ου} ορόφου, σε συνάρτηση με την αύξηση της μετατόπισης της οροφής του κτιρίου (δ_{501}). Το όριο αστοχίας τίθεται στο $\theta_{pl} = 0.010$ rad.



Εικόνα 4.5.1: Γράφημα θ_{pl} άκρων υποστυλωμάτων- μετατόπισης οροφής κτιρίου εξωτερικό πλαίσιο- όροφος 3

Όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.5.1 για το εξωτερικό πλαίσιο, για μετατόπιση δ_{501} μεγαλύτερη από 8.9 cm αστοχούν συμβατικά οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί από νωρίτερα στο μεσαίο υποστυλώμα και ακολουθούν και οι Π.Α των υπόλοιπων. Οι αστοχίες των υποστυλωμάτων συμβαίνουν διαδοχικά για πολύ μικρή αύξηση της δ_{501} μέχρι η μετατόπιση οροφής να γίνει ίση με 9.5 cm οπότε και έχουν αστοχήσει όλες οι υπό εξέταση διατομές με $\theta_{pl} > 0.010$ rad.



Εικόνα 4.5.2 : Γράφημα $\theta_{\rho l}$ άκρων υποστυλωμάτων - μετατόπισης οροφής κτιρίου εσωτερικό πλαίσιο -όροφος 3

Όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.5.2, στο εσωτερικό πλαίσιο του 3^{ου} ορόφου η αστοχία ξεκινά από την πλαστική άρθρωση της κορυφής του μεσαίου υποστυλώματος (διατομή 308j) για μετατόπιση της οροφής του κτιρίου ίση με 9.2 cm. Μέχρι την τιμή $\delta_{501} = 10.1$ cm όλες οι Π.Α. που έχουν δημιουργηθεί, έχουν υπερβεί το όριο $\theta_{\rho l} = 0.010$ rad και επομένως θεωρείται ότι έχουν αστοχήσει.

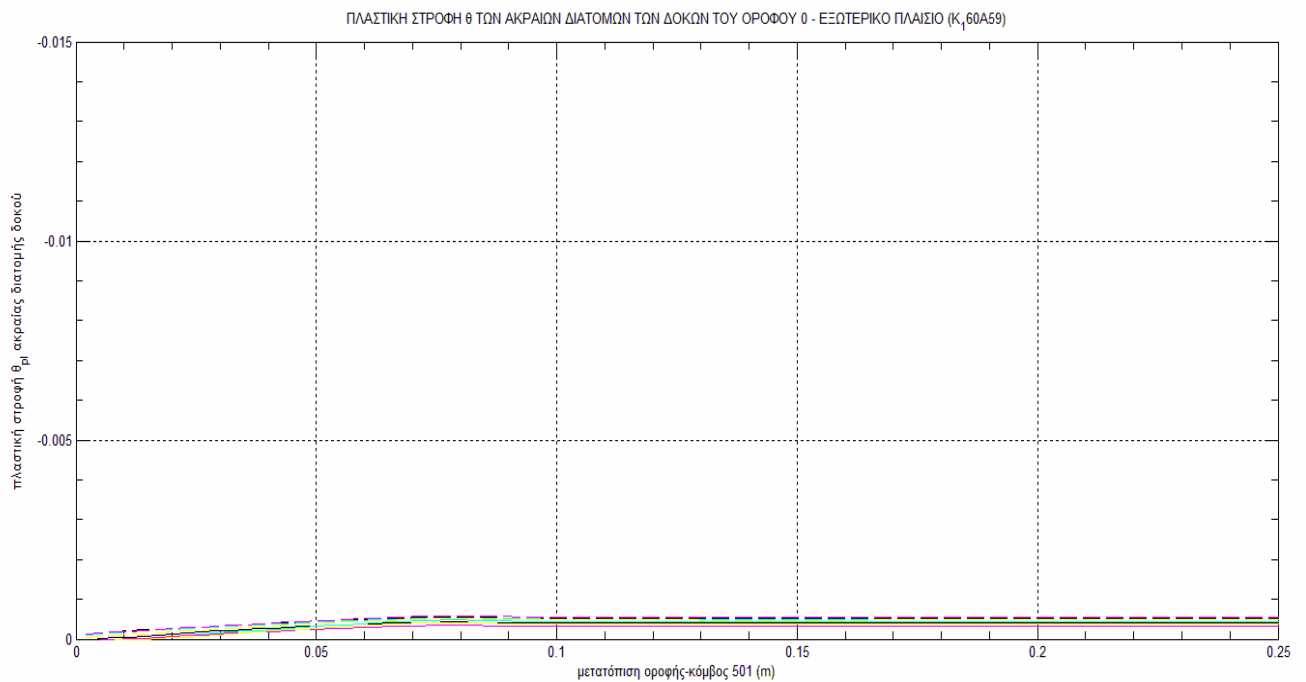
Όσον αφορά την εξέλιξη της καμπυλότητας Φ των ακραίων κρίσιμων διατομών των υποστυλωμάτων των υπόλοιπων ορόφων εξετάστηκαν ενδεικτικά τρία υποστυλώματα ανά όροφο και παρατηρήθηκε το εξής: σε όλες τις διατομές η καμπυλότητα αυξάνεται σταδιακά με την αύξηση της μετατόπισης της οροφής (αύξηση οριζόντιου φορτίου) μέχρι τη μετατόπιση $\delta_{501} = 7.7$ cm οπότε παύει να αυξάνεται. Η στιγμή αυτή συμπίπτει με την αλλαγή στην κλίση των διαγραμμάτων των πλαστικών στροφών των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου που λίγο μετά φτάνουν την οριακή τιμή $\theta_{\rho l} = 0.010$ rad. Επίσης οι υψηλότεροι όροφοι εμφανίζουν μεγαλύτερες καμπυλότητες στις άκρες των υποστυλωμάτων τους σε σχέση με τους ορόφους 0 και 1. Τέλος, η καμπυλότητα στις διατομές των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου (που αστοχούν) αυξάνεται διαρκώς.

Έλεγχος θ_{pl} δοκών

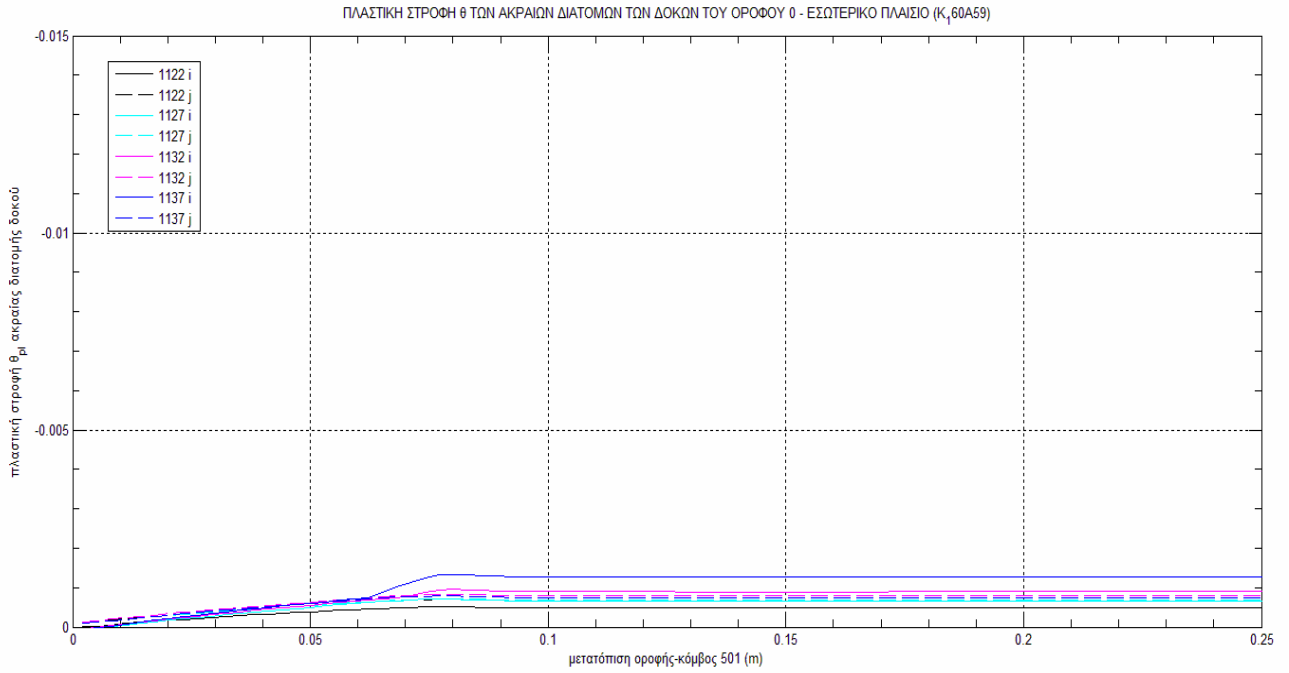
Στη συνέχεια εξετάστηκαν οι ακραίες διατομές των **δοκών** του εσωτερικού και του εξωτερικού πλαισίου της οροφής του ισόγειου και των ορόφων 2 και 3. Η επιλογή των συγκεκριμένων ορόφων βασίστηκε στο ότι οι μεν δοκοί του ισόγειου καταπονούνται από μεγαλύτερα σεισμικά φορτία, οι δε δοκοί του 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου καταπονούνται λόγω γειννίασης με τα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου όπου δημιουργούνται και στη συνέχεια αστοχούν οι πλαστικές αρθρώσεις.

Όπως προαναφέρθηκε (κατά FEMA 356) τίθεται όριο στην πλαστική στροφή των δοκών ίσο με $\theta_{pl}=0.015$ rad.

Στα διαγράμματα που ακολουθούν φαίνεται ότι καμία από τις πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς δεν πλησιάζει την οριακά αποδεχτή πλαστική στροφή.

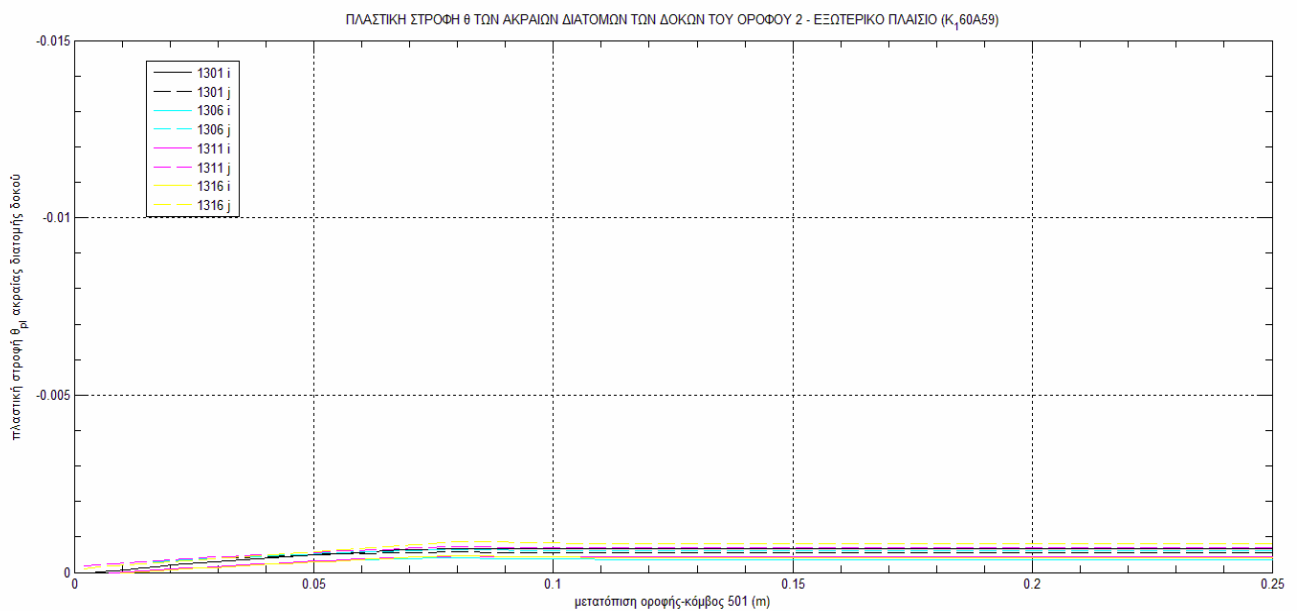


Εικόνα 4.6.1 : Γράφημα θ_{pl} ακραίων διατομών δοκών - μετατόπισης οροφής κτιρίου εξωτερικό πλαίσιο -ισόγειο

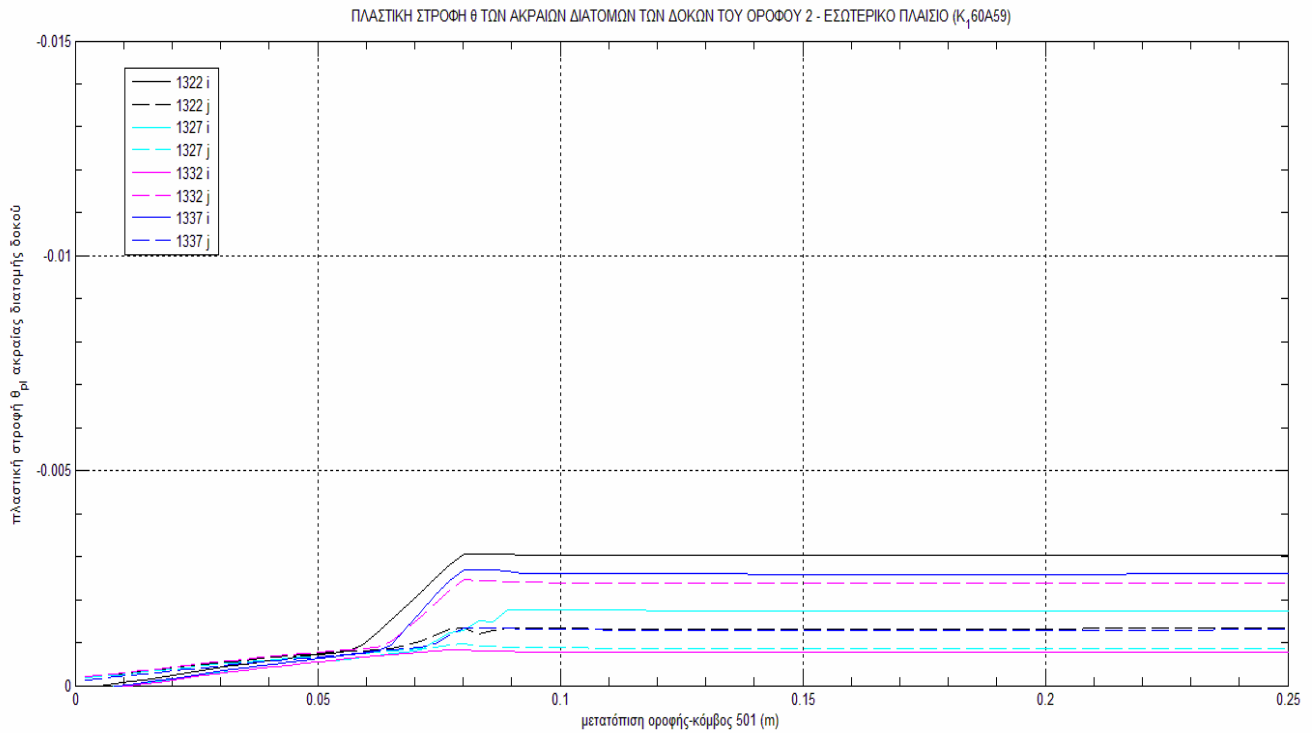


**Εικόνα 4.6.2 : Γράφημα θ_{pl} ακραίων διατομών δοκών - μετατόπισης οροφής κτιρίου
εσωτερικό πλαίσιο -ισόγειο**

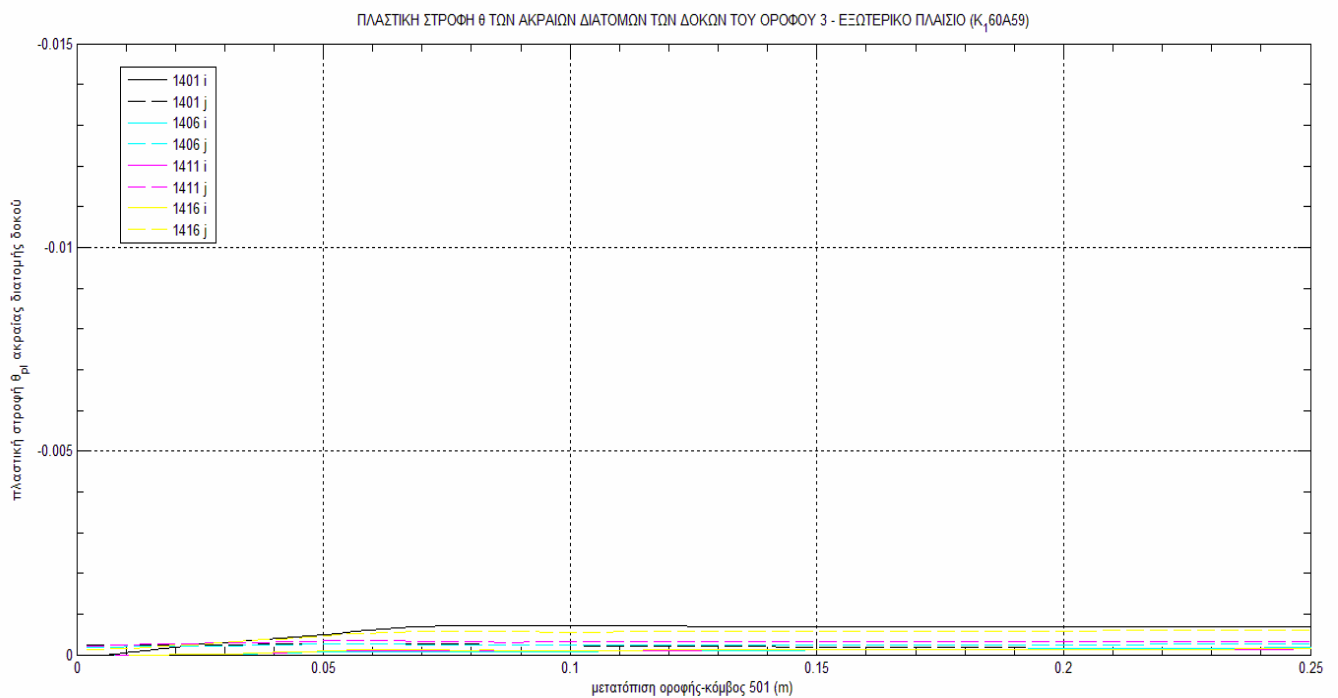
Παρά το ότι οι τιμές των αναπτυσσόμενων στροφών στις πλαστικές αρθρώσεις απέχουν πολύ από το όριο αυτό, στις Εικόνες 4.6.1 και 4.6.2 παρατηρείται ότι οι θ_{pl} που αναπτύσσονται στις δοκούς του εσωτερικού πλαισίου έχουν τουλάχιστον διπλάσια τιμή από τις αντίστοιχες του εξωτερικού πλαισίου. Αυτό φαίνεται εντονότερα στις δοκούς των ανώτερων ορόφων που εικονίζονται στη συνέχεια.



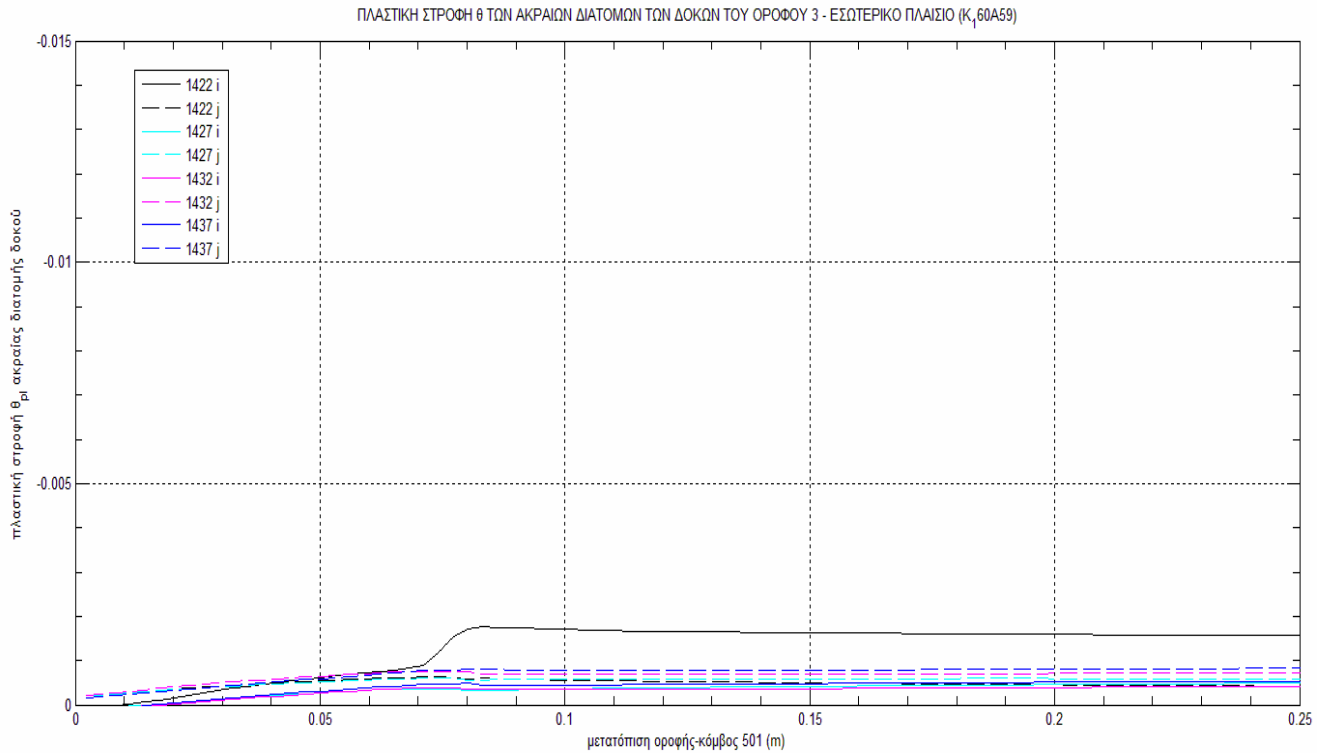
**Εικόνα 4.7.1: Γράφημα θ_{pl} ακραίων διατομών δοκών - μετατόπισης οροφής κτιρίου
εξωτερικό πλαίσιο- όροφος 2**



**Εικόνα 4.7.2: Γράφημα θ_{pl} ακραίων διατομών δοκών - μετατόπισης οροφής κτιρίου
εσωτερικό πλαίσιο- όροφος 2**



**Εικόνα 4.8.1: Γράφημα θ_{pl} ακραίων διατομών δοκών - μετατόπισης οροφής κτιρίου
Εξωτερικό πλαίσιο- όροφος 3**



**Εικόνα 4.8.2: Γράφημα θ_{ρl} ακραίων διατομών δοκών - μετατόπισης οροφής κτιρίου
Εσωτερικό πλαίσιο- όροφος 3**

Από τα παραπάνω σχήματα φαίνεται ότι η τιμή της μετατόπισης οροφής μετά την οποία σταθεροποιούνται οι καμπύλες των πλαστικών στροφών στις δοκούς, είναι περίπου $\delta_{501}=7.7$ cm δηλαδή συμπίπτει με τη μετατόπιση πέρα από την οποία παρατηρήθηκε ότι παύουν να αυξάνονται οι στροφές και οι καμπυλότητες στα άκρα των υποστυλωμάτων των υπόλοιπων ορόφων πλην του 3^{ου} (που αστοχεί).

Με άλλα λόγια, μετά την αστοχία των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα όλων των στύλων του 3^{ου} ορόφου, παύει η εξέλιξη των πλαστικών στροφών και των καμπυλοτήτων των υπόλοιπων μελών του φορέα.

II . Έλεγχος αστοχίας από τέμνουσα

Σε κάθε μέλος του φορέα η δρώσα τέμνουσα V_S συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα αντοχής V_R , για να εξασφαλισθεί ότι εν τω μεταξύ δεν έχει επέλθει ψαθυρή θραύση.

Τέμνουσα αντοχής V_{R1}

Για να μην απαιτείται οπλισμός διάτμησης πρέπει η δρώσα τέμνουσα V_S σε απόσταση d από την παρειά της άμεσης στήριξης να ικανοποιεί την συνθήκη

$V_S \leq V_{R1}$, όπου

$$V_{R1} = [\tau_R * k * (1.20 + 40 * \rho_l) + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d ,$$

είναι η αντοχή ενός στοιχείου χωρίς οπλισμό διάτμησης, που οφείλεται στις τριβές λόγω θλιπτικών τάσεων της αρηγμάτωτης ζώνης, την αλληλεμπλοκή των αδρανών κατά μήκος της ρωγμής και τη δράση βλήτρου του διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού

τ_R : η μέση αντοχή σε εφελκυσμό του σκυροδέματος παρουσία ταυτόχρονης εγκάρσιας θλίψης (καθαρή διάτμηση).

Για σκυρόδεμα ποιότητας C12/15 η διατμητική αντοχή έναντι ρηγμάτωσης είναι

$$\tau_R = \tau_{Rd} * \gamma_c = 0.18 \text{ MPa} * 1.5 = 0.27 \text{ MPa}$$

$$k = 1.6 - d \geq 1 \text{ (d σε μέτρα)}$$

Με τον συντελεστή k λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα κλίμακας. Όσο μεγαλύτερες είναι οι διαστάσεις μιας πιθανής ρωγμής τόσο μικρότερο ποσοστό του $b_w * d$ συμμετέχει στην ανάληψη της τέμνουσας. Η παραπάνω εμπειρική σχέση δείχνει επίσης την μείωση της αντοχής σε τέμνουσα με την αύξηση του ύψους d της διατομής.

$$\rho_l = (A_s / (b_w * d)) \leq 0.02$$

Το ποσοστό του διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού, ο οποίος πρέπει να επεκτείνεται και να αγκυρώνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η V_{R1} κατά $d + l_{net}$. Πρόκειται για τον οπλισμό που διαπερνά και αγκυρώνεται πέρα από μια πιθανή διατμητική ρωγμή, συμβάλλοντας στη μείωση του ανοίγματός της και εξασφαλίζοντας αποτελεσματικότερη αλληλεμπλοκή των αδρανών κατά το μήκος της.

$\sigma_{cp} = N_s / A_c$ η τάση λόγω αξονικών φορτίων (θλίψη θετική).

Με αυτόν τον όρο λαμβάνεται υπόψη ο ευνοϊκός ρόλος της θλιπτικής δύναμης στην αύξηση της διατμητικής αντοχής.

b_w : το μικρότερο πλάτος του στοιχείου, d : το στατικό ύψος της διατομής

Στοιχεία με οπλισμό διάτμησης

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας από διάτμηση το σκυρόδεμα ρηγματώνεται και θεωρείται ότι λειτουργεί ως δικτύωμα με θλιβόμενα στοιχεία ιδεατές ράβδους από σκυρόδεμα και εφελκόμενα στοιχεία τις ράβδους του οπλισμού.

Κατά συνέπεια για τον υπολογισμό της αντοχής σε τέμνουσα, η οριακή κατάσταση αστοχίας μπορεί να χαρακτηρίζεται:

- είτε από διαγώνια θλίψη του σκυροδέματος, η οποία προκαλεί θραύση του κορμού
- είτε από εφελκυσμό του οπλισμού διάτμησης ο οποίος φθάνει την αντοχή σχεδιασμού του

▪ Έλεγχος περιορισμού θλίψης κορμού :

Καταδεικνύει την επάρκεια των θλιβόμενων διαγωνίων (υπό 45°) ράβδων του σκυροδέματος.

Οι διαστάσεις του κορμού πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η συνθήκη $V_S \leq V_{R2}$ στην παρειά της στήριξης.

Αν δεν ικανοποιείται, απαιτείται αλλαγή των διαστάσεων της διατομής.

Για γραμμικά στοιχεία και τοιχώματα, η τέμνουσα αντοχής λόγω θλίψεως κορμού V_{R2} δίνεται από την σχέση

$$V_{R2} = (1/2) \cdot v \cdot f_c \cdot b_w \cdot z$$

$v = 0.70 - f_{ck}/200 \geq 0.50$ (f_{ck} σε N/mm²), μειωτικός συντελεστής της αντοχής του σκυροδέματος καθώς λόγω της ψαθυρότητας του δεν θεωρούμε ότι εξαντλείται η αντοχή του.

z : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων, συνήθως ίσος με 0.9d

▪ Έλεγχος οπλισμού έναντι τεμνουσών

Πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη $V_S \leq V_{R3}$ σε απόσταση d από την παρειά στήριξης.

$$V_{R3} = V_w + (V_{\lambda o \xi}) + V_c = V_{lim}$$

V_{R3} : η τέμνουσα αντοχής λόγω των συνδετήρων και των λοιπών μηχανισμών παραλαβής διάτμησης ενός στοιχείου ΩΣ

$V_{\lambda\omega\xi}$: η τέμνουσα που μπορούν να παραλάβουν οι λοξές ράβδοι που προέρχονται από την κάμψη των διαμήκων ράβδων κοντά στις στηρίξεις των δοκών, εφόσον τέμνουν κάθετα τη διαγώνια ρωγμή που σχηματίζεται. Στην περίπτωση που η φορά της τέμνουσας δύναμης αντιστρέφεται λόγω του σεισμού, οι ράβδοι αυτές δεν συμμετέχουν πλέον στην παραλαβή τέμνουσας. Είναι:

$$V_{\lambda\omega\xi} = (A_{s\lambda\omega\xi} / s) * 0.9d * f_{y\lambda\omega\xi} * (1 + \cot\alpha) * \sin\alpha$$

όπου $f_{y\lambda\omega\xi} = 0.70f_{yk}$, μείωση της τάσης διαρροής χάλυβα λόγω του ότι στα σημεία θλάσης των διαμήκων ράβδων οπλισμού ασκούνται σημαντικές συγκεντρωμένες δυνάμεις στο σκυρόδεμα (επειδή οι ράβδοι είναι λίγες και με μεγάλη διάμετρο)

α: γωνία κλίσης οπλισμού ίση με 45° , δηλαδή απλοποιητικά είναι

$$V_{\lambda\omega\xi} = A_{s\lambda\omega\xi} * 0.7 f_{y\lambda\omega\xi} * \sqrt{2}$$

$V_w = (A_{sw} / s) * 0.9d * f_{yw}$, η τέμνουσα που μπορούν να παραλάβουν οι συνδετήρες που τοποθετούνται σε απόσταση s και τους οποίους “συναντά” μια διατμητική ρωγμή θεωρώντας ότι έχει κλίση 45° και ότι το ύψος της είναι $z = 0.9d$.

V_c : η τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει η διατομή ΩΣ λόγω των “λοιπών μηχανισμών”.

Για συνδυασμούς δράσεων χωρίς σεισμό είναι $V_c = V_{R1}$

Για συνδυασμούς δράσεων με **σεισμό** όπως μελετάται στην παρούσα εργασία, ο όρος V_c μειώνεται σημαντικά (λόγω εμφάνισης ανακυκλιζόμενης τέμνουσας) και ειδικότερα στις κρίσιμες περιοχές των μελών είναι:

Για $v_d = N_s / (b * d * f_{cd}) > -0,10$ (στοιχεία κυρίως καμπτόμενα)

- γραμμικά στοιχεία: $V_c = 0.3V_{R1}$

Για $v_d = N_s / (b * d * f_{cd}) < -0,10$ (στοιχεία κυρίως θλιβόμενα)

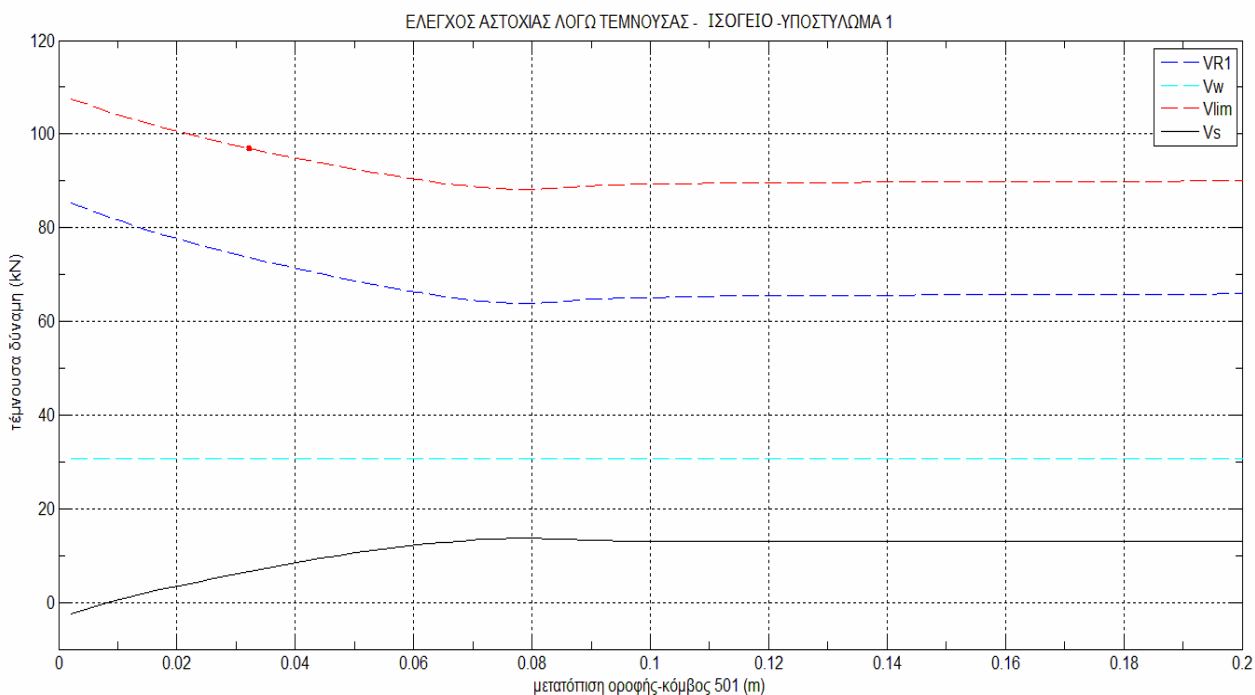
- γραμμικά στοιχεία: $V_c = 0.9V_{R1}$

Έλεγχος σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων του κτιρίου K160A59II

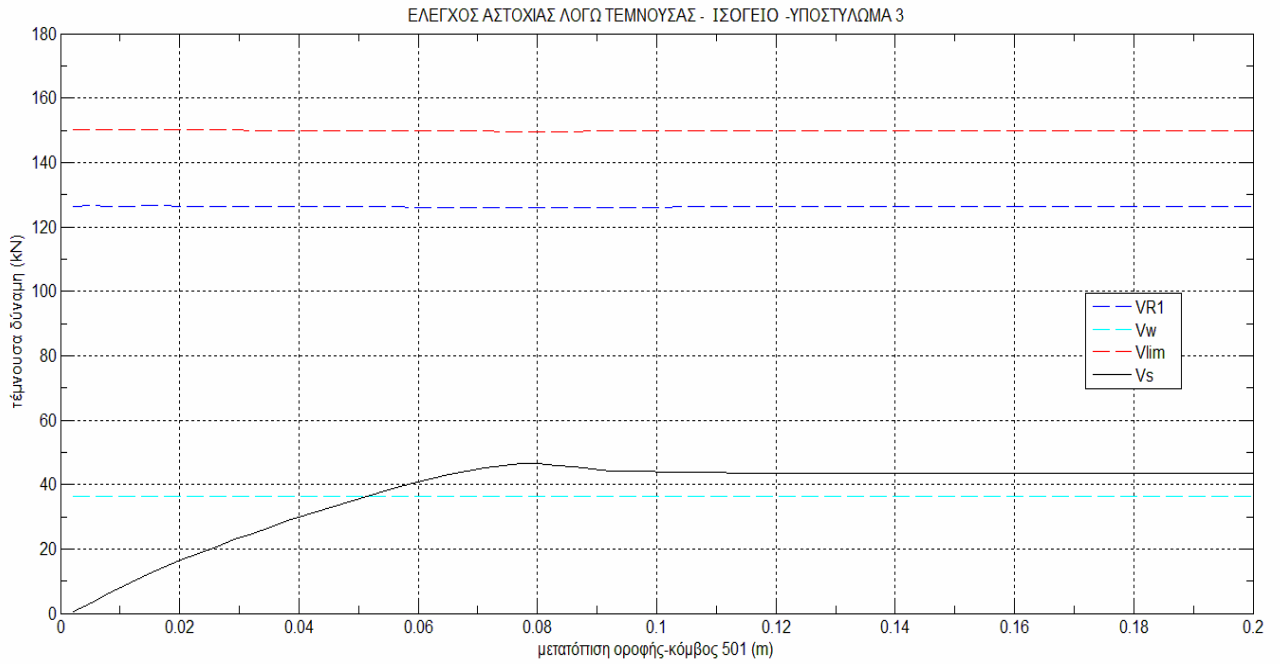
Εξετάστηκαν για αστοχία από διάτμηση, αρχικά, τα υποστυλώματα του ισόγειου επειδή σε αυτά συναντώνται οι μεγαλύτερες δρώσες τέμνουσες δυνάμεις, και στη συνέχεια, τα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου που αστοχεί (λόγω θ_{pl}).

Πιο συγκεκριμένα εξετάστηκαν τρία υποστυλώματα σε κάθε πλαίσιο (τα δύο ακραία και το μεσαίο) όπως και στον προηγούμενο έλεγχο των πλαστικών στροφών.

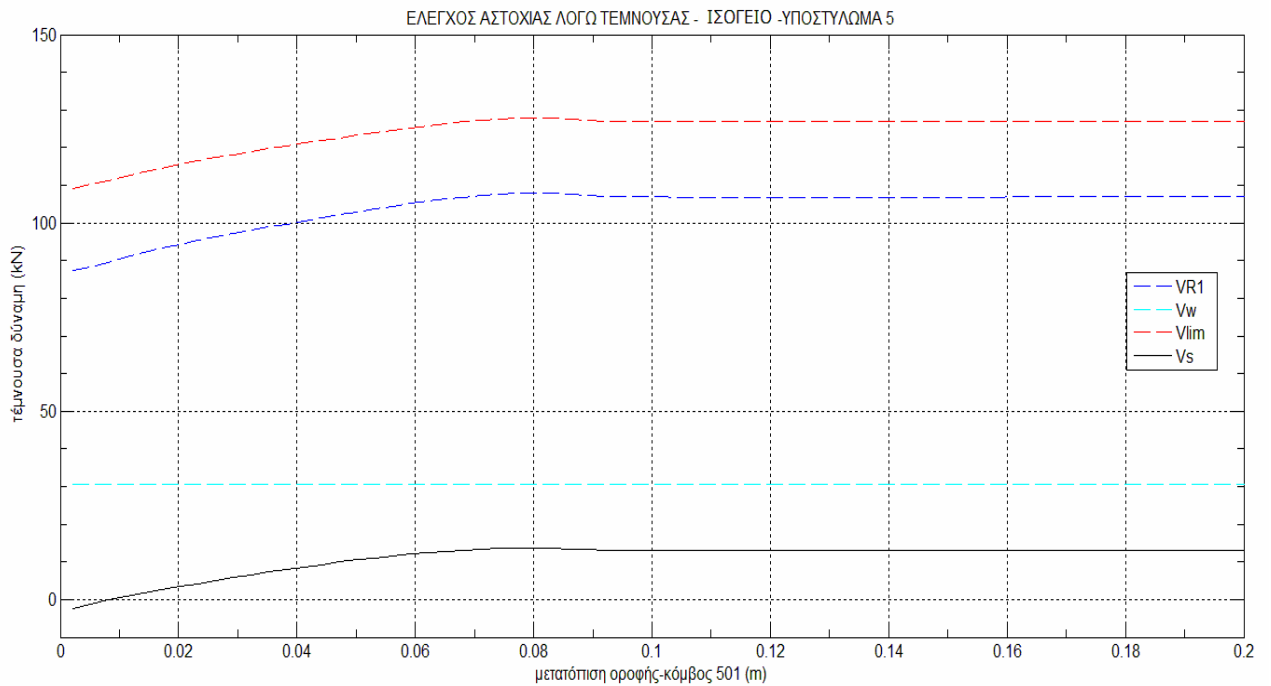
Στα παρακάτω διαγράμματα απεικονίζονται οι δρώσες τέμνουσες του κόμβου αρχής κάθε υποστυλώματος του ισόγειου, για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου (μαύρο χρώμα). Για λόγους εποπτείας παρουσιάζονται με διακεκομμένες οριζόντιες γραμμές οι τέμνουσες που παραλαμβάνουν οι συνδετήρες ($\Phi 8/25$), οι τέμνουσες αντοχής V_{R1} και οι οριακές τέμνουσες V_{lim} (κόκκινο χρώμα).



Εικόνα 4.9.1: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης –Υποστύλωμα 1, Ισόγειο



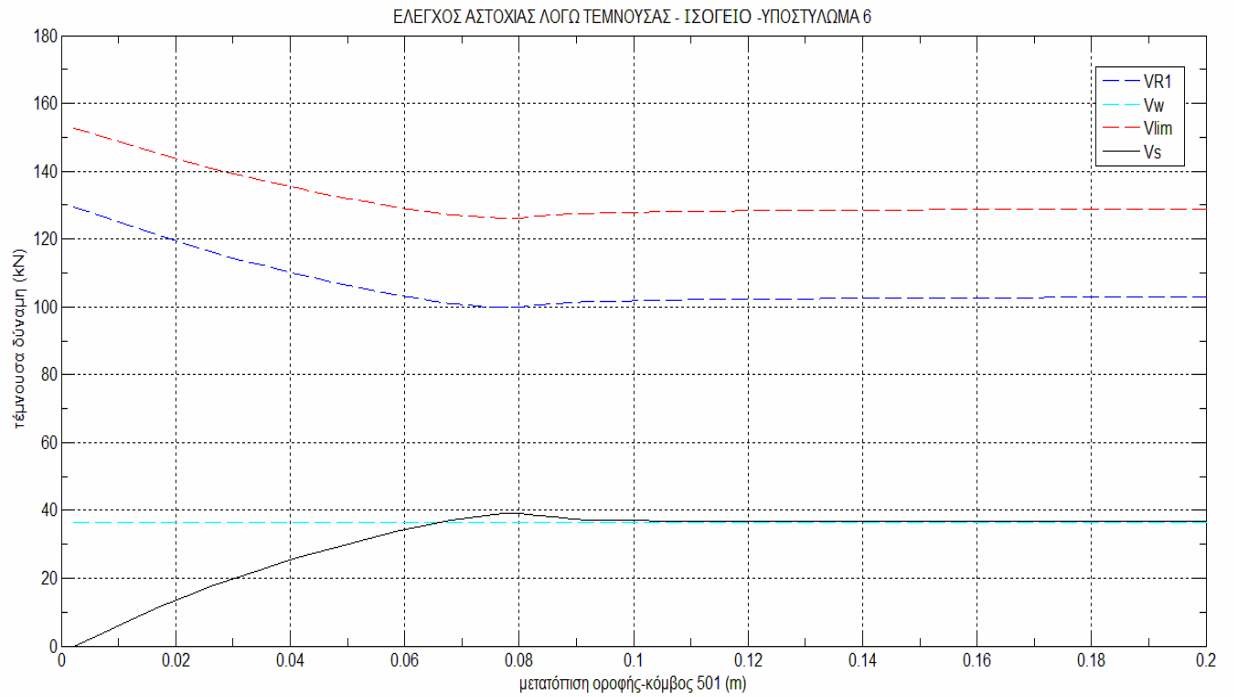
Εικόνα 4.9.2: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης –Υποστυλώμα 3, Ισόγειο



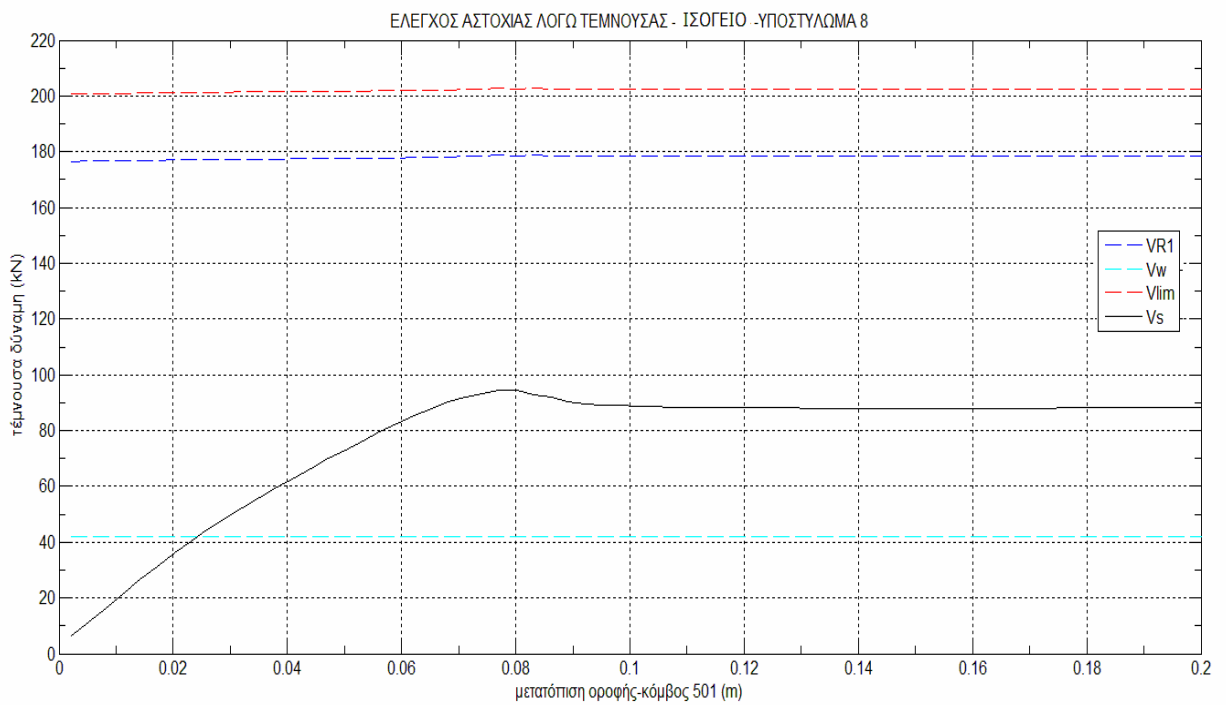
Εικόνα 4.9.3: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης –Υποστυλώμα 5, Ισόγειο

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 4.9.1-4.9.3 τα υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου δεν κινδυνεύουν από αστοχία λόγω τέμνουσας.

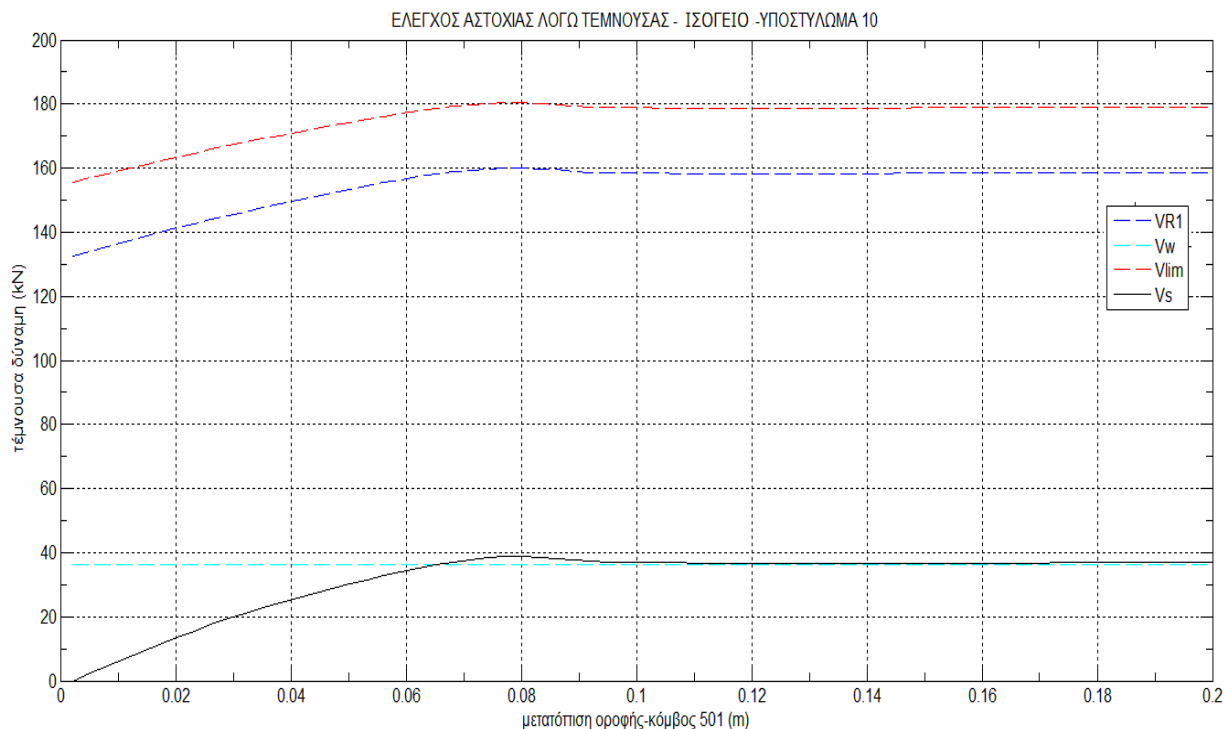
Ακολουθούν τα διαγράμματα των υποστυλωμάτων 6,8,10 που αναφέρονται στο εσωτερικό πλαίσιο του ισόγειου.



Εικόνα 4.9.4: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης –Υποστύλωμα 6, Ισόγειο



Εικόνα 4.9.5: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης- Υποστύλωμα 8, Ισόγειο



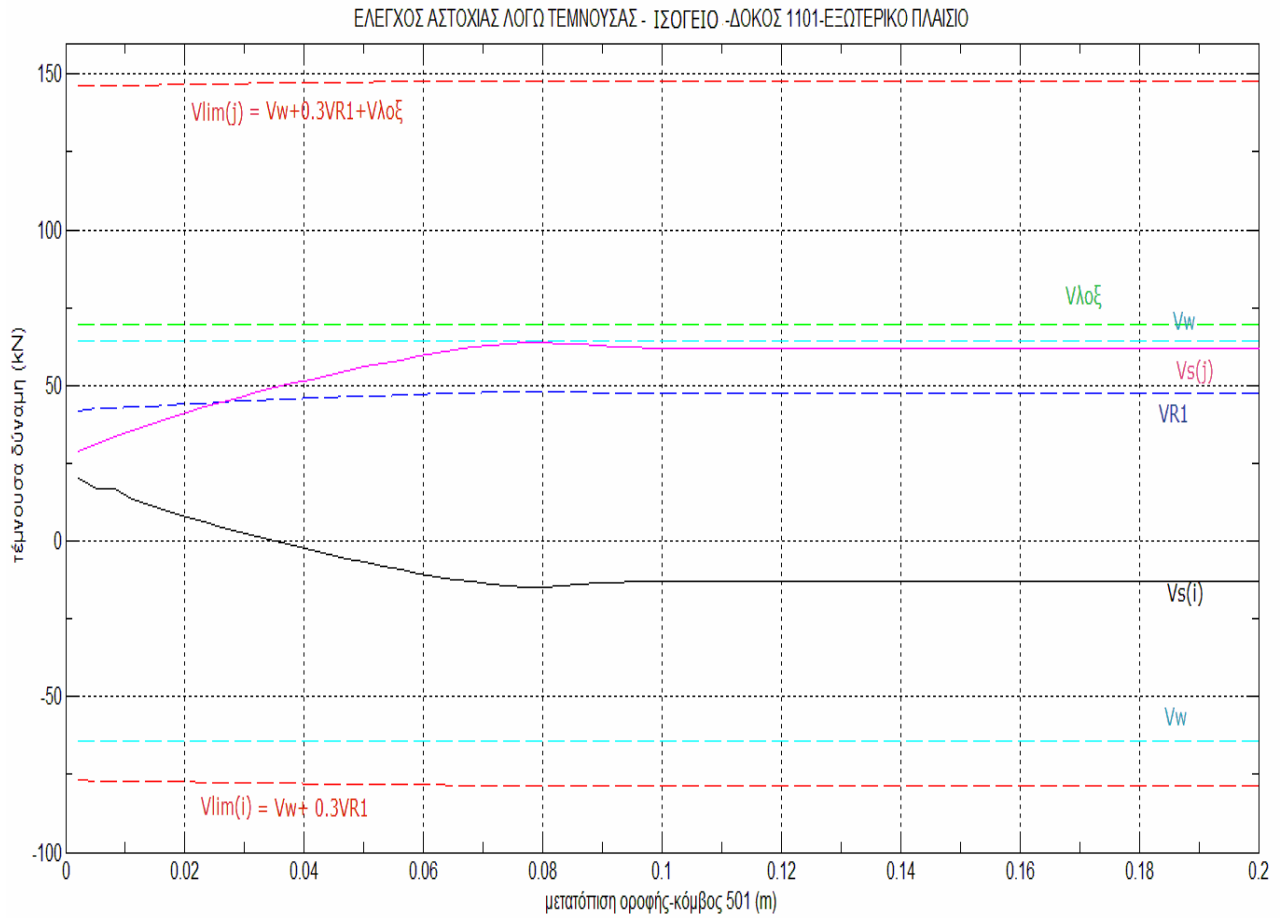
Εικόνα 4.9.6: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης- Υποστυλώμα 10, Ισόγειο

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 4.9.4-4.9.6, ούτε τα υποστυλώματα του εσωτερικού πλαισίου δεν κινδυνεύουν από αστοχία λόγω τέμνουσας. Επίσης, είναι φανερό ότι αναλαμβάνουν μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις σε σχέση με τα υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου γιατί έχουν περίπου κατά 35% μεγαλύτερες διατομές.

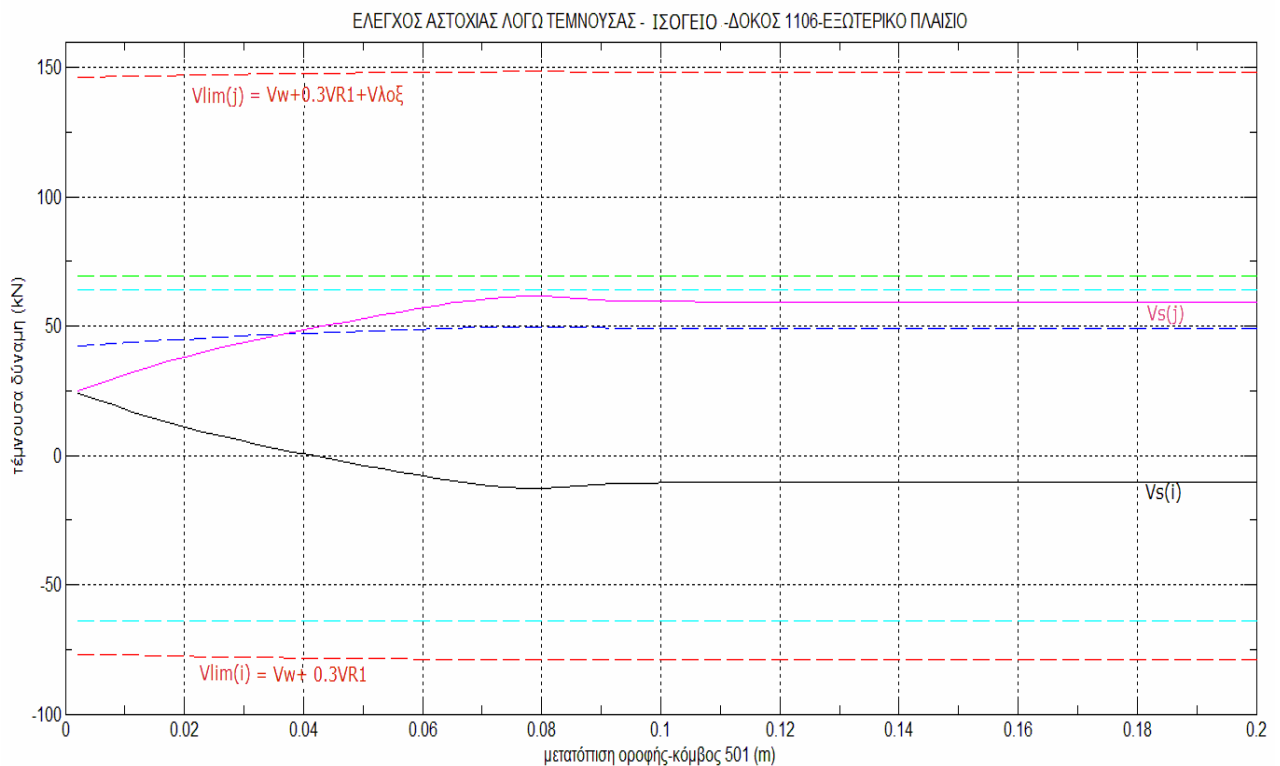
Έλεγχος σε τέμνουσα των δοκών του κτιρίου K160A59II

Εξετάστηκαν για αστοχία από διάτμηση οι οκτώ δοκοί της οροφής του ισόγειου, του 2^{ου} και του 3^{ου} ορόφου σε σεισμό, επειδή αυτές καταπονούνται περισσότερο από τις τέμνουσες δυνάμεις.

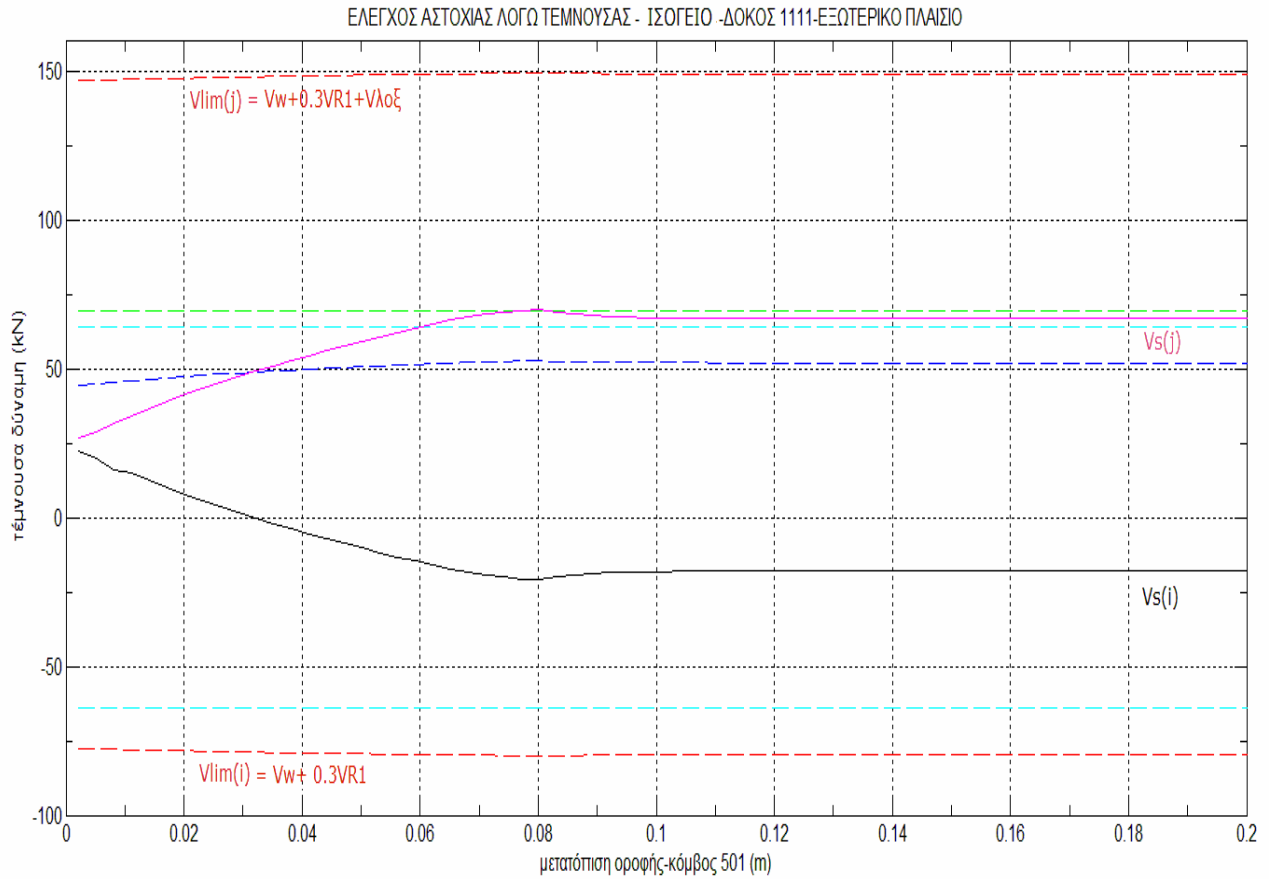
Στα παρακάτω διαγράμματα απεικονίζονται οι δρώσες τέμνουσες του κόμβου αρχής και του κόμβου τέλους κάθε δοκού για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου (μαύρο και μωβ χρώμα). Για λόγους εποπτείας παρατίθενται μόνο τα διαγράμματα που αναφέρονται στην οροφή του ισόγειου, καθώς σε αυτές τις δοκούς εμφανίστηκαν οι μεγαλύτερες δρώσες τέμνουσες δυνάμεις. Παρουσιάζονται με διακεκομμένες οριζόντιες γραμμές οι τέμνουσες που παραλαμβάνουν οι συνδετήρες (Φ8/30) , οι τέμνουσες αντοχής V_{R1} , οι τέμνουσες που παραλαμβάνει ο λοξός διαμήκης οπλισμός V_{lox} και οι οριακές τέμνουσες αντοχής V_{lim} (κόκκινο χρώμα).



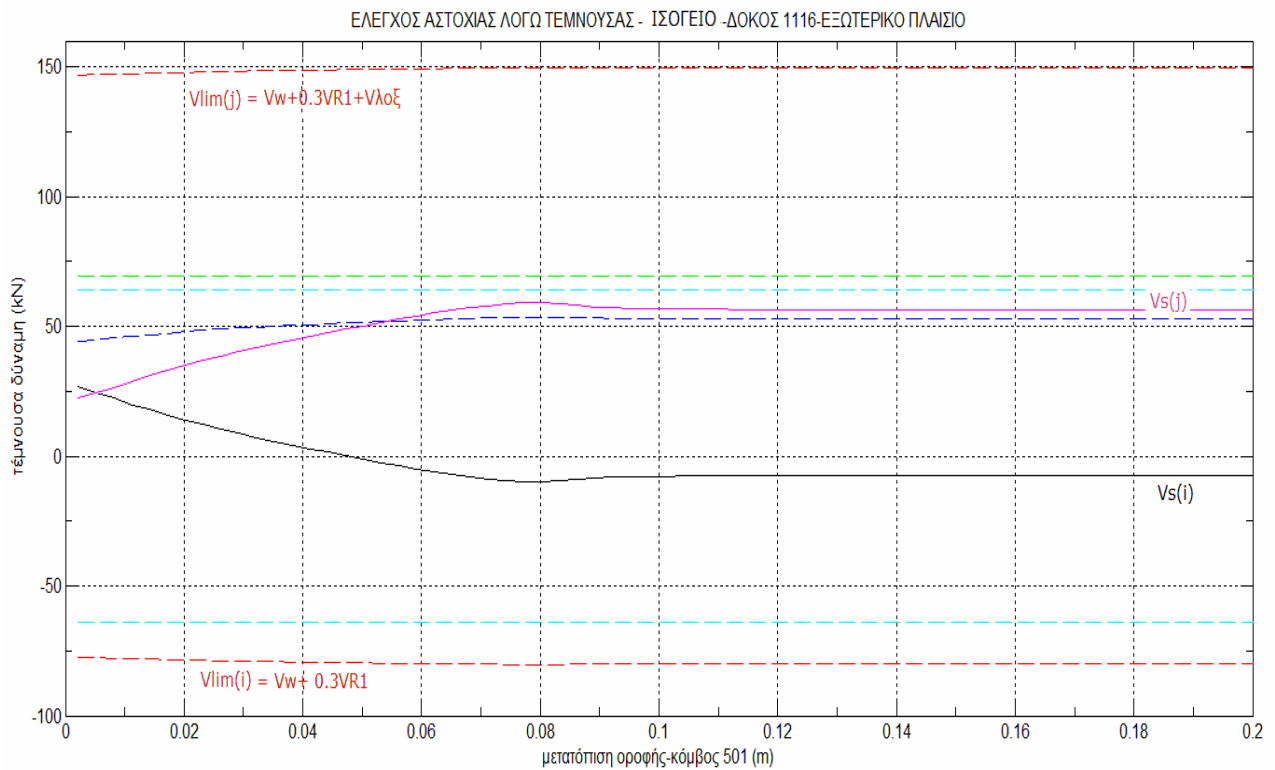
Εικόνα 4.10.1: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης- Δοκός 1101- Εξωτερικό πλαίσιο, Ισόγειο



Εικόνα 4.10.2: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης - Δοκός 1106- Εξωτερικό πλαίσιο, Ισόγειο

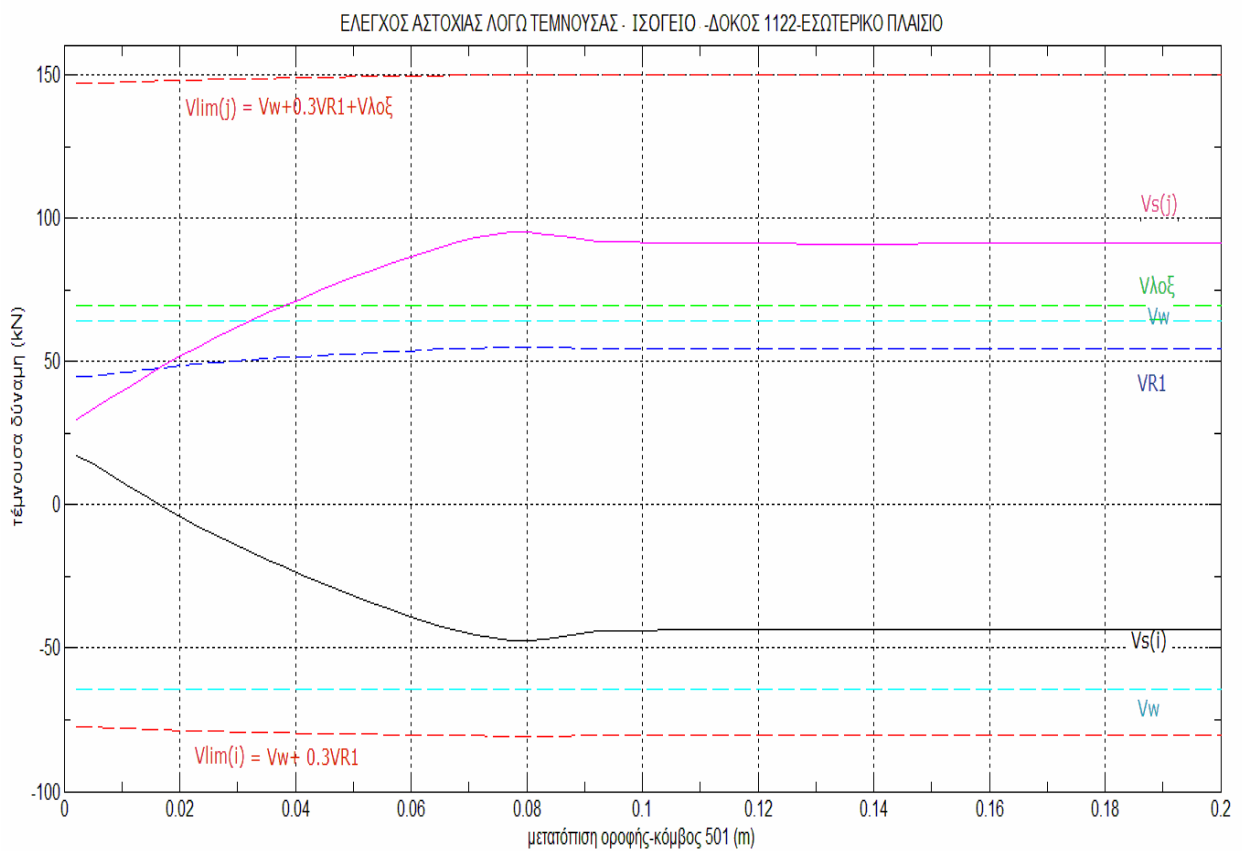


Εικόνα 4.10.3: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης- Δοκός 1111- Εξωτερικό πλαίσιο, Ισόγειο

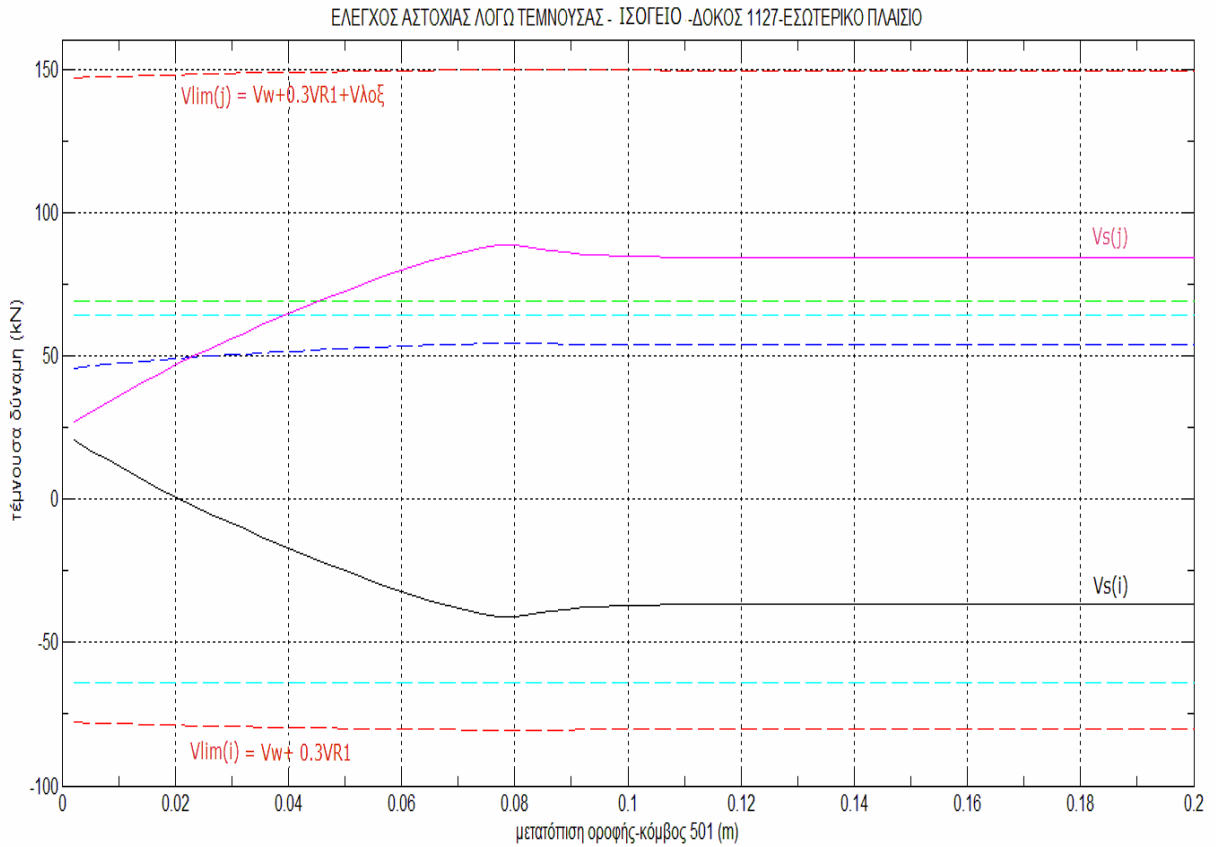


Εικόνα 4.10.4: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης- Δοκός 1116- Εξωτερικό πλαίσιο- Ισόγειο

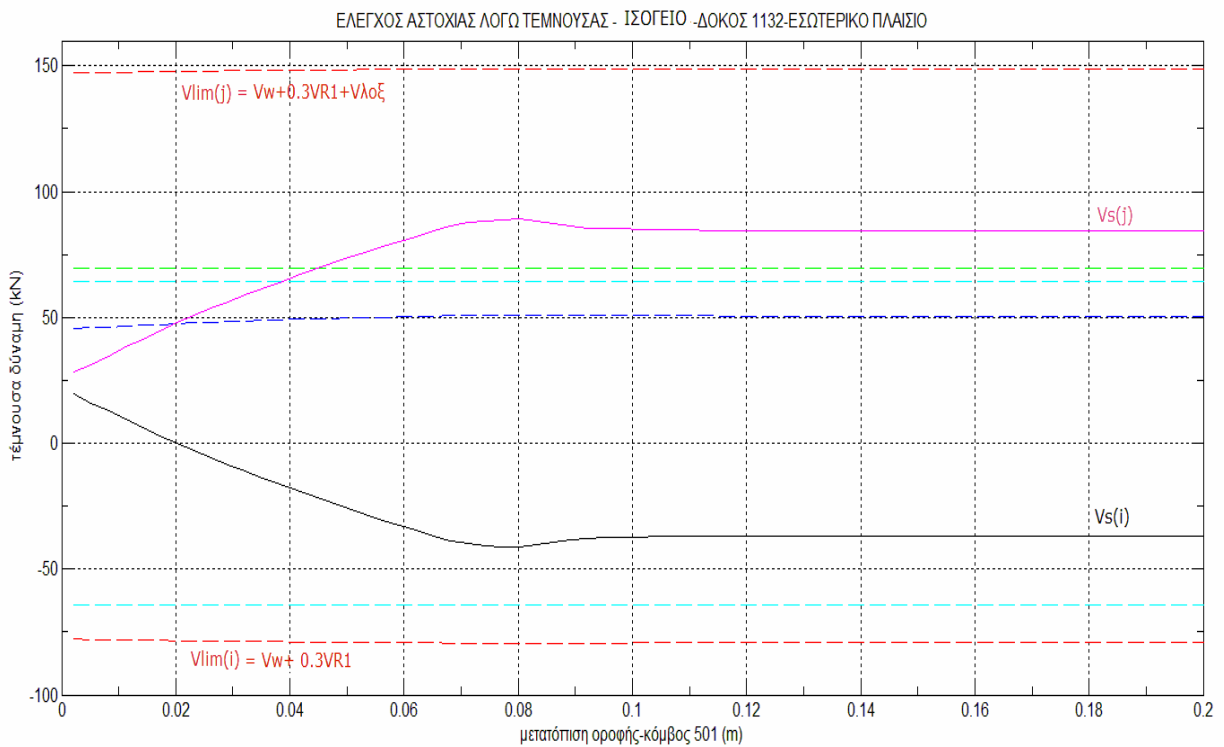
Όπως φαίνεται στις Εικόνες 4.10.1-4.10.4 οι δοκοί του εξωτερικού πλαισίου δεν κινδυνεύουν από αστοχία λόγω τέμνουσας. Μάλιστα οι τέμνουσες που αναλαμβάνονται από τους συνδετήρες και το λοξό διαμήκη σπλισμό στους ακραίους κόμβους j των δοκών επαρκούν για την ανάληψη των δρυσών τεμνουσών. Αντίθετα στους ακραίους κόμβους i όπου λόγω του σεισμού παρατηρείται ότι η μείωση των τεμνουσών δυνάμεων οδηγεί σε αλλαγή προσήμου, ο λοξός διαμήκης σπλισμός παύει να συνεισφέρει στην παραλαβή τέμνουσας.



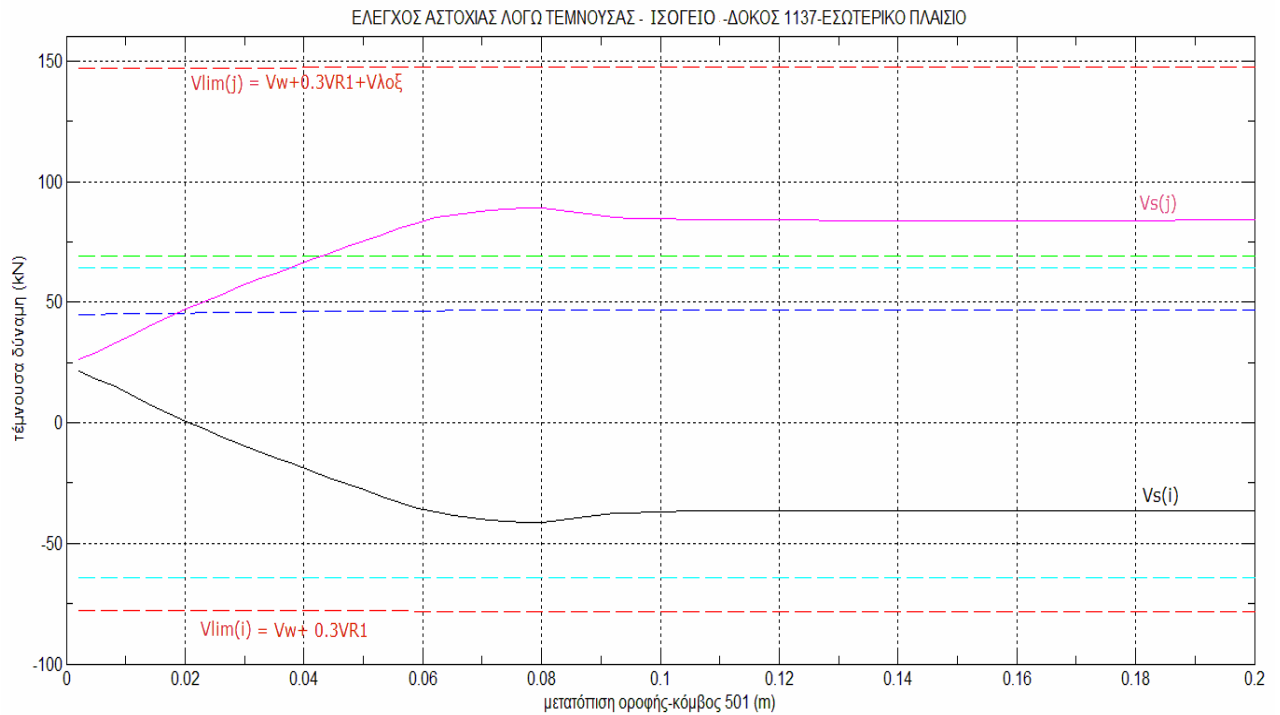
Εικόνα 4.10.5: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – Δοκός 1122 Εσωτερικό πλαίσιο, Ισόγειο



Εικόνα 4.10.6: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης — Δοκός 1127 Εσωτερικό πλαίσιο, Ισόγειο



Εικόνα 4.10.7: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης - Δοκός 1132- Εσωτερικό πλαίσιο, Ισόγειο



Εικόνα 4.10.8: Έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης- Δοκός 1137- Εσωτερικό πλαίσιο, Ισόγειο

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 4.10.5-4.10.8, ούτε οι δοκοί του εσωτερικού πλαισίου κινδυνεύουν από αστοχία λόγω τέμνουσας. Ωστόσο, οι δρώσες τέμνουσες σε αυτές τις δοκούς είναι σχεδόν διπλάσιες από αυτές που καλούνται να αναλάβουν οι δοκοί του εξωτερικού πλαισίου ενώ οι παραλαμβανόμενες από τον οπλισμό τέμνουσες V_w και V_{lox} είναι ίδιας τάξης μεγέθους.

III . Έλεγχος αστοχίας λόγω σχετικής μετακίνησης ορόφων

Η σχετική μετακίνηση των ορόφων $\Delta\delta$ θεωρείται το σημαντικότερο γενικό κριτήριο αστοχίας. Αυτό το κριτήριο θέτει ένα ανώτατο όριο στην αποδεκτή σχετική μετακίνηση των ορόφων μιας κατασκευής ώστε τα φαινόμενα δευτέρας τάξης P- Δ και οι βλάβες σε δομικά ή μη φέροντα στοιχεία να μην είναι σημαντικές. Το διάγραμμα της εξέλιξης των σχετικών ανηγμένων μετατοπίσεων ορόφων $\Delta\delta/h$ σε συνάρτηση με την μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{501} έχει περιγραφεί προηγουμένως [Εικόνα4.3].

Η οριακά αποδεκτή μέγιστη τιμή της σχετικής μετακίνησης ορόφων εξαρτάται από τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει επιλεγεί για ένα δόμημα και από τις παρατηρούμενες βλάβες των κτιρίων. Ο Sozen (1981) πρότεινε ότι το όριο σχετικής ανηγμένης μετατόπισης ίσο με 2% μπορεί να τεθεί για το 75% των κτιρίων από ΩΣ. Διάφορες τιμές έχουν προταθεί για το συγκεκριμένο κριτήριο αστοχίας από Κανονισμούς και οδηγίες.

Η οριακή τιμή που προτείνεται κατά SEAOC για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής” και “μέση” βλάβη κτιρίου είναι 1.5% . Δηλαδή για ένα κτίριο με ύψος ορόφου 3m όπως το K₁60A59II , η μέγιστη αποδεκτή σχετική μετακίνηση ορόφου είναι ίση με 4.5cm .

Από το διάγραμμα στην Εικόνα 4.3 φαίνεται ότι το κριτήριο αυτό υπερβαίνεται για μετατόπιση οροφής δ_{501} ίση με 9.1cm. Στην τιμή αυτή όμως, έχει ήδη ξεπεραστεί το οριακό θ_{pl} στις πλαστικές αρθρώσεις των υποστυλωμάτων του εξωτερικού πλαισίου του 3^{ου} ορόφου, άρα το εν λόγω κριτήριο δεν είναι κρίσιμη για τη συμπεριφορά του κτιρίου K₁60A59II.

4.2.5 Συμπέρασμα - Υπολογισμός παρεχόμενης πλαστιμότητας του κτιρίου K_{160A59II}

Το κρίσιμο κριτήριο αστοχίας για το κτίριο K_{160A59II} είναι η ανάπτυξη της οριακής στροφής θ_{pl} στις πλαστικές αρθρώσεις όλων των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου (σχηματισμός μαλακού ορόφου).

Η εν λόγω αστοχία αρχίζει να συμβαίνει για μετατόπιση οροφής του κτιρίου δ_{501} περίπου ίση με 8.9 cm (δ_u).

Ωστόσο, η στοχευόμενη μετακίνηση του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού είναι περίπου ίση με 20 cm (ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας 13 cm), όπως υπολογίστηκε στην αρχή αυτού του κεφαλαίου.

Επομένως το κτίριο δεν επαρκεί και άρα χρειάζεται ενίσχυση, η οποία όμως ξεφεύγει από το θέμα αυτής της εργασίας.

Με βάση τα κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν, η **παρεχόμενη πλαστιμότητα** του κτιρίου είναι: $\mu = \delta_u / \delta_y = 8.9 / 5.6 = 1.61$

4.3 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις (g+0.3q)*1.4

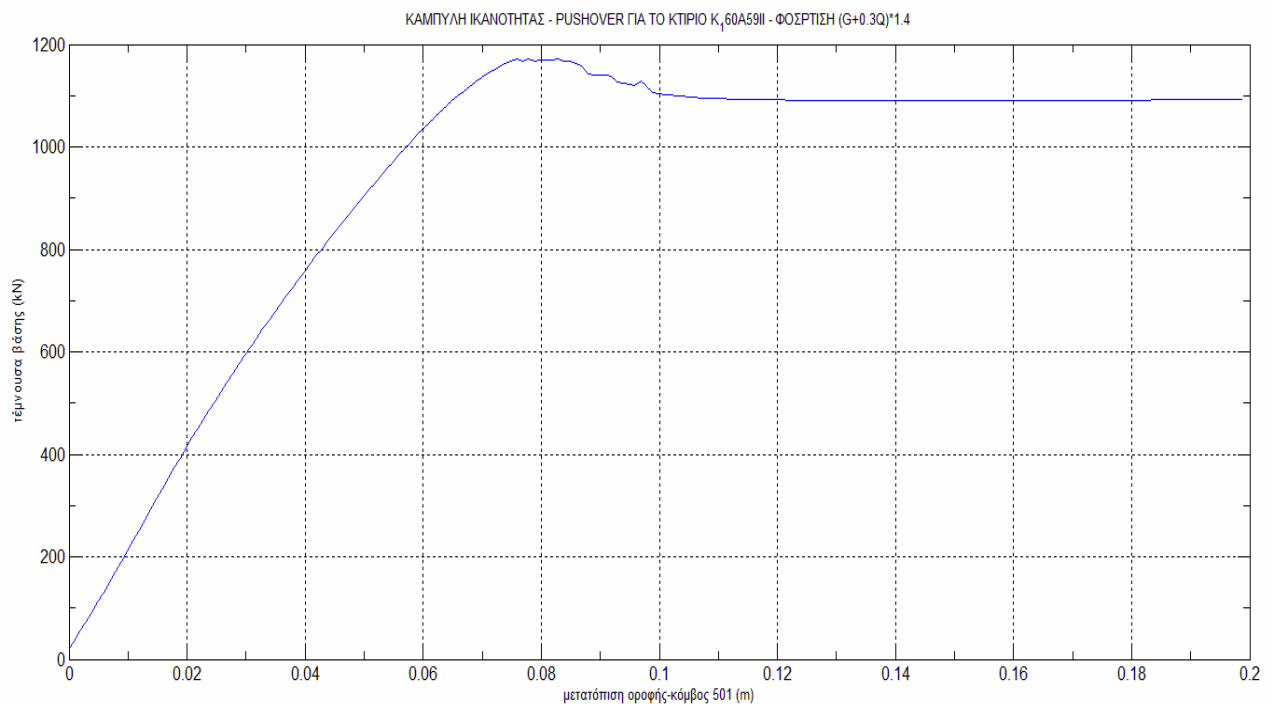
4.3.1 Σχεδιασμός καμπύλης αντίστασης (ικανότητας) του κτιρίου

Έγινε επίλυση του προσομοιώματος του φορέα για συνδυασμό δράσεων (g+0.3q)*1.4 όπου g το σύνολο των μόνιμων φορτίων και q το σύνολο των κινητών, και καταπόνηση του φορέα από οριζόντια δύναμη με τριγωνική κατανομή.

Στη συνέχεια ξανασχεδιάστηκαν όλα τα διαγράμματα και ξαναέγιναν όλοι οι έλεγχοι που προηγήθηκαν για το συνδυασμό g+0.3q για να διερευνηθεί η επιρροή της επίδρασης των κατακόρυφων φορτίων στη σεισμική απόκριση του φορέα.

Στα πλαίσια αυτής της διερεύνησης υπολογίστηκαν, μεταξύ άλλων, οι τέμνουσες δυνάμεις στη βάση του κάθε υποστυλώματος του ισογείου και η μετατόπιση του κόμβου 501 που βρίσκεται στην οροφή του κτιρίου.

Η καμπύλη V-δ₅₀₁ που προέκυψε, φαίνεται στην Εικόνα 4.11.



Εικόνα 4.11: Καμπύλη αντίστασης K_{160A59II} για συνδυασμό 1.4*(g+0.3q)

Συνολικό βάρος κτιρίου: $W_{0\Lambda} = G+Q = 8710 + 3680 = 12390$ kN

Βάρος κτιρίου κατά το σεισμό: $W' = 1.4*(G+0.3Q) = 13745$ kN

Στη συνέχεια παρατίθενται τα αποτελέσματα όλων των υπολογισμών και αντιπαραβάλλονται με αυτά που προέκυψαν για το συνδυασμό $g+0.3q$.

Θεμελιώδης ελαστική ιδιοπερίοδος του κτιρίου:

$$T_i = 0.988 \text{ sec}$$

Η τιμή αυτή υπολογίστηκε από το OpenSees λαμβάνοντας υπόψη την πρώτη ιδιομορφή και την (αρχική) ελαστική δυσκαμψία του κτιρίου K_i και είναι προφανώς μεγαλύτερη από την ιδιοπερίοδο που προέκυψε κατά την επίλυση με $g+0.3q$.

Ενεργός μάζα:

Σύμφωνα με τους Κανονισμούς FEMA 356 (2000) και ΚΑΝΕΠΕ (2009) για κτίριο 5 ορόφων που αποτελείται από πλαίσια ΩΣ είναι $C_m = 0.9$.

Διγραμμική προσέγγιση καμπύλης V-δ :

Όπως έχει προαναφερθεί στη συγκεκριμένη εργασία έχει ακολουθηθεί η Μέθοδος των Συντελεστών Μετατόπισης για τη διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης αντίστασης V-δ όπως περιγράφεται στη FEMA 356 και τον ΚΑΝΕΠΕ.

Με βάση τη διγραμμική προσέγγιση που έγινε γραφικά αλλά και την καμπύλη αντοχής υπολογίστηκαν προσεγγιστικά οι ακόλουθες παράμετροι.

Σε παρένθεση βρίσκονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για το συνδυασμό $g+0.3q$.

$$F_y = 1105 \text{ kN} \quad (> 1050 \text{ kN})$$

$$\delta_y = 5.7 \text{ cm} \quad (> 5.6 \text{ cm})$$

$$F_{el} = 410 \text{ kN} \quad (< 445 \text{ kN})$$

$$\delta_{el} = 2 \text{ cm} \quad (< 2.2 \text{ cm})$$

Υπολογισμός δυσκαμψιών K_i , K_e , K_s :

Η αρχική ελαστική πλευρική δυσκαμψία είναι $K_i = F_{el} / \delta_{el} = 20500 \text{ kN/m}$ ($> 20227 \text{ kN/m}$)

Η ενεργός πλευρική δυσκαμψία υπολογίστηκε $K_e = F_y / \delta_y = 19386 \text{ kN/m}$ ($> 18750 \text{ kN/m}$)

Η μετελαστική πλευρική δυσκαμψία στη συγκεκριμένη περίπτωση εμφάνισε αρνητική κλίση και υπολογίστηκε περίπου ίση με $K_s = -189 \text{ kN/m}$ ($> -266 \text{ kN/m}$)

Υπολογισμός ενεργού ιδιοπεριόδου T_e :

Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί στη δυσκαμψία K_e είναι

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}, \text{ δηλαδή } T_e = 1.016 \text{ sec} \quad (> 0.867 \text{ sec})$$

4.3.2 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης δ_t :

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (2009) είναι :

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \Phi_e * (T_e / 2\pi)^2 * 1.5$$

όπου το 1.5 είναι πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας και οι υπόλοιποι συντελεστές είναι οι εξής:

C_0 : για κτίρια χωρίς τοιχώματα και με 5 ορόφους είναι $C_0 = 1.40$ (FEMA 356, ΚΑΝΕΠΕ).

C_1 : για φορείς με $T_e > T_2$ (όπου $T_2 = 0.60$ για έδαφος Β) είναι $C_1 = 1.00$.

C_2 : για φορέα τύπου 1 (πριν το 1985), με στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζώης” και $T_e > T_2$ είναι $C_2 = 1.1$ (ΚΑΝΕΠΕ).

C_3 : επειδή προέκυψε μετελαστικός κλάδος με αρνητική κλίση ($K_s < 0$) δίνεται από τη σχέση $C_3 = 1.0 + \frac{a * (R - 1)^{3/2}}{T_e}$, όπου $a = -K_s / K_e$ και $R = (\Phi_e * W * C_m) / (g * F_y)$.

Υπολογίστηκε $C_3 = 1.04$ (και συντελεστής συμπεριφοράς $R = 3.54$).

Φ_e : υπολογίζεται από τη σχέση $\{\gamma_1 * A * \eta * \beta_0 * (T_2 / T_e)\}$ (ελαστικό φάσμα, ΕΑΚ 2000) για έδαφος τύπου Β και προέκυψε ίση με $\Phi_e = 0.35g$ ($< 0.42 * g$)

Σύμφωνα με τα παραπάνω η στοχευόμενη μετατόπιση υπολογίστηκε ίση με

$$\delta_t = 21.6 \text{ cm}$$

(ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας 14.4 cm)

Η τιμή της στοχευόμενης μετατόπισης προέκυψε μεγαλύτερη σε σύγκριση με την αντίστοιχη για $g+0.3g$ ($\delta_t = 20 \text{ cm}$). Το γεγονός αυτό οφείλεται στην αύξηση της ενεργού ιδιοπεριόδου T_e καθώς οι υπόλοιποι συντελεστές είτε έμειναν σταθεροί είτε μειώθηκαν (επιτάχυνση Φ_e και συντελεστής C_3).

Εκτίμηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας της κατασκευής μ_{ap} :

Η απαιτούμενη πλαστιμότητα του φορέα ισούται με το λόγο της μέγιστης μετατόπισης που θα “απαιτήσει” ο σεισμός από τον φορέα (στοχευόμενη δ_i) προς τη μετατόπιση διαρροής του, $\mu_{ap} = \delta_i / \delta_y$.

Για το κτίριο K₁60A59II και για το συνδυασμό φορτίων $1.4*(g+0.3q)$ υπολογίστηκε $\mu_{ap} = 21.6 / 5.7 = 3.78$

(ή $\mu_{ap} = 2.5$ εάν στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης δεν συμπεριληφθεί ο πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας).

Όπως φαίνεται η απαιτούμενη πλαστιμότητα αυξήθηκε λόγω της αύξησης της στοχευόμενης μετακίνησης (που υπερβαίνει την αύξηση της μετακίνησης διαρροής).

Εκτίμηση του συντελεστή υπεραντοχής q_0 του κτιρίου:

Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού του κτιρίου $F_{σχ}$ ισούται με $\varepsilon * W_{OL}$ όπου $\varepsilon = 0.06$ ο σεισμικός συντελεστής σεισμικότητας του κτιρίου και W_{OL} το συνολικό βάρος του.

$$F_{σχ} = \varepsilon * W_{OL} = 0.06 * 12390 \text{ kN} = 740 \text{ kN}$$

Όπως προαναφέρθηκε στην ενότητα 4.2 του παρόντος κεφαλαίου, για υφιστάμενα κτίρια από ΩΣ που έχουν υπολογισθεί με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων, θεωρείται η ισοδύναμη οριακή αντοχή σχεδιασμού $V_u = \beta * F_{σχ}$.

$$\text{Για χάλυβα St I είναι } \beta = f_y / f_{επ} = 240 / 168 = 1.4$$

$$\text{Κατά συνέπεια είναι } V_u = \beta * F_{σχ} = 1036 \text{ kN}$$

$$\text{Επομένως είναι } q_0 = F_y / V_u = 1105 / 1036 = 1.067 \quad (> 1.014)$$

4.3.3 Κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν

Στη συνέχεια εξετάζονται ξανά τα ίδια κριτήρια αστοχίας στα ίδια μέλη του φορέα για να διαπιστωθεί το κατά πόσο ο συνδυασμός των φορτίων που χρησιμοποιείται για τη σεισμική φόρτιση, επηρεάζει την απόκριση του φορέα.

Συνοπτικά, τα κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν αφορούν:

- I) τη μέγιστη επιτρεπόμενη πλαστική στροφή θ_{pl} μιας πλαστικής άρθρωσης που έχει δημιουργηθεί σε μια δοκό ή ένα υποστύλωμα,
- II) την αντοχή σε τέμνουσα των μελών (δοκών και υποστυλωμάτων),
- III) τη μέγιστη επιτρεπόμενη ανηγμένη σχετική μετακίνηση ορόφου, για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής”.

I. έλεγχος επιτρεπόμενης πλαστικής στροφή θ_{pl} μιας πλαστικής άρθρωσης

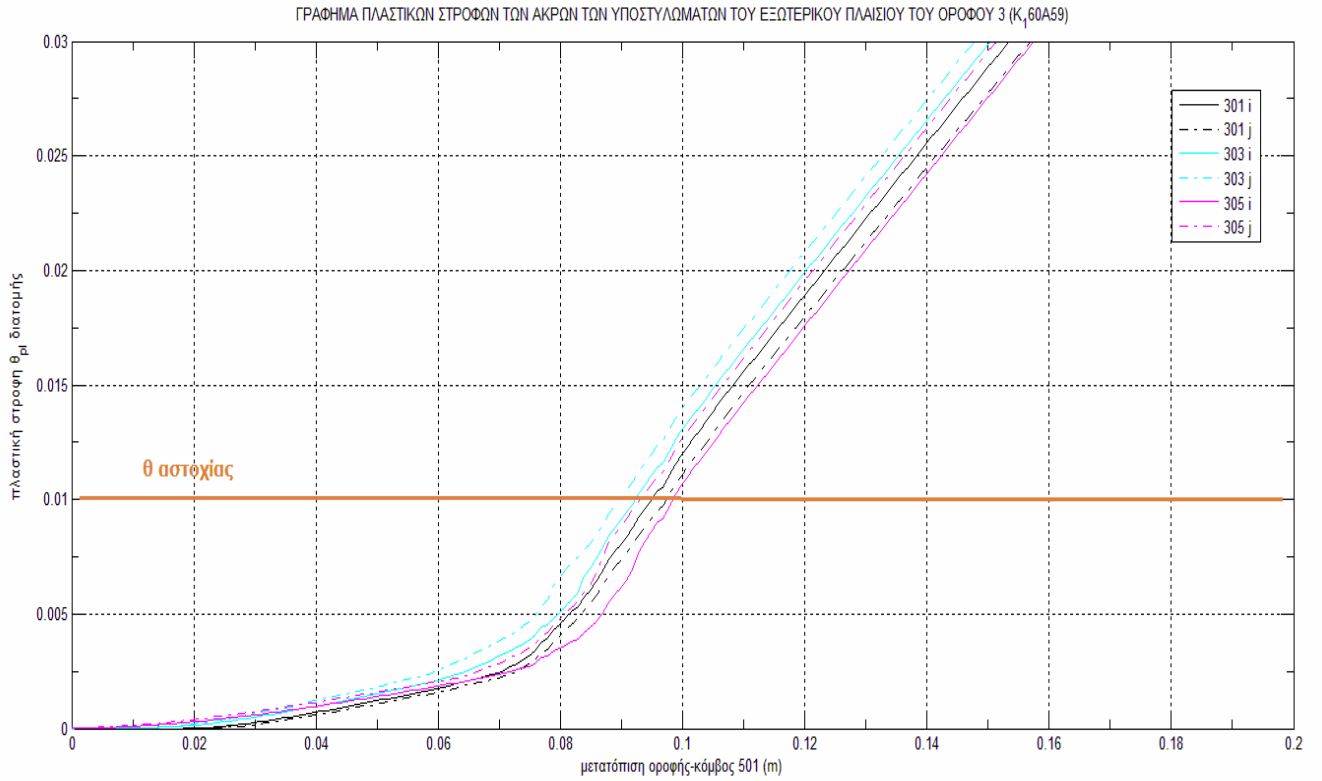
Η αστοχία του κτιρίου K_{160A59II} έχει βρεθεί ότι οφείλεται σε σχηματισμό μαλακού ορόφου και συγκεκριμένα στη διαδοχική αστοχία των πλαστικών αρθρώσεων όλων των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου.

Έλεγχος υποστυλωμάτων για οριακή τιμή $\theta_{pl} = 0.010 \text{ rad}$

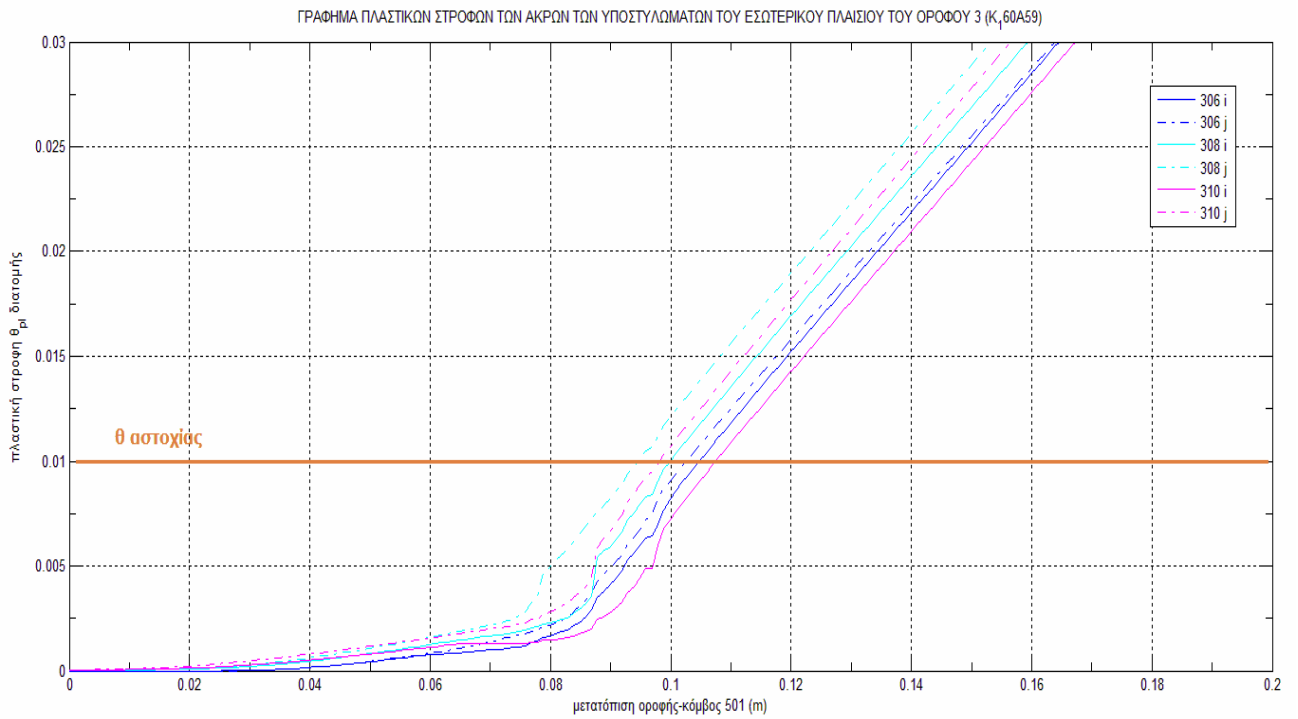
Στα ακόλουθα γραφήματα φαίνεται η εξέλιξη πλαστικής στροφής των ακραίων διατομών των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{501} .

Για λόγους οικονομίας εξετάζονται (ως αντιπροσωπευτικά και δυσμενέστερα) μόνο τα ακραία και το μεσαίο υποστύλωμα κάθε πλαισίου δηλαδή εξετάζονται συνολικά τρία υποστυλώματα ανά πλαίσιο.

Το όριο αστοχίας (κατά FEMA 356) θεωρείται για πλαστική στροφή $\theta=0.010 \text{ rad}$



**Εικόνα 4.12.1 : Γράφημα θ_{πl} άκρων υποστυλωμάτων - μετατόπισης οροφής κτιρίου
εξωτερικό πλαίσιο -όροφος 3**



**Εικόνα 4.12.2 : Γράφημα θ_{πl} άκρων υποστυλωμάτων - μετατόπισης οροφής κτιρίου
εσωτερικό πλαίσιο -όροφος 3**

Όπως φαίνεται από τη σύγκριση των Εικόνων 4.12.1 και 4.12.2 με τις Εικόνες 4.5.1 και 4.5.2, τα διαγράμματα της εξέλιξης των θ_{pl} των υποστυλωμάτων έχουν σε γενικές γραμμές την ίδια μορφή.

Η διαφορά τους έγκειται στο ότι η πρώτη αστοχία που εμφανίζεται δηλαδή αυτή της διατομής 303j (εξωτερικό πλαίσιο- μεσαίο υποστύλωμα-κορυφή) εμφανίζεται λίγο αργότερα στο συνδυασμό $1.4*(g+0.3q)$, δηλαδή εμφανίζεται για μετατόπιση οροφής 9 cm σε αντίθεση με τη μετατόπιση 8.9 cm που προέκυψε στο συνδυασμό $g+0.3q$ (αύξηση 1%).

Ομοίως και η τελευταία αστοχία που εμφανίζεται στο εξωτερικό πλαίσιο του 3^{ου} ορόφου παρατηρείται σε μεγαλύτερη μετατόπιση οροφής $\delta_{501} = 9.8 \text{ cm} (> 9.2 \text{ cm})$.

Το ίδιο φαινόμενο παρατηρείται και στις αστοχίες των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων του εσωτερικού πλαισίου.

Η παραπάνω παρατήρηση βασίζεται στο γεγονός ότι με πολλαπλασιασμό του συνδυασμού των φορτίων επί 1.40, αυξάνεται η θλίψη των υποστυλωμάτων και κατ'επέκταση, αυξάνεται το ύψος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής. Αυτό, γενικά, οδηγεί σε μείωση της πλαστικής στρόφης.

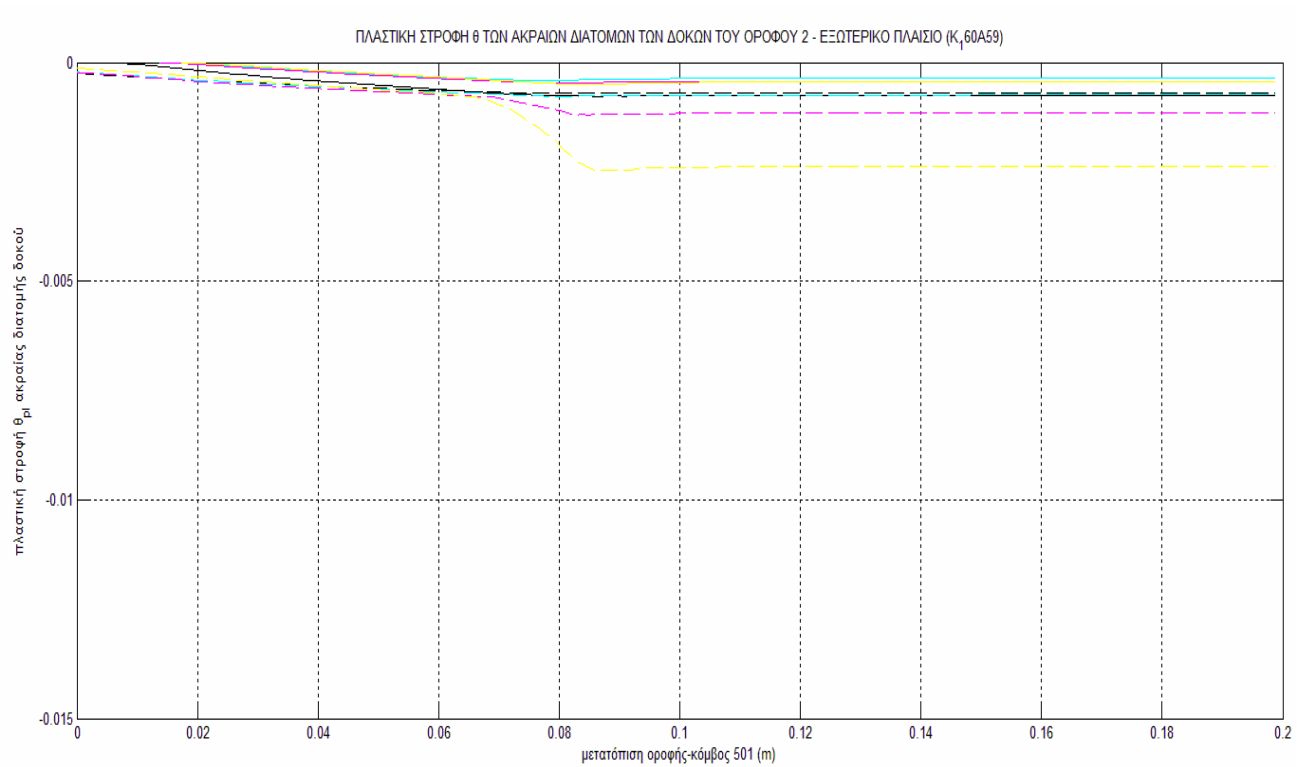
Έλεγχος δοκών για οριακή τιμή $\theta_{pl} = 0.015 \text{ rad}$

Το γεγονός ότι η αστοχία του κτιρίου K₁60A59II οφείλεται σε σχηματισμό μαλακού ορόφου σημαίνει ότι τα υποστυλώματα του κτιρίου είναι ασθενέστερα των δοκών του. Πράγματι, δεν παρατηρήθηκε αστοχία καμιάς δοκού ως προς τις πλαστικές στρόφες που αναπτύχθηκαν ούτε για το συνδυασμό $g+0.3q$ ούτε για το συνδυασμό $1.4*(g+0.3q)$.

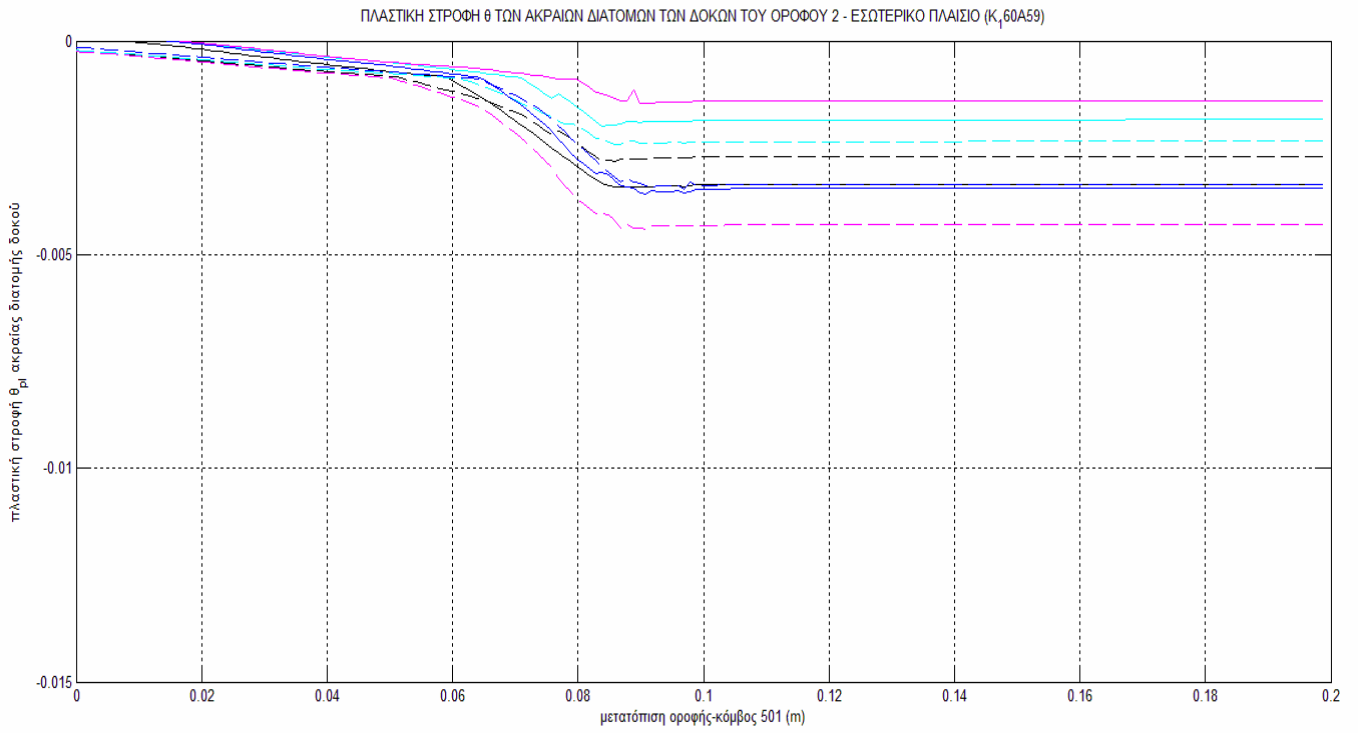
Ωστόσο, η αύξηση των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας, οδήγησε σε αύξηση των ροπών στις δοκούς και επομένως, αύξηση των παραμορφώσεων. Επίσης, η εγκάρσια (σεισμική) φόρτιση προσέθεσε θετική ροπή στους κόμβους αρχής (i) των δοκών και αρνητική ροπή στους κόμβους τέλους (j).

Τα παραπάνω είχαν σαν αποτέλεσμα την αύξηση των πλαστικών στρόφων που αναπτύσσονται στα άκρα των δοκών, όπως φαίνεται και στα ακόλουθα διαγράμματα [Εικόνες 4.13.1-4.13.2]. Ειδικότερα, στις μεσαίες δοκούς της οροφής του 2^{ου} ορόφου, η προαναφερθείσα αύξηση είναι πιο εμφανής.

Τα παρακάτω γραφήματα αναφέρονται στις αναπτυσσόμενες θ_{pl} των δοκών της οροφής του 2^{ου} ορόφου, για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου και μπορούν να αντιπαρατεθούν με τις αντίστοιχες Εικόνες 4.7.1-4.7.2.



Εικόνα 4.13.1 : Γράφημα θ_{pl} άκρων δοκών - μετατόπισης οροφής κτιρίου εξωτερικό πλαίσιο -όροφος 2



**Εικόνα 4.13.2 : Γράφημα θρι άκρων δοκών - μετατόπισης οροφής κτιρίου
εσωτερικό πλαίσιο -όροφος 2**

II. Έλεγχος αστοχίας από τέμνουσα

Σε κάθε μέλος του φορέα η δρώσα τέμνουσα V_S συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα αντοχής V_R .

Οι τέμνουσες αντοχής V_{R1} , V_{R2} , V_w , $V_{\lambda\omega\zeta}$ και V_{lim} υπολογίζονται από τις σχέσεις που αναφέρονται στην ενότητα 4.2 του παρόντος κεφαλαίου.

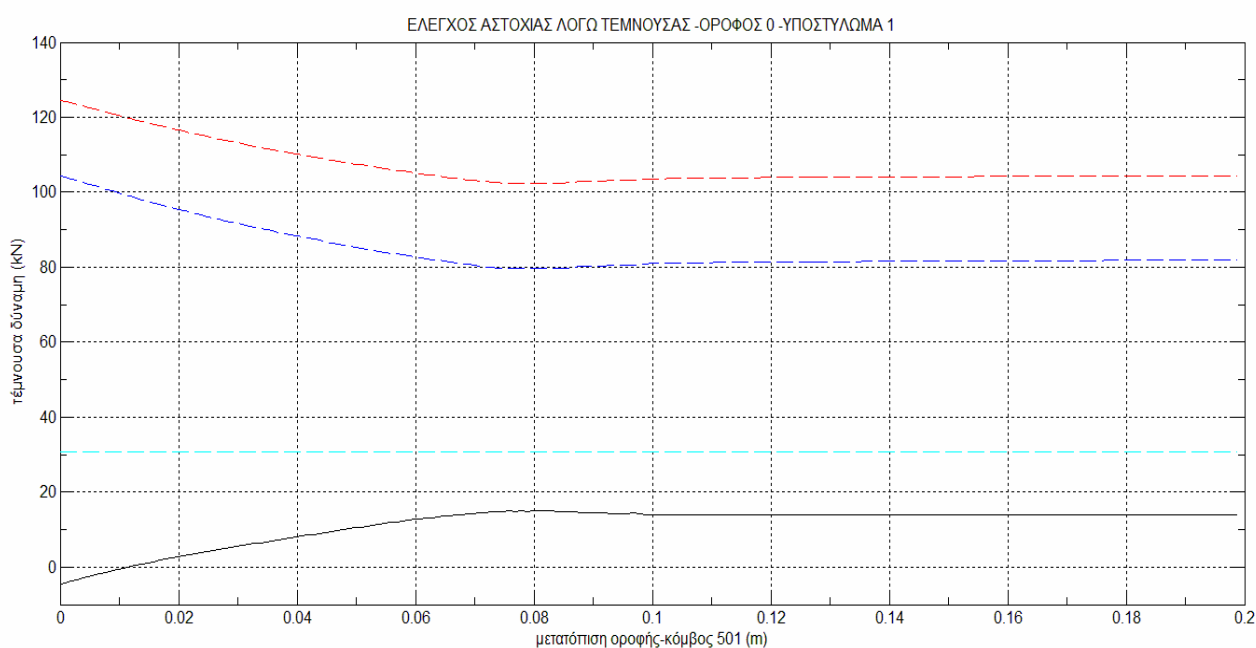
Έλεγχος σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων

Εξετάστηκαν για ενδεχόμενη αστοχία από διάτμηση τα υποστυλώματα του ισογείου επειδή αναλαμβάνουν τις μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις.

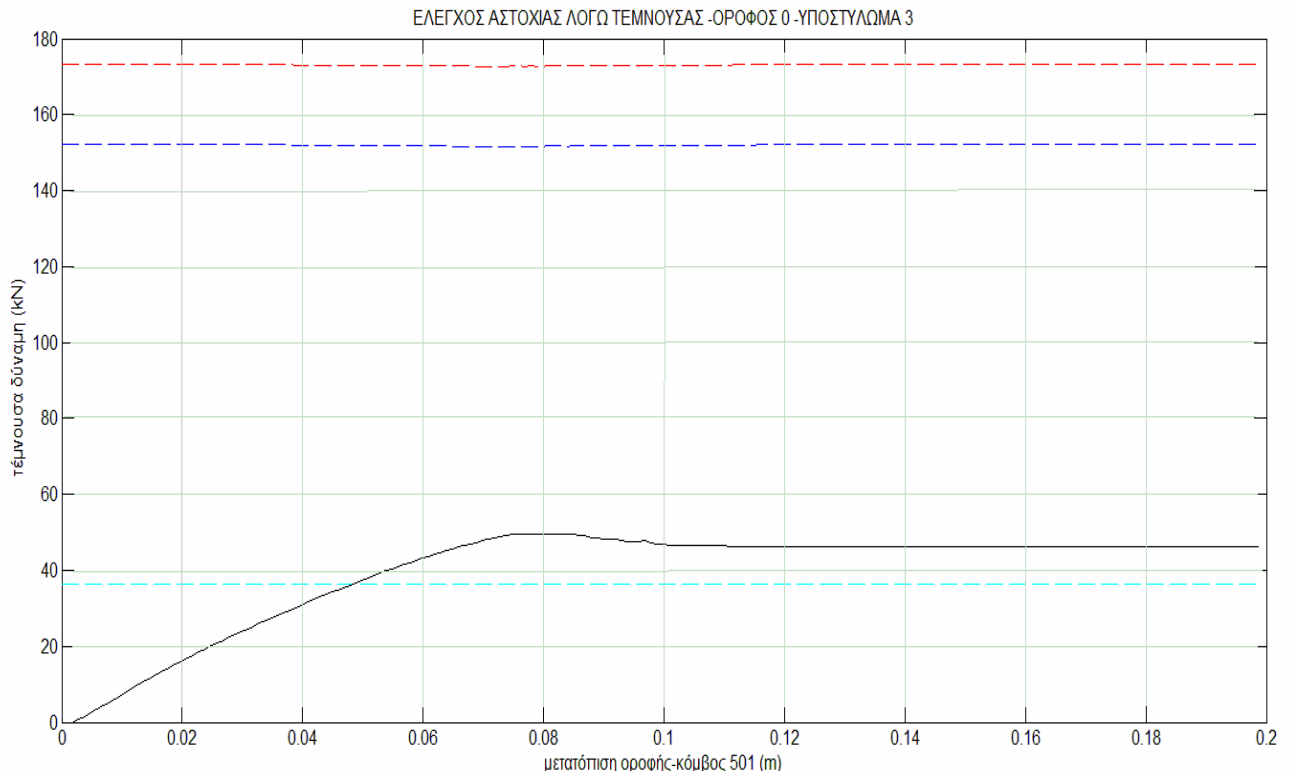
Όπως φαίνεται και στα παρακάτω διαγράμματα η διάτμηση εξακολουθεί να μην είναι κρίσιμη για τα το κτίριο K160A59II.

Η μετατροπή του συνδυασμού των κατακόρυφων δράσεων από $g+0.3q$ σε $1.4*(g+0.3q)$ οδηγεί σε αύξηση των θλιπτικών τάσεων στα υποστυλώματα που οδηγεί σε αύξηση της ροπής αντοχής V_{R1} και κατά συνέπεια αύξηση της οριακής διατμητικής δύναμης που μπορεί να αναληφθεί από την οπλισμένη διατομή V_{lim} .

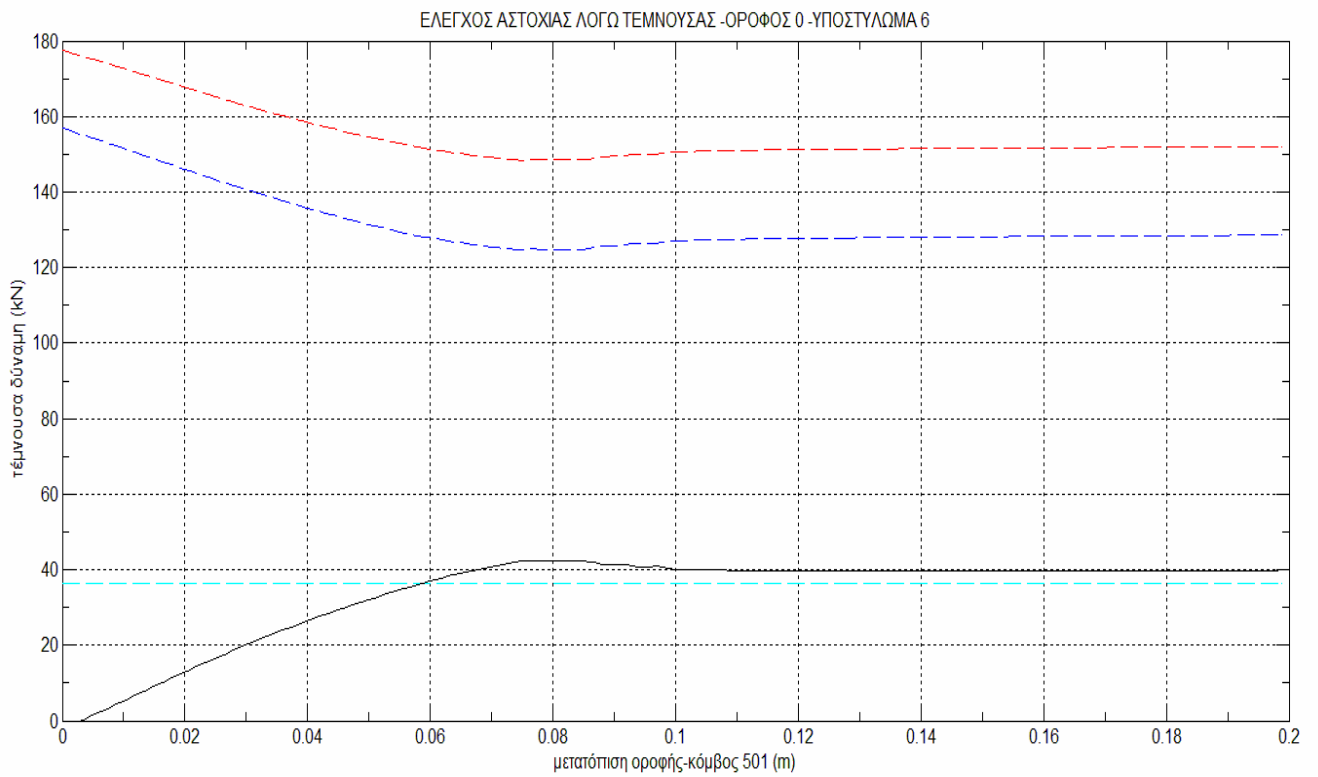
Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα των δυσμενέστερων ακραίων υποστυλωμάτων (λόγω μικρότερης θλίψης) αλλά και των μεσαίων υποστυλωμάτων του εξωτερικού και του εσωτερικού πλαισίου του ισογείου καθώς σε αυτά γίνεται πιο αισθητή η προαναφερθείσα μεταβολή την αντοχής.



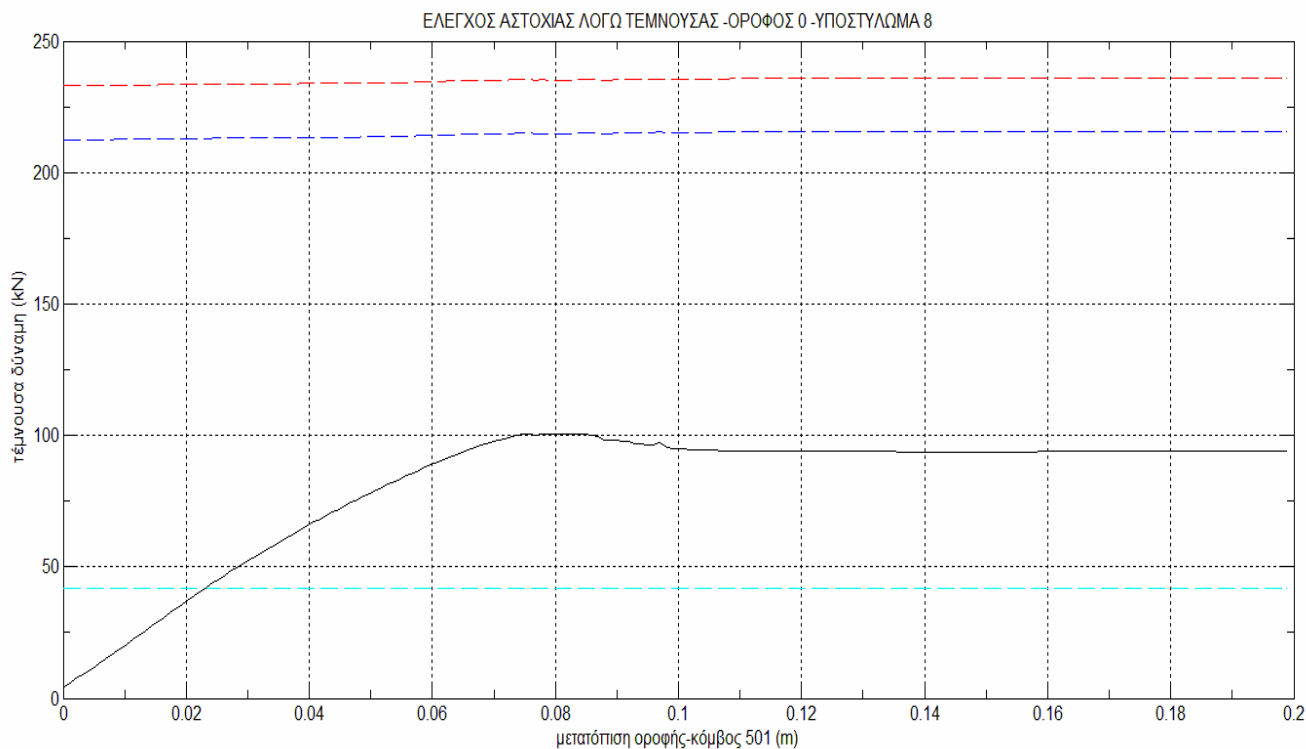
Εικόνα 4.14.1 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – Υποστυλώμα 1 – ισόγειο



Εικόνα 4.14.2 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – Υποστυλώμα 3 – ισόγειο



Εικόνα 4.14.3 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – Υποστυλώμα 6 – ισόγειο



Εικόνα 4.14.4 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – Υποστύλωμα 8 – ισόγειο

Στις Εικόνες 4.14.1-4.14.4 φαίνεται η αύξηση της οριακής τέμνουσας αντοχής των υποστυλωμάτων κατά τουλάχιστον 20 kN εξαιτίας της αυξημένης θλιπτικής δύναμης. Η δράσες τέμνουσες V_s (μαύρο χρώμα) αυξάνονται ελαφρώς σε σύγκριση με αυτές που προέκυψαν για το συνδυασμό $g+0.3q$ (σύγκριση με Εικόνες 4.9.1-4.9.2 και 4.9.4-4.9.5).

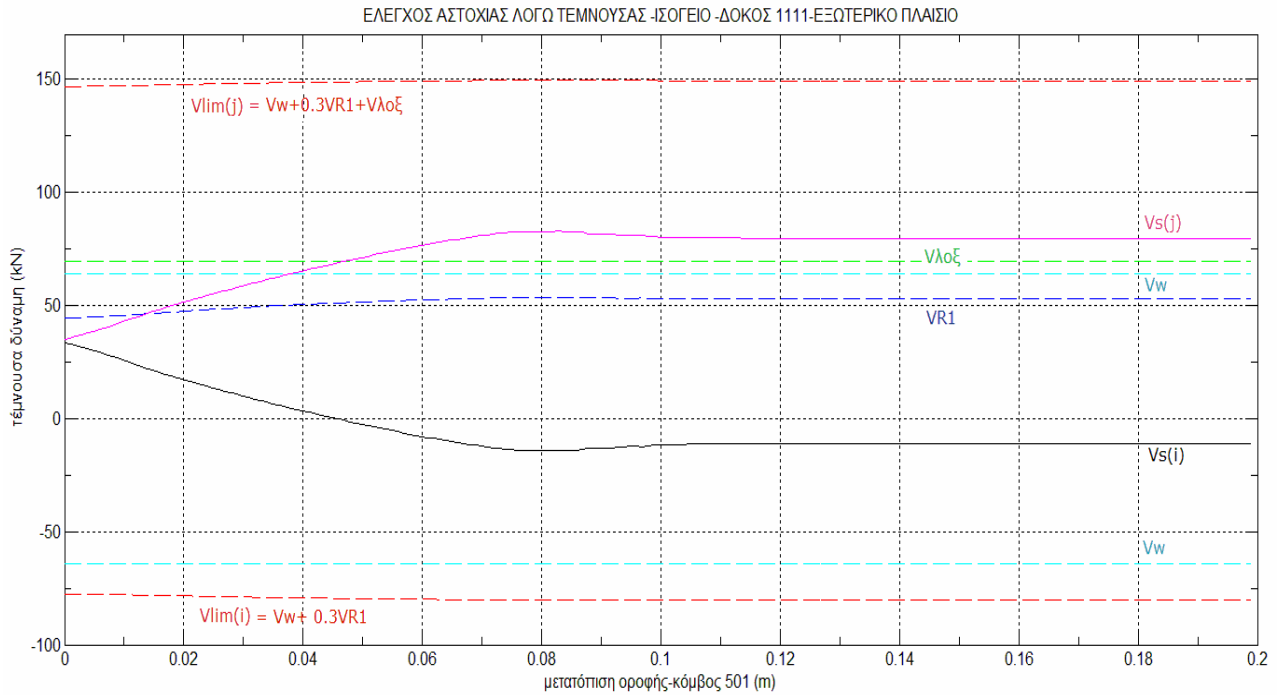
Έλεγχος σε τέμνουσα των δοκών

Εξετάστηκαν για ενδεχόμενη αστοχία από διάτμηση, όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 4.2, οι δοκοί του ισογείου του 2^{ου} και του 3^{ου} ορόφου.

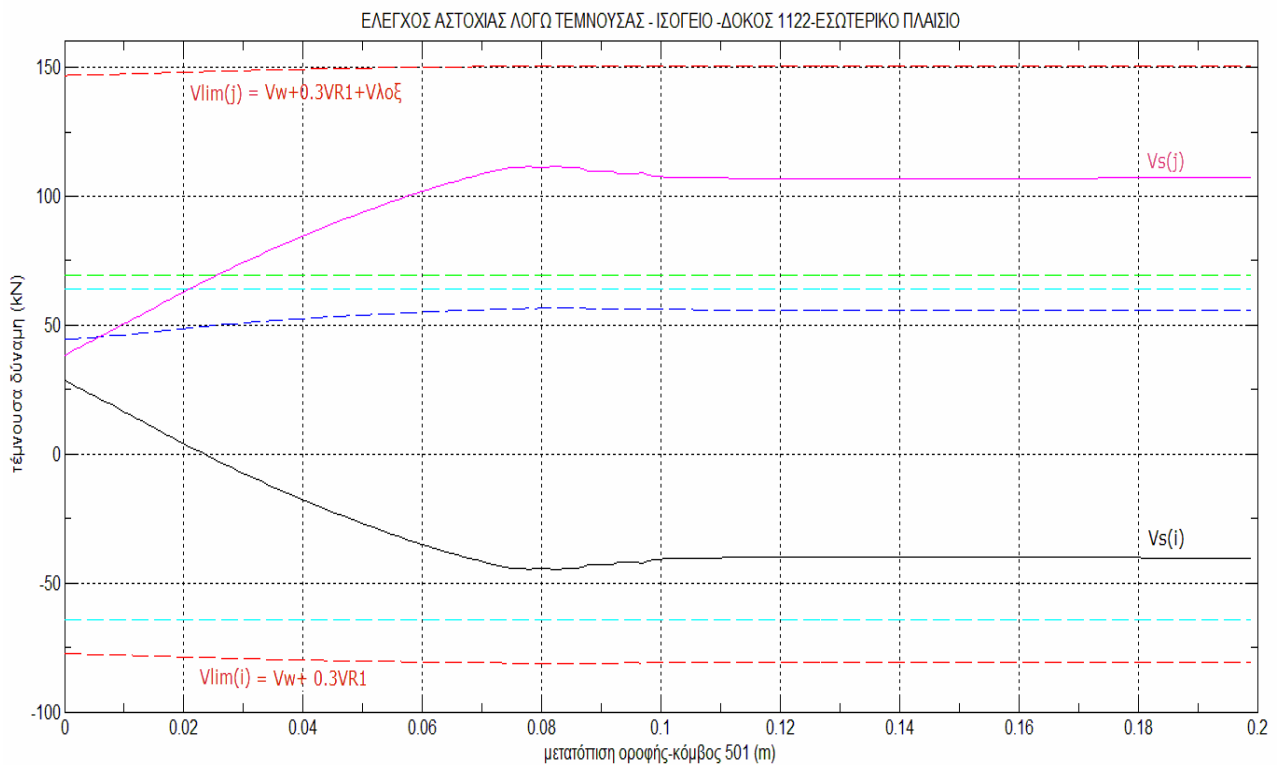
Η αντοχή σε διάτμηση των δοκών είναι επαρκής όπως φαίνεται και στα ενδεικτικά διαγράμματα που ακολουθούν. Ωστόσο η μετατροπή του συνδυασμού των κατακόρυφων δράσεων από $g+0.3q$ σε $1.4*(g+0.3q)$ οδηγεί σε αύξηση της δράσας τέμνουσας στις δοκούς V_s .

Στη συνέχεια παρατίθενται για λόγους εποπτείας μόνο τα διαγράμματα που αναφέρονται στις δοκούς του εξωτερικού και του εσωτερικού πλαισίου του ισογείου που αναπτύσσουν τις μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις.

Παρουσιάζονται με διακεκομμένες οριζόντιες χρωματιστές γραμμές οι τέμνουσες που παραλαμβάνουν οι συνδετήρες (Φ8/30) , οι τέμνουσες αντοχής V_{R1} (μπλε), οι τέμνουσες που παραλαμβάνει ο λοξός διαμήκης οπλισμός $V_{\lambda\omicron\xi}$ (πράσινο) και οι οριακές τέμνουσες αντοχής V_{lim} (κόκκινο).



Εικόνα 4.15.1 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – δοκός 3, εξωτερικό πλαίσιο – ισόγειο



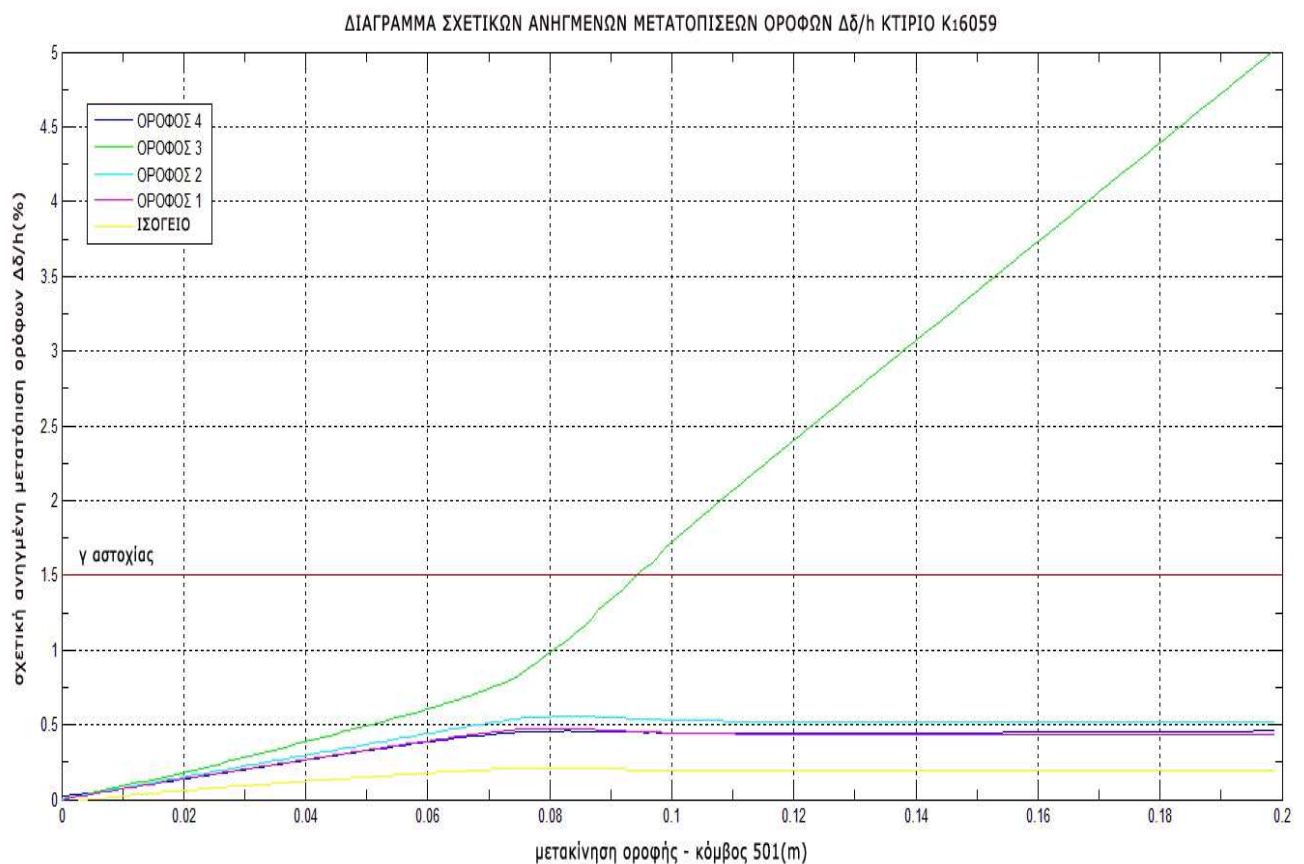
Εικόνα 4.15.2 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – δοκός 5, εσωτερικό πλαίσιο – ισόγειο

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 4.15.1-4.15.2 και σε αντιπαράθεση με τις Εικόνες 4.10.3, 4.10.5 (της φόρτισης $g+0.3q$) οι δρώσες τέμνουσες αυξήθηκαν κατά περίπου 15 kN ενώ οι αντοχές V_{R1} και V_{lim} παρέμειναν σχεδόν σταθερές.

III. Έλεγχος αστοχίας λόγω σχετικής μετακίνησης ορόφων

Η σχετική μετακίνηση των ορόφων $\Delta\delta$ θεωρείται το σημαντικότερο γενικό κριτήριο αστοχίας και επιχειρεί να διασφαλίσει ότι τα φαινόμενα δευτέρας τάξης P- Δ και οι βλάβες σε δομικά ή μη φέροντα στοιχεία δεν θα είναι σημαντικές.

Το διάγραμμα της εξέλιξης των ανηγμένων σχετικών μετατοπίσεων ορόφων $\Delta\delta/h$ σε συνάρτηση με την μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{501} φαίνεται παρακάτω:



Εικόνα 4.16: Γράφημα ανηγμένων σχετικών μετατοπίσεων ορόφων για συνδυασμό $1.4*(g+0.3q)$

Η οριακά αποδεκτή τιμή της γωνιακής παραμόρφωσης ενός ορόφου ισούται με 1.5% για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής”. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.16 η

γωνιακή παραμόρφωση του 4^{ου} ορόφου υπερβαίνει την αποδεκτή για μετατόπιση οροφής μεγαλύτερη από 9.6 cm.

Στην περίπτωση της φόρτισης $g+0.3q$ [Εικόνα 4.3] η αστοχία λόγω γωνιακής παραμόρφωσης γίνεται για μικρότερη μετατόπιση οροφής (9.1 cm).

4.3.4 Συμπέρασμα - Υπολογισμός παρεχόμενης πλαστιμότητας

Το κτίριο K160A59II αστοχεί λόγω σχηματισμού μαλακού ορόφου (3^{ος} όροφος).

Η εν λόγω αστοχία για φόρτιση $1.4*(g+0.3q)$ αρχίζει να συμβαίνει για μετατόπιση οροφής του κτιρίου δ_{501} περίπου ίση με 9 cm (δ_u).

Για την ίδια φόρτιση, η στοχευόμενη μετακίνηση του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού είναι περίπου ίση με 21.6 cm (ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας 14.4 cm).

Επομένως, η **παρεχόμενη πλαστιμότητα** του κτιρίου είναι $\mu = \delta_u / \delta_y = 9 / 5.7 = 1.58$

Σε σύγκριση με την παρεχόμενη πλαστιμότητα του κτιρίου για συνδυασμό $g+0.3q$ ($\mu=1.61$), η πλαστιμότητα έχει μειωθεί κατά 1.9%.

Συνοπτικά για αύξηση του συντελεστή των κατακόρυφων φορτίων κατά 40%:

- η ενεργός δυσκαμψία K_e του κτιρίου αυξήθηκε κατά 3.4%
- η ενεργός ιδιοπερίοδος T_e αυξήθηκε κατά 17.2%
- η οριζόντια δύναμη διαρροής F_y αυξήθηκε κατά 5.2%
- η παρεχόμενη πλαστιμότητα μειώθηκε κατά 1.9%
- η ελαστική επιτάχυνση (φάσμα ΕΑΚ) μειώθηκε κατά 16.7%

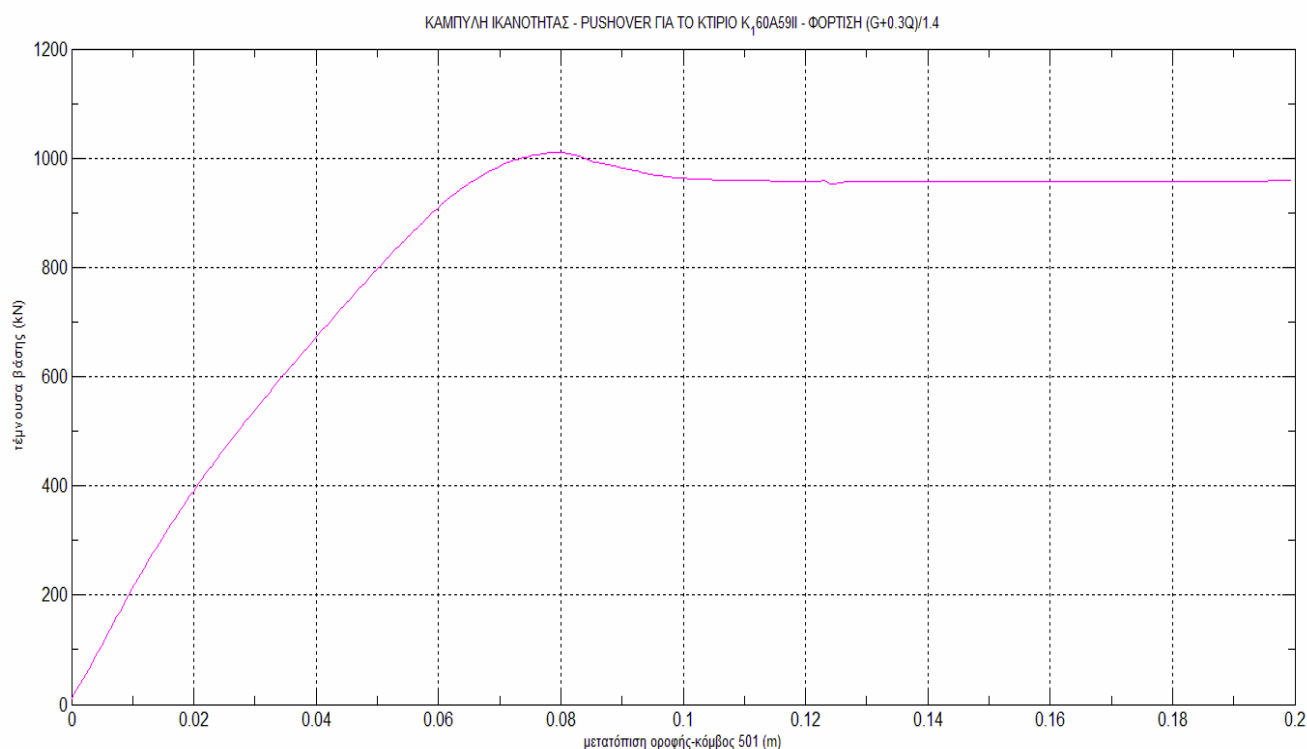
4.4 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις (g+0.3q)*1.4/(g+0.3q)/1.4

4.4.1 Σχεδιασμός καμπύλης αντίστασης (ικανότητας) του κτιρίου

Έγινε επίλυση του προσομοιώματος του φορέα για συνδυασμό δράσεων (g+0.3q)/1.4 όπου g το σύνολο των μόνιμων φορτίων και q το σύνολο των κινητών, και καταπόνηση του φορέα από οριζόντια δύναμη με τριγωνική κατανομή.

Στη συνέχεια ξανασχεδιάστηκαν όλα τα διαγράμματα και ξαναέγιναν όλοι οι έλεγχοι που προηγήθηκαν για το συνδυασμό g+0.3q για να διερευνηθεί η επιρροή της επίδρασης των κατακόρυφων φορτίων στη σεισμική απόκριση του φορέα.

Η καμπύλη τέμνουσας βάσης – μετατόπισης οροφής του κτιρίου με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης του OpenSees (Κεφάλαιο 3) έχει την εξής μορφή:



Εικόνα 4.17: Καμπύλη αντίστασης Κ₁60Α59ΠΙΙ για συνδυασμό (g+0.3q)/1.4

Συνολικό βάρος κτιρίου: $W_{OL} = G+Q = 8710 + 3680 = 12390$ kN

Βάρος κτιρίου κατά το σεισμό: $W' = 1.4*(G+0.3Q) = 7010$ kN

Στη συνέχεια παρατίθενται τα αποτελέσματα όλων των υπολογισμών και αντιπαραβάλλονται με αυτά που πρόέκυψαν για το συνδυασμό $g+0.3q$.

Θεμελιώδης ελαστική ιδιοπερίοδος του κτιρίου:

$$T_i = 0.706 \text{ sec .}$$

Η τιμή αυτή υπολογίστηκε από το OpenSees λαμβάνοντας υπόψη την πρώτη ιδιομορφή και την (αρχική) ελαστική δυσκαμψία του κτιρίου K_i και είναι προφανώς μικρότερη από την ιδιοπερίοδο που προέκυψε κατά την επίλυση με $g+0.3q$.

Ενεργός μάζα:

Σύμφωνα με τους Κανονισμούς FEMA 356(2000) και ΚΑΝΕΠΕ(2009) για κτίριο 5 ορόφων που αποτελείται από πλαίσια ΩΣ είναι $C_m = 0.9$.

Διγραμμική προσέγγιση καμπύλης V-δ :

Όπως έχει προαναφερθεί αναλυτικότερα στην ενότητα 4.2, για τη διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης αντίστασης V-δ, έχει ακολουθηθεί η Μέθοδος των Συντελεστών Μετατόπισης (DCM) όπως περιγράφεται στους Κανονισμούς FEMA356 και ΚΑΝΕΠΕ.

Με βάση τη διγραμμική προσέγγιση που έγινε γραφικά αλλά και την καμπύλη αντοχής υπολογίστηκαν προσεγγιστικά οι ακόλουθες παράμετροι:

Σε παρένθεση βρίσκονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για το συνδυασμό $g+0.3q$.

$$F_y = 970 \text{ kN} \quad (< 1050 \text{ kN})$$

$$\delta_y = 5.5 \text{ cm} \quad (< 5.6 \text{ cm})$$

$$F_{el} = 215 \text{ kN} \quad (< 445 \text{ kN})$$

$$\delta_{el} = 1.05 \text{ cm} \quad (< 2.2 \text{ cm})$$

Υπολογισμός δυσκαμψιών K_i , K_e , K_s :

Η αρχική ελαστική πλευρική δυσκαμψία είναι $K_i = F_{el} / \delta_{el} = 20476 \text{ kN/m}$ ($>20227 \text{ kN/m}$)

Η ενεργός πλευρική δυσκαμψία υπολογίστηκε $K_e = F_y / \delta_y = 17636 \text{ kN/m}$ ($<18750 \text{ kN/m}$)

Η μετελαστική πλευρική δυσκαμψία στη συγκεκριμένη περίπτωση εμφάνισε αρνητική κλίση και υπολογίστηκε περίπου ίση με $K_s = -280 \text{ kN/m}$ ($< -266 \text{ kN/m}$)

Υπολογισμός ενεργού ιδιοπεριόδου T_e :

Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί στη δυσκαμψία K_e είναι

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}, \text{ δηλαδή } T_e = 0.76 \text{ sec} \quad (< 0.867 \text{ sec})$$

4.4.2 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης δ_t :

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (2009) είναι :

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \Phi_e * (T_e / 2\pi)^2 * 1.5$$

όπου το 1.5 είναι πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας και οι υπόλοιποι συντελεστές είναι οι εξής:

C_0 : για κτίρια χωρίς τοιχώματα και με 5 ορόφους είναι $C_0 = 1.40$.

C_1 : για φορείς με $T_e > T_2$ (όπου $T_2 = 0.60$ για έδαφος Β) είναι $C_1 = 1.00$.

C_2 : για φορέα τύπου 1 (κτίριο κατασκευασμένο πριν το 1985), με στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής” και $T_e > T_2$ είναι $C_2 = 1.1$.

C_3 : επειδή προέκυψε μετελαστικός κλάδος με αρνητική κλίση ($K_s < 0$) δίνεται από τη

$$\text{σχέση } C_3 = 1.0 + \frac{a * (R - 1)^{3/2}}{T_e}, \text{ όπου } a = -K_s / K_e \text{ και } R = (\Phi_e * W * C_m) / (g * F_y) .$$

Υπολογίστηκε $C_3 = 1.18$ (και συντελεστής συμπεριφοράς $R = 5.42$).

Φ_e : υπολογίζεται από τη σχέση $\{\Phi_e = \gamma_1 * A * \eta * \beta_0 * (T_2 / T_e)\}$ (ΕΑΚ2000) για $q = 1$ και έδαφος τύπου Β και προέκυψε ίση με $\Phi_e = 0.47 * g$ ($> 0.42 * g$)

Σύμφωνα με τα παραπάνω η στοχευόμενη μετατόπιση υπολογίστηκε ίση με

$$\delta_t = 18.4 \text{ cm} \text{ (ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας } 12.3 \text{ cm)}$$

Η τιμή της στοχευόμενης μετατόπισης προέκυψε μικρότερη σε σύγκριση με την αντίστοιχη για $g + 0.3q$ ($\delta_t = 20 \text{ cm}$). Το γεγονός αυτό οφείλεται στη μείωση της ενεργού ιδιοπεριόδου T_e καθώς οι υπόλοιποι συντελεστές είτε έμειναν σταθεροί είτε αυξήθηκαν (επιτάχυνση Φ_e και συντελεστής C_3).

Εκτίμηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας της κατασκευής μ_{ap} :

Η απαιτούμενη πλαστιμότητα του φορέα ισούται με το λόγο της μέγιστης μετατόπισης που θα “απαιτήσει” ο σεισμός από τον φορέα (στοχευόμενη δ_i) προς τη μετατόπιση διαρροής του, $\mu_{ap} = \delta_i / \delta_y$.

Για το κτίριο K₁60A59II και για το συνδυασμό φορτίων (g+0.3q)/1.4 υπολογίστηκε :

$$\mu_{ap} = 18.4 / 5.5 = 3.35$$

(ή $\mu_{ap} = 2.24$ εάν στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης δεν συμπεριληφθεί ο πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας).

Όπως φαίνεται η απαιτούμενη πλαστιμότητα μειώθηκε λόγω της μείωσης της στοχευόμενης μετακίνησης.

Εκτίμηση του συντελεστή υπεραντοχής q_0 του κτιρίου:

Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού του κτιρίου $F_{σχ}$ ισούται με $\varepsilon * W_{OL}$ όπου $\varepsilon = 0.06$ ο σεισμικός συντελεστής σεισμικότητας του κτιρίου και W_{OL} το συνολικό βάρος του.

$$F_{σχ} = \varepsilon * W_{OL} = 0.06 * 12390 \text{ kN} = 740 \text{ kN}$$

Όπως προαναφέρθηκε στην ενότητα 4.2 του παρόντος κεφαλαίου, για υφιστάμενα κτίρια από ΩΣ που έχουν υπολογισθεί με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων, θεωρείται η ισοδύναμη οριακή αντοχή σχεδιασμού $V_u = \beta * F_{σχ}$.

$$\text{Για χάλυβα St I είναι } \beta = f_y / f_{επ} = 240 / 168 = 1.4$$

$$\text{Κατά συνέπεια είναι } V_u = \beta * F_{σχ} = 1036 \text{ kN}$$

$$\text{Επομένως είναι } q_0 = F_y / V_u = 970 / 1036 = 0.94 \quad (< 1.014)$$

4.4.3 Κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν:

Στη συνέχεια εξετάζονται ξανά τα ίδια κριτήρια αστοχίας στα ίδια μέλη του φορέα, δηλαδή:

I) η μέγιστη επιτρεπόμενη πλαστική στροφή θ_{pl} μιας πλαστικής άρθρωσης (δοκοί και υποστυλώματα),

II) η αντοχή σε τέμνουσα των μελών (δοκών και υποστυλωμάτων),

III) η μέγιστη επιτρεπόμενη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου, για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής”.

I. έλεγχος επιτρεπόμενης πλαστικής στροφή θ_{pl}

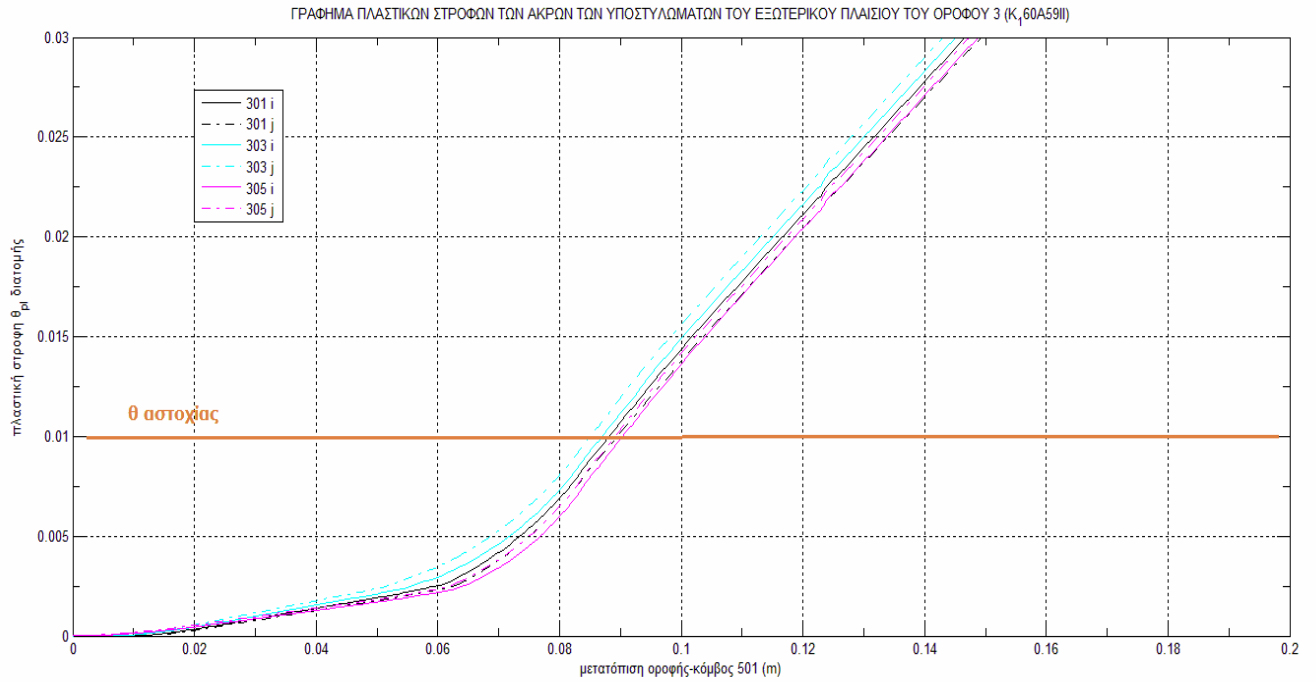
Η αστοχία του κτιρίου K_{160A59II} έχει βρεθεί ότι οφείλεται σε σχηματισμό μαλακού ορόφου και συγκεκριμένα στη διαδοχική αστοχία των πλαστικών αρθρώσεων όλων των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου.

Έλεγχος υποστυλωμάτων για οριακή τιμή $\theta_{pl} = 0.010$ rad

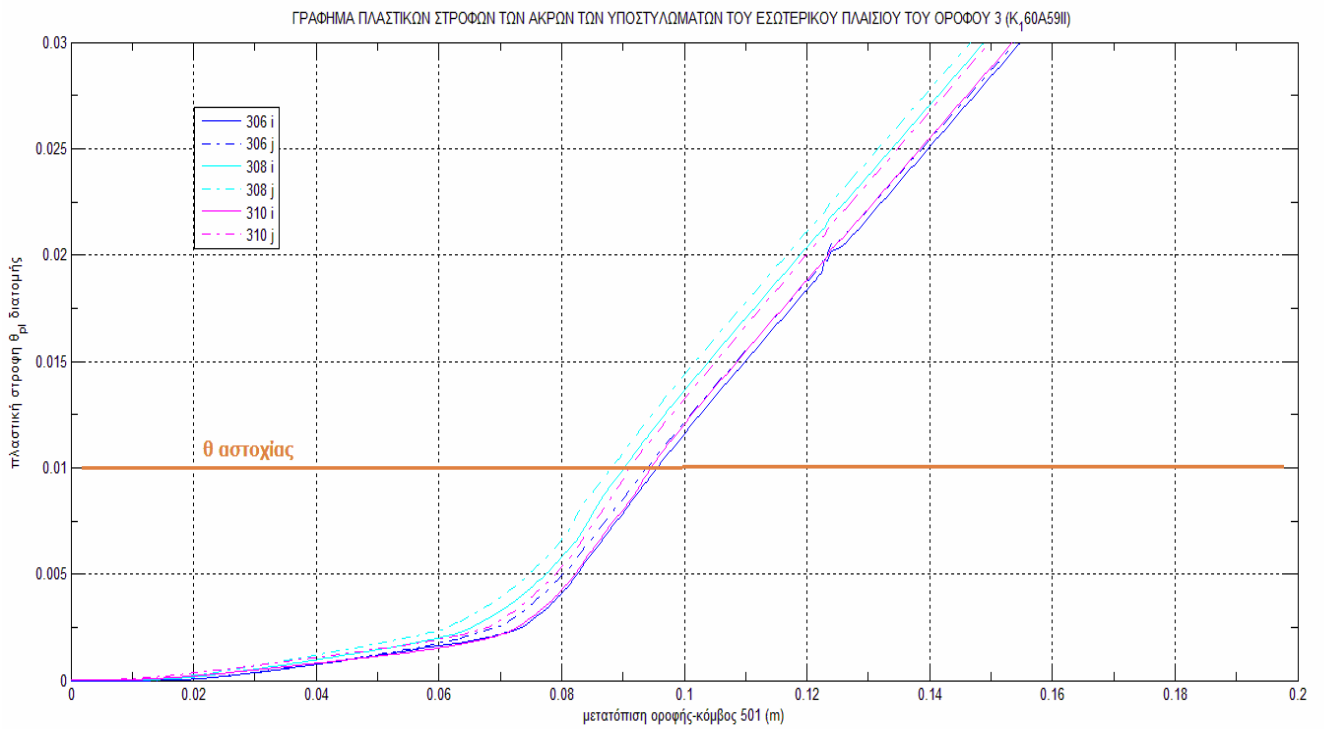
Στα ακόλουθα γραφήματα φαίνεται η εξέλιξη πλαστικής στροφής των ακραίων διατομών των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{501} .

Για λόγους οικονομίας εξετάστηκαν μόνο τα ακραία και το μεσαίο υποστύλωμα κάθε πλαισίου ως αντιπροσωπευτικά και δυσμενέστερα.

Το όριο αστοχίας κατά FEMA 356 (2000) θεωρείται για $\theta_{pl} = 0.010$ rad.



**Εικόνα 4.18.1 : Γράφημα θρι άκρων υποστυλωμάτων - μετατόπισης οροφής κτιρίου
εξωτερικό πλαίσιο -όροφος 3**



**Εικόνα 4.18.2 : Γράφημα θρι άκρων υποστυλωμάτων - μετατόπισης οροφής κτιρίου
εσωτερικό πλαίσιο -όροφος 3**

Όπως φαίνεται από τη σύγκριση των εικόνων 4.18.1 και 4.18.2 με τις Εικόνες 4.5.1 και 4.5.2 τα διαγράμματα της εξέλιξης των θ_{pl} των υποστυλωμάτων την ίδια μορφή.

Η διαφορά τους έγκειται στο ότι η πρώτη αστοχία που εμφανίζεται, δηλαδή αυτή της διατομής 303j (εξωτερικό πλαίσιο-μεσαίο υποστύλωμα-κορυφή), υπό τον συνδυασμό δράσεων $(g+0.3q)/1.4$, εμφανίζεται για μετατόπιση οροφής 8.5 cm δηλαδή μικρότερη από την αντίστοιχη μετατόπιση που προέκυψε για το συνδυασμό $g+0.3q$ (ίση με 8.9 cm). Η μείωση της μετατόπισης αστοχίας είναι της τάξης του 1% .

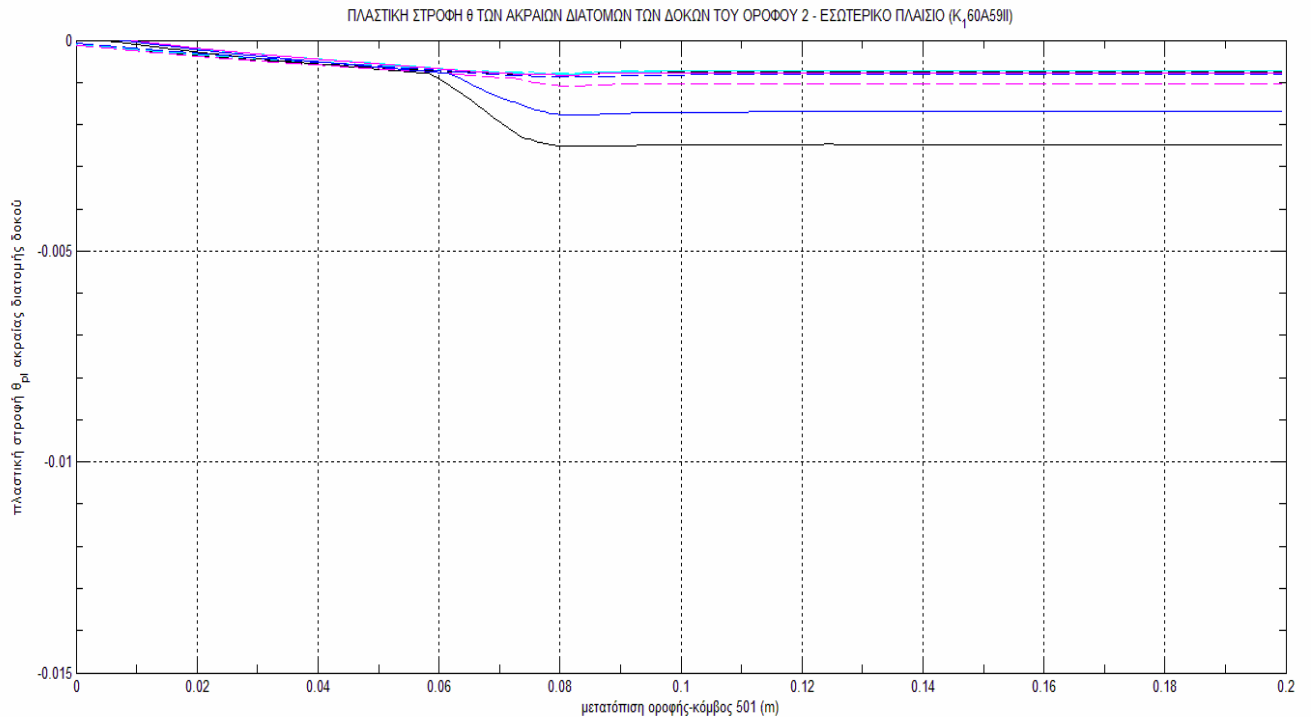
Ομοίως και οι αστοχίες των πλαστικών αρθρώσεων στο εσωτερικό πλαίσιο του 3^{ου} ορόφου παρατηρούνται σε μικρότερες μετατοπίσεις οροφής δ_{501} από την αντίστοιχες που υπολογίστηκαν για συνδυασμό φορτίων $g+0.3q$.

Η παραπάνω παρατήρηση βασίζεται στο γεγονός ότι μειωμένες κατακόρυφες δράσεις συνεπάγονται μειωμένη θλίψη, δηλαδή μειωμένο ύψος θλιβόμενης ζώνης της διατομής, και αυτό συμβάλλει στην αύξηση της πλαστικής στροφής.

Έλεγχος δοκών για οριακή τιμή $\theta_{pl} = 0.015 \text{ rad}$

Το γεγονός ότι η αστοχία του κτιρίου K₁60A59Π οφείλεται σε σχηματισμό μαλακού ορόφου σημαίνει ότι τα υποστυλώματα του κτιρίου είναι ασθενέστερα των δοκών του. Πράγματι, δεν παρατηρήθηκε αστοχία καμιάς πλαστικής άρθρωσης στις δοκούς για κανέναν από τους συνδυασμούς φορτίων που εξετάστηκαν.

Επιπλέον για το συνδυασμό $(g+0.3q)/1.4$ παρατηρήθηκε μια μικρή μείωση στις πλαστικές στροφές που αναπτύσσονται στα άκρα των δοκών σε σύγκριση με το συνδυασμό $g+0.3q$. Αυτό γίνεται πιο αισθητό στις δοκούς της οροφής του εσωτερικού πλαισίου του 2^{ου} ορόφου στις οποίες αναφέρεται και το ακόλουθο γράφημα [αντιπαράθεση με αντίστοιχη Εικόνα 4.7.2].



**Εικόνα 4.19 : Γράφημα θ_{pl} άκρων δοκών - μετατόπισης οροφής κτιρίου
εσωτερικό πλαίσιο -όροφος 2**

Π . Έλεγχος αστοχίας από τέμνουσα

Σε κάθε μέλος του φορέα η δρώσα τέμνουσα V_S συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα αντοχής V_R .

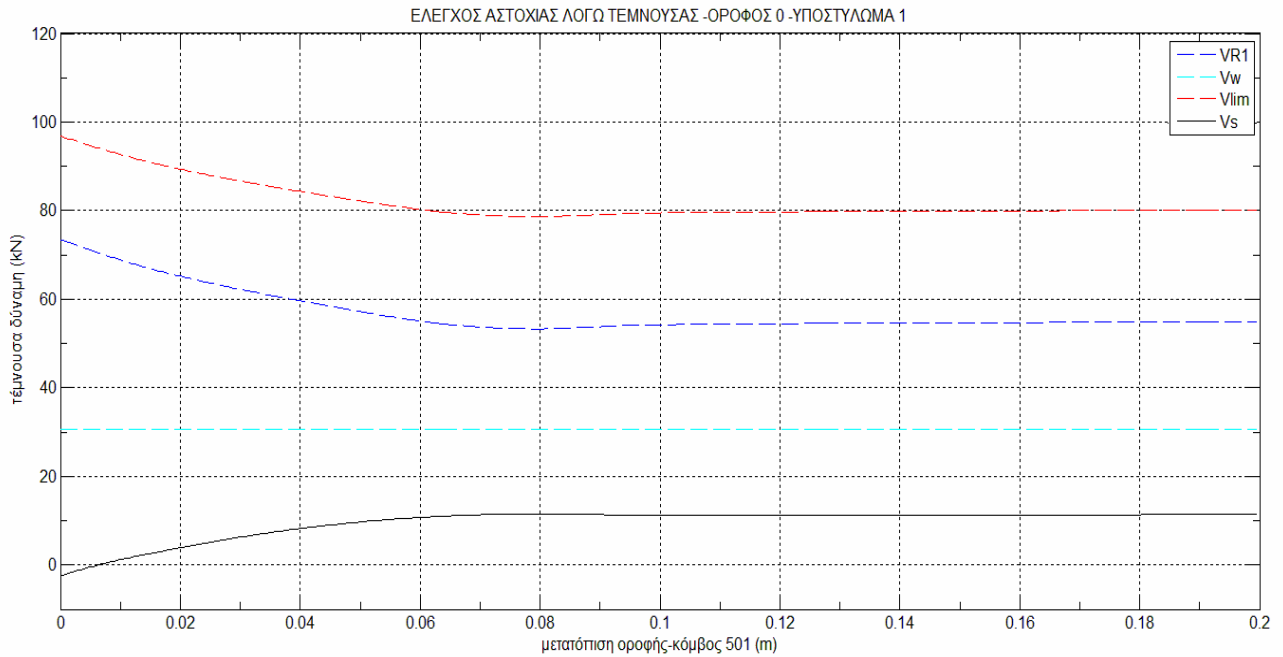
Οι τέμνουσες αντοχής V_{R1} , V_{R2} , V_w , $V_{\lambda\omega\xi}$ και V_{lim} υπολογίζονται από τις σχέσεις που αναφέρονται στην ενότητα 4.2 του παρόντος Κεφαλαίου.

Έλεγχος σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων

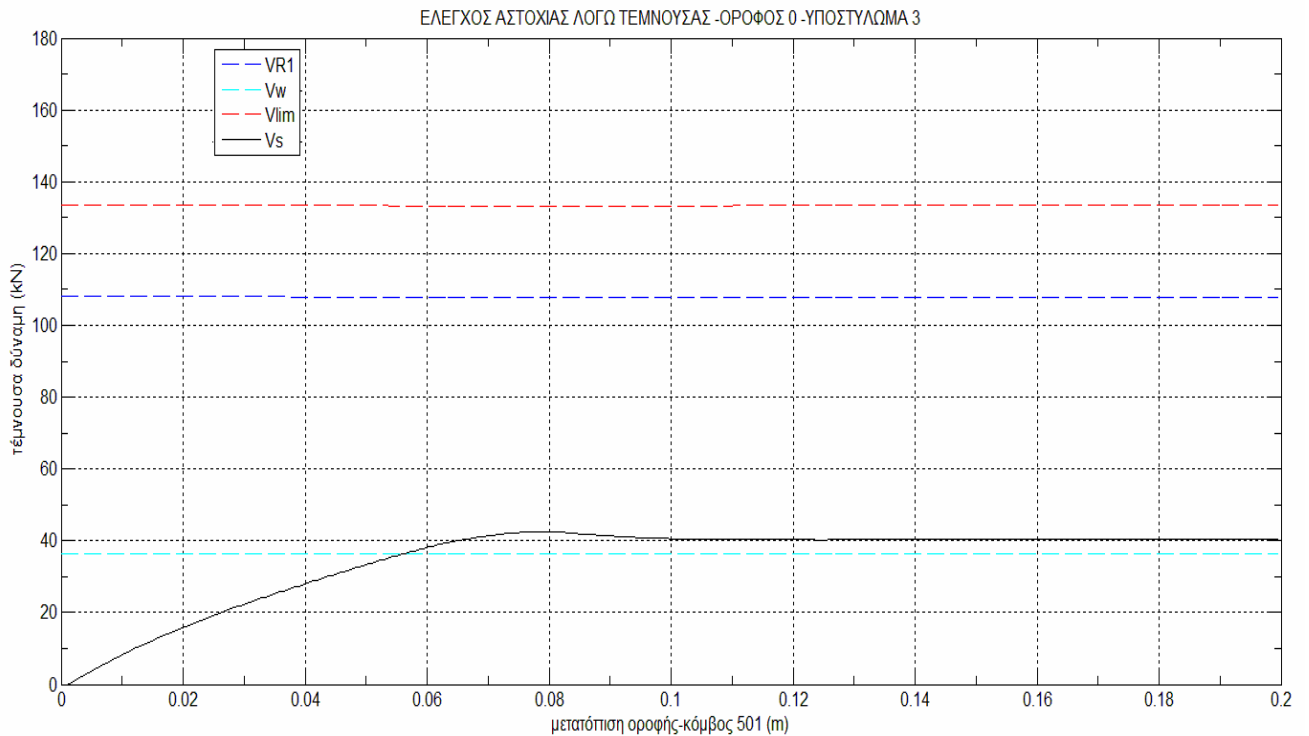
Εξετάστηκαν για ενδεχόμενη αστοχία από διάτμηση, αρχικά τα υποστυλώματα του ισογείου επειδή αναλαμβάνουν τις μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις, και στη συνέχεια τα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου που αστοχούν λόγω θ_{pl} .

Όπως φαίνεται και στα παρακάτω διαγράμματα η διάτμηση δεν είναι κρίσιμη για τα κτίρια Κ₁60Α59II. Ωστόσο η μετατροπή του συνδυασμού των φορτίων από $g+0.3q$ σε $(g+0.3q)/1.4$ οδηγεί σε μείωση των θλιπτικών τάσεων στα υποστυλώματα που οδηγεί σε μείωση της ροπής αντοχής V_{R1} και κατά συνέπεια μείωση της οριακής διατμητικής δύναμης που μπορεί να αναληφθεί από την οπλισμένη διατομή V_{lim} .

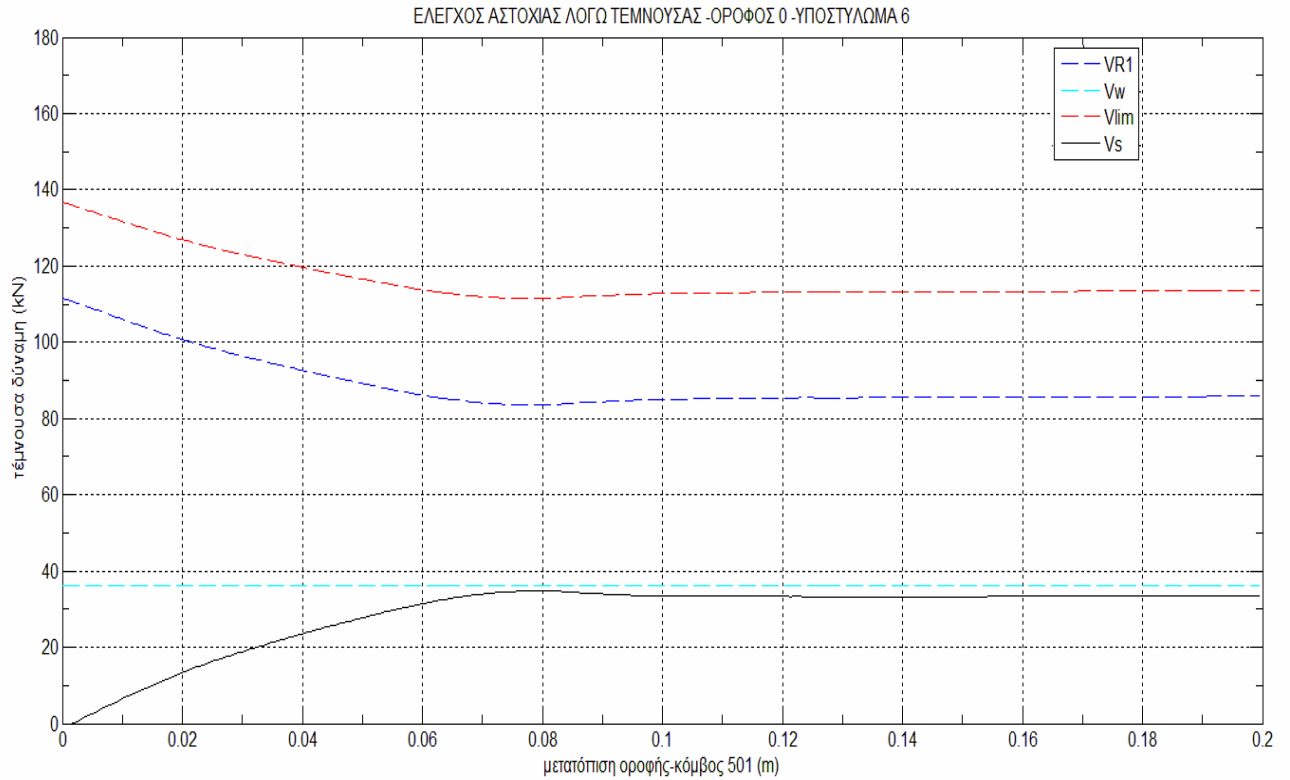
Παρατίθενται τα διαγράμματα των δυσμενέστερων ακραίων (από την άποψη μικρής θλίψης και άρα μικρής αντοχής V_{R1}) και των μεσαίων υποστυλωμάτων του εξωτερικού και του εσωτερικού πλαισίου του ισόγειου καθώς σε αυτά γίνεται πιο αισθητή η προαναφερθείσα μεταβολή την αντοχής.



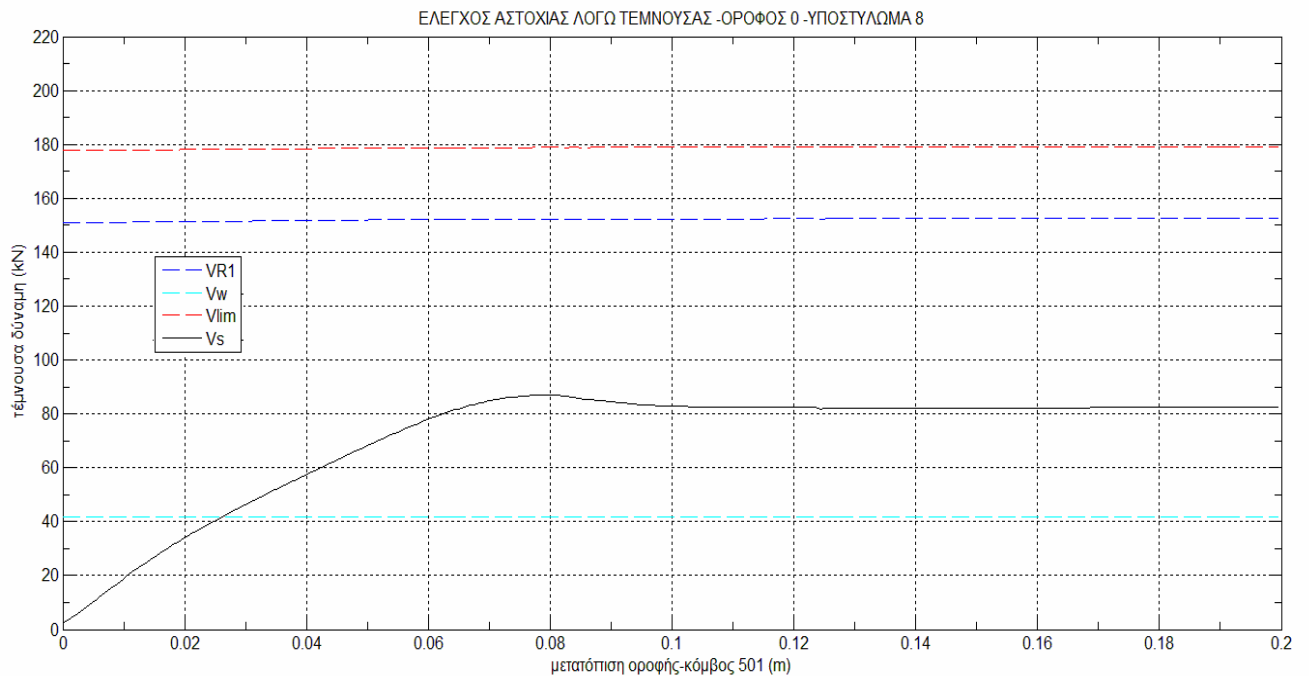
Εικόνα 4.20.1 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – Υποστύλωμα 1 – εξωτερικό πλαίσιο- ισόγειο



Εικόνα 4.20.2 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – Υποστύλωμα 3 – εξωτερικό πλαίσιο- ισόγειο



Εικόνα 4.20.3 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – Υποστώλωμα 6- εσωτερικό πλαίσιο – ισόγειο



Εικόνα 4.20.4 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – Υποστώλωμα 8- εσωτερικό πλαίσιο – ισόγειο

Στις Εικόνες 4.20.1-4.20.4 και σε αντιπαράθεση με τις Εικόνες 4.9.1-4.9.2 και 4.9.4-4.9.5 φαίνεται η μείωση της οριακής τέμνουσας αντοχής των υποστυλωμάτων (V_{lim}

κόκκινο χρώμα) κατά 15-20 kN εξαιτίας της μειωμένης θλιπτικής δύναμης. Οι δρώσες τέμνουσες V_s (μαύρο χρώμα) μειώνονται ελαφρώς.

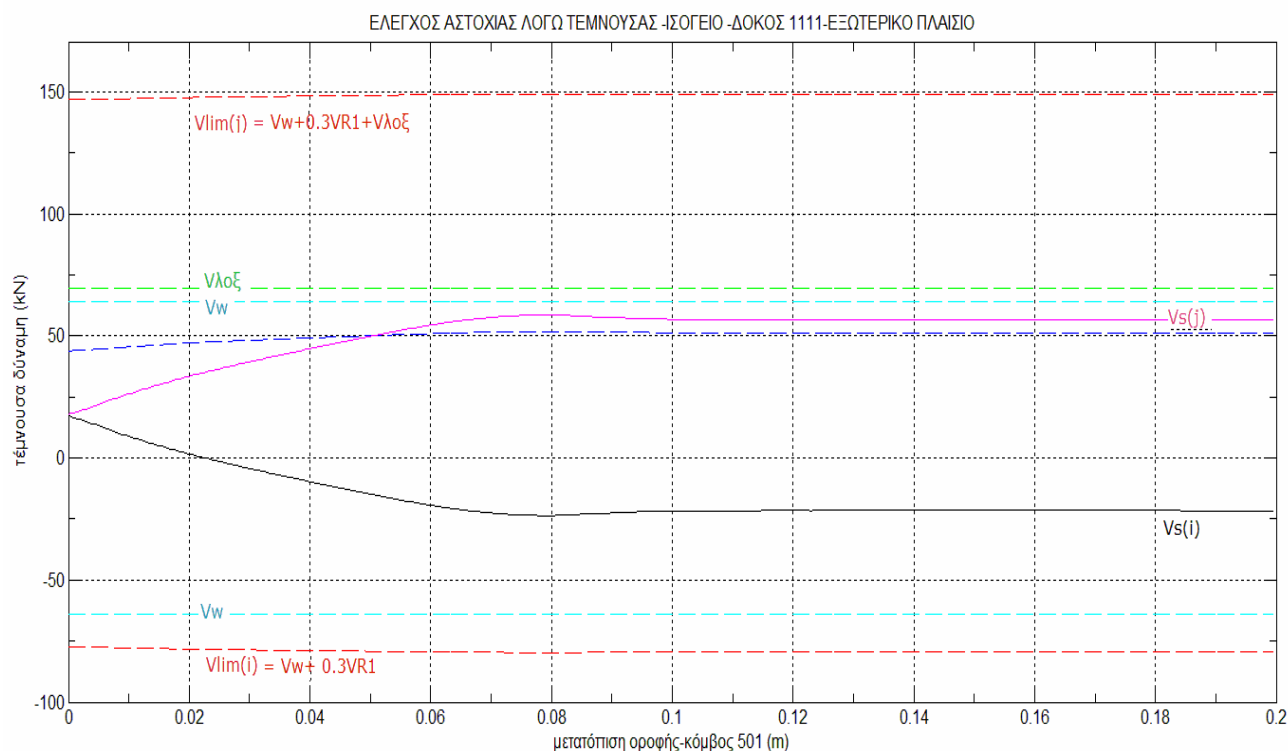
Έλεγχος σε τέμνουσα των δοκών

Εξετάστηκαν για ενδεχόμενη αστοχία από διάτμηση, όπως έχει προαναφερθεί, οι δοκοί του ισόγειου, του 2^{ου} και του 3^{ου} ορόφου.

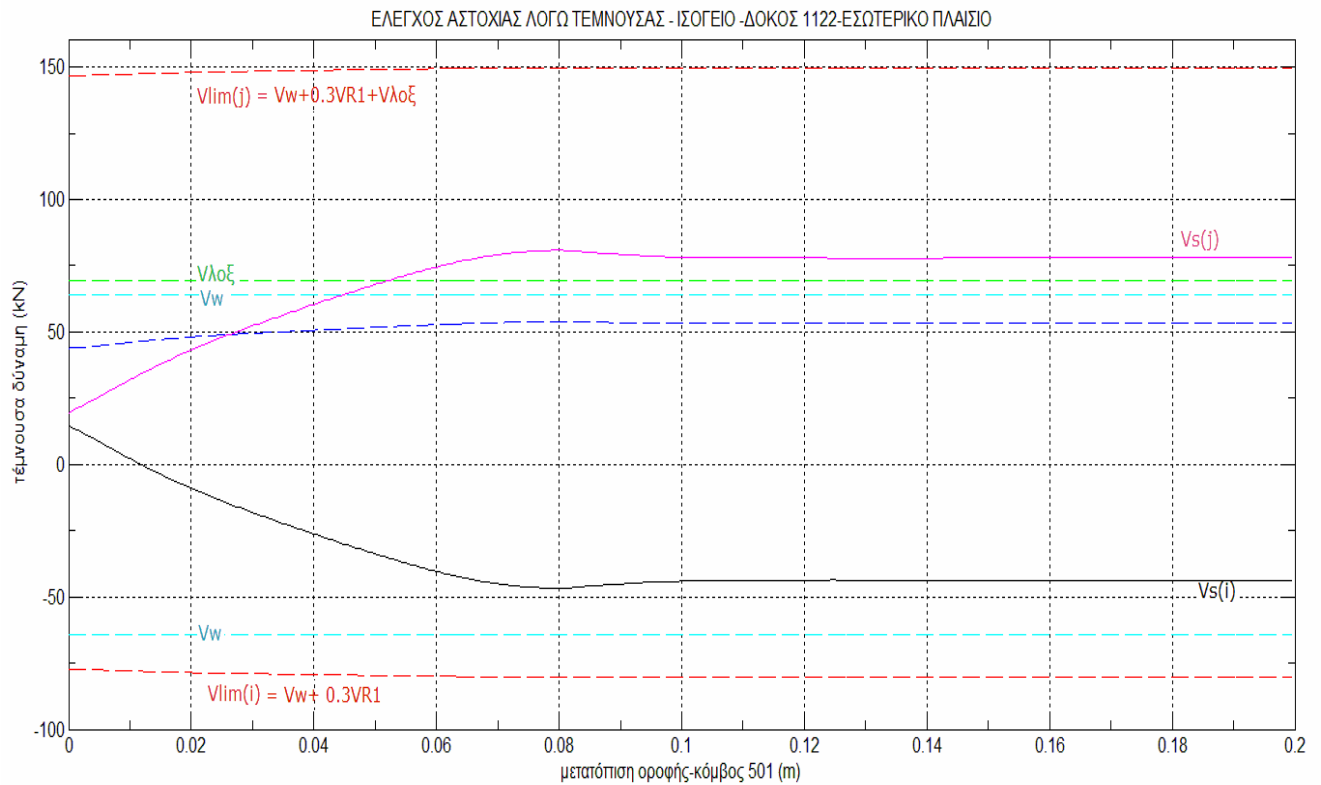
Η αντοχή σε διάτμηση των δοκών είναι επαρκής όπως φαίνεται και στα ενδεικτικά διαγράμματα που ακολουθούν. Η μετατροπή του συνδυασμού των φορτίων από $g+0.3q$ σε $(g+0.3q)/1.4$ οδηγεί σε μείωση της δρώσας τέμνουσας στις δοκούς V_s .

Στη συνέχεια παρατίθενται για λόγους εποπτείας μόνο τα διαγράμματα που αναφέρονται στις δοκούς του εξωτερικού και του εσωτερικού πλαισίου του ισόγειου που παραλαμβάνουν τις μεγαλύτερες τέμνουσες, και για τις οποίες είναι πιο ορατή η προαναφερθείσα μεταβολή.

Παρουσιάζονται με διακεκομμένες οριζόντιες χρωματιστές γραμμές οι τέμνουσες που παραλαμβάνουν οι συνδετήρες ($\Phi 8/30$), οι τέμνουσες αντοχής V_{R1} (μπλε), οι τέμνουσες που παραλαμβάνει ο λοξός διαμήκης οπλισμός $V_{\lambda\sigma\xi}$ (πράσινο) και οι οριακές τέμνουσες αντοχής V_{lim} (κόκκινο).



Εικόνα 4.21.1 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – δοκός 3, εξωτερικό πλαίσιο – ισόγειο

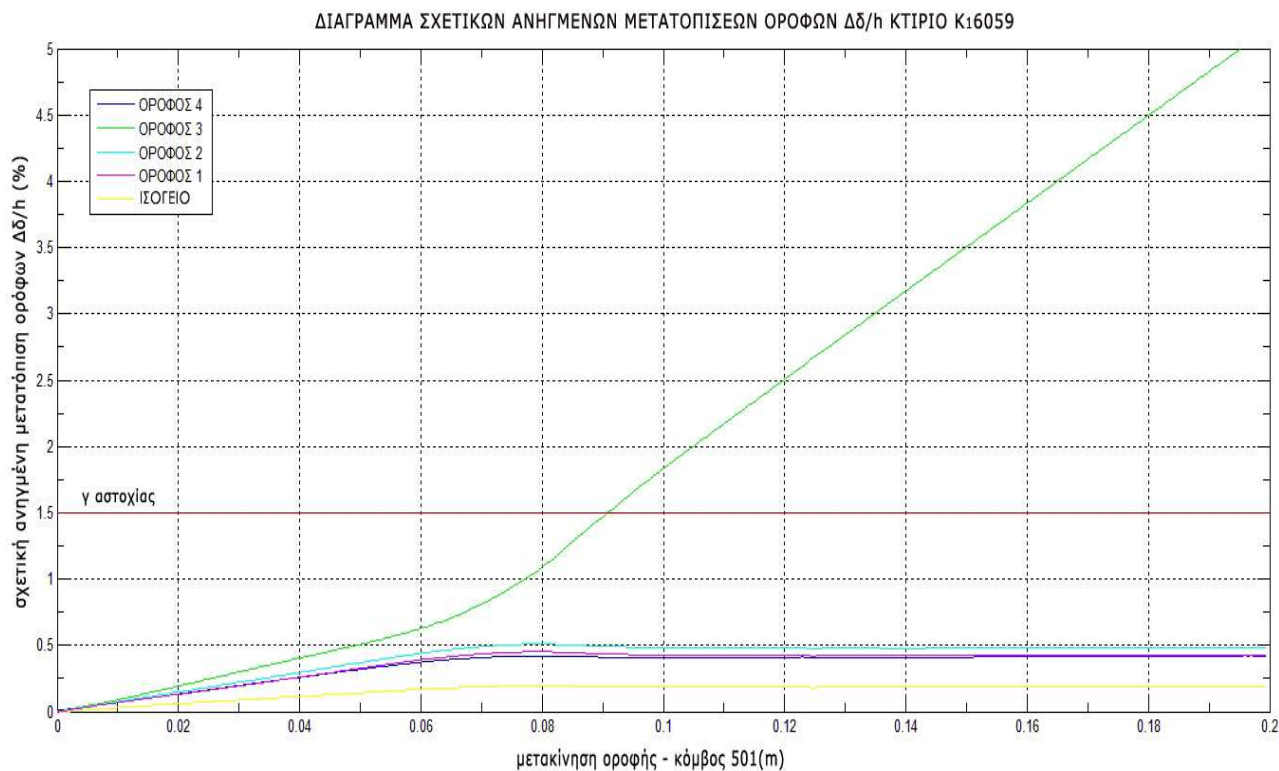


Εικόνα 4.21.2 έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης – δοκός 5, εσωτερικό πλαίσιο – ισόγειο

Η αντιπαράθεση μπορεί να γίνει με τις Εικόνες 4.10.3 και 4.10.5 που αναφέρονται στις ίδιες δοκούς (για φόρτιση $g+0.3q$). Η οριακή τέμνουσα αντοχής V_{lim} δε μεταβάλλεται .

III. Έλεγχος αστοχίας λόγω σχετικής μετακίνησης ορόφων

Το διάγραμμα της εξέλιξης των σχετικών ανηγμένων μετατοπίσεων ορόφων $\Delta\delta/h$ σε συνάρτηση με την μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{501} φαίνεται παρακάτω:



Εικόνα 4.22: Γράφημα ανηγμένων σχετικών μετατοπίσεων ορόφων για συνδυασμό $(g+0.3q)/1.4$

Η οριακά αποδεκτή τιμή της γωνιακής παραμόρφωσης ενός ορόφου ισούται με 1.5% για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής”. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.22 η γωνιακή παραμόρφωση του 4^{ου} ορόφου υπερβαίνει την αποδεκτή τιμή, για μετατόπιση οροφής μεγαλύτερη από 9.1 cm.

Στην περίπτωση της φόρτισης $g+0.3q$ [Εικόνα 4.3] η αστοχία λόγω γωνιακής παραμόρφωσης θεωρείται ότι γίνεται περίπου για την ίδια μετατόπιση οροφής (9.1 cm).

4.4.4 Συμπέρασμα – Υπολογισμός παρεχόμενης πλαστιμότητας

Το κτίριο K₁60A59II αστοχεί λόγω σχηματισμού μαλακού ορόφου (3^{ος} όροφος).

Η εν λόγω αστοχία για φόρτιση (g+0.3q)/1.4 αρχίζει να συμβαίνει για μετατόπιση οροφής του κτιρίου δ_{501} περίπου ίση με 8.5 cm (δ_u).

Για την ίδια φόρτιση, η στοχευόμενη μετακίνηση του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού είναι περίπου ίση με 18.4 cm (ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας 12.3 cm).

Επομένως, με βάση τα κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν, η **παρεχόμενη πλαστιμότητα** του κτιρίου είναι $\mu = \delta_u / \delta_y = 8.5 / 5.5 = 1.55$

Σε σύγκριση με την παρεχόμενη πλαστιμότητα του κτιρίου για συνδυασμό g+0.3q ($\mu=1.61$), η πλαστιμότητα έχει μειωθεί κατά 3.9 %.

Συνοπτικά για μείωση του συντελεστή των κατακόρυφων φορτίων κατά 29%:

- η ενεργός δυσκαμψία K_e του κτιρίου μειώθηκε κατά 6.3%
- η ενεργός ιδιοπερίοδος T_e μειώθηκε κατά 14.1%
- η οριζόντια δύναμη διαρροής F_y μειώθηκε κατά 7.6%
- η παρεχόμενη πλαστιμότητα μειώθηκε κατά 3.9%
- η ελαστική επιτάχυνση (φάσμα ΕΑΚ) αυξήθηκε κατά 10.6%

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ Κ₁70Α59Π

5.1 Εισαγωγή

Ο σεισμός σχεδιασμού μιας κατασκευής θεωρείται ότι έχει δεδομένη πιθανότητα εμφάνισης σε δεδομένη περίοδο επανάληψης και μπορεί να προκαλέσει στην κατασκευή το προκαθορισμένο αποδεκτό επίπεδο βλαβών (στάθμη επιτελεστικότητας).

Για παράδειγμα στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς (ΕΑΚ 2000) και σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο συνήθης σχεδιασμός γίνεται για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής” και 10% πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού σε περίοδο 475 χρόνων.

Η μέγιστη αναμενόμενη (στοχευόμενη) μετατόπιση του κτιρίου Κ₁70Α59Π υπολογίστηκε με τη μέθοδο της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover) όπως έχει περιγραφεί και στο Κεφάλαιο 4 για το κτίριο Κ₁60Α59Π.

Περίληπτικά, εξετάζεται η απόκριση της κατασκευής για σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση τριγωνικής κατανομής, μέχρι μια ορισμένη μετατόπιση της οροφής (δ_{701}). Αρχικά σχεδιάζεται η καμπύλη τέμνουσας βάσης - μετατόπισης οροφής του κτιρίου (καμπύλη αντίστασης) και στη συνέχεια το κτίριο και τα επιμέρους μέλη του ελέγχονται ως προς την πλαστιμότητα, την αντοχή και την παραμόρφωση.

Στα πλαίσια της διερεύνησης της επιρροής των κατακόρυφων φορτίων στη σεισμική απόκριση υφιστάμενων πλαισίων από ΩΣ χρησιμοποιήθηκαν, όπως και για το προηγούμενο πλαίσιο (Κεφάλαιο 4), οι εξής συνδυασμοί δράσεων:

- i . $g+0.3q$
- ii . $(g+0.3q)*1.4$
- iii. $(g+0.3q)/1.4$

Τα **κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν**, όπως αναφέρεται πιο αναλυτικά στο Κεφάλαιο 4, είναι είτε τοπικά (σε επίπεδο διατομής) είτε γενικά (σε επίπεδο δομήματος) και αφορούν:

- I)** τη μέγιστη επιτρεπόμενη πλαστική στροφή θ_{pl} των αρθρώσεων των μελών,
- II)** την αντοχή σε τέμνουσα των μελών,
- III)** τη μέγιστη επιτρεπόμενη ανηγμένη σχετική μετακίνηση ορόφου, για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής”.

Όπως έχει προαναφερθεί, τα κριτήρια αυτά είναι συμβατικά (υπέρ της ασφαλείας), αφορούν την πρόβλεψη της οριακής παραμορφωσιμότητας του κτιρίου και δεν υποδηλώνουν ότι η κατασκευή θα καταρρεύσει πραγματικά στην περίπτωση που κάποιο κριτήριο ξεπεραστεί.

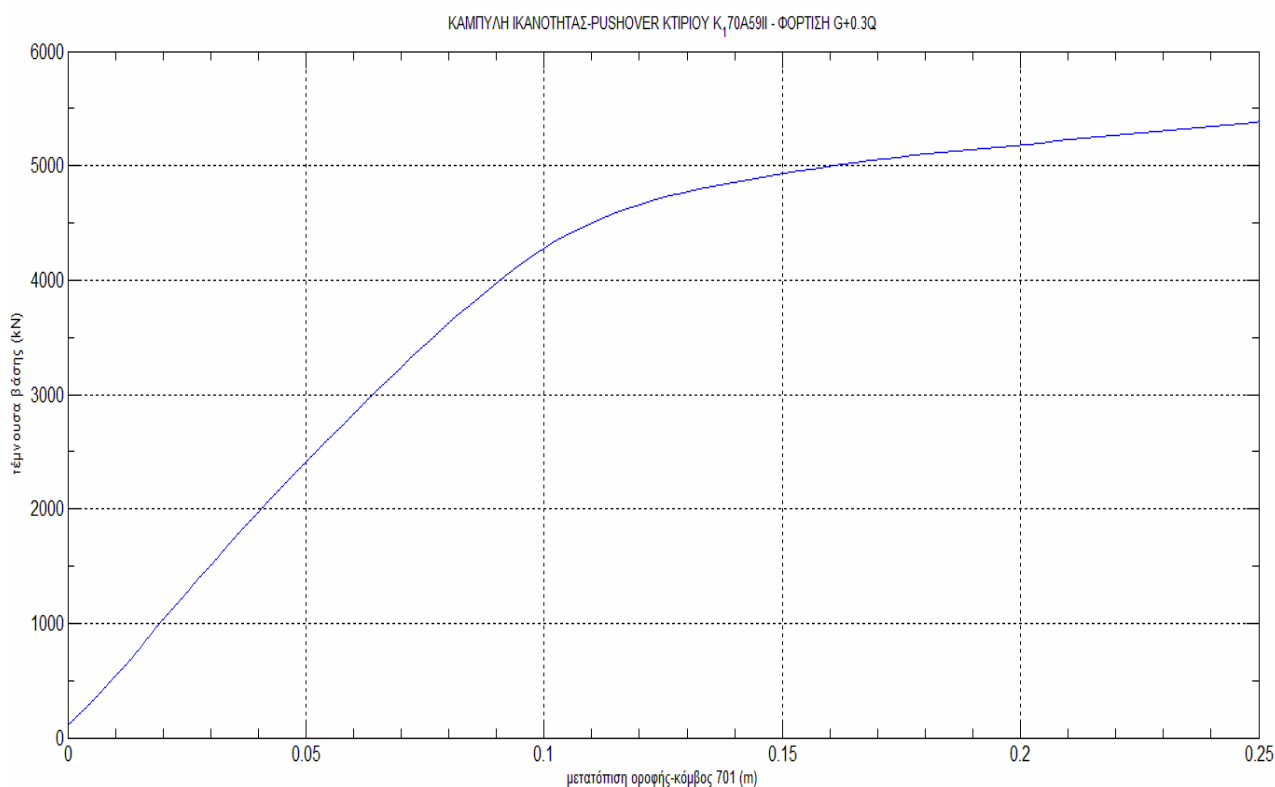
5.2 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις $g+0.3q$

5.2.1 Σχεδιασμός καμπύλης αντίστασης (ικανότητας) του κτιρίου

Η καμπύλη αντίστασης είναι ένα γράφημα που απεικονίζει τη σχέση της εγκάρσιας αντίστασης (τέμνουσα βάσης V) προς τη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου. Για να προκύψει αυτή η καμπύλη $V-\delta$ χρησιμοποιήθηκαν τα δεδομένα που προέκυψαν από την ανελαστική ανάλυση με τη βοήθεια του λογισμικού OpenSees (βλ Κεφάλαιο 3).

Πιο συγκεκριμένα έγινε επίλυση του προσομοιώματος του φορέα για τη δράση του συνόλου των μόνιμων φορτίων g συν του 30% των κινητών q και υπολογίστηκαν, μεταξύ άλλων, οι τέμνουσες δυνάμεις στη βάση του κάθε υποστυλώματος του ισόγειου (ισόγειο) και η μετατόπιση του κόμβου οροφής δ_{701} που βρίσκεται στην οροφή του κτιρίου.

Η καμπύλη αντίστασης $V-\delta_{701}$ που προέκυψε, είναι η ακόλουθη:



Εικόνα 5.1: Καμπύλη αντίστασης (pushover) Κ₁70Α59ΙΙ

Όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.1, η καμπύλη που προέκυψε έχει διαφορετική μορφή από αυτή του κτιρίου K_{160A59II} [Εικόνα 4.1]. Πιο συγκεκριμένα η κλίση της καμπύλης που εκφράζει τη δυσκαμψία στο μετελαστικό κλάδο (K_s) είναι θετική. Επίσης δεν παρατηρείται απότομη πτώση της καμπύλης μετά τη διαρροή. Αυτό, αποτελεί μια πρώτη ένδειξη (πρέπει να αποδειχτεί στη συνέχεια), ότι η συμβατική αστοχία του κτιρίου θα επέλθει από κριτήρια ανεκτής παραμόρφωσης και όχι υπέρβασης αντοχής.

Οι όποιες διαφορές στη συμπεριφορά των δυο κτιρίων οφείλονται στο ότι το K_{170A59II} έχει τοιχώματα αντί για υποστυλώματα, ανθεκτικότερη ποιότητα σκυροδέματος και χάλυβα και μεγαλύτερο βάρος (μεγαλύτερα ανοίγματα δοκών και περισσότεροι όροφοι).

Συνολικό βάρος κτιρίου: $W_{OL} = G+Q = 35380 + 15120 = 50500 \text{ kN}$

Βάρος κτιρίου κατά το σεισμό: $W' = G+0.3Q = 39920 \text{ kN}$

Συνολικό εμβαδόν κτιρίου: $E = 7 * 18 * 24 = 3024 \text{ m}^2$

Θεμελιώδης αρχική ελαστική ιδιοπερίοδος του κτιρίου:

$T_i = 0.98 \text{ sec}$.

Η τιμή αυτή υπολογίστηκε από το OpenSees λαμβάνοντας υπόψη την πρώτη ιδιομορφή και την ελαστική δυσκαμψία του κτιρίου K_i

Ενεργός μάζα:

Η ενεργός μάζα του πολυβάθμιου συστήματος είναι κατά κανόνα μικρότερη από τη συνολική μάζα της ανωδομής που ενεργοποιείται κατά το σεισμό. Για το λόγο αυτό υπάρχουν πίνακες με τιμές του συντελεστή ενεργού μάζας C_m ανάλογα με το είδος της κατασκευής και το πλήθος των ορόφων. Σύμφωνα με τους Κανονισμούς FEMA356 (2000) και ΚΑΝΕΠΕ (2009) για κτίριο με περισσότερους από 3 ορόφους που αποτελείται από πλαίσια ΩΣ αλλά και από τοιχώματα και έχει $T_i < 1 \text{ sec}$, είναι $C_m = 0.8$.

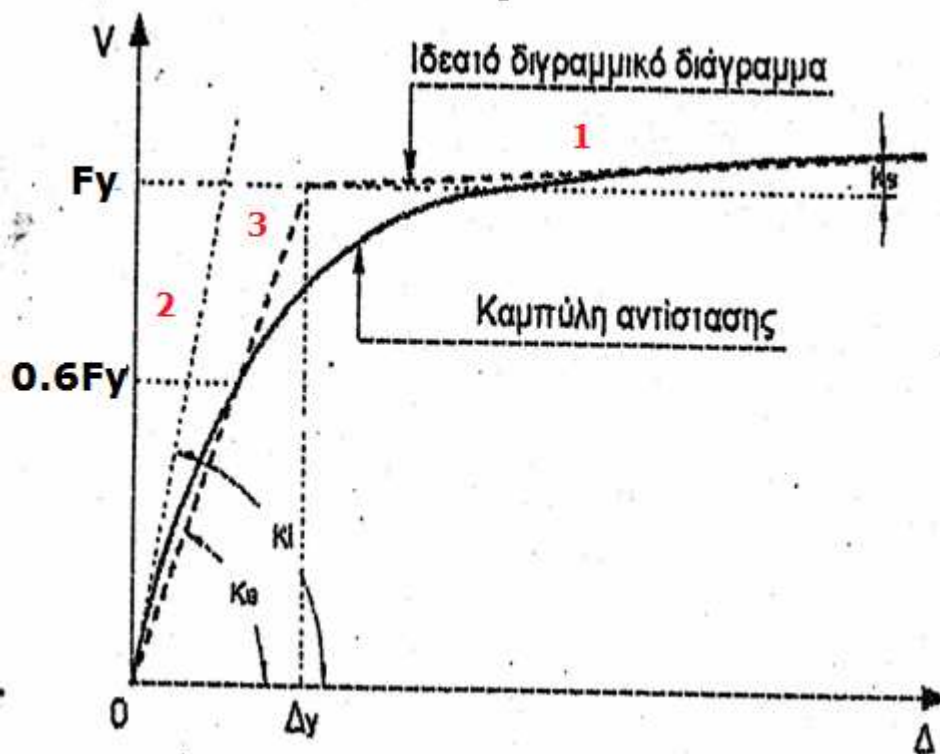
Διγραμμική προσέγγιση καμπύλης V-δ :

Στους κανονισμούς υπάρχουν διάφορες μέθοδοι για τη διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης αντίστασης V-δ και στη συνέχεια του σημείου επιτελεστικότητας (μέθοδοι

ATC40, N2, μέθοδος συντελεστών μετατόπισης). Στη συγκεκριμένη εργασία, έχει ακολουθηθεί η Μέθοδος των Συντελεστών Μετατόπισης (DCM) όπως περιγράφεται στη FEMA356 (2000) και τον ΚΑΝΕΠΕ (2009).

Για τη σχεδίαση του ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος που προσεγγίζει την καμπύλη θεωρήθηκαν οι εξής ευθείες [Εικόνα 5.2] :

1. Κατασκευή του μετελαστικού κλάδου -εφαπτομένη της καμπύλης στην “περιοχή” της στοχευόμενης μετακίνησης Δ_i (όπου η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει περίπου οριζόντια) με κλίση ίση με τη μετελαστική δυσκαμψία K_s
2. Χάραξη της αρχικής εφαπτομένης της καμπύλης (ελαστική συμπεριφορά) με κλίση ίση με την αρχική ελαστική δυσκαμψία K_i (το σημείο τομής της με τη μετελαστική ευθεία είναι περίπου η ισοδύναμη δύναμη διαρροής F_y)
3. Κατασκευή αρχικού κλάδου: πρόκειται για ευθεία που ξεκινά από το μηδέν και τέμνει την καμπύλη αντίστασης στο $0.6F_y$ με κλίση ίση με την ενεργό δυσκαμψία K_e . Η σχεδίαση γίνεται μετά από δοκιμές για να προκύπτουν ίσα εμβαδά των επιφανειών ανάμεσα στην καμπύλη και το διγραμμικό διάγραμμα



Εικόνα 5.2 : Σχεδίαση ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος

Με βάση τη διγραμμική προσέγγιση και την καμπύλη αντοχής υπολογίστηκαν προσεγγιστικά οι εξής παράμετροι (δυνάμεις και μετατοπίσεις):

$$F_y = 4890 \text{ kN}$$

$$\delta_y = 10.3 \text{ cm (μετατόπιση οροφής στη διαρροή)}$$

$$F_{el} = 2000 \text{ kN}$$

$$\delta_{el} = 4 \text{ cm (οριακή μετατόπιση οροφής της ελαστικής συμπεριφοράς)}$$

Υπολογισμός δυσκαμψιών K_i , K_e :

Η αρχική ελαστική πλευρική δυσκαμψία είναι $K_i = F_{el} / \delta_{el} = 50000 \text{ kN/m}$

Η ενεργός πλευρική δυσκαμψία υπολογίστηκε $K_e = F_y / \delta_y = 47476 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός ενεργού ιδιοπεριόδου T_e :

Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί στη δυσκαμψία K_e είναι

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \text{ , δηλαδή } T_e = 1.006 \text{ sec}$$

5.2.2 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης δ_t :

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (2009) είναι:

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \Phi_e * (T_e / 2\pi)^2 * 1.5$$

όπου το 1.5 είναι πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας. Οι υπόλοιποι συντελεστές είναι οι εξής:

C_0 : συντελεστής που εκφράζει τη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου σε σχέση με τη μετατόπιση του κέντρου ενεργού μάζας του στην πρώτη ιδιομορφή και ουσιαστικά χρησιμεύει στην αναγωγή του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο ταλαντωτή. Σύμφωνα με τους πίνακες FEMA356 (2000) και ΚΑΝΕΠΕ (2009) για κτίρια με τοιχώματα και περισσότερους από 5 ορόφους είναι $C_0 = 1.30$.

C_1 : συντελεστής που συνδέει τη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση του ανελαστικού (ελαστοπλαστικού) συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού. Για φορείς με $T_e > T_2$ ($T_2 = 0.60$ για έδαφος B) είναι $C_1 = 1.00$.

C_2 : διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Η τιμή του βρίσκεται από τον σχετικό πίνακα και για

φορέα τύπου 1 (κτίριο κατασκευασμένο πριν το 1985), με στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής” και $T_e > T_2$, έχει την τιμή $C_2 = 1.10$.

C_3 : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξης. Σε συνήθη κτίρια και στην περίπτωση που ο μετελαστικός κλάδος έχει θετική κλίση ($K_s > 0$) είναι $C_3 = 1.00$.

Φ_e : ελαστική ($q=1$) φασματική ψευδοεπιτάχυνση (ελαστικό φάσμα –EAK 2000) που αντιστοιχεί στη ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_e και υπολογίζεται από τη σχέση $\{\Phi_e = \gamma_1 * A * \eta * \beta_0 * (T_2 / T_e)\}$. Για έδαφος τύπου B, προέκυψε ίση με $\Phi_e = 0.36 * g$ ή εναλλακτικά 3.5 m/s^2 .

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετατόπιση υπολογίστηκε ίση με $\delta_t = 19.3 \text{ cm}$ (ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας 12.8 cm)

Εκτίμηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας της κατασκευής $\mu_{απ}$:

Πλαστιμότητα είναι η ικανότητα μιας κατασκευής να υφίσταται μεγάλο εύρους ανελαστικές (και μάλιστα ανακυκλιζόμενες) παραμορφώσεις χωρίς ουσιαστική μείωση της αντίστασής της.

Ο δείκτης παρεχόμενης πλαστιμότητας μ δίνεται από τη σχέση $\mu = \delta_u / \delta_y$, όπου δ_u είναι η παραμόρφωση αστοχίας και δ_y είναι η παραμόρφωση διαρροής.

Η απαιτούμενη πλαστιμότητα του φορέα ισούται με το λόγο της μέγιστης μετατόπισης που θα “απαιτήσει” ο σεισμός από τον φορέα (στοχευόμενη δ_t) προς τη μετατόπιση διαρροής του, $\mu_{απ} = \delta_t / \delta_y$.

Για το κτίριο K₁70A59II υπολογίστηκε $\mu_{απ} = 19.3 / 10.3 = 1.87$

(ή $\mu_{απ} = 1.24$ εάν στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης δεν χρησιμοποιήσουμε τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας).

Εκτίμηση του συντελεστή υπεραντοχής q_0 του κτιρίου:

Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού του κτιρίου $F_{σχ}$ ισούται με $\varepsilon \cdot W_{ΟΛ}$ όπου $\varepsilon=0.06$ είναι ο σεισμικός συντελεστής του κτιρίου και $W_{ΟΛ}$ το συνολικό βάρος του (G+Q).

$$F_{σχ} = \varepsilon \cdot W_{ΟΛ} = 0.06 \cdot 50500 = 3030 \text{ kN}$$

Για υφιστάμενα κτίρια $\Omega\Sigma$ που έχουν υπολογισθεί με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων, η ισοδύναμη οριακή αντοχή σχεδιασμού V_u θεωρείται περίπου ίση με την τέμνουσα βάσης σχεδιασμού $F_{σχ}$ πολλαπλασιασμένη με ένα συντελεστή β που αντιστοιχεί στο λόγο της τάσης διαρροής του χάλυβα οπλισμού που χρησιμοποιήθηκε προς την επιτρεπόμενη τάση σχεδιασμού σε σεισμική δράση.

Για χάλυβα St III θεωρείται τάση διαρροής $f_y = 420 \text{ MPa}$, επιτρεπόμενη τάση σχεδιασμού για στατική φόρτιση $\sigma_c = 220 \text{ MPa}$ και επιτρεπόμενη τάση σχεδιασμού για σεισμική φόρτιση $\sigma_c = 264 \text{ MPa}$ (βλ. Κεφάλαιο 2), επομένως είναι

$$\beta = f_u / f_{c\pi} = 420 / 264 = 1.59$$

Κατά συνέπεια είναι $V_u = \beta \cdot F_{σχ} = 4817 \text{ kN}$

Η υπεραντοχή ενός κτιρίου οφείλεται στην υπερστατικότητα της κατασκευής, την ικανότητα ανακατανομής των εσωτερικών δυνάμεων και τους συντελεστές ασφαλείας των υλικών (σε νεότερες κατασκευές).

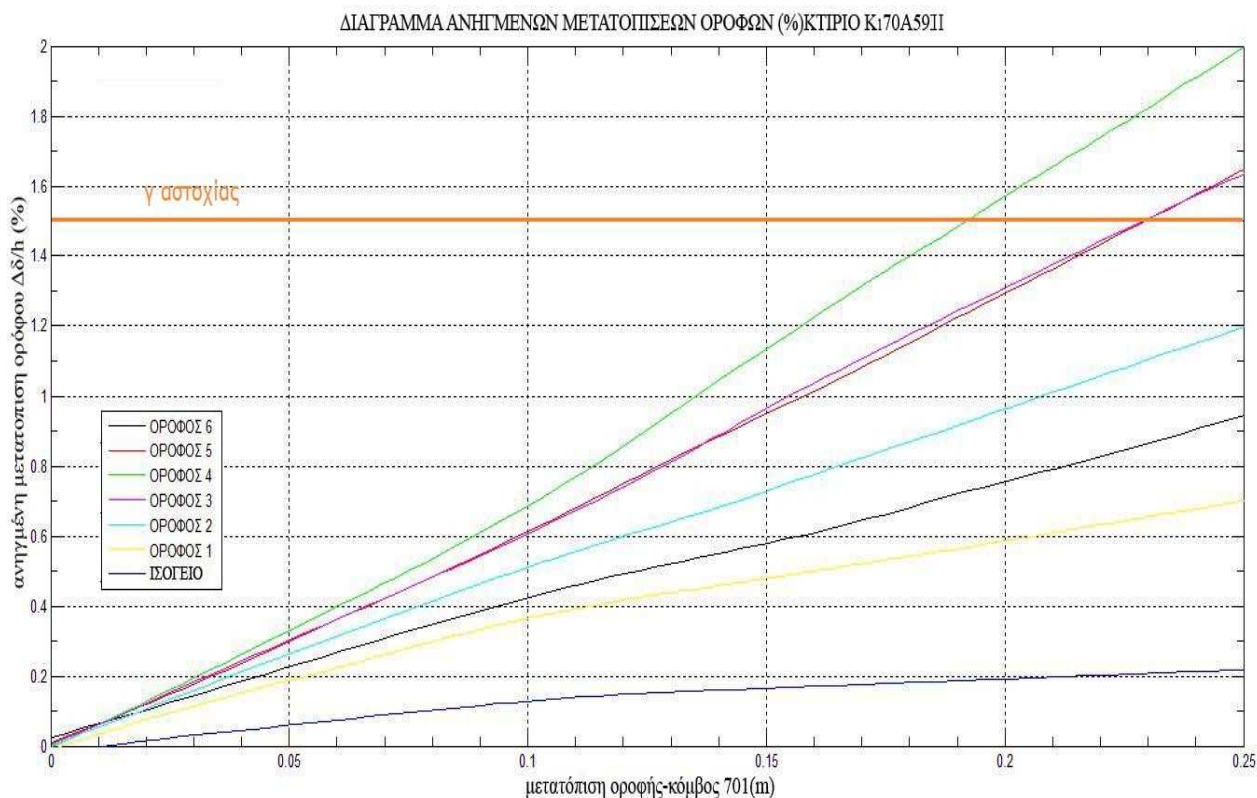
Στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι $q_0 = F_y / V_u = 4890 / 4817 = 1.015$

5.2.3 Διάγραμμα σχετικών ανηγμένων μετατοπίσεων ορόφων (drifts)

Η ανηγμένη σχετική μετατόπιση ενός ορόφου ισούται με $\Delta\delta/h$ όπου h το ύψος του ορόφου.

Για τον υπολογισμό των σχετικών μετατοπίσεων $\Delta\delta$ χρησιμοποιήθηκαν οι καταγραφές των οριζόντιων μετατοπίσεων των ακραίων κόμβων κάθε ορόφου κατά της διάρκεια της στατικής προσαυξητικής μεθόδου (βλ Κεφάλαιο 3-OpenSees).

Στα παρακάτω διαγράμματα απεικονίζεται η εξέλιξη της γωνιακής παραμόρφωσης κάθε ορόφου ($\Delta\delta/h$) για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{701} .



Εικόνα 5.3: Διάγραμμα ανηγμένων σχετικών μετατοπίσεων ορόφων $\Delta\delta/\eta$ κτίριο Κ₁ 70Α59ΙΙ

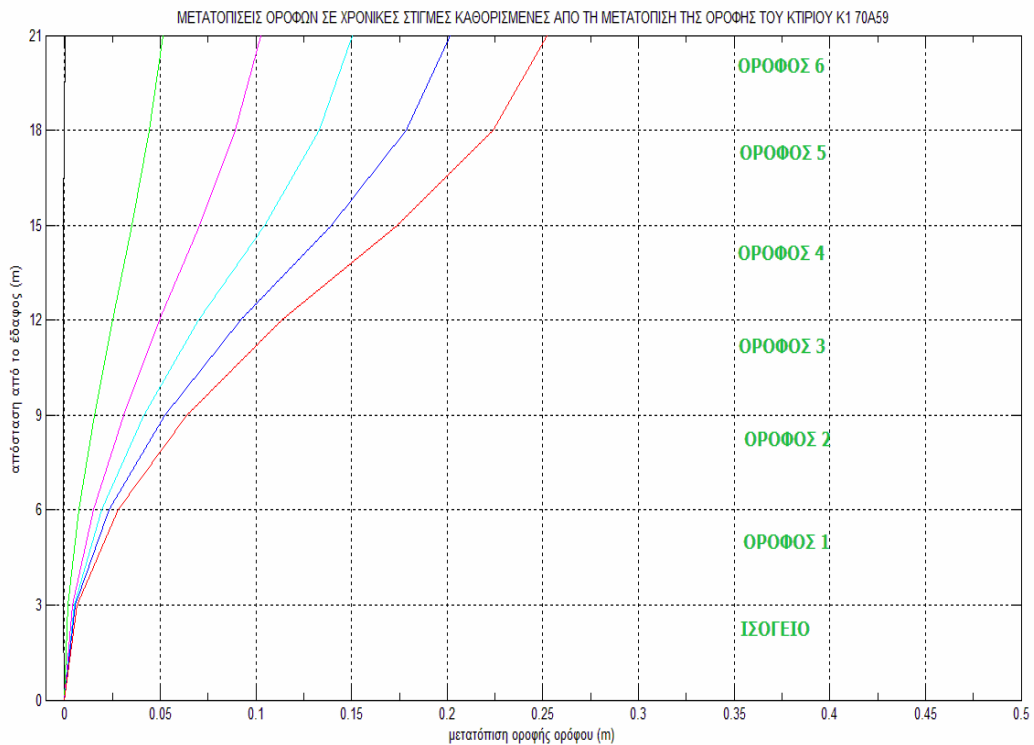
Στην Εικόνα 5.3 γίνεται φανερό ότι η ανηγμένη σχετική μετατόπιση του ορόφου 4 είναι μεγαλύτερη σε σχέση με των υπόλοιπων ορόφων, και ακολουθούν οι όροφοι 5 και 3. Επομένως τα υποστυλώματα αυτών των ορόφων θα εξεταστούν έναντι αστοχίας, πρώτα.

Επίσης φαίνεται ότι ο όροφος 4 υπερβαίνει την οριακά αποδεκτή γωνιακή παραμόρφωση (1.5%) για μετατόπιση οροφής περίπου ίση με 19.3 cm. Τα κριτήρια αστοχίας εξετάζονται πιο αναλυτικά στη συνέχεια του παρόντος Κεφαλαίου.

Ωστόσο οι διαφορές ανάμεσα στα ποσοστά της σχετικής ανηγμένης μετατόπισης των ορόφων δεν είναι τόσο μεγάλες όπως ίσχυε στην περίπτωση του Κ₁60Α59ΙΙ [Εικόνα4.3] και γενικά τα ποσοστά είναι μικρότερα από 1.6% για μετατόπιση οροφής μικρότερη των 20 cm (δηλαδή παρατηρείται σχετική μετατόπιση ορόφου έως 4.8 cm).

Αυτό αποτελεί μια πρώτη ένδειξη ότι η αστοχία του Κ₁70Α59ΙΙ κατά πάσα πιθανότητα δεν οφείλεται σε μηχανισμό μαλακού ορόφου σε αντίθεση με το Κ₁60Α59ΙΙ .

Επίσης για λόγους καλύτερης εποπτείας έγινε και μια σχηματική απεικόνιση των ολικών μετατοπίσεων των ορόφων, καθύψος του κτιρίου, σε διάφορα “στιγμιότυπα”, δηλαδή για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{701} ανά 5 cm.



Εικόνα 5.4: Μετατοπίσεις ορόφων του Κ₁ 70Α59Π για αυξανόμενη μετατόπιση οροφής

Στην πραγματικότητα το κτίριο θα έχει αστοχήσει για μετατόπιση οροφής δ_{701} μικρότερη από 25cm [Εικόνα 5.4]. Ωστόσο το εν λόγω σχήμα απεικονίζει (ποιοτικά) το βαθμό στον οποίο κάθε όροφος παραλαμβάνει ένα μέρος της μετατόπισης του κτιρίου και το συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι αυτή η κατανομή γίνεται περίπου ομοιόμορφα καθύψος του Κ₁70Α59Π, πλην του ισογείου και του πρώτου ορόφου όπου οι μετακινήσεις είναι περιορισμένες. Επίσης παρατηρείται ότι για δ_{701} μεγαλύτερη από 10cm οι όροφοι 3,4 και 5 εμφανίζουν μεγαλύτερη γωνιακή παραμόρφωση σε σχέση με τους υπόλοιπους [Εικόνες 5.3 και 5.4].

5.2.4 Κριτήρια αστοχίας

Στη συνέχεια διερευνάται η συμπεριφορά του κτιρίου με βάση τα κριτήρια αστοχίας (τοπικά και γενικά), όπως αναφέρεται και στην εισαγωγή του Κεφαλαίου.

I. Μέγιστη πλαστική στροφή διατομής θ_{pl}

Ο πιο συνήθης τρόπος απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε κατασκευές από Ω.Σ. είναι μέσω των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργούνται σε δοκούς, στύλους και τοιχώματα.

Όπως αναφέρεται πιο αναλυτικά στο Κεφάλαιο 4, η τιμή της διαθέσιμης πλαστικής γωνιάς στροφής μιας πλαστικής άρθρωσης (από τη στιγμή της διαρροής στην ακραία διατομή μέχρι την καμπτική αστοχία) μπορεί να προσεγγιστεί από τη σχέση

$$\theta_{pl} = (\Phi_u - \Phi_y) \cdot L_{pl}$$

όπου Φ_u η καμπυλότητα της ακραίας διατομής στην αστοχία (Φ_y στη διαρροή) και L_{pl} το μήκος της πλαστικής άρθρωσης.

Στην περίπτωση πλαστικής άρθρωσης υπό καμπτοδιάτμηση, το όριο της πλαστικής στροφής μπορεί να υπολογισθεί από το λόγο διάτμησης, το λόγο x/d της θλιβόμενης ζώνης, το διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό, τις ιδιότητες πλαστικής παραμόρφωσης του χάλυβα και τις ιδιότητες του σκυροδέματος.

Στη FEMA356 (2000) ορίζονται οι εξής τιμές για την οριακή θ_{pl} στα μέλη μιας κατασκευής που δεν πληρούνται οι ισχύουσες κατασκευαστικές διατάξεις όπλισης για πλάστιμη συμπεριφορά:

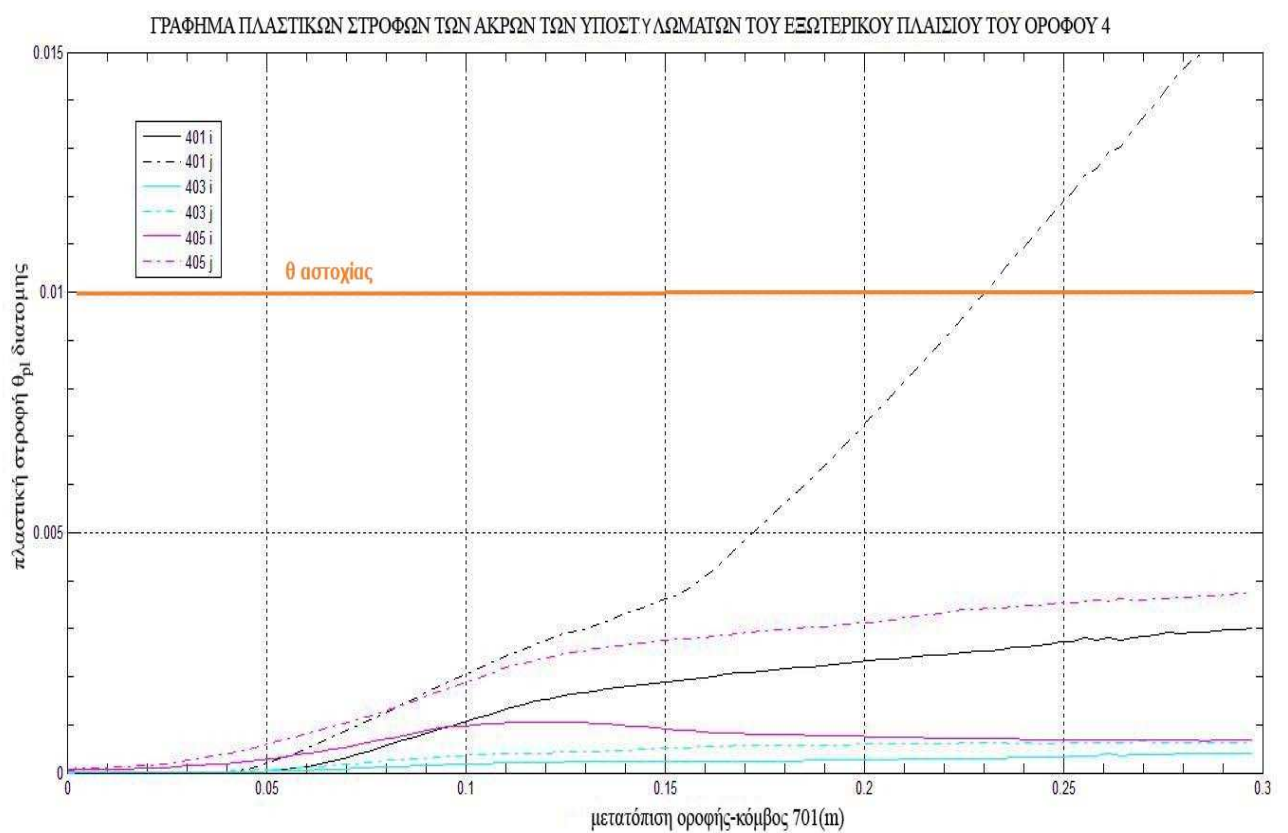
- **Υποστυλώματα:** θ_{pl} αστοχίας ίσο με **0.010 rad**
- **Δοκοί:** θ_{pl} αστοχίας ίσο **0.015 rad**

Έλεγχος θ_{pl} υποστυλωμάτων

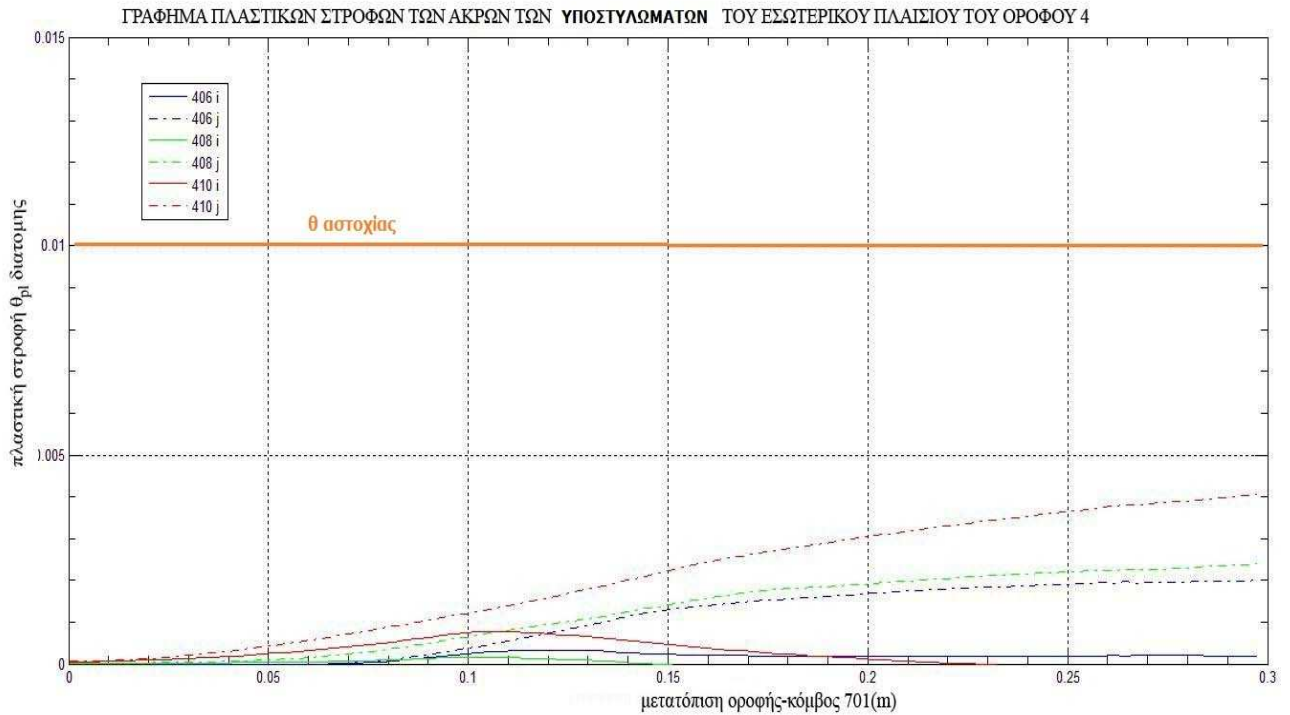
Σε πρώτη φάση εξετάστηκαν οι ακραίες διατομές των **υποστυλωμάτων** του 4^{ου} ορόφου που φαίνεται να έχει μεγαλύτερη σχετική ανηγμένη μετατόπιση [Εικόνα 5.3] και στη συνέχεια εξετάστηκαν και τα υποστυλώματα του 3^{ου} και του 5^{ου} ορόφου.

Για λόγους οικονομίας εξετάστηκαν τρία από τα πέντε υποστυλώματα του κάθε πλαισίου και συγκεκριμένα το μεσαίο και τα δύο ακραία γιατί αυτά καταπονούνται περισσότερο.

Στις παρακάτω εικόνες φαίνεται η εξέλιξη των πλαστικών στροφών στις άκρες των υποστυλωμάτων του εξωτερικού και του εσωτερικού πλαισίου του 4^{ου} ορόφου σε συνάρτηση με την αύξηση της μετατόπισης της οροφής του κτιρίου (δ_{701}). Το όριο αστοχίας τίθεται, όπως έχει προαναφερθεί, στο $\theta_{pl} = 0.010$ rad .



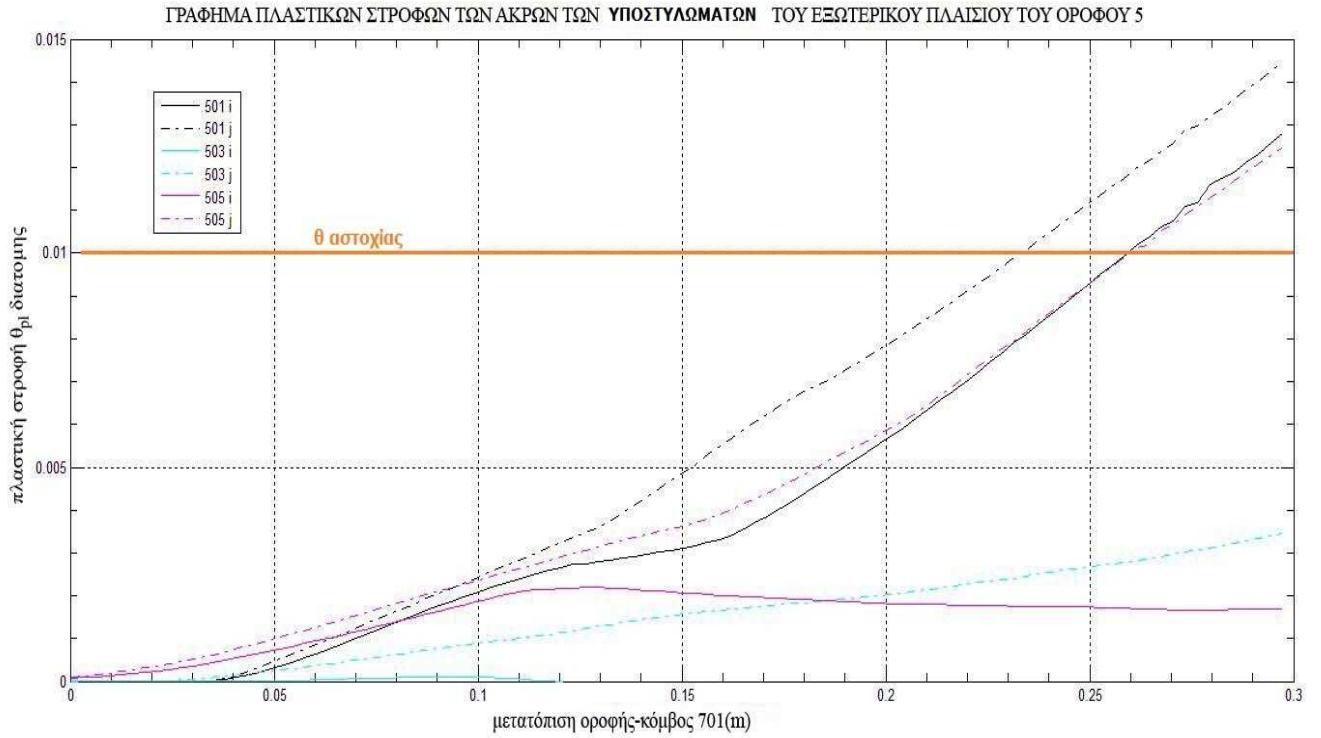
Εικόνα 5.5.1 : θ_{pl} των άκρων των υποστυλωμάτων του εξωτερικού πλαισίου, 4^{ος} όροφος



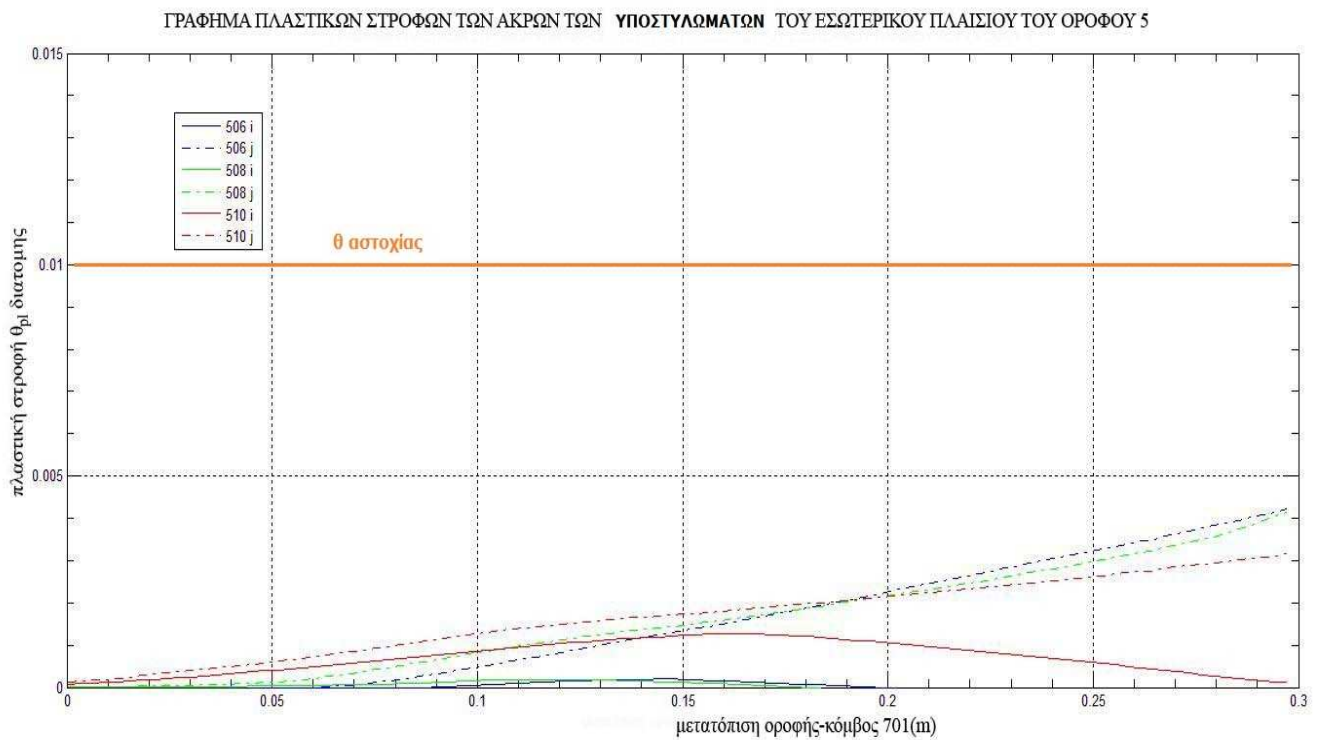
Εικόνα 5.5.2 : θ_{pl} των άκρων των υποστυλωμάτων του εσωτερικού πλαισίου, 4^{ος} όροφος

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 5.5.1 και 5.5.2 στον 4^ο όροφο το κριτήριο $\theta_{pl} < 0.010 \text{ rad}$ παύει να πληρούται για την κεφαλή του υποστυλώματος 401 (εξωτερικό πλαίσιο, ακραίο υποστώλωμα) και για μετατόπιση οροφής μεγαλύτερη από $\delta_{701} > 23 \text{ cm}$. Οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργούνται στα υποστυλώματα του εσωτερικού πλαισίου, δεν αστοχούν.

Στη συνέχεια εξετάστηκαν τα υποστυλώματα του 5^{ου} ορόφου [Εικόνες 5.6.1, 5.6.2].



Εικόνα 5.6.1 : θ_{pi} των άκρων των υποστυλωμάτων του εξωτερικού πλαισίου, 5^{ος} όροφος



Εικόνα 5.6.2 : θ_{pi} των άκρων των υποστυλωμάτων του εσωτερικού πλαισίου, 5^{ος} όροφος

Όπως φαίνεται στα παραπάνω σχήματα, υπάρχουν τρεις πλαστικές αρθρώσεις που αστοχούν στο εξωτερικό πλαίσιο, στα ακραία υποστυλώματα 501 και 505 για μετατόπιση οροφής μεγαλύτερη από 24cm, αλλά καμία στο εσωτερικό πλαίσιο.

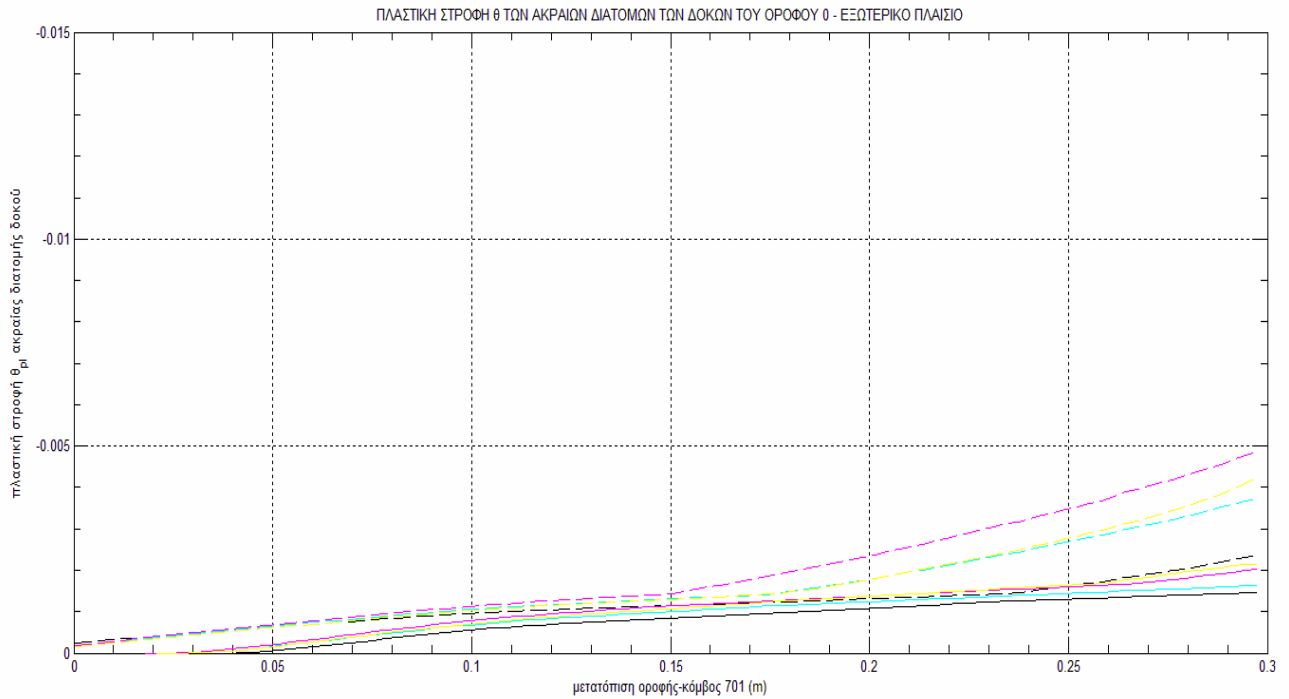
Με τον ίδιο τρόπο εξετάστηκαν και οι πλαστικές στροφές των υποστυλωμάτων των υπόλοιπων ορόφων του κτιρίου, όπου παρατηρήθηκε ότι σε καμία περίπτωση δεν εμφανίστηκε $\theta_{pl} > 0.010$ rad. Για αυτό το λόγο, δεν παρατίθενται και τα αντίστοιχα διαγράμματα πλαστικών στροφών.

Έλεγχος θ_{pl} δοκών

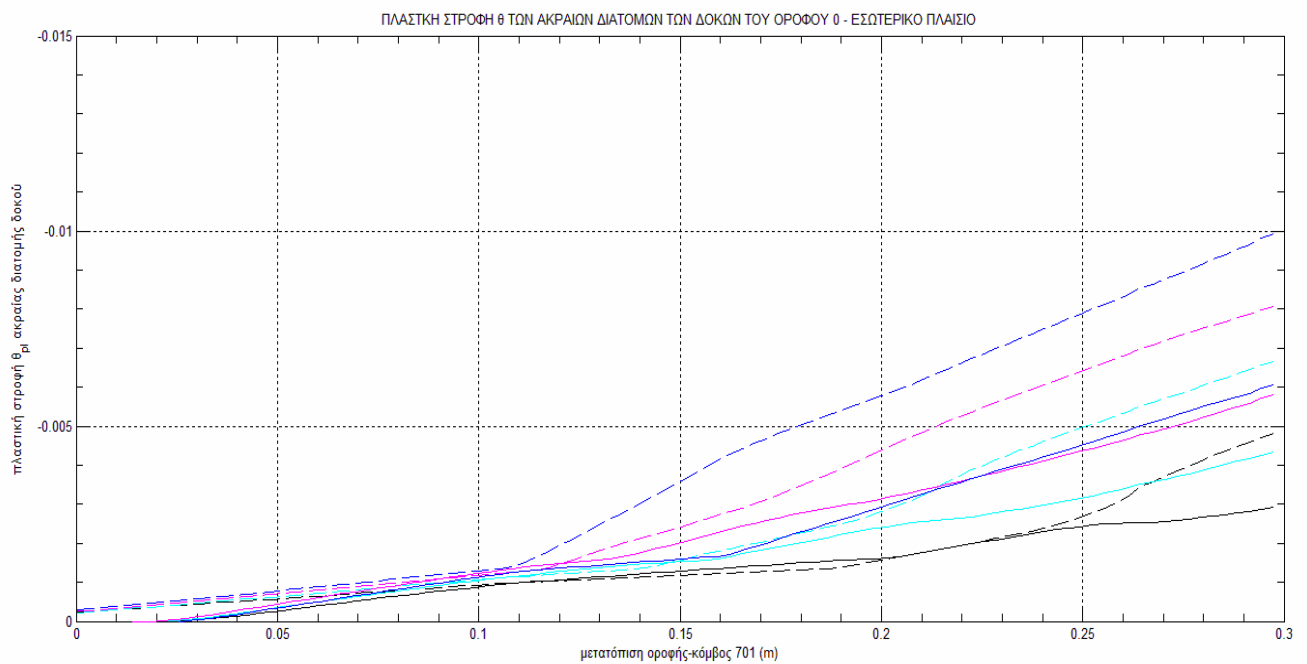
Στη συνέχεια, εξετάστηκαν οι ακραίες διατομές των **δοκών** του εσωτερικού και του εξωτερικού πλαισίου του ισόγειου και των ορόφων 3,4,5. Η επιλογή των συγκεκριμένων ορόφων βασίστηκε είτε στο γεγονός ότι δέχονται μεγαλύτερη καταπόνηση (ισόγειο) είτε στο ότι συνδέονται με υποστυλώματα που αστοχούν (δοκοί ορόφων 3,4 και 5) και επομένως θα πρέπει να αναλάβουν μεγαλύτερες ένταση λόγω τοπικής ανακατανομής.

Όπως προαναφέρθηκε κατά τη FEMA356 (2000), τίθεται όριο στην αποδεκτή πλαστική στροφή των διατομών των δοκών ίσο με $\theta_{pl} = 0.015$ rad.

Στα διαγράμματα που ακολουθούν απεικονίζεται η εξέλιξη των πλαστικών στροφών των ακραίων διατομών των δοκών του ισόγειου, του 3^{ου}, του 4^{ου} και του 5^{ου} ορόφου για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου.

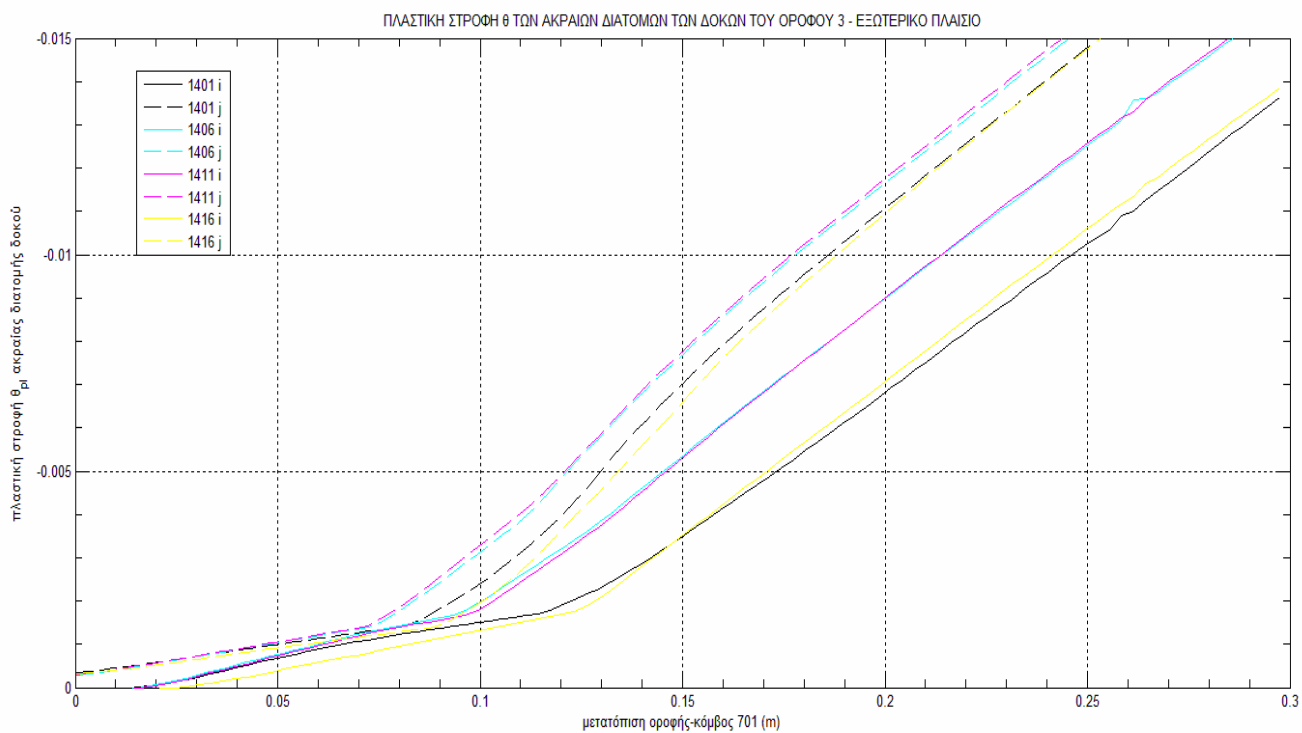


Εικόνα 5.7.1 : θ_{pl} των άκρων των δοκών του εξωτερικού πλαισίου, ισόγειο

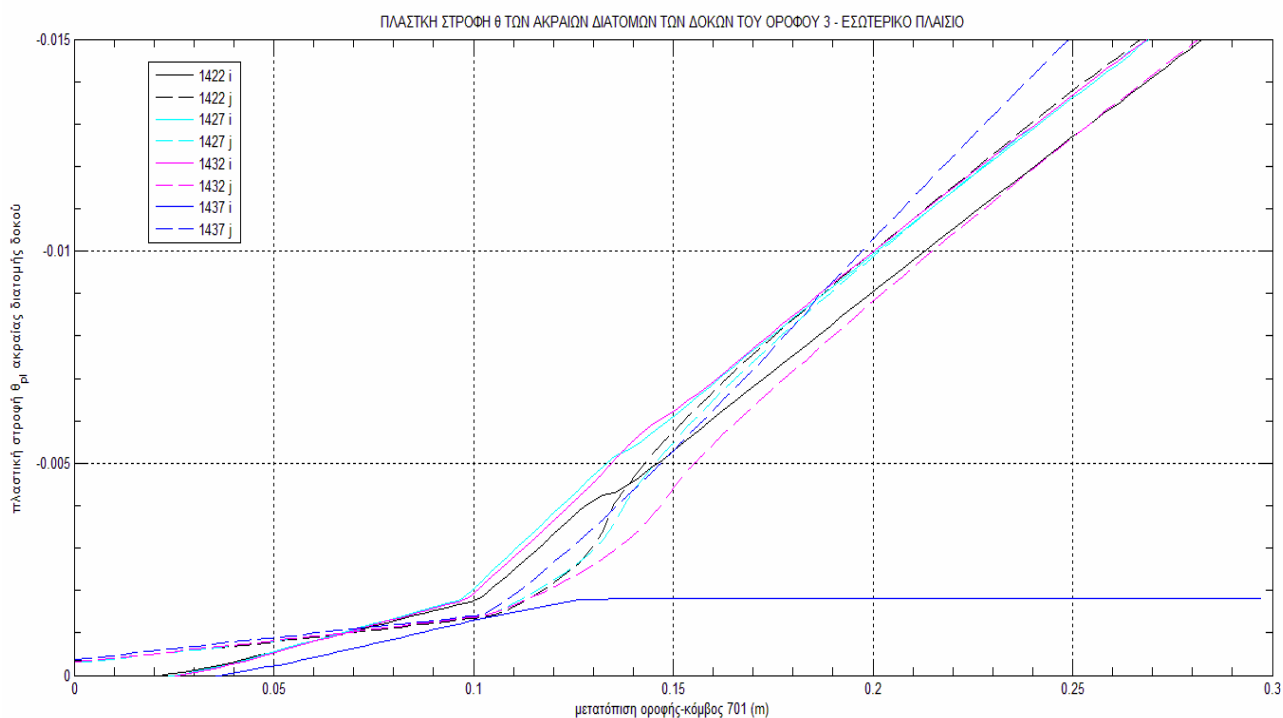


Εικόνα 5.7.2 : θ_{pl} των άκρων των δοκών του εσωτερικού πλαισίου, ισόγειο

Στις Εικόνες 5.7.1 και 5.7.2 φαίνεται ότι οι πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται στις δοκούς του ισόγειου δεν αστοχούν σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας $\theta_{pl}=0.015$ rad. Επίσης, οι πλαστικές στρόφες στα άκρα των δοκών του εσωτερικού πλαισίου είναι αρκετά μεγαλύτερες από αυτές που αναπτύσσονται στο εσωτερικό πλαίσιο.



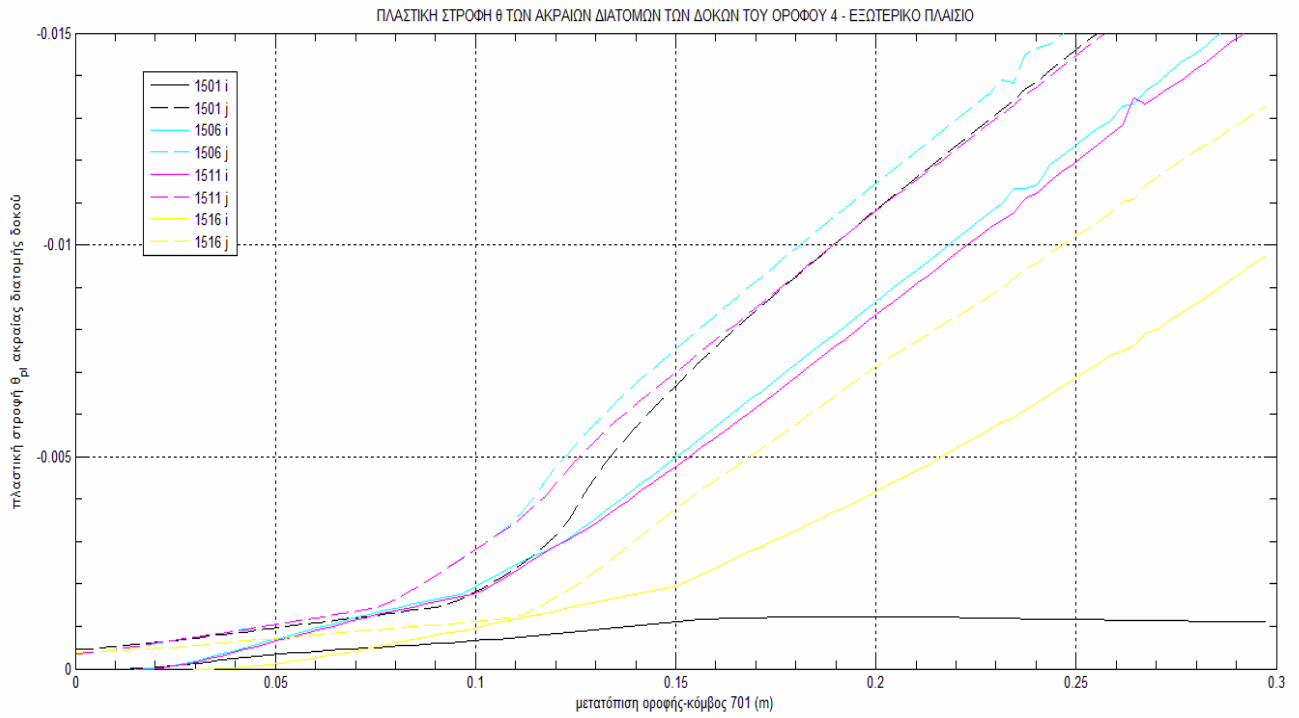
Εικόνα 5.8.1 : θρη των άκρων των δοκών του εξωτερικού πλαισίου, 3^{ος} όροφος



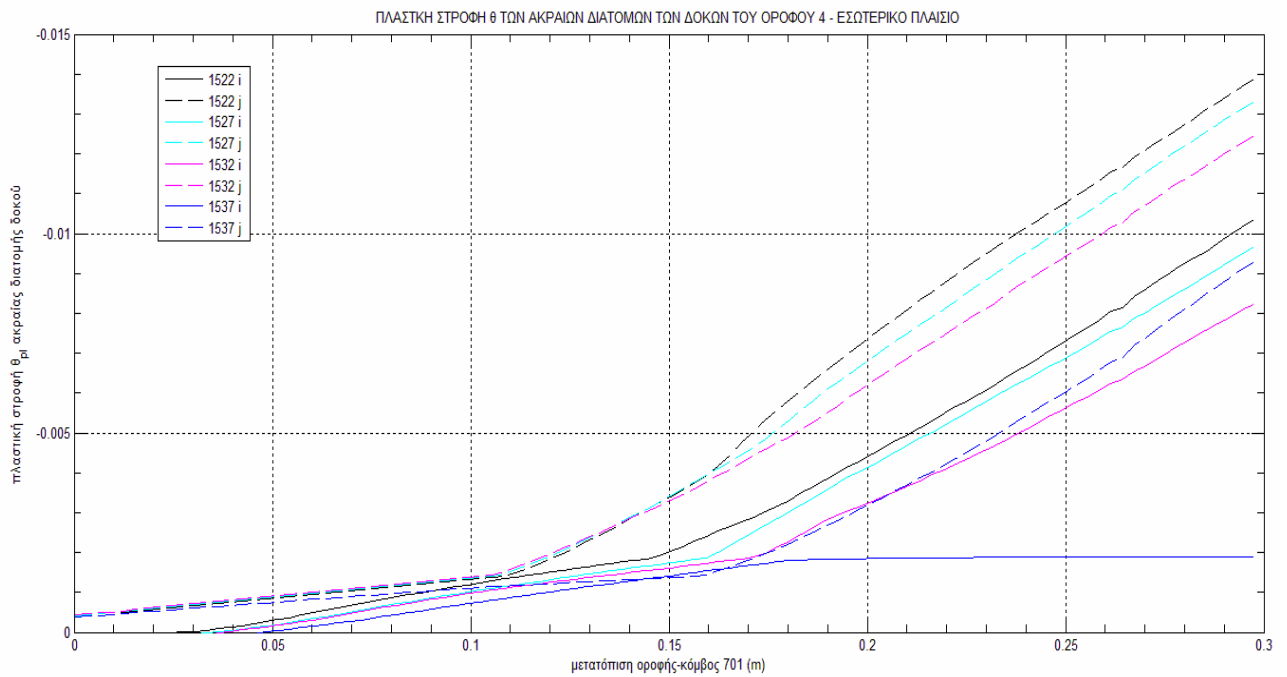
Εικόνα 5.8.2 : θρη των άκρων των δοκών του εσωτερικού πλαισίου, 3^{ος} όροφος

Στις Εικόνες 5.8.1 και 5.8.2 φαίνεται ότι σχεδόν σε όλες τις δοκούς της οροφής του 3^{ου} ορόφου σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις, οι οποίες τελικά αστοχούν με βάση

το κριτήριο $\theta_{pl} < 0.015$ rad. Ωστόσο αυτό συμβαίνει για πολύ μεγάλη μετατόπιση οροφής του κτιρίου ($\delta_{701} = 24.3\text{cm}$), στην οποία έχουν ήδη αστοχήσει τα προαναφερθέντα υποστυλώματα.

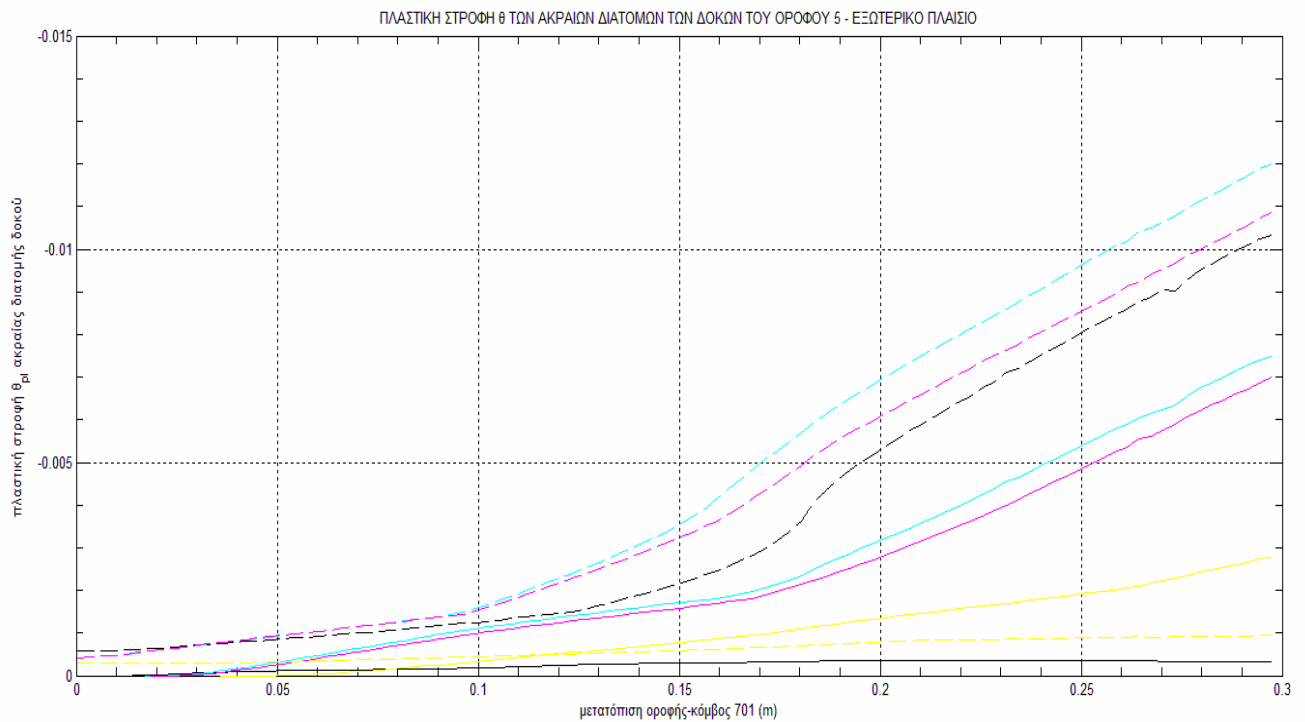


Εικόνα 5.9.1 : θ_{pl} των άκρων των δοκών του εξωτερικού πλαισίου, 4^{ος} όροφος

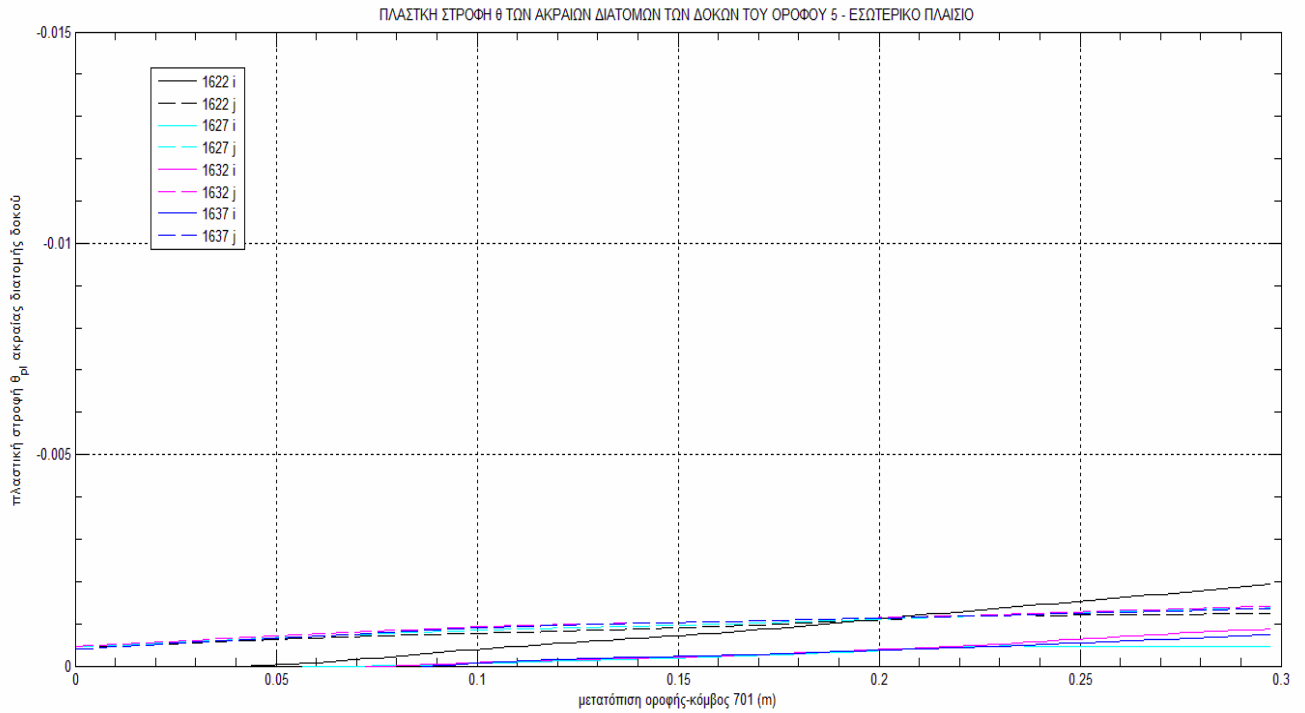


Εικόνα 5.9.2 : θ_{pl} των άκρων των δοκών του εσωτερικού πλαισίου, 4^{ος} όροφος

Στις Εικόνες 5.9.1 και 5.9.2 φαίνεται ότι στις δοκούς του εξωτερικού πλαισίου του 4^{ου} ορόφου, οι πλαστικές στροφές των ακραίων αρθρώσεων υπερβαίνουν την οριακή τιμή 0.015rad για μετατόπιση οροφής δ_{701} περίπου ίση με 24.6 cm. Επειδή η προαναφερθείσα μετατόπιση οροφής είναι μεγαλύτερη της αντίστοιχης για τα υποστυλώματα, η αστοχία των δοκών αυτών δεν είναι καθοριστική για το κτίριο. Οι πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς του εσωτερικού πλαισίου του 4^{ου} ορόφου, δεν φαίνεται να αστοχούν.



Εικόνα 5.10.1 : θ_{pl} των άκρων των δοκών του εξωτερικού πλαισίου, 5^{ος} όροφος



Εικόνα 5.10.2 : $\theta_{\pi l}$ των άκρων των δοκών του εσωτερικού πλαισίου, 5^{ος} όροφος

Στις Εικόνες 5.10.1 και 5.10.2 φαίνεται ότι στις δοκούς της οροφής του 5^{ου} ορόφου σχηματίζονται μεν πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα, η τιμή δε των πλαστικών στροφών τους, δεν υπερβαίνει την οριακή τιμή $\theta=0.015$ rad οπότε δεν εμφανίζεται αστοχία.

II. Έλεγχος αστοχίας από τέμνουσα

Σε κάθε μέλος του φορέα η δρώσα τέμνουσα V_S συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα αντοχής V_R .

Τέμνουσα αντοχής V_{R1}

Για να μην απαιτείται οπλισμός διάτμησης πρέπει η δρώσα τέμνουσα V_S σε απόσταση d από την παρειά της άμεσης στήριξης να ικανοποιεί την συνθήκη $V_S \leq V_{R1}$, όπου

$$V_{R1} = [\tau_R * k * (1.20 + 40 * \rho_l) + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d,$$

είναι η αντοχή ενός στοιχείου χωρίς οπλισμό διάτμησης που οφείλεται στην τριβή λόγω θλιπτικών τάσεων της αρηγμάτωτης ζώνης, την αλληλεμπλοκή των αδρανών κατά μήκος της ρωγμής και τη δράση βλήτρου του εφελκόμενου διαμήκους οπλισμού

τ_R : η μέση αντοχή σε εφελκυσμό του σκυροδέματος παρουσία ταυτόχρονης εγκάρσιας θλίψης (καθαρή διάτμηση).

Για σκυρόδεμα ποιότητας C12/15 η διατμητική αντοχή έναντι ρηγμάτωσης είναι

$$\tau_R = \tau_{Rd} * \gamma_c = 0.18 \text{ MPa} * 1.5 = 0.27 \text{ MPa}$$

$$k = 1.6 - d \geq 1 \quad (d \text{ σε μέτρα})$$

Με τον συντελεστή k λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα κλίμακας. Όσο μεγαλύτερες είναι οι διαστάσεις μιας πιθανής ρωγμής τόσο μικρότερο ποσοστό του $b_w * d$ συμμετέχει στην ανάληψη της τέμνουσας. Η παραπάνω εμπειρική σχέση δείχνει επίσης την μείωση της αντοχής σε τέμνουσα με την αύξηση του ύψους d της διατομής.

$$\rho_l = (A_s / (b_w * d)) \leq 0.02$$

Το ποσοστό του διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού, ο οποίος πρέπει να επεκτείνεται και να αγκυρώνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η V_{R1} κατά $d + l_{net}$. Πρόκειται για τον οπλισμό που διαπερνά και αγκυρώνεται πέρα από μια πιθανή διατμητική ρωγή συμβάλλοντας στη μείωση του ανοίγματός της και εξασφαλίζοντας αποτελεσματικότερη αλληλεμπλοκή των αδρανών κατά το μήκος της.

$\sigma_{cp} = N_s / A_c$ η τάση λόγω αξονικών φορτίων (θλίψη θετική). Με αυτόν τον όρο λαμβάνεται υπόψη ο ευνοϊκός ρόλος της θλιπτικής δύναμης στην αύξηση της διατμητικής αντοχής.

(b_w : το μικρότερο πλάτος του στοιχείου και d : το στατικό ύψος της διατομής)

Στοιχεία με οπλισμό διάτμησης

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας από διάτμηση το σκυρόδεμα ρηγματώνεται και θεωρείται ότι λειτουργεί ως δικτύωμα με θλιβόμενα στοιχεία ιδεατές ράβδους από σκυρόδεμα και εφελκόμενα στοιχεία τους οπλισμούς.

Κατά συνέπεια για τον υπολογισμό της αντοχής σε τέμνουσα, η οριακή κατάσταση αστοχίας μπορεί να χαρακτηρίζεται:

- είτε από διαγώνια θλίψη του σκυροδέματος, η οποία προκαλεί θραύση του κορμού
- είτε από εφελκυσμό του οπλισμού διάτμησης ο οποίος φθάνει την αντοχή σχεδιασμού του

▪ Έλεγχος περιορισμού θλίψης κορμού :

Καταδεικνύει την επάρκεια των θλιβόμενων διαγωνίων (υπό 45°) ράβδων του σκυροδέματος.

Οι διαστάσεις του κορμού πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η συνθήκη $V_s \leq V_{R2}$ στην παρειά της στήριξης.

Αν δεν ικανοποιείται, απαιτείται αλλαγή των διαστάσεων της διατομής.

Για γραμμικά στοιχεία και τοιχώματα, η τέμνουσα αντοχής λόγω θλίψεως κορμού V_{R2} δίνεται από την σχέση

$$V_{R2} = (1/2) \cdot v \cdot f_c \cdot b_w \cdot z$$

$v = 0.70 \cdot f_{ck} / 200 \geq 0.50$ (f_{ck} σε N/mm^2), μειωτικός συντελεστής της αντοχής του σκυροδέματος καθώς λόγω της ψαθυρότητας του δεν θεωρούμε ότι εξαντλείται η αντοχή του.

z : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων, συνήθως ίσος με $0.9d$

▪ Έλεγχος οπλισμού έναντι τεμνουσών

Πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη $V_s \leq V_{R3}$ σε απόσταση d από την παρειά στήριξης.

$$V_{R3} = V_w + (V_{\lambda\sigma\xi}) + V_c = V_{lim}$$

V_{R3} : η τέμνουσα αντοχής λόγω των συνδετήρων και των λοιπών μηχανισμών παραλαβής διάτμησης ενός στοιχείου ΩΣ.

$V_{\lambda\sigma\xi}$: η τέμνουσα που μπορούν να παραλάβουν οι λοξές ράβδοι που προέρχονται από την κάμψη των διαμήκων ράβδων, κοντά στις στηρίξεις των δοκών, με την προϋπόθεση ότι τέμνουν κάθετα τις σχηματιζόμενες ρωγμές. Δηλαδή με την προϋπόθεση ότι δρώσες τέμνουσες δυνάμεις δεν αλλάζουν πρόσημο λόγω της σεισμικής δράσης. Είναι:

$$V_{\lambda\sigma\xi} = (A_{s\lambda\sigma\xi} / s) * 0.9d * f_{y\lambda\sigma\xi} * (1 + \cot\alpha) * \sin\alpha$$

όπου $f_{y\lambda\sigma\xi} = 0.70f_{yk}$, μείωση της τάσης διαρροής χάλυβα λόγω ύπαρξης σημαντικών συγκεντρωμένων δυνάμεων στο σκυρόδεμα στις περιοχές κάμψης των διαμήκων ράβδων οπλισμού (ΕΚΩΣ 2000).

α: γωνία κλίσης οπλισμού ίση με 45° , δηλαδή απλοποιητικά είναι

$$V_{\lambda\sigma\xi} = A_{s\lambda\sigma\xi} * 0.7 f_{y\lambda\sigma\xi} * \sqrt{2}$$

$V_w = (A_{sw} / s) * 0.9d * f_{yw}$, η τέμνουσα που μπορούν να παραλάβουν οι συνδετήρες που βρίσκονται σε απόσταση s και τους οποίους “συναντά” μια διατμητική ρωγμή θεωρώντας ότι έχει κλίση 45° και ότι το ύψος της είναι $0.9d$.

V_c : η τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει η διατομή $\Omega\Sigma$ λόγω των “λοιπών μηχανισμών” .

Για συνδυασμούς δράσεων χωρίς σεισμό είναι $V_c = V_{R1}$.

Για συνδυασμούς δράσεων με **σεισμό**, όπως εξετάζεται στην παρούσα εργασία, ο όρος V_c μειώνεται σημαντικά (λόγω της εμφάνισης ανακυκλιζόμενης τέμνουσας). Ειδικότερα στις κρίσιμες περιοχές των μελών είναι :

Για $v_d = N_s / (b * d * f_{cd}) > -0,10$ (στοιχεία κυρίως καμπτόμενα)

- γραμμικά στοιχεία: $V_c = 0.3V_{R1}$

Για $v_d = N_s / (b * d * f_{cd}) < -0,10$ (στοιχεία κυρίως θλιβόμενα)

- γραμμικά στοιχεία: $V_c = 0.9V_{R1}$
- τοιχώματα: $V_c = 0.7V_{R1}$

Στο κτίριο $K_170A59\Pi$ υπάρχουν κατακόρυφα φέροντα στοιχεία τα οποία χαρακτηρίζονται ως τοιχώματα επειδή πληρούν τη γεωμετρική συνθήκη ($l_w / b_w \geq 4$ ή $l_w > 1.00$ m). Ωστόσο τα μέλη αυτά δεν έχουν ούτε το διαμήκη οπλισμό ούτε την περισφιγξη που προβλέπουν οι ισχύοντες Κανονισμοί για τα τοιχώματα.

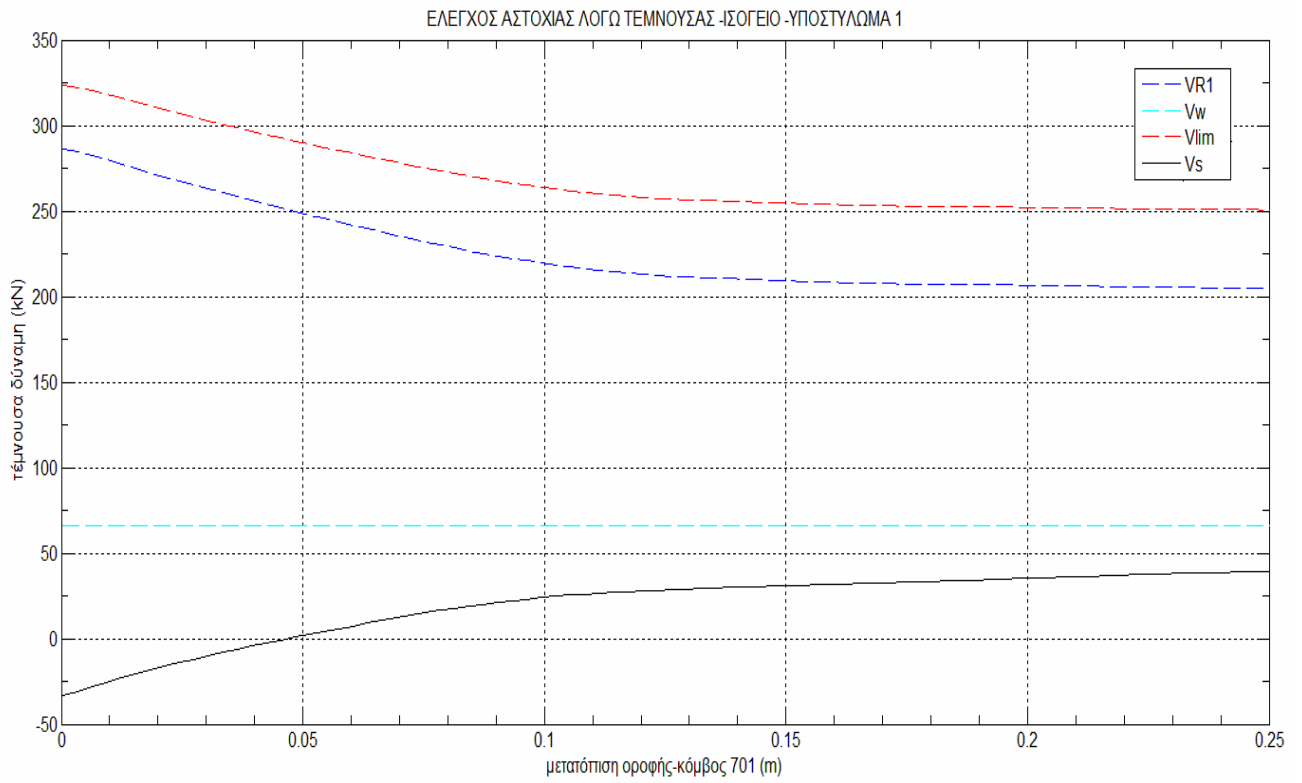
Έλεγχος σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων του κτιρίου K₁70A59II

Ελέγχθηκαν σε αστοχία από διάτμηση τα υποστυλώματα του ισογείου σε σεισμό επειδή σε αυτά αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες δρώσες τέμνουσες δυνάμεις.

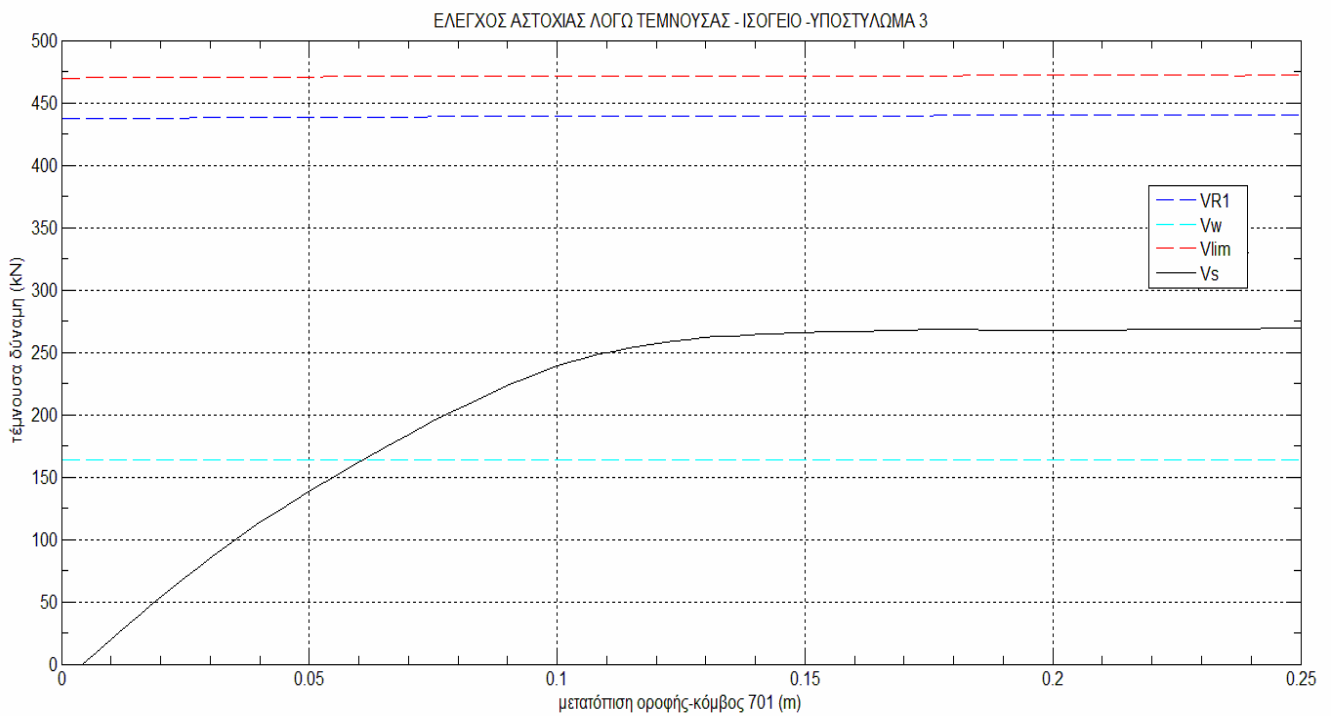
Πιο συγκεκριμένα εξετάστηκαν τρία υποστυλώματα σε κάθε πλαίσιο (τα δύο ακραία και το μεσαίο) όπως και στον προηγούμενο έλεγχο των πλαστικών στροφών.

Στα διαγράμματα που ακολουθούν, απεικονίζονται οι δρώσες τέμνουσες του κόμβου αρχής κάθε υποστυλώματος για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ₇₀₁ (μαύρο χρώμα). Για λόγους εποπτείας παρουσιάζονται στα ίδια διαγράμματα με οριζόντιες διακεκομμένες γραμμές και διαφορετικά χρώματα: η δύναμη που παραλαμβάνεται από τους συνδετήρες Φ8/20 (V_w), η τέμνουσα δύναμη αντοχής της διατομής του σκυροδέματος (V_{R1}) και η οριακή τέμνουσα δύναμη που μπορεί να παραλάβει η οπλισμένη διατομή σε σεισμό (V_{lim}) (κόκκινο χρώμα).

Οι Εικόνες 5.11.1 έως 5.11.4 αναφέρονται στα υποστυλώματα 1 (ακραίο) και 3 (μεσαίο -τοίχωμα) του εξωτερικού πλαισίου και στα υποστυλώματα 6 (ακραίο-τοίχωμα) και 8 (μεσαίο) του εσωτερικού πλαισίου. Επιλέχθηκαν τα γραφήματα που αναφέρονται σε αυτά τα υποστυλώματα επειδή είναι τα δυσμενέστερα. Αυτό οφείλεται είτε στο ότι δέχονται μεγαλύτερες διατμητικές δυνάμεις (στοιχεία 3 και 8) είτε στο ότι καταπονούνται από μικρότερες αξονικές δυνάμεις και έχουν μικρότερο στατικό ύψος στη διεύθυνση που εξετάζεται και επομένως μειωμένη αντοχή V_{R1} (στοιχεία 1 και 6).



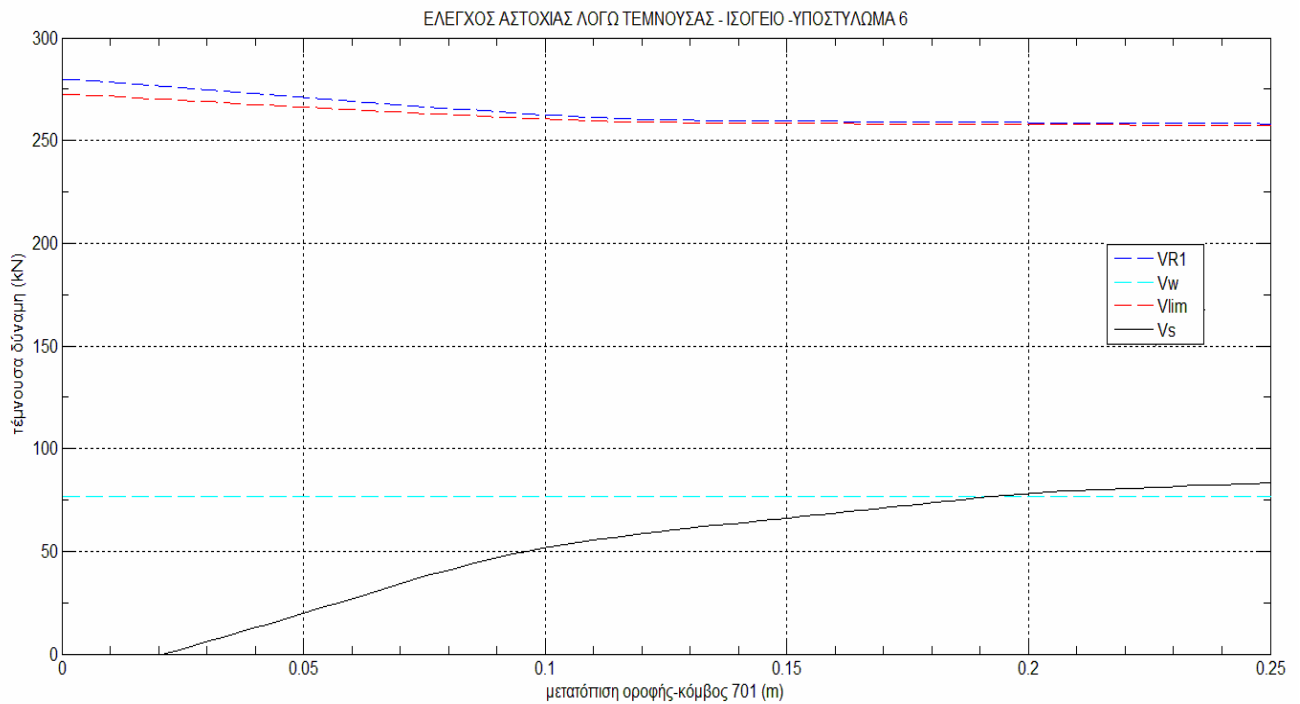
Εικόνα 5.11.1 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του υποστυλώματος 1, ισόγειο



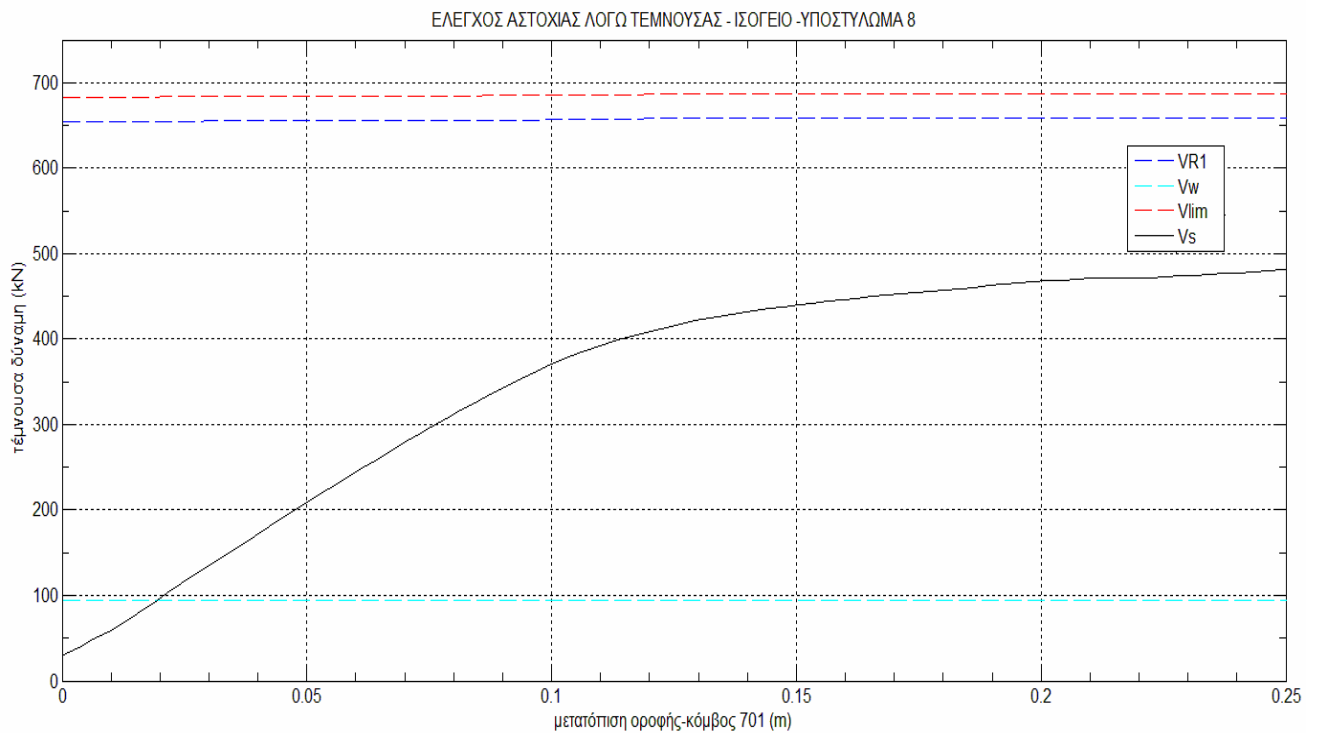
Εικόνα 5.11.2 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του τοιχώματος 3, ισόγειο

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 5.11.1-5.11.2 τα υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου δεν κινδυνεύουν από αστοχία λόγω τέμνουσας.

Ακολουθούν τα διαγράμματα των υποστυλωμάτων του εσωτερικού πλαισίου του ισόγειου.



Εικόνα 5.11.3 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του τοιχώματος 6, ισόγειο



Εικόνα 5.11.4 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του υποστυλώματος 8, ισόγειο

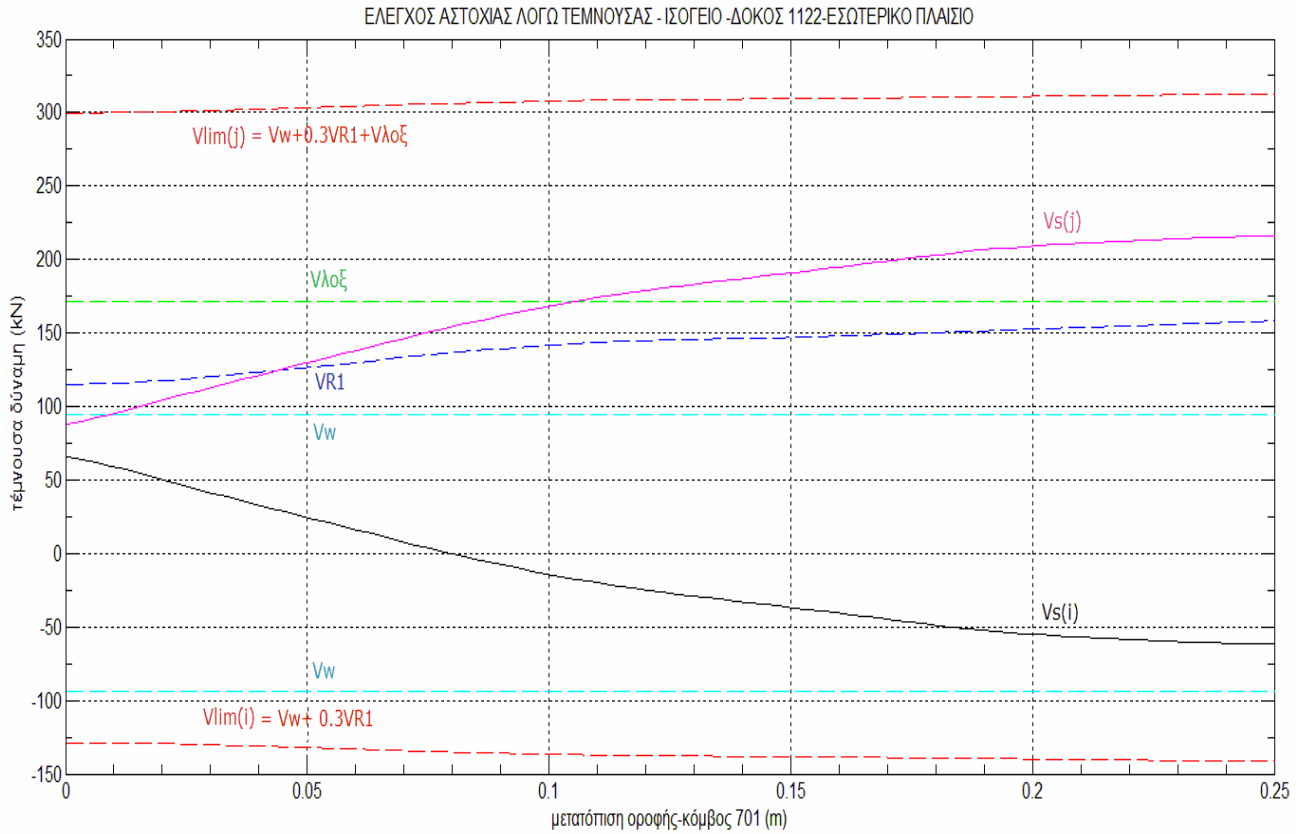
Όπως φαίνεται στις Εικόνες 5.11.3-5.11.4 τα υποστυλώματα του εσωτερικού πλαισίου του ισογείου δεν κινδυνεύουν από αστοχία λόγω τέμνουσας διότι ισχύει ο έλεγχος $V_s < V_{lim}$. Επίσης το μεσαίο υποστυλώμα (8) παραλαμβάνει πολύ μεγαλύτερη τέμνουσα σε σχέση με όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα.

Έλεγχος σε τέμνουσα των δοκών του κτιρίου K170A59II

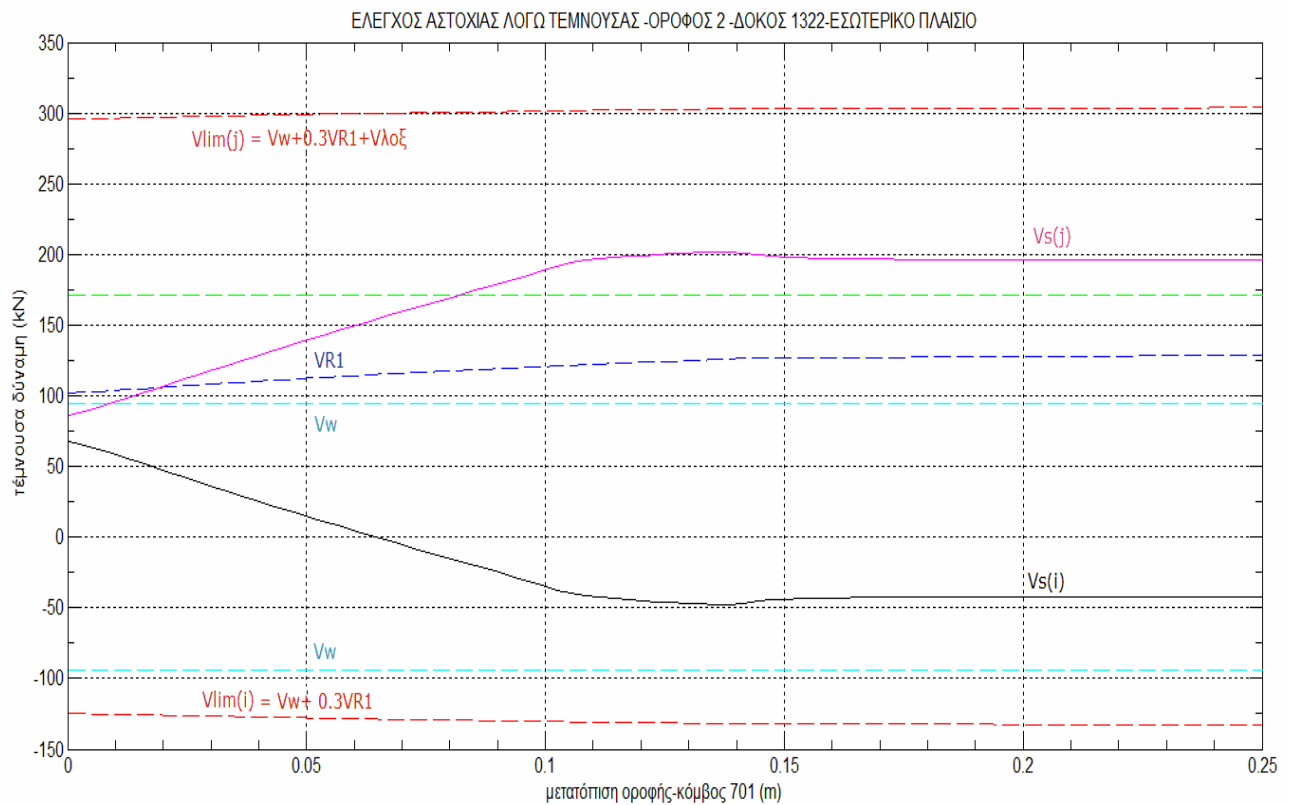
Εξετάστηκαν για ενδεχόμενη αστοχία λόγω διάτμησης οι ακραίες διατομές των δοκών στις οροφές του ισογείου, του 2^{ου}, του 3^{ου}, του 4^{ου} και του 5^{ου} ορόφου επειδή σε αυτές αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις ως αποτέλεσμα επαλληλίας των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων με τις πρόσθετες τέμνουσες λόγω ανακατανομής των ροπών.

Στα παρακάτω διαγράμματα απεικονίζονται οι δρώσες τέμνουσες του κόμβου αρχής και του κόμβου τέλους κάθε δοκού για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{701} (μαύρο και μωβ χρώμα). Για λόγους εποπτείας παρατίθενται μόνο τα διαγράμματα που αναφέρονται στις οροφές του ισογείου και των ορόφων 2,3 καθώς σε αυτές υπολογίστηκαν οι μεγαλύτερες δρώσες τέμνουσες. Παρουσιάζονται με διακεκομμένες οριζόντιες γραμμές οι τέμνουσες που παραλαμβάνουν οι συνδετήρες (Φ8/30), οι τέμνουσες αντοχής V_{R1} , οι τέμνουσες που παραλαμβάνει ο λοξός διαμήκης οπλισμός V_{lox} και οι οριακές τέμνουσες αντοχής V_{lim} (κόκκινο χρώμα).

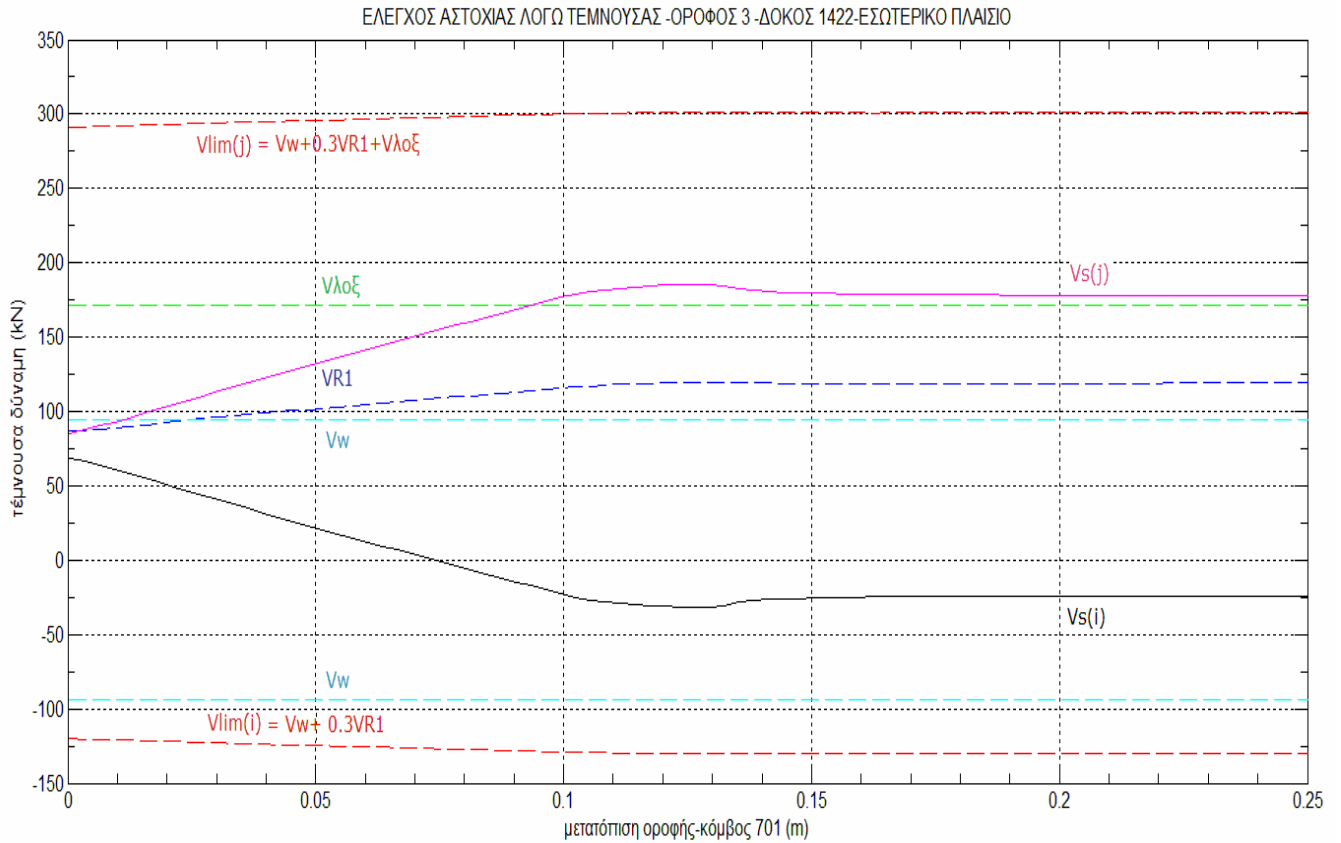
Ενδεικτικά παρουσιάζονται μόνο τα γραφήματα που αναφέρονται στις δοκούς του κάθε ορόφου που παρέλαβαν τη μεγαλύτερη τέμνουσα δύναμη. Οι εν λόγω δοκοί είναι ακραίες και βρίσκονται στα εσωτερικά πλαίσια.



Εικόνα 5.12.1 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση της δοκού 1122, εσωτερικό πλαίσιο, ισόγειο



Εικόνα 5.12.2 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση της δοκού 1322, εσωτερικό πλαίσιο, 2^{ος} όροφος



Εικόνα 5.12.3 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση της δοκού 1422, εσωτερικό πλαίσιο, 3^{ος} όροφος

Στις Εικόνες 5.12.1 έως 5.12.3 γίνεται φανερό ότι οι δοκοί του κτιρίου δεν αστοχούν από διάτμηση καθώς πληρούνται η συνθήκη $V_s < V_{lim}$ σε όλες τις διατομές που εξετάστηκαν. Πιο συγκεκριμένα, οι δοκοί επαρκούν ακόμη και στην περίπτωση που η τέμνουσα δύναμη αλλάζει πρόσημο λόγω του σεισμού (κόμβοι αρχής, i) και ο λοξός σπλισμός παύει να συνεισφέρει στη διατμητική αντοχή V_{lim} .

III . Έλεγχος αστοχίας λόγω σχετικής μετακίνησης ορόφων

Η σχετική μετακίνηση των ορόφων $\Delta\delta$ θεωρείται το σημαντικότερο γενικό κριτήριο αστοχίας. Αυτό το κριτήριο θέτει ένα ανώτατο όριο στην αποδεκτή σχετική μετακίνηση των ορόφων μιας κατασκευής ώστε τα φαινόμενα δευτέρας τάξης P- Δ και οι βλάβες σε δομικά ή μη φέροντα στοιχεία να μην είναι σημαντικές. Το διάγραμμα της εξέλιξης των σχετικών ανηγμένων μετατοπίσεων ορόφων $\Delta\delta/h$ σε συνάρτηση με την μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{701} έχει περιγραφεί προηγουμένως [Εικόνα 5.3].

Η οριακά αποδεκτή μέγιστη τιμή της σχετικής μετακίνησης ορόφων εξαρτάται από τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει επιλεγεί για ένα δόμημα και από τις παρατηρούμενες βλάβες των κτιρίων. Ο Sozen (1981) πρότεινε ότι το όριο σχετικής ανηγμένης μετατόπισης ίσο με 2% μπορεί να τεθεί για το 75% των κτιρίων από ΩΣ. Διάφορες τιμές έχουν προταθεί για το συγκεκριμένο κριτήριο αστοχίας από Κανονισμούς και οδηγίες.

Η οριακή τιμή που προτείνεται κατά SEAOC για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής” και “μέση” βλάβη κτιρίου είναι 1.5% . Δηλαδή για ένα κτίριο με ύψος ορόφου 3m όπως το K₁70A59II , η μέγιστη αποδεκτή σχετική μετακίνηση ορόφου είναι ίση με 4.5cm .

Από το διάγραμμα στην Εικόνα 5.3 φαίνεται ότι το κριτήριο αυτό υπερβαίνεται για μετατόπιση οροφής δ_{701} περίπου ίση με 19.3 cm, οπότε και η γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου 4 υπερβαίνει την αποδεκτή τιμή. Στο σημείο αυτό, δεν έχουν εκδηλωθεί ακόμα οι αστοχίες των πλαστικών αρθρώσεων που εντοπίστηκαν.

5.2.5 Συμπέρασμα – Υπολογισμός παρεχόμενης πλαστιμότητας

Το κρίσιμο κριτήριο αστοχίας για το κτίριο K₁70A59II είναι η υπέρβαση της μέγιστης αποδεκτής γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου.

Η κρίσιμη αστοχία συμβαίνει στον 4^ο όροφο για μετατόπιση οροφής του κτιρίου δ_{701} περίπου ίση με 19.3 cm (δ_u).

Όπως υπολογίστηκε στην αρχή αυτής της ενότητας, η στοχευόμενη μετακίνηση του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού είναι ίση με 19.3 cm (ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας, 12.8 cm).

Επομένως, με βάση τα κριτήρια που μελετήθηκαν, η **παρεχόμενη πλαστιμότητα** του κτιρίου είναι $\mu = \delta_u / \delta_y = 19.3 / 10.3 = 1.87$

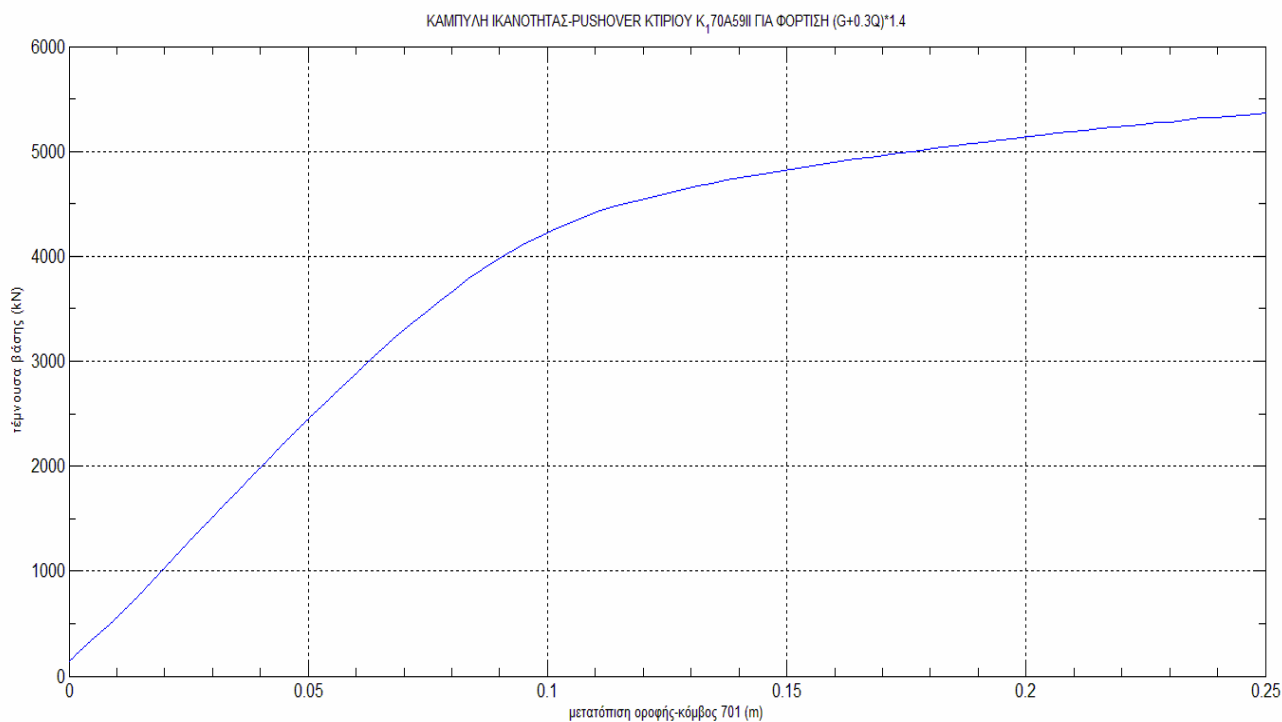
5.3 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις (g+0.3q)*1.4

5.3.1 Σχεδιασμός καμπύλης αντίστασης (ικανότητας) του κτιρίου

Το προσομοίωμα του κτιρίου φορτίστηκε με σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια δύναμη τριγωνικής κατανομής και επιλύθηκε για συνδυασμό κατακόρυφων δράσεων $(g+0.3q)*1.4$ όπου g το σύνολο των μόνιμων φορτίων και q το σύνολο των κινητών. Στη συνέχεια ξανασχεδιάστηκαν όλα τα διαγράμματα και επανελήφθησαν όλοι οι έλεγχοι που προηγήθηκαν για το συνδυασμό δράσεων $g+0.3q$ για να διερευνηθεί η επιρροή της επίδρασης των κατακόρυφων φορτίων στη σεισμική απόκριση του φορέα.

Στα πλαίσια αυτής της διερεύνησης υπολογίστηκαν, μεταξύ άλλων, οι τέμνουσες δυνάμεις στη βάση του κάθε υποστυλώματος του ισογείου και η μετατόπιση του κόμβου 701 που βρίσκεται στην οροφή του κτιρίου.

Η καμπύλη αντίστασης $V-\delta_{701}$ που προέκυψε, φαίνεται παρακάτω:



Εικόνα 5.13: Καμπύλη αντίστασης Κ_{170Α59II} για συνδυασμό 1.4*(g+0.3q)

Συνολικό βάρος κτιρίου: $W_{OL} = G+Q = 35380 + 15120 = 50500 \text{ kN}$

Βάρος κτιρίου κατά το σεισμό: $W' = 1.4 * (G+0.3Q) = 55888 \text{ kN}$

Συνολικό εμβαδόν κτιρίου: $E = 7 * 18 * 24 = 3024 \text{ m}^2$

Στη συνέχεια παρατίθενται τα αποτελέσματα όλων των υπολογισμών και αντιπαραβάλλονται με αυτά που πρόέκυψαν για το συνδυασμό $g+0.3q$.

Θεμελιώδης ελαστική ιδιοπερίοδος του κτιρίου:

$T_i = 1.159 \text{ sec.}$

Η τιμή αυτή υπολογίστηκε από το OpenSees λαμβάνοντας υπόψη την πρώτη ιδιομορφή και την (αρχική) ελαστική δυσκαμψία του κτιρίου K_i και είναι προφανώς μεγαλύτερη από την ιδιοπερίοδο που προέκυψε κατά την επίλυση με $g+0.3q$.

Ενεργός μάζα:

Σύμφωνα με τους Κανονισμούς FEMA356 (2000) και ΚΑΝΕΠΕ (2009) για κτίριο με περισσότερους από 3 ορόφους που αποτελείται από πλαίσια ΩΣ αλλά και από τοιχώματα και έχει ιδιοπερίοδο $T_i > 1 \text{ sec}$, είναι $C_m = 1.00$.

Διγραμμική προσέγγιση καμπύλης V-δ :

Όπως έχει προαναφερθεί στη συγκεκριμένη εργασία έχει ακολουθηθεί η Μέθοδος των Συντελεστών Μετατόπισης για τη διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης αντίστασης V-δ όπως περιγράφεται στη FEMA356 (2000) και τον ΚΑΝΕΠΕ (2009).

Με βάση τη διγραμμική προσέγγιση που έγινε γραφικά αλλά και την καμπύλη αντοχής υπολογίστηκαν προσεγγιστικά οι ακόλουθες παράμετροι. Σε παρένθεση βρίσκονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για το συνδυασμό $g+0.3q$.

$F_y = 4580 \text{ kN}$ ($< 4890 \text{ kN}$)

$\delta_y = 9.7 \text{ cm}$ ($< 10.3 \text{ cm}$)

$F_{el} = 2300 \text{ kN}$ ($> 2000 \text{ kN}$)

$\delta_{el} = 4.65 \text{ cm}$ ($> 4 \text{ cm}$)

Υπολογισμός δυσκαμψιών K_i , K_e , K_s :

Η αρχική ελαστική πλευρική δυσκαμψία είναι $K_i = F_{el} / \delta_{el} = 49462 \text{ kN/m}$ ($< 50000 \text{ kN/m}$).

Η ενεργός πλευρική δυσκαμψία υπολογίστηκε $K_e = F_y / \delta_y = 47216 \text{ kN/m}$ ($< 47476 \text{ kN/m}$).

Υπολογισμός ενεργού ιδιοπεριόδου T_e :

Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί στη δυσκαμψία K_e είναι:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}, \text{ δηλαδή } T_e = 1.186 \text{ sec} \quad (> 1.006 \text{ sec})$$

5.3.2 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης δ_t :

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (2009) είναι:

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \Phi_e * (T_e / 2\pi)^2 * 1.5$$

όπου το 1.5 είναι πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας και οι υπόλοιποι συντελεστές είναι οι εξής (FEMA 356, ΚΑΝΕΠΕ, ΕΑΚ):

C_0 : για κτίρια με τοιχώματα και περισσότερους από 5 ορόφους είναι $C_0 = 1.30$.

C_1 : για φορείς με $T_e > T_2$ ($T_2 = 0.60$ για έδαφος Β) είναι $C_1 = 1.00$.

C_2 : για φορέα τύπου 1 (πριν το 1985), με στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής” και $T_e > T_2$ έχει την τιμή $C_2 = 1.10$.

C_3 : σε συνήθη κτίρια και στην περίπτωση που ο μεταλαστικός κλάδος έχει θετική κλίση

($K_s > 0$) είναι $C_3 = 1.00$.

Φ_e : υπολογίζεται από τη σχέση $\{\Phi_e = \gamma_1 * A * \eta * \beta_0 * (T_2 / T_e)\}$. Για έδαφος τύπου Β και ελαστικό φάσμα (ΕΑΚ 2000), προέκυψε ίση με $\Phi_e = 0.30 * g$ ($< 0.36 * g$)

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετατόπιση υπολογίστηκε ίση με

$\delta_t = 22.8 \text{ cm}$ (ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας 15.2 cm).

Η τιμή της στοχευόμενης μετατόπισης προέκυψε μεγαλύτερη σε σύγκριση με την αντίστοιχη για $g+0.3g$ ($\delta_t = 19.3 \text{ cm}$). Το γεγονός αυτό οφείλεται στην αύξηση της ενεργού ιδιοπεριόδου T_e καθώς οι υπόλοιποι συντελεστές είτε έμειναν σταθεροί είτε μειώθηκαν (επιτάχυνση Φ_e).

Εκτίμηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας της κατασκευής μ_{ap} :

Η απαιτούμενη πλαστιμότητα του φορέα ισούται με το λόγο της μέγιστης μετατόπισης που θα “απαιτήσει” ο σεισμός από τον φορέα (στοχευόμενη δ_i) προς τη μετατόπιση διαρροής του, $\mu_{ap} = \delta_i / \delta_y$.

Για το κτίριο K₁70A59II και για το συνδυασμό φορτίων $1.4*(g+0.3q)$ υπολογίστηκε :

$$\mu_{ap} = 22.8 / 9.7 = 2.35$$

(ή $\mu_{ap} = 1.57$ εάν στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης δεν συμπεριληφθεί ο πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας).

Όπως φαίνεται η απαιτούμενη πλαστιμότητα αυξήθηκε λόγω της αύξησης της στοχευόμενης μετακίνησης και της μείωσης της μετακίνησης διαρροής.

Εκτίμηση του συντελεστή υπεραντοχής q_0 του κτιρίου:

Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού του κτιρίου $F_{σχ}$ ισούται με $\varepsilon * W_{OL}$ όπου $\varepsilon = 0.06$ είναι ο σεισμικός συντελεστής του κτιρίου και W_{OL} το συνολικό βάρος του (G+Q).

$$F_{σχ} = \varepsilon * W_{OL} = 0.06 * 50500 = 3030 \text{ kN}$$

Όπως προαναφέρθηκε στην ενότητα 5.2 του παρόντος κεφαλαίου, για υφιστάμενα κτίρια από ΩΣ που έχουν υπολογισθεί με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων, θεωρείται η ισοδύναμη οριακή αντοχή σχεδιασμού $V_u = \beta * F_{σχ}$.

$$\text{Για χάλυβα St III είναι } \beta = f_u / f_{επ} = 420 / 264 = 1.59$$

$$\text{Κατά συνέπεια είναι } V_u = \beta * F_{σχ} = 4817 \text{ kN}$$

Επομένως, στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι $q_0 = F_y / V_u = 4580 / 4817 = 0.95$ (<1.015), δηλαδή ο συντελεστής υπεραντοχής μειώθηκε.

5.3.3 Κριτήρια αστοχίας

Ο έλεγχος διεξάγεται με τα ίδια κριτήρια αστοχίας στα ίδια μέλη του φορέα για να διαπιστωθεί το κατά πόσο ο συνδυασμός των δράσεων που χρησιμοποιείται για τη σεισμική φόρτιση (αυξημένες αξονικές δυνάμεις), επηρεάζει την απόκριση του φορέα.

Συνοπτικά, τα κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν αφορούν:

- i) τη μέγιστη επιτρεπόμενη θ_{pl} των σχηματιζόμενων αρθρώσεων των μελών,
- ii) την αντοχή σε τέμνουσα των μελών (δοκών και υποστυλωμάτων),
- iii) τη μέγιστη επιτρεπόμενη ανηγμένη σχετική μετακίνηση ορόφου, για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής”.

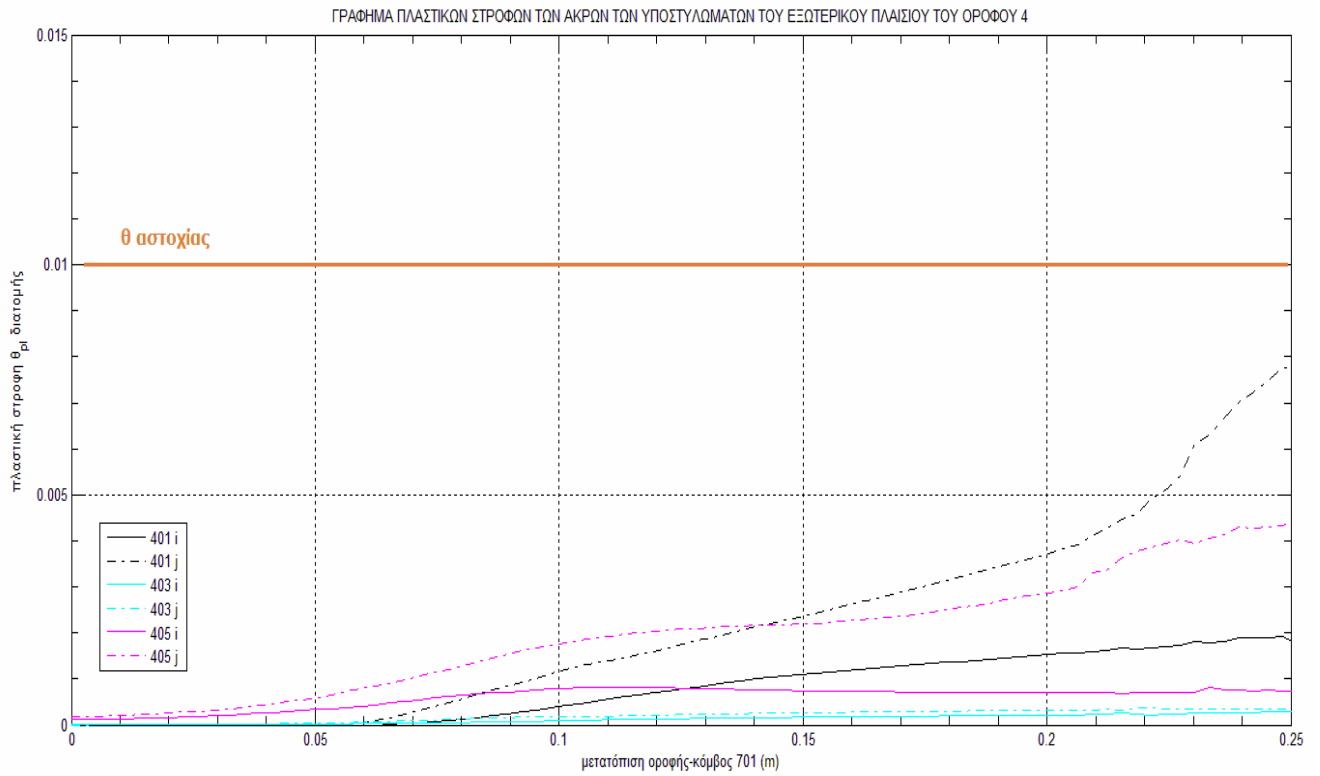
I . έλεγχος επιτρεπόμενης πλαστικής στροφής θ_{pl} μιας άρθρωσης

Έλεγχος υποστυλωμάτων , $\theta_{pl} < 0.010$ rad

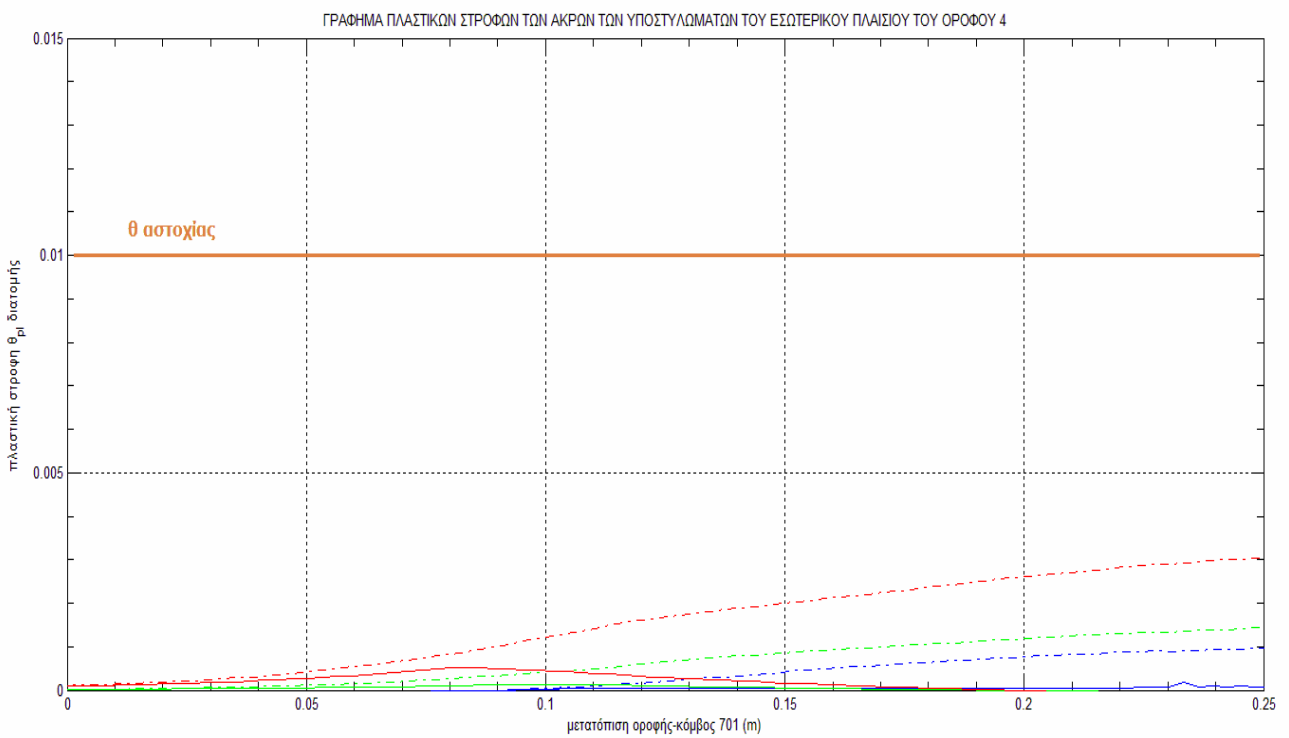
Κατά τη σταδιακή αύξηση του οριζόντιου (σεισμικού) φορτίου, δημιουργούνται στις άκρες των υποστυλωμάτων πλαστικές αρθρώσεις. Όπως έχει προαναφερθεί, κατά FEMA356 (2000), η οριακά αποδεκτή τιμή για την πλαστική στρόφη των υποστυλωμάτων είναι $\theta_{pl}=0.010$ rad.

Ο συγκεκριμένος τρόπος αστοχίας επέρχεται στο κτίριο K₁70A59II για αρκετά από τα υποστυλώματα του 4^{ου} και του 5^{ου} ορόφου. Ωστόσο επειδή οι αστοχίες αυτές συμβαίνουν για μεγάλες μετατοπίσεις της οροφής του κτιρίου δ_{701} (οπότε έχει προηγηθεί η εμφάνιση άλλου τύπου αστοχίας), δεν είναι κρίσιμες για την επιτελεστικότητα του κτιρίου.

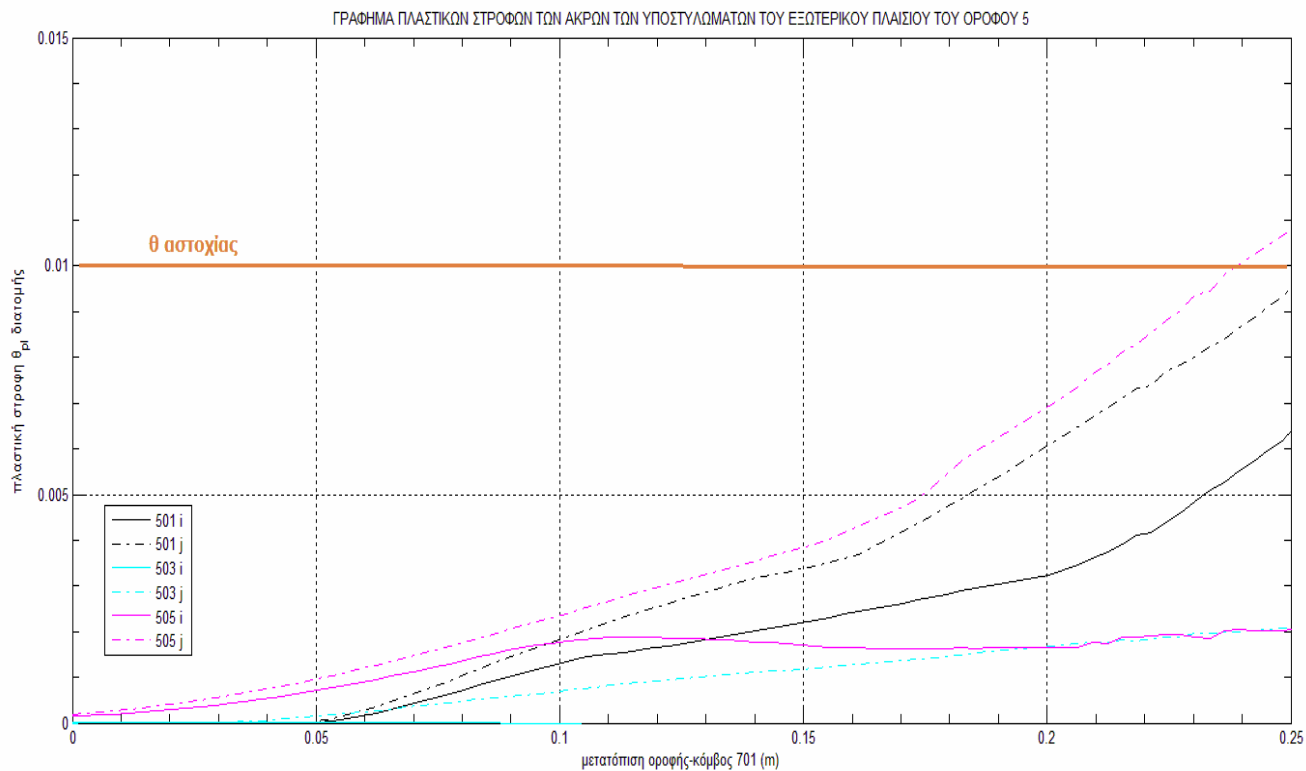
Η αύξηση των κατακόρυφων φορτίων λόγω της φόρτισης υπό τον συνδυασμό δράσεων $(g+0.3q)*1.4$, έχει σαν αποτέλεσμα την αρχική αύξηση της δυσκαμψίας και της παραλαμβανόμενης από τα υποστυλώματα ροπής M_s (για την ίδια εκκεντρότητα). Επίσης, η αύξηση των θλιπτικών τάσεων των υποστυλωμάτων συνεπάγεται αύξηση του ύψους της θλιβόμενης ζώνης στις διατομές, το οποίο έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της πλαστικής στροφής των υποστυλωμάτων, όπως επιβεβαιώνεται και στα παρακάτω γραφήματα [Εικόνες 5.14-5.15]



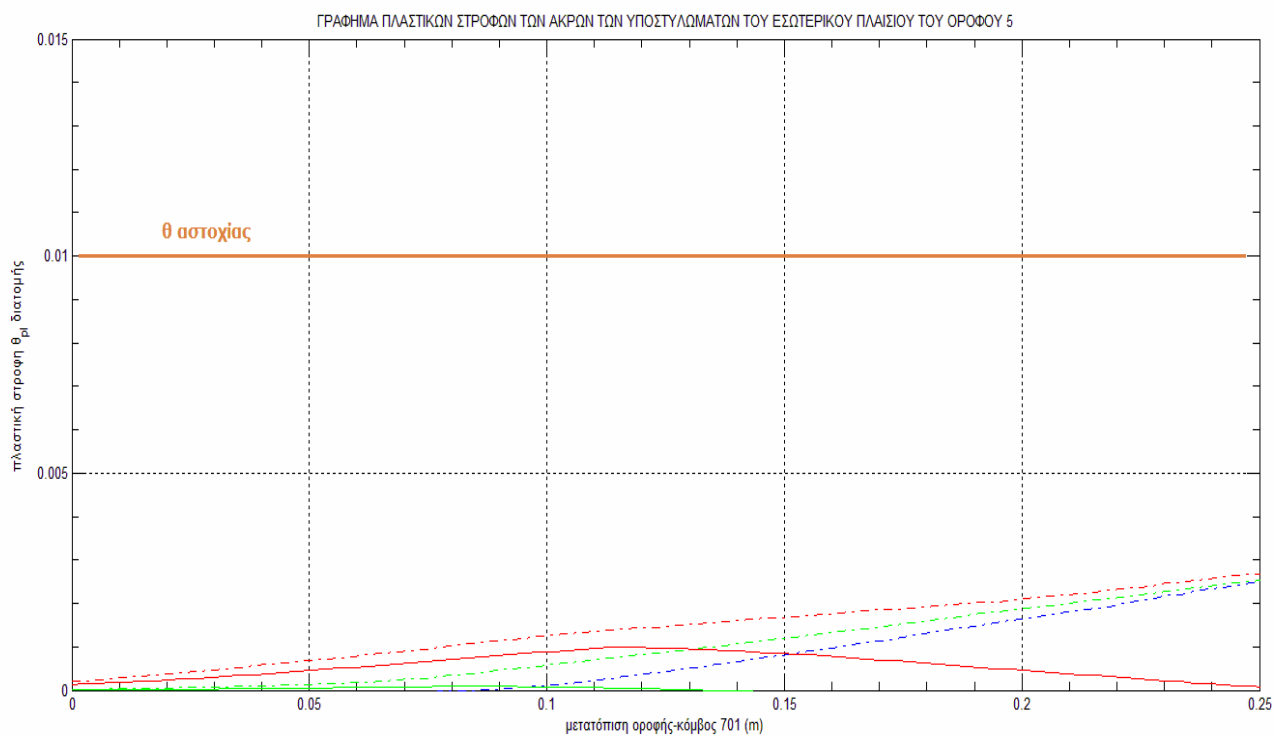
**Εικόνα 5.14.1: Γράφημα θ_{pl} στα άκρα των υποστυλωμάτων – μετατόπιση οροφής κτιρίου
εξωτερικό πλαίσιο -όροφος 4**



**Εικόνα 5.14.2: Γράφημα θ_{pl} στα άκρα των υποστυλωμάτων – μετατόπιση οροφής κτιρίου
εσωτερικό πλαίσιο -όροφος 4**



Εικόνα 5.15.1: Γράφημα θ_{rl} στα άκρα των υποστυλωμάτων – μετατόπιση οροφής κτιρίου εξωτερικό πλαίσιο -όροφος 5



Εικόνα 5.15.2: Γράφημα θ_{rl} στα άκρα των υποστυλωμάτων – μετατόπιση οροφής κτιρίου εσωτερικό πλαίσιο -όροφος 5

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 5.14.1 έως 5.15.2 (και σε σύγκριση με τις Εικόνες 5.5.1 έως 5.6.2 που αντιστοιχούν στα ίδια υποστυλώματα, υπό συνδυασμό κατακόρυφων δράσεων $g+0.3q$), λόγω της αυξημένης θλίψης δεν σημειώνονται οι αστοχίες που είχαν εμφανιστεί πρώτες στα ακραία υποστυλώματα του 4^{ου} και του 5^{ου} ορόφου.

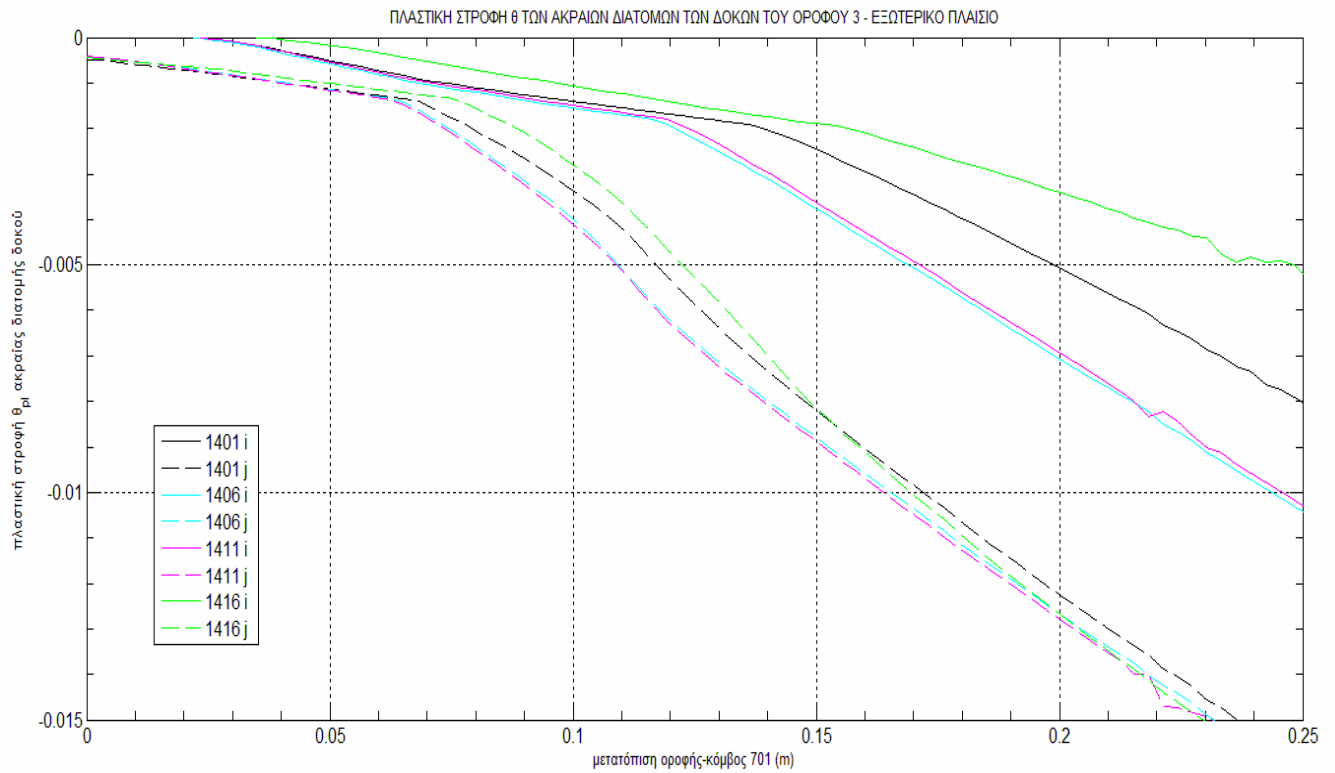
Ωστόσο, αστοχεί το πλέον θλιβόμενο ακραίο υποστυλώμα του εξωτερικού πλαισίου του 5^{ου} ορόφου που δεν είχε αστοχήσει κατά την προηγούμενη ανάλυση. Γενικά, η οριζόντια (σεισμική) δύναμη εισάγει μια ροπή στη στάθμη του 5^{ου} ορόφου η οποία αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων (εφελκυστική δύναμη για το ένα ακραίο υποστυλώμα και πρόσθετη θλιπτική για το άλλο). Αυτή η πρόσθετη θλίψη, σε συνδυασμό με την αύξηση των κατακόρυφων δράσεων κατά 40%, οδήγησε το υποστυλώμα 505 στην αστοχία

Έλεγχος δοκών , $\theta_{pl} < 0.015 \text{ rad}$

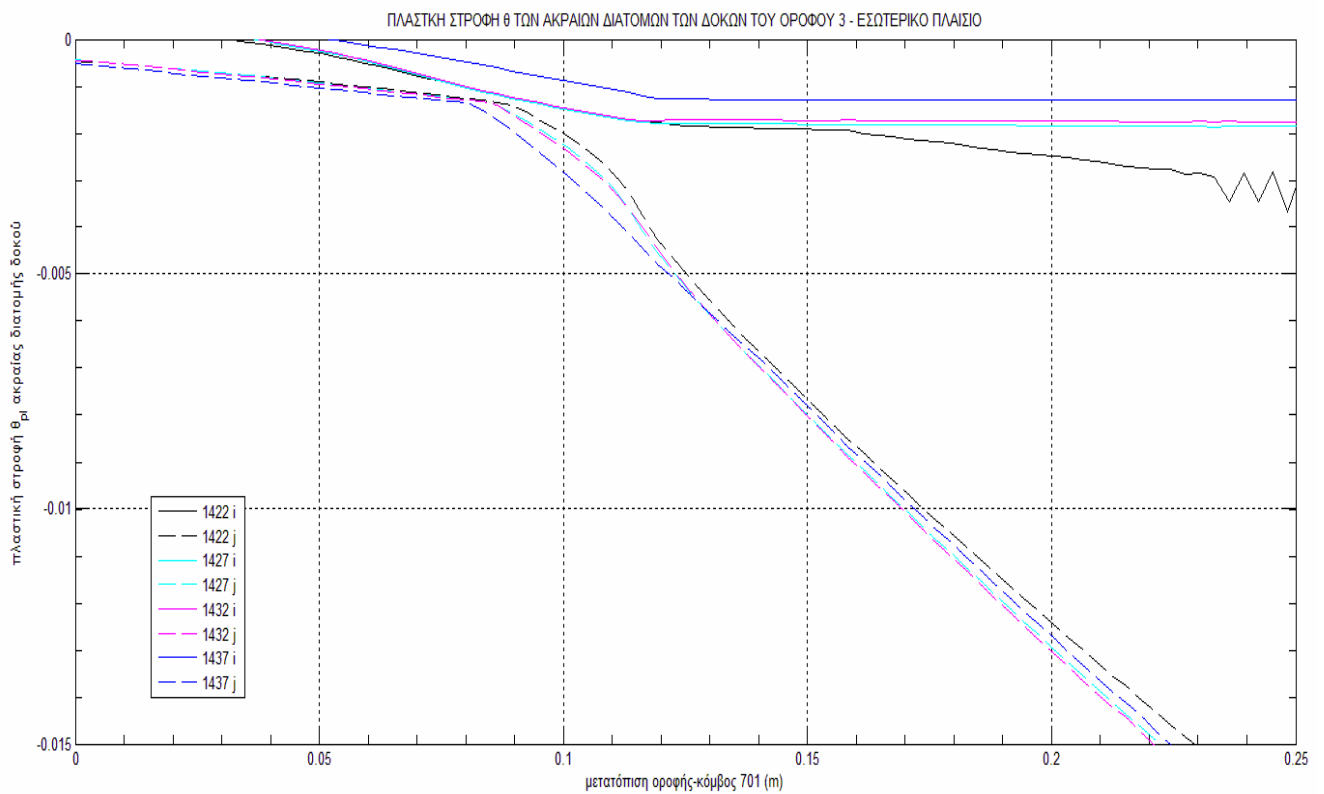
Όπως έχει προαναφερθεί, κατά τη FEMA356 (2000), η οριακή τιμή για την πλαστική στροφή των αρθρώσεων που δημιουργούνται στις δοκούς είναι $\theta_{pl}=0.015 \text{ rad}$.

Η αστοχία των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών έχει παρατηρηθεί ότι δεν είναι κρίσιμη και συμβαίνει στις δοκούς της οροφής του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου για μετατόπιση της οροφής του κτιρίου μεγαλύτερη από 23 cm.

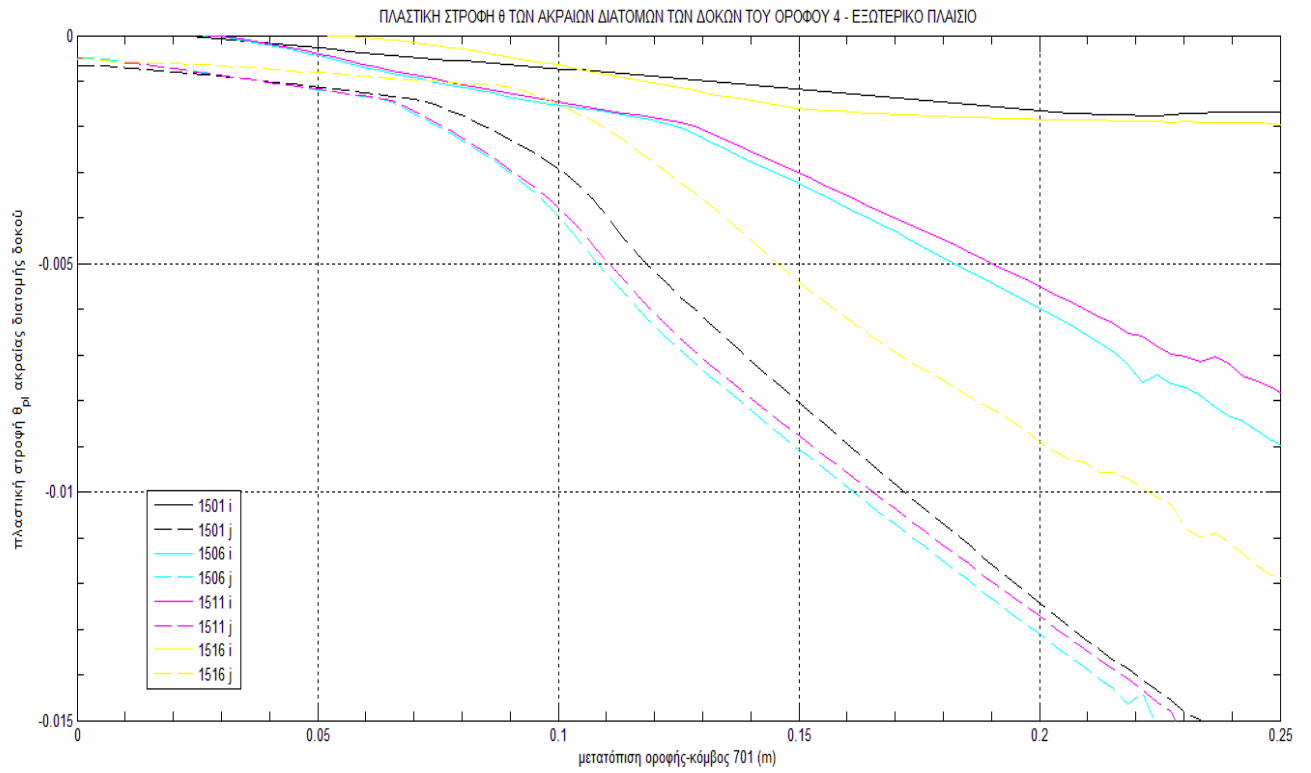
Η αύξηση των κατακόρυφων φορτίων λόγω της φόρτισης υπό τον συνδυασμό $1.4*(g+0.3)$, οδηγεί σε αύξηση των ροπών κάμψης στις δοκούς. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα, η ακραία διατομή κάθε δοκού που δέχεται πρόσθετο εφελκυσμό στην άνω ίνα (αρνητική ροπή) λόγω της οριζόντιας σεισμικής δύναμης που εξετάζεται (δηλαδή ο κόμβος j), να πλαστικοποιείται νωρίτερα ($M_s=M_R$). Επίσης, η αύξηση των κατακόρυφων δράσεων, έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση των παραμορφώσεων και των καμπυλοτήτων. Κατά συνέπεια οι πλαστικές στροφές στις δοκούς αυξάνεται, όπως επιβεβαιώνεται και από τα παρακάτω γραφήματα [Εικόνες 5.16-5.17]



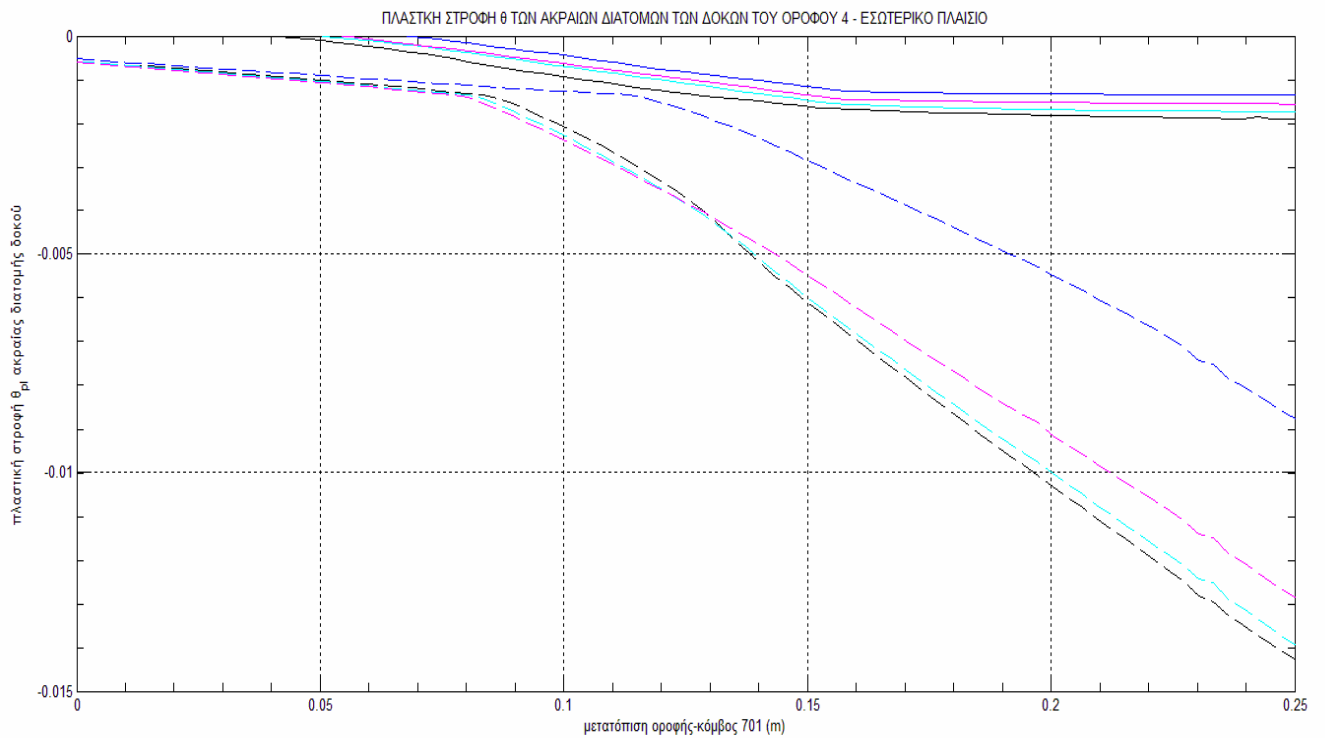
**Εικόνα 5.16.1: Γράφημα θ_{πl} στα άκρα των δοκών – μετατόπιση οροφής κτιρίου
εξωτερικό πλαίσιο -όροφος 3**



**Εικόνα 5.16.2: Γράφημα θ_{πl} στα άκρα των δοκών – μετατόπιση οροφής κτιρίου
εσωτερικό πλαίσιο -όροφος 3**



**Εικόνα 5.16.1: Γράφημα θ_{πλ} στα άκρα των δοκών – μετατόπιση οροφής κτιρίου
εξωτερικό πλαίσιο -όροφος 4**



**Εικόνα 5.16.2: Γράφημα θ_{πλ} στα άκρα των δοκών – μετατόπιση οροφής κτιρίου
εσωτερικό πλαίσιο -όροφος 4**

Στις Εικόνες 5.15.1–5.16.2 φαίνεται η αύξηση των πλαστικών στροφών και κατ'επέκταση η “πρόωρη” εμφάνιση του συγκεκριμένου τρόπου αστοχίας σε σύγκριση με τις αντίστοιχες Εικόνες 5.8.1-5.9.2 (φόρτιση $q+0.3q$). Η μεταβολή αυτή φαίνεται πιο έντονα στο εσωτερικό πλαίσιο του 3^{ου} όπου η αστοχία συμβαίνει για μετατόπιση οροφής περίπου ίση με 22 cm (μικρότερη από την αντίστοιχη $\delta_{701} = 24.9$ cm , Εικόνα 5.8.2).

Επίσης στις Εικόνες φαίνεται πως οι δοκοί είναι πιθανότερο να αστοχήσουν στις πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται στους κόμβους j (διακεκομμένες γραμμές).

Π . Έλεγχος αστοχίας από τέμνουσα

Σε κάθε μέλος του φορέα η δρώσα τέμνουσα V_S συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα αντοχής V_R .

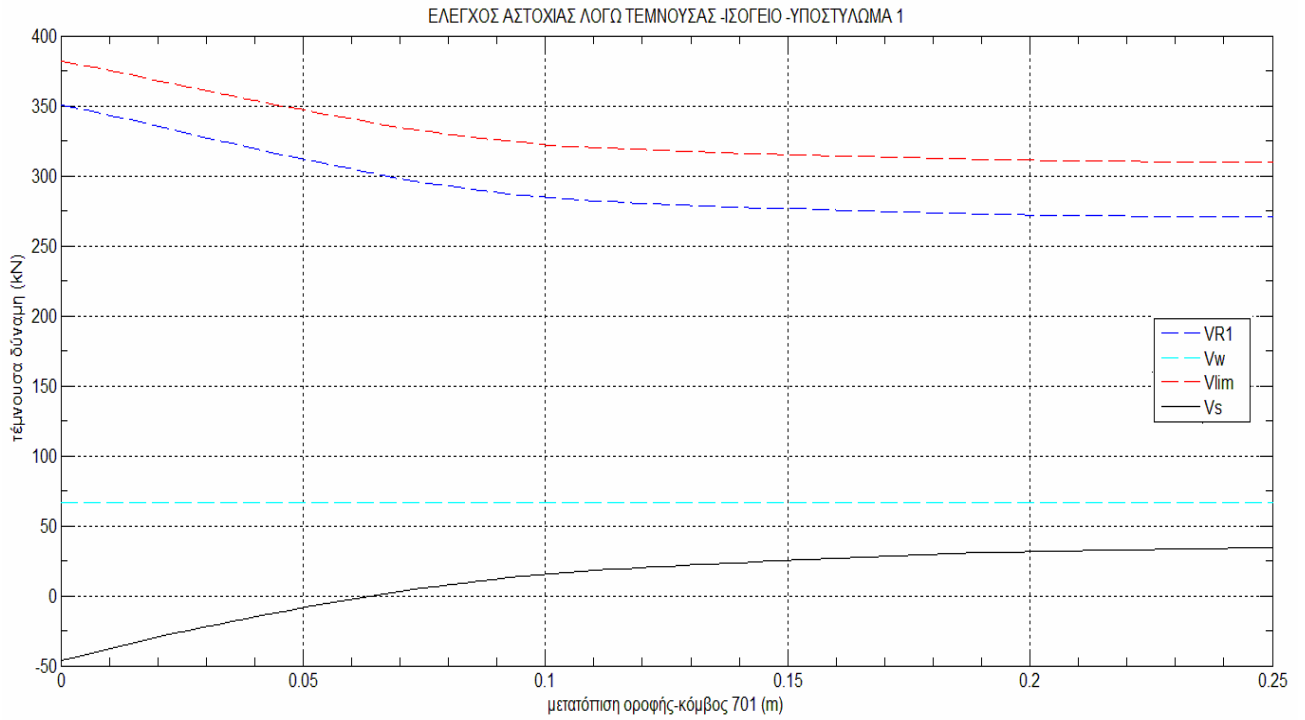
Οι τέμνουσες αντοχής V_{R1} , V_{R2} , V_w , $V_{\lambda\omega\zeta}$ και V_{lim} υπολογίζονται από τις σχέσεις που αναφέρονται στην ενότητα 5.2 του παρόντος Κεφαλαίου.

Έλεγχος σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων του K₁70A59II

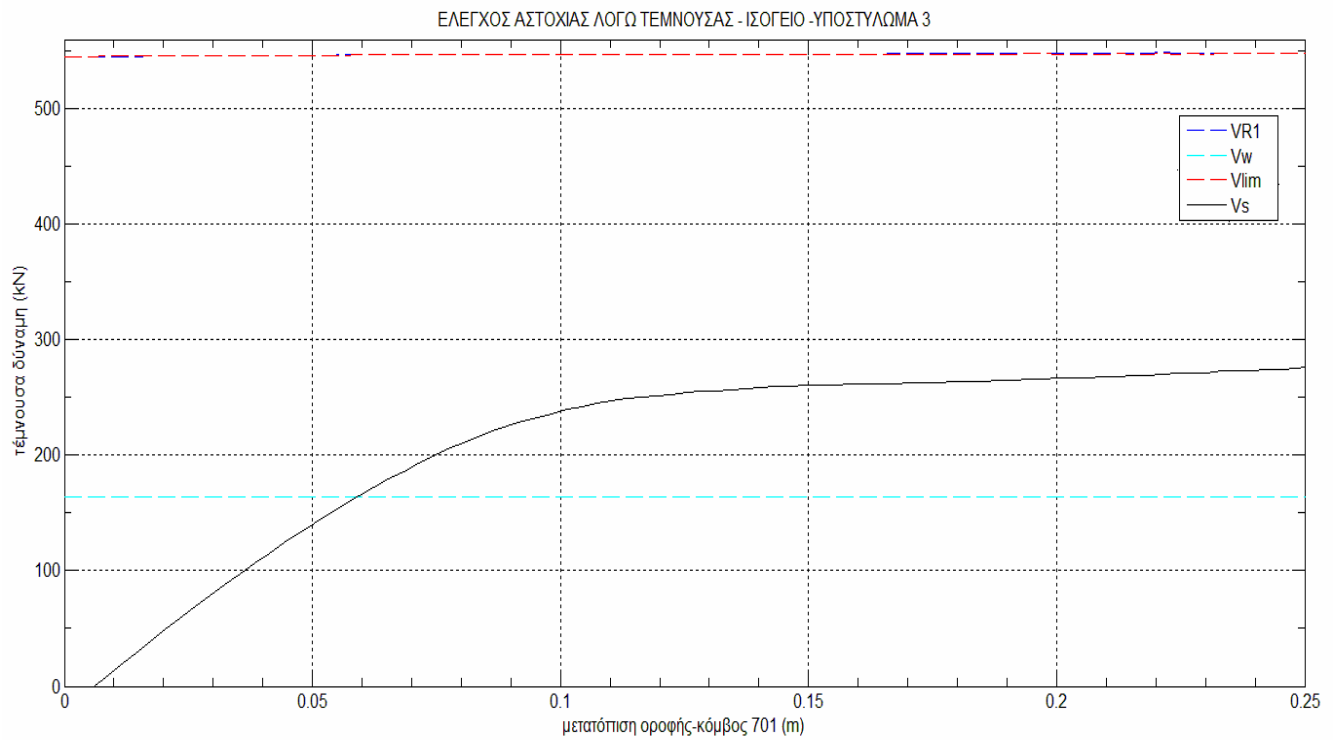
Ελέγχθηκαν για ενδεχόμενη αστοχία από διάτμηση τα υποστυλώματα του ισογείου επειδή αναλαμβάνουν τις μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις.

Η διάτμηση δεν είναι κρίσιμη για τα το κτίριο K₁70A59II και αυτό φαίνεται και στα ενδεικτικά γραφήματα που ακολουθούν. Η δε μετατροπή του συνδυασμού των κατακόρυφων δράσεων από $g+0.3q$ σε $1.4*(g+0.3q)$ οδηγεί σε αύξηση των θλιπτικών τάσεων στα υποστυλώματα, αύξηση της ροπής αντοχής V_{R1} και κατά συνέπεια αύξηση της οριακής διατμητικής δύναμης που μπορεί να αναληφθεί από την οπλισμένη διατομή V_{lim} .

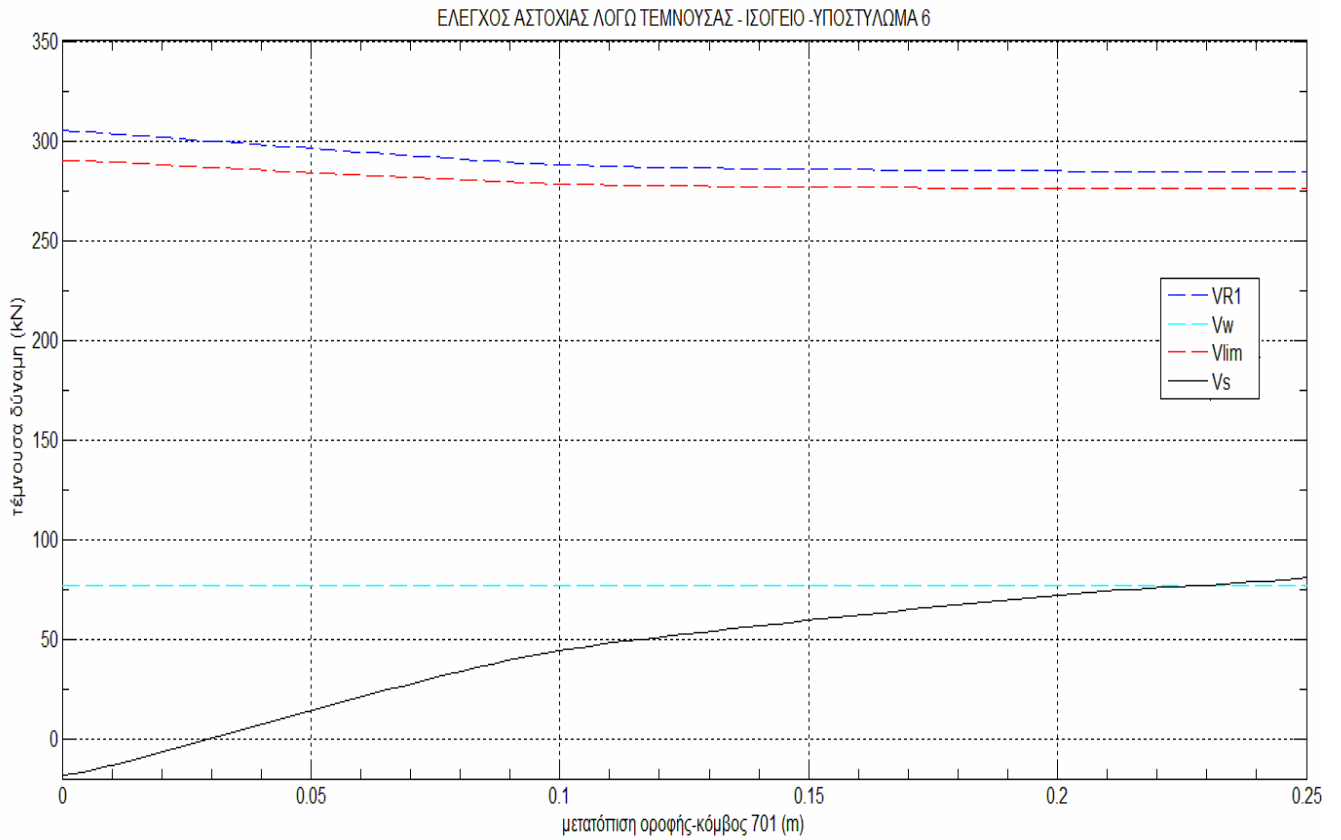
Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα των λιγότερο θλιβόμενων ακραίων υποστυλωμάτων (λόγω της εγκάρσιας δράσης) και των μεσαίων υποστυλωμάτων του εξωτερικού και του εσωτερικού πλαισίου του ισογείου, καθώς αυτά είναι τα δυσμενέστερα από άποψη διάτμησης και σε αυτά γίνεται πιο αισθητή η προαναφερθείσα μεταβολή την αντοχής.



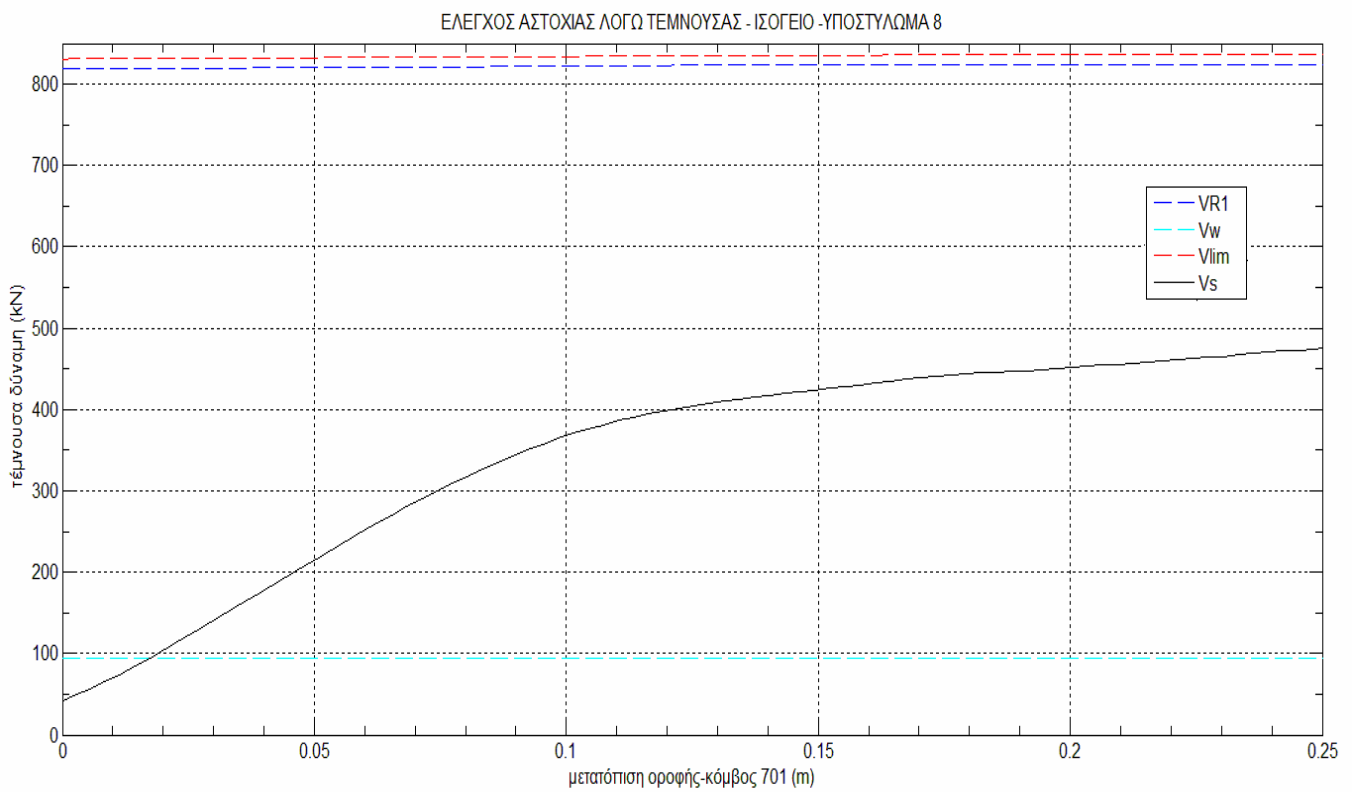
Εικόνα 5.17.1 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του γωνιακού υποστυλώματος 1, ισόγειο



Εικόνα 5.17.2 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του υποστυλώματος 3, ισόγειο



Εικόνα 5.17.3 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του υποστυλώματος 6, ισόγειο



Εικόνα 5.17.4 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του υποστυλώματος 8, ισόγειο

Στις Εικόνες 5.17.1 έως 5.17.4 φαίνεται ότι η οριακή ροπή αντοχής V_{lim} (κόκκινο χρώμα) αυξήθηκε κατά 17-23% στα μεσαία υποστυλώματα του ισογείου λόγω αυξημένης θλίψης και κατά συνέπεια αυξημένης αντοχής V_{R1} . Η σύγκριση μπορεί να γίνει με τα αντίστοιχα διαγράμματα για $g+0.3q$ στις Εικόνες 5.11.2 και 5.11.4. Οι δρώσες τέμνουσες V_S αυξάνονται πολύ λίγο.

Έλεγχος σε τέμνουσα των δοκών του K170A59II

Εξετάστηκαν για ενδεχόμενη αστοχία από διάτμηση οι δοκοί οροφής του ισογείου και των ορόφων 2,3,4 και 5 καθώς αυτές αναλαμβάνουν τις μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις είτε λόγω των κατακόρυφων φορτίων είτε λόγω ανακατανομής των ροπών.

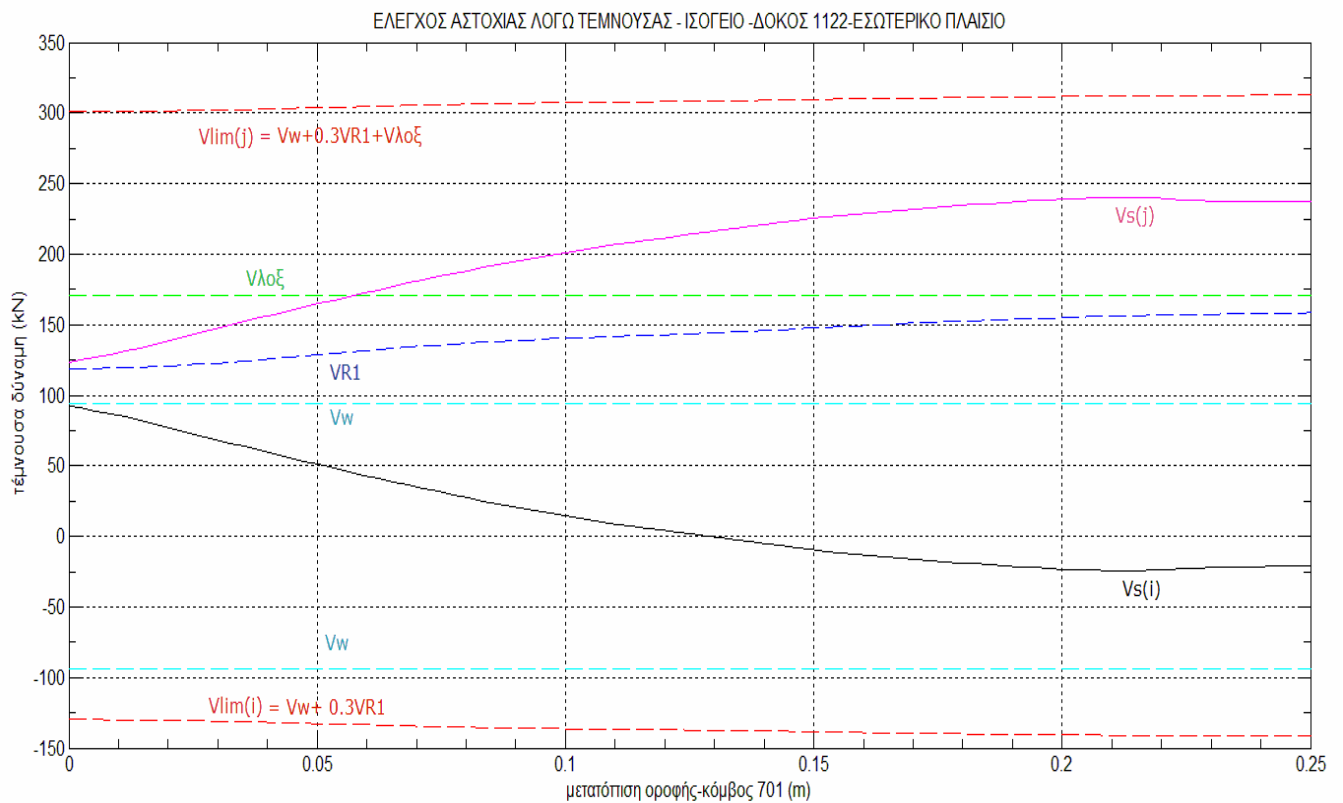
Η αντοχή σε διάτμηση των δοκών είναι επαρκής όπως φαίνεται και στα ενδεικτικά διαγράμματα που ακολουθούν.

Η μετατροπή του συνδυασμού των φορτίων από $g+0.3q$ σε $1.4*(g+0.3q)$ οδηγεί σε αύξηση της δρώσας τέμνουσας στις δοκούς V_S , η οποία όμως εξακολουθεί να καλύπτεται από τη διατμητική αντοχή.

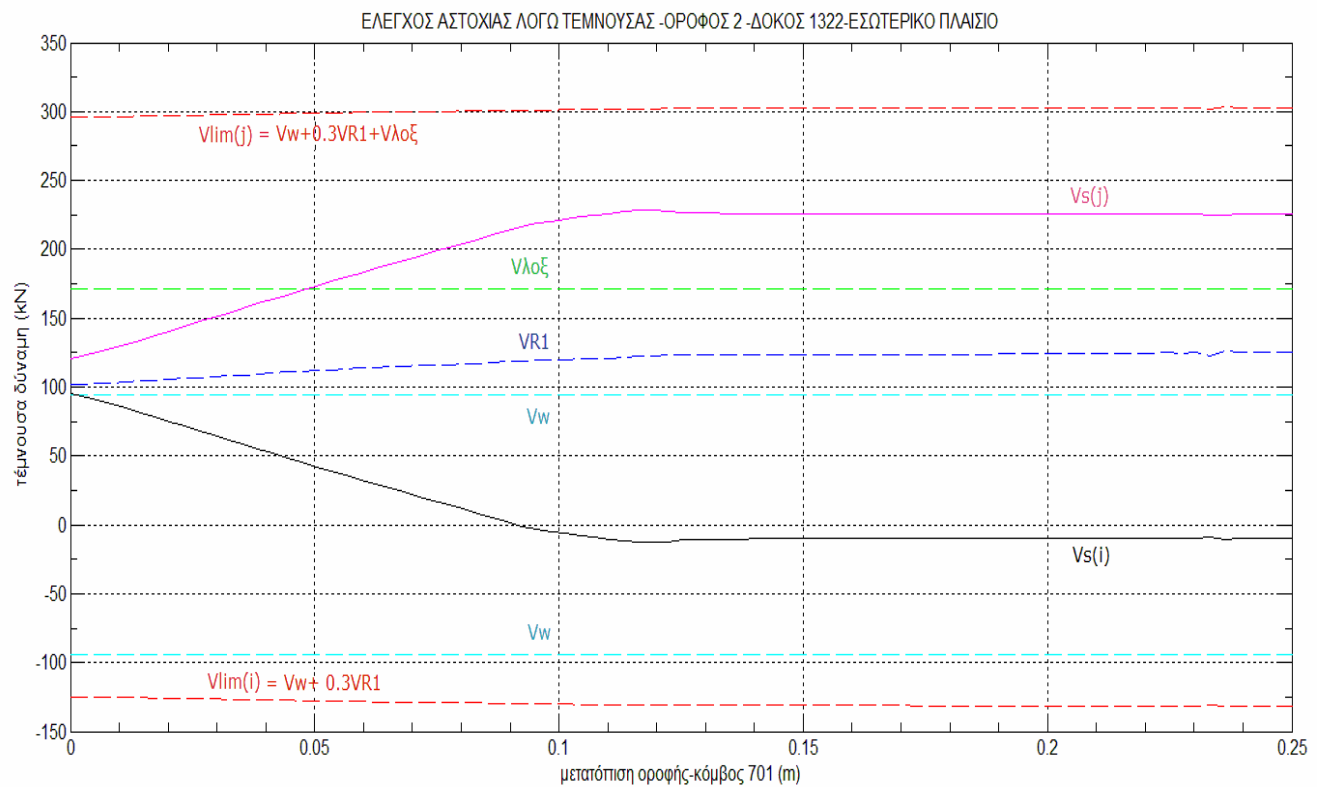
Στη συνέχεια παρατίθενται ενδεικτικά τα διαγράμματα που αναφέρονται στις ακραίες δοκούς του εσωτερικού πλαισίου του ισογείου, του 2^{ου} και του 3^{ου} ορόφου, που αναπτύσσουν τις μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις στους αντίστοιχους ορόφους.

Παρουσιάζονται με διακεκομμένες οριζόντιες χρωματιστές γραμμές οι τέμνουσες που παραλαμβάνουν οι συνδετήρες, οι τέμνουσες αντοχής V_{R1} (μπλε), οι τέμνουσες που παραλαμβάνει ο λοξός διαμήκης οπλισμός V_{lox} (πράσινο) και οι οριακές τέμνουσες αντοχής V_{lim} (κόκκινο).

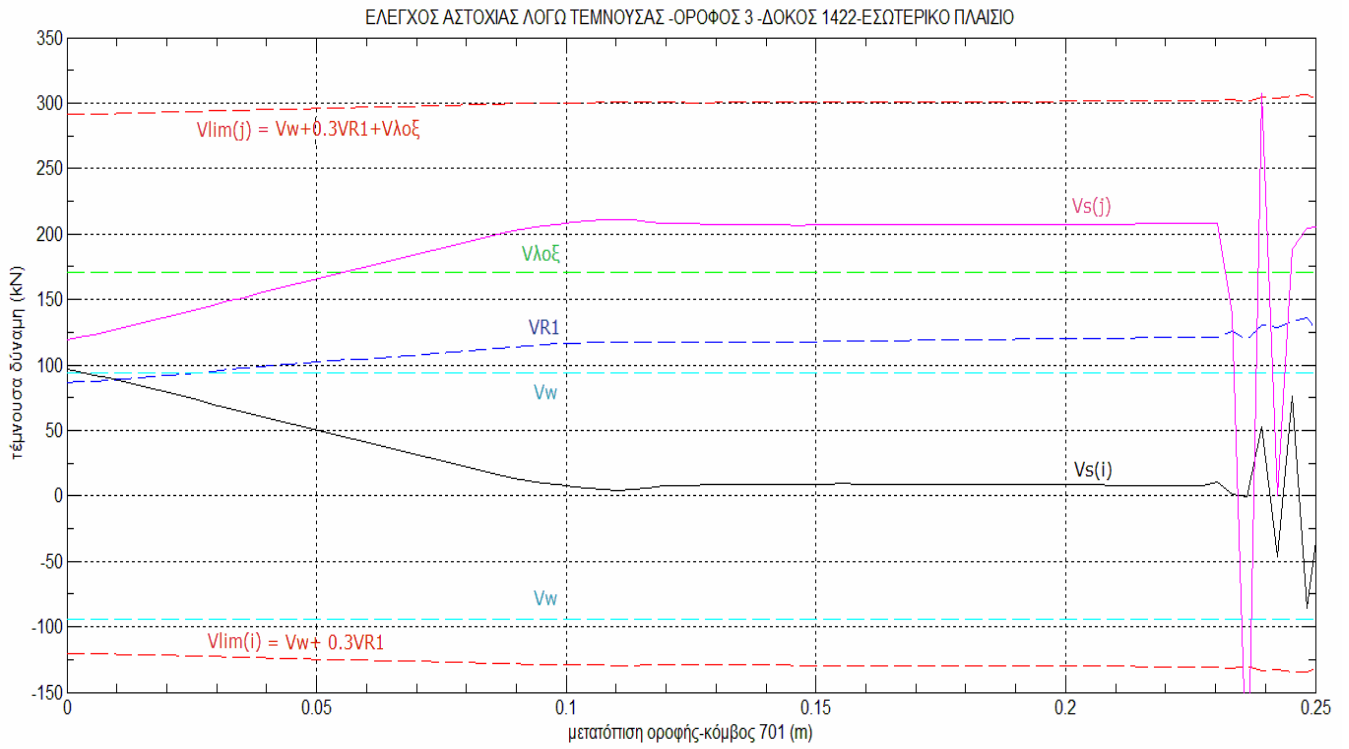
Η σύγκριση μπορεί να γίνει με τα αντίστοιχα διαγράμματα 5.12.1 έως 5.12.3. Η αύξηση των παραλαμβανόμενων τεμνουσών δυνάμεων υπολογίστηκε ότι είναι, κατά προσέγγιση, της τάξης του 16%.



Εικόνα 5.18.1 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση –δοκός 1122-εσωτερικό πλαίσιο, ισόγειο



Εικόνα 5.17.2 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση –δοκός 1322-εσωτερικό πλαίσιο, όροφος 2



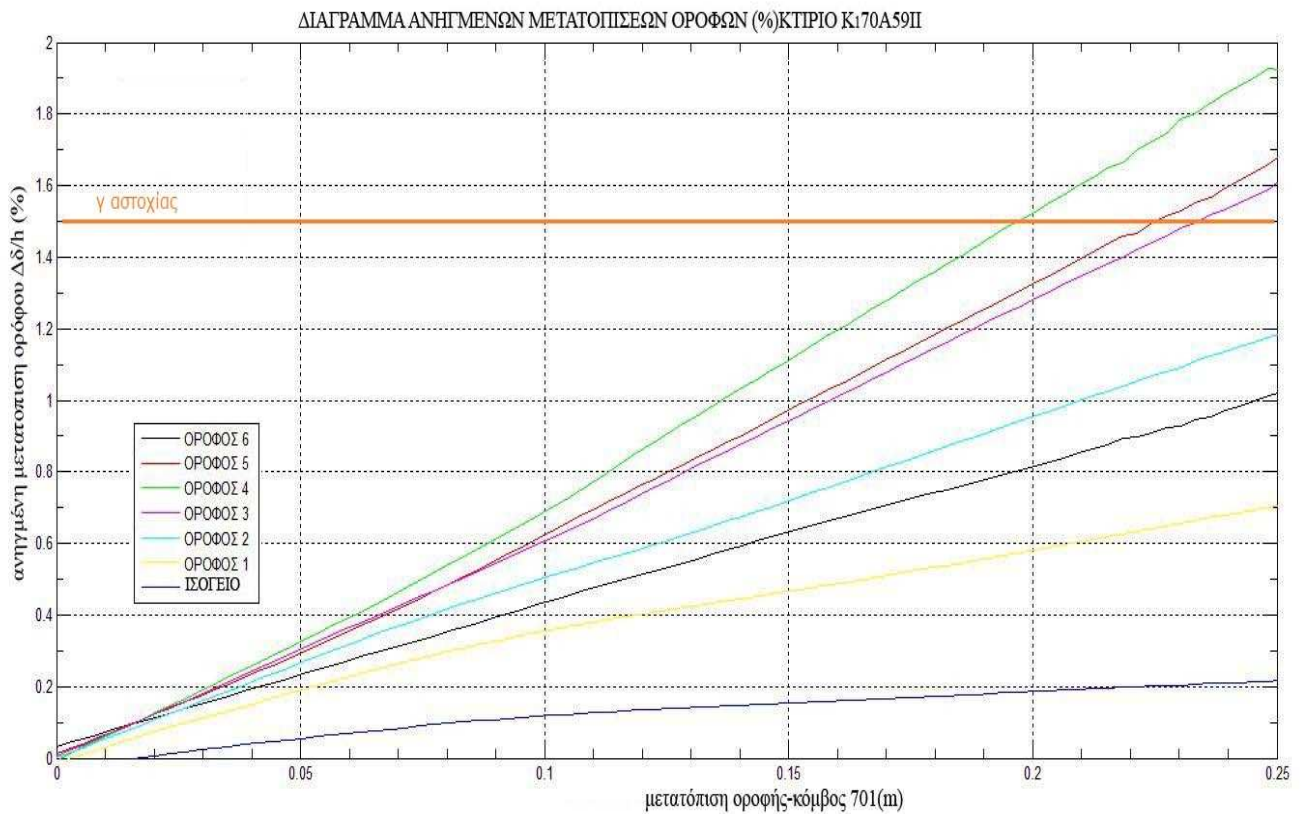
Εικόνα 5.17.2 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση –δοκός 1422-εσωτερικό πλαίσιο, όροφος 3

III . Έλεγχος αστοχίας λόγω σχετικής μετακίνησης ορόφων

Το κρίσιμο κριτήριο αστοχίας για το κτίριο K₁70A59II, υπολογίστηκε στην ενότητα 5.2 του παρόντος Κεφαλαίου ότι είναι η εμφάνιση της μέγιστης ανεκτής γωνιακής παραμόρφωσης του 4^{ου} ορόφου.

Το διάγραμμα της εξέλιξης των σχετικών ανηγμένων μετατοπίσεων ορόφων $\Delta\delta/h$ σε συνάρτηση με την μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{701} υπό φόρτιση $1.4*(g+0.3q)$ βρίσκεται παρακάτω [Εικόνα5.18].

Η οριακή τιμή που προτείνεται κατά SEAOC για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής” και “μέση” βλάβη κτιρίου είναι 1.5% .



Εικόνα 5.18: Γράφημα σχετικών ανηγμένων μετατοπίσεων ορόφων για συνδυασμό $1.4*(g+0.3q)$

Η αστοχία με βάση αυτό το κριτήριο επέρχεται για μετατόπιση οροφής περίπου ίση με 19.7 cm . Σε σύγκριση με το συνδυασμό φορτίων $g+0.3q$ η οριακή τιμή της δ_{701} (19.3 cm) έχει αυξηθεί κατά 2.1% [Εικόνα 5.3].

Η αύξηση αυτή οφείλεται στην αύξηση της αρχικής δυσκαμψίας του κτιρίου K_i λόγω αυξημένης αρχικής αξονικής δύναμης κατά 40%.

5.3.4 Συμπέρασμα – Υπολογισμός παρεχόμενης πλαστιμότητας

Το κτίριο K₁70A59II αστοχεί λόγω υπέρβασης της μέγιστης επιτρεπτής γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου (4^{ος} όροφος).

Η εν λόγω αστοχία για φόρτιση 1.4*(g+0.3q) αρχίζει να συμβαίνει για μετατόπιση οροφής του κτιρίου δ₇₀₁ περίπου ίση με 19.7 cm (δ_u).

Για την ίδια φόρτιση, η στοχευόμενη μετακίνηση του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού είναι περίπου ίση με 22.8 cm (ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας 15.2 cm) και η μετατόπιση διαρροής δ_y είναι ίση με 9.7 cm.

Επομένως, σύμφωνα με τα κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν, η **παρεχόμενη πλαστιμότητα** του κτιρίου είναι $\mu = \delta_u / \delta_y = 19.7 / 9.7 = 2.03$

Σε σύγκριση με την παρεχόμενη πλαστιμότητα του κτιρίου για συνδυασμό g+0.3q (μ=1.87), η πλαστιμότητα έχει αυξηθεί κατά 8.6%.

Συνοπτικά για αύξηση του συντελεστή των κατακόρυφων φορτίων κατά 40%:

- η ενεργός δυσκαμψία K_e του κτιρίου μειώθηκε κατά 0.5%
- η ενεργός ιδιοπερίοδος T_e αυξήθηκε κατά 17.9%
- η οριζόντια δύναμη διαρροής F_y μειώθηκε κατά 6.3%
- η παρεχόμενη πλαστιμότητα αυξήθηκε κατά 8.6%
- η ελαστική επιτάχυνση (EAK 2000) μειώθηκε κατά 16.7%

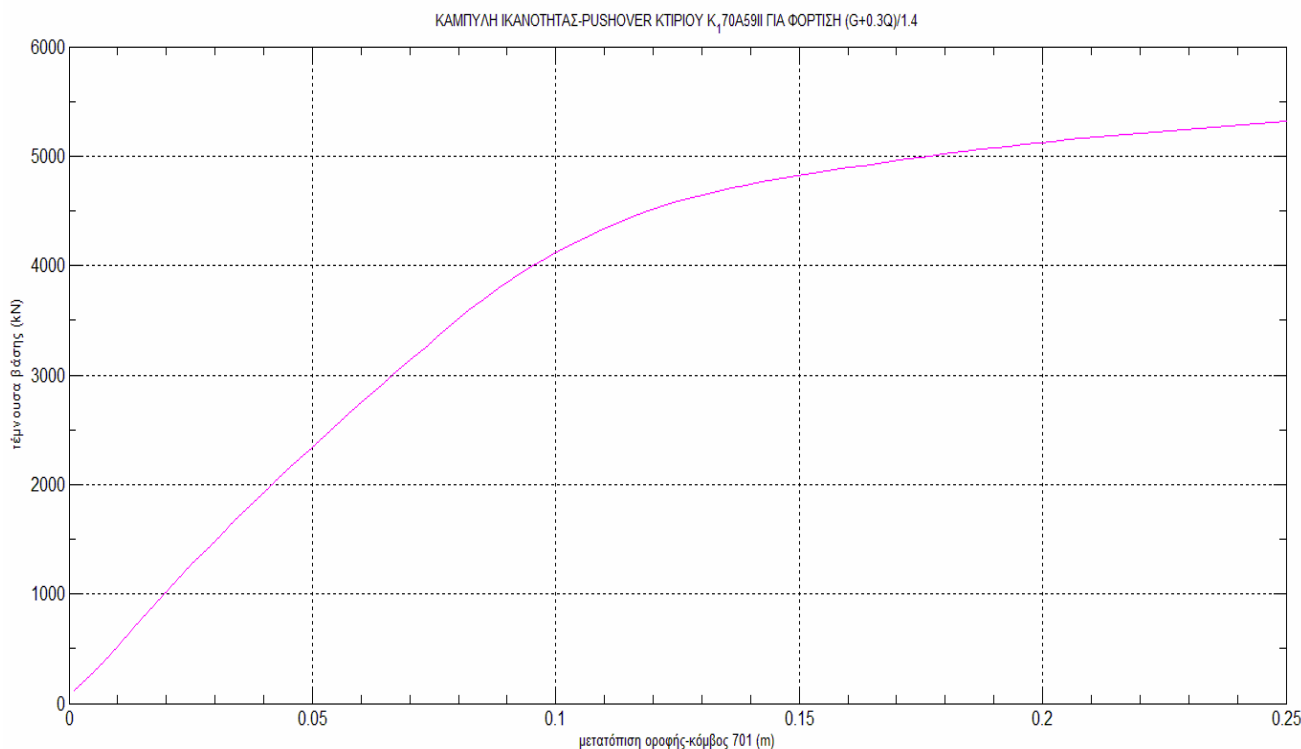
5.4 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με κατακόρυφες δράσεις (g+0.3q)/1.4

5.4.1 Σχεδιασμός καμπύλης αντίστασης (ικανότητας) του κτιρίου

Το προσομοίωμα του κτιρίου φορτίστηκε με σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια δύναμη τριγωνικής κατανομής και επιλύθηκε για συνδυασμό κατακόρυφων δράσεων $(g+0.3q)/1.4$ όπου g το σύνολο των μόνιμων φορτίων και q το σύνολο των κινητών. Για να διερευνηθεί η επιρροή της επίδρασης των κατακόρυφων φορτίων στη σεισμική απόκριση του φορέα επανελήφθησαν όλοι οι έλεγχοι που έγιναν για το συνδυασμό $g+0.3q$.

Στα πλαίσια αυτής της διερεύνησης υπολογίστηκαν οι τέμνουσες δυνάμεις στη βάση του κάθε υποστυλώματος του ισογείου για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου και σχεδιάστηκε εκ νέου η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου.

Η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου ($V-\delta_{701}$) που προέκυψε για το συγκεκριμένο συνδυασμό, παρατίθεται στη συνέχεια [Εικόνα 5.19].



Εικόνα 5.19: Καμπύλη αντίστασης K_{170A59II} για συνδυασμό δράσεων $(g+0.3q)/1.4$

Συνολικό βάρος κτιρίου: $W_{OL} = G+Q = 35380 + 15120 = 50500 \text{ kN}$

Βάρος κτιρίου κατά το σεισμό: $W' = (G+0.3Q)/1.4 = 28511 \text{ kN}$

Συνολικό εμβαδόν κτιρίου: $E = 7* 18* 24 = 3024 \text{ m}^2$

Ακολούθως, παρατίθενται τα αποτελέσματα όλων των υπολογισμών και αντιπαραβάλλονται με αυτά που πρόέκυψαν για το συνδυασμό $g+0.3q$.

Θεμελιώδης ελαστική ιδιοπερίοδος του κτιρίου:

$T_i = 0.826 \text{ sec.}$

Η τιμή αυτή υπολογίστηκε από το OpenSees λαμβάνοντας υπόψη την πρώτη ιδιομορφή και την (αρχική) ελαστική δυσκαμψία του κτιρίου K_i και είναι προφανώς μικρότερη από την ιδιοπερίοδο που προέκυψε κατά την επίλυση με $g+0.3q$ (0.98 sec).

Ενεργός μάζα:

Σύμφωνα με τους Κανονισμούς FEMA356 (2000) και ΚΑΝΕΠΕ (2009) για κτίριο με περισσότερους από 3 ορόφους που αποτελείται από πλαίσια ΩΣ αλλά και από τοιχώματα και έχει ιδιοπερίοδο $T_i < 1 \text{ sec}$, είναι $C_m = 0.8$.

Διγραμμική προσέγγιση καμπύλης V-δ :

Όπως έχει προαναφερθεί στη συγκεκριμένη εργασία έχει ακολουθηθεί η Μέθοδος των Συντελεστών Μετατόπισης (DCM) για τη διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης αντίστασης V-δ όπως περιγράφεται στη FEMA356 (2000) και τον ΚΑΝΕΠΕ (2009).

Με βάση τη διγραμμική προσέγγιση που έγινε γραφικά αλλά και την καμπύλη αντοχής υπολογίστηκαν προσεγγιστικά οι ακόλουθες παράμετροι:

(Σε παρένθεση βρίσκονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για το συνδυασμό $g+0.3q$.)

$F_y = 4780 \text{ kN}$ ($< 4890 \text{ kN}$)

$\delta_y = 10.6 \text{ cm}$ ($> 10.3 \text{ cm}$)

$F_{el} = 1750 \text{ kN}$ ($< 2000 \text{ kN}$)

$\delta_{el} = 3.6 \text{ cm}$ ($< 4 \text{ cm}$)

Υπολογισμός δυσκαμψιών K_i , K_e , K_s :

Η αρχική ελαστική πλευρική δυσκαμψία είναι $K_i = F_{el} / \delta_{el} = 48611 \text{ kN/m}$ ($< 50000 \text{ kN/m}$)

Η ενεργός πλευρική δυσκαμψία υπολογίστηκε $K_e = F_y / \delta_y = 45094 \text{ kN/m}$ ($< 47476 \text{ kN/m}$)

Υπολογισμός ενεργού ιδιοπεριόδου T_e :

Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί στην ενεργό δυσκαμψία K_e είναι

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}, \text{ δηλαδή } T_e = 0.857 \text{ sec} \quad (< 1.006 \text{ sec})$$

5.4.2 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης δ_t :

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (2009) είναι:

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \Phi_e * (T_e / 2\pi)^2 * 1.5$$

όπου το 1.5 είναι πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας και οι υπόλοιποι συντελεστές είναι οι εξής (FEMA356 2000, ΚΑΝΕΠΕ 2009, ΕΑΚ2000):

C_0 : για κτίρια με τοιχώματα και περισσότερους από 5 ορόφους είναι $C_0 = 1.30$

C_1 : για φορείς με $T_e > T_2$ ($T_2 = 0.60$ για έδαφος Β) είναι $C_1 = 1.00$

C_2 : για φορέα τύπου 1 (πριν το 1985), με στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής” και $T_e > T_2$ έχει την τιμή $C_2 = 1.1$

C_3 : σε συνήθη κτίρια και στην περίπτωση που ο μετελαστικός κλάδος έχει θετική κλίση

($K_s > 0$) είναι $C_3 = 1.0$

Φ_e : υπολογίζεται από τη σχέση $\{\Phi_e = \gamma_1 * A * \eta * \beta_0 * (T_2 / T_e)\}$. Για έδαφος τύπου Β, και $q=1$ (ελαστικό φάσμα), προέκυψε ίση με $\Phi_e = 0.42 * g = 4.12 \text{ m/s}^2$ ($> 3.5 \text{ m/s}^2$)

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετατόπιση υπολογίστηκε ίση με

$$\delta_t = 16.5 \text{ cm} \text{ (ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας } 11 \text{ cm)}$$

Η τιμή της στοχευόμενης μετατόπισης προέκυψε μικρότερη σε σύγκριση με την αντίστοιχη για συνδυασμό δράσεων $g+0.3q$ ($\delta_t = 19.3 \text{ cm}$). Το γεγονός αυτό οφείλεται στη μείωση της ενεργού ιδιοπεριόδου T_e καθώς οι υπόλοιποι συντελεστές είτε έμειναν σταθεροί είτε αυξήθηκαν (επιτάχυνση Φ_e).

Εκτίμηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας της κατασκευής $\mu_{απ}$:

Η απαιτούμενη πλαστιμότητα του φορέα ισούται με το λόγο της μέγιστης μετατόπισης που θα “απαιτήσει” ο σεισμός από τον φορέα (στοχευόμενη δ_i) προς τη μετατόπιση διαρροής του, $\mu_{απ} = \delta_i / \delta_y$.

Για το κτίριο K₁70A59II και για το συνδυασμό φορτίων (g+0.3q)/1.4 υπολογίστηκε :

$$\mu_{απ} = 16.5 / 10.6 = 1.56$$

(ή $\mu_{απ} = 1.04$ εάν στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης δεν συμπεριληφθεί ο πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας).

Όπως φαίνεται η απαιτούμενη πλαστιμότητα μειώθηκε λόγω της μείωσης της στοχευόμενης μετακίνησης και της αύξησης της μετακίνησης διαρροής.

Εκτίμηση του συντελεστή υπεραντοχής q_0 του κτιρίου:

Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού του κτιρίου $F_{σχ}$ ισούται με $\varepsilon * W_{ΟΛ}$ όπου $\varepsilon = 0.06$ είναι ο σεισμικός συντελεστής του κτιρίου και $W_{ΟΛ}$ το συνολικό βάρος του (G+Q).

$$F_{σχ} = \varepsilon * W_{ΟΛ} = 0.06 * 50500 = 3030 \text{ kN}$$

Όπως προαναφέρθηκε στην ενότητα 5.2 του παρόντος κεφαλαίου, για υφιστάμενα κτίρια από ΩΣ που έχουν υπολογισθεί με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων, θεωρείται η ισοδύναμη οριακή αντοχή σχεδιασμού $V_u = \beta * F_{σχ}$.

$$\text{Για χάλυβα St III είναι } \beta = f_u / f_{επ} = 420 / 264 = 1.59$$

$$\text{Κατά συνέπεια είναι } V_u = \beta * F_{σχ} = 4817 \text{ kN}$$

Στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι $q_0 = F_y / V_u = 4780 / 4817 = 0.99$ (<1.015), δηλαδή ο συντελεστής υπεραντοχής μειώθηκε.

5.4.3 Κριτήρια αστοχίας

Στη συνέχεια ελέγχεται η συμπεριφορά του κτιρίου με βάση τα ίδια κριτήρια αστοχίας στα ίδια μέλη του φορέα για να διαπιστωθεί το κατά πόσο ο συνδυασμός των φορτίων που χρησιμοποιείται για τη σεισμική φόρτιση, επηρεάζει την απόκριση του φορέα.

Όπως έχει προαναφερθεί, τα κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν αφορούν:

- I) τη μέγιστη επιτρεπόμενη πλαστική στροφή θ_{pl} των μελών,
- II) την αντοχή σε τέμνουσα των μελών (δοκών και υποστυλωμάτων),
- III) τη μέγιστη επιτρεπόμενη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου, για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής”.

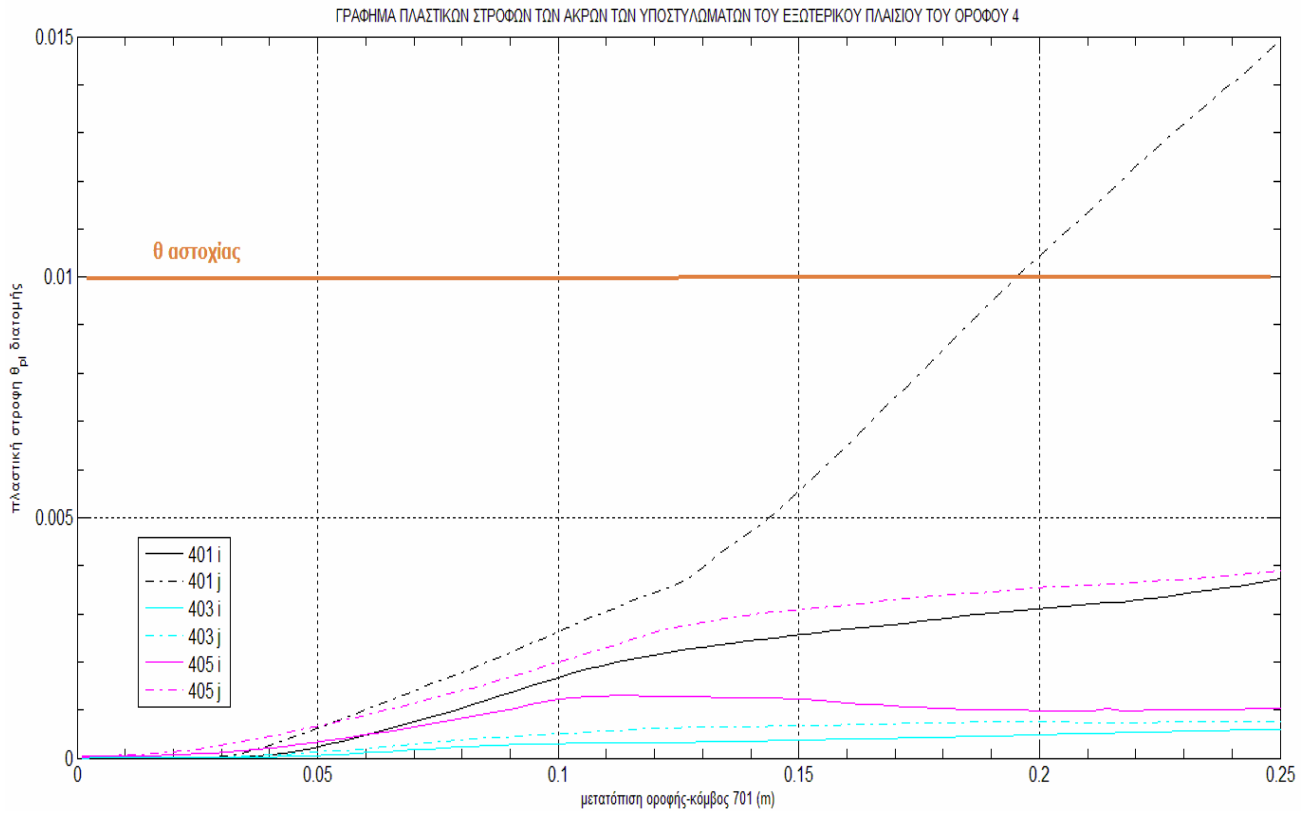
I. έλεγχος επιτρεπόμενης πλαστικής στροφής θ_{pl}

Έλεγχος υποστυλωμάτων , $\theta_{pl} < 0.010 \text{ rad}$

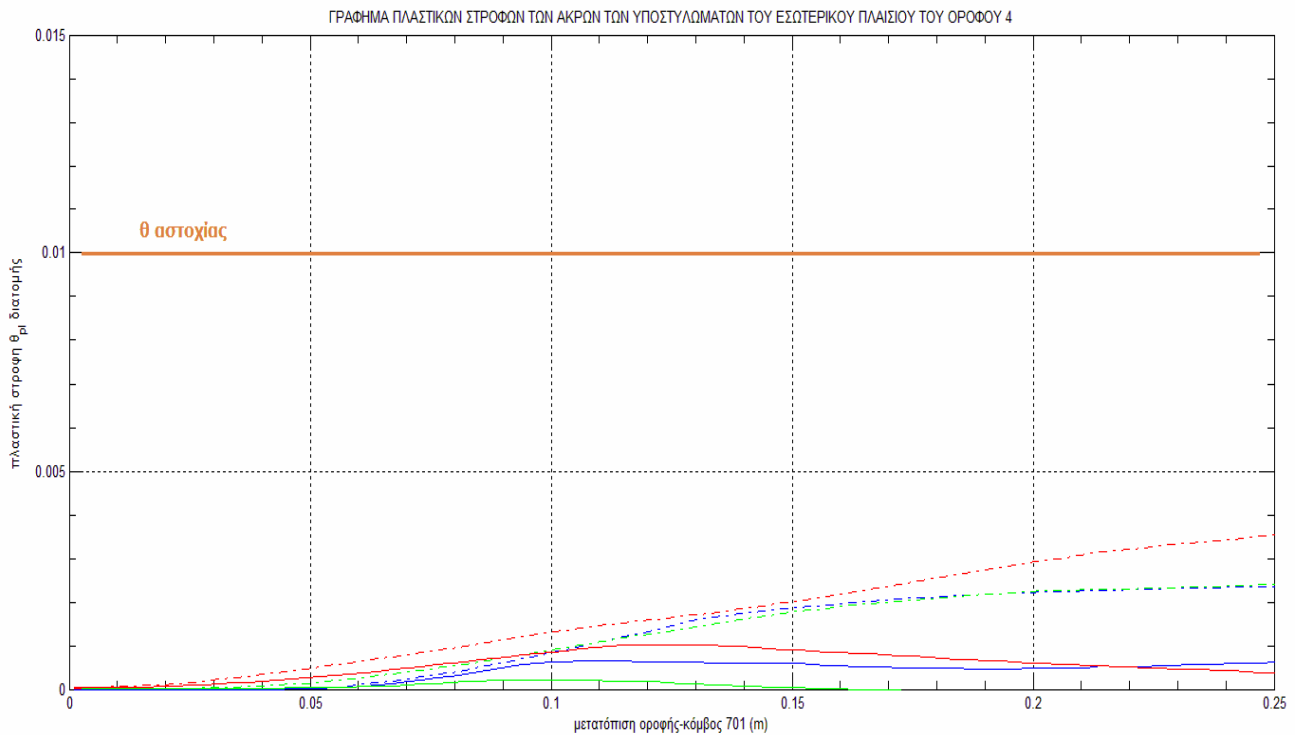
Κατά τη σταδιακή αύξηση του οριζόντιου (σεισμικού) φορτίου, δημιουργούνται στις άκρες των υποστυλωμάτων πλαστικές αρθρώσεις. Όπως έχει προαναφερθεί, κατά FEMA356 (2000), η οριακή τιμή για την πλαστική στροφή των αρθρώσεων είναι $\theta_{pl}=0.010 \text{ rad}$.

Ο συγκεκριμένος τρόπος αστοχίας επέρχεται στο κτίριο K₁70A59II για αρκετά από τα υποστυλώματα του 4^{ου} και του 5^{ου} ορόφου. Ωστόσο επειδή οι αστοχίες αυτές υπό τη φόρτιση $g+0.3q$ συμβαίνουν για μετατοπίσεις της οροφής του κτιρίου δ_{701} μεγαλύτερες από 23 cm (οπότε έχει προηγηθεί άλλος τύπος αστοχίας) δεν θεωρούνται κρίσιμες για το κτίριο.

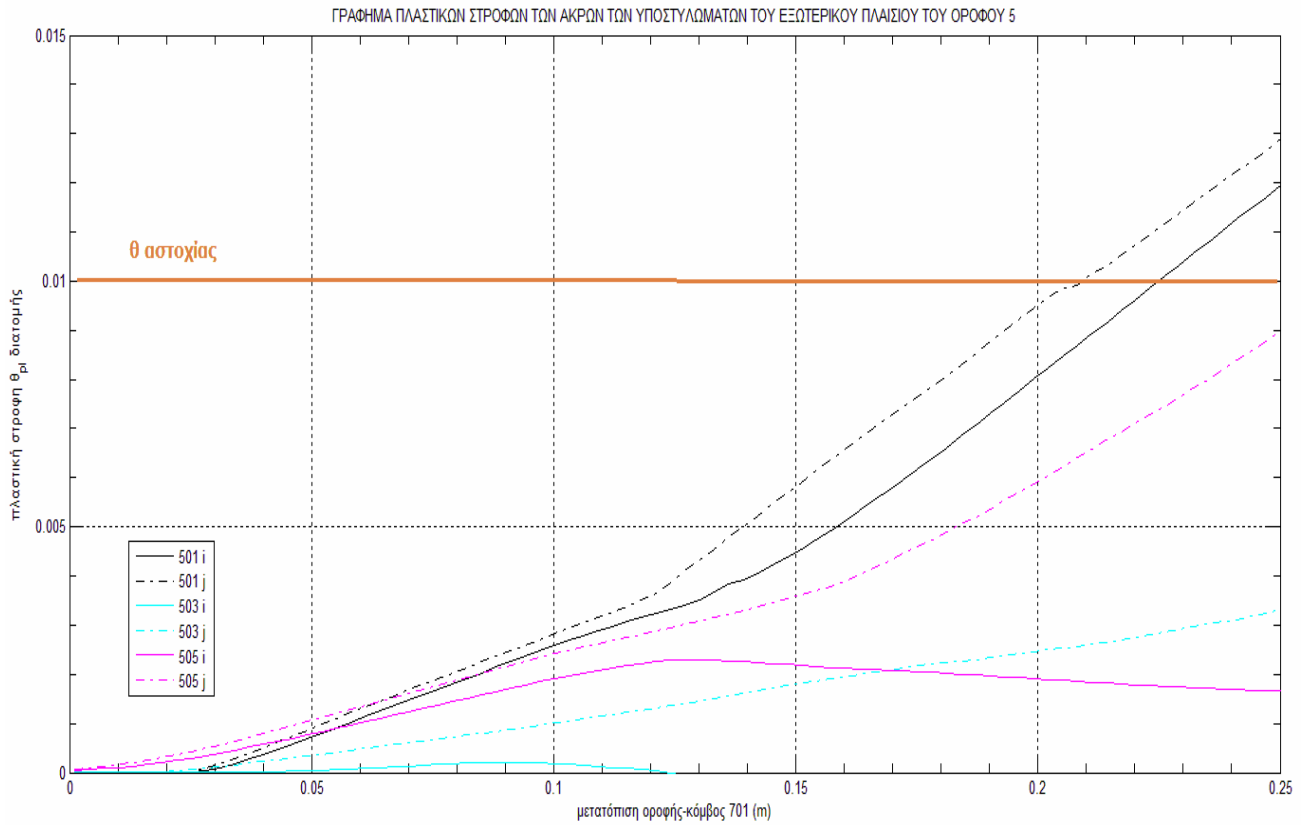
Η μείωση των κατακόρυφων φορτίων λόγω της φόρτισης υπό τον συνδυασμό δράσεων $(g+0.3q)/1.4$ έναντι του $g+0.3q$ οδηγεί σε μείωση των θλιπτικών τάσεων των υποστυλωμάτων και κατ'επέκταση μείωση του ύψους της θλιβόμενης ζώνης στις διατομές. Αυτό συμβάλλει στην αύξηση της πλαστικής στροφής των υποστυλωμάτων και επομένως οι αστοχίες εμφανίζονται για μικρότερη μετατόπιση οροφής του κτιρίου, όπως επιβεβαιώνεται και στα παρακάτω γραφήματα [Εικόνες 5.20-5.21]



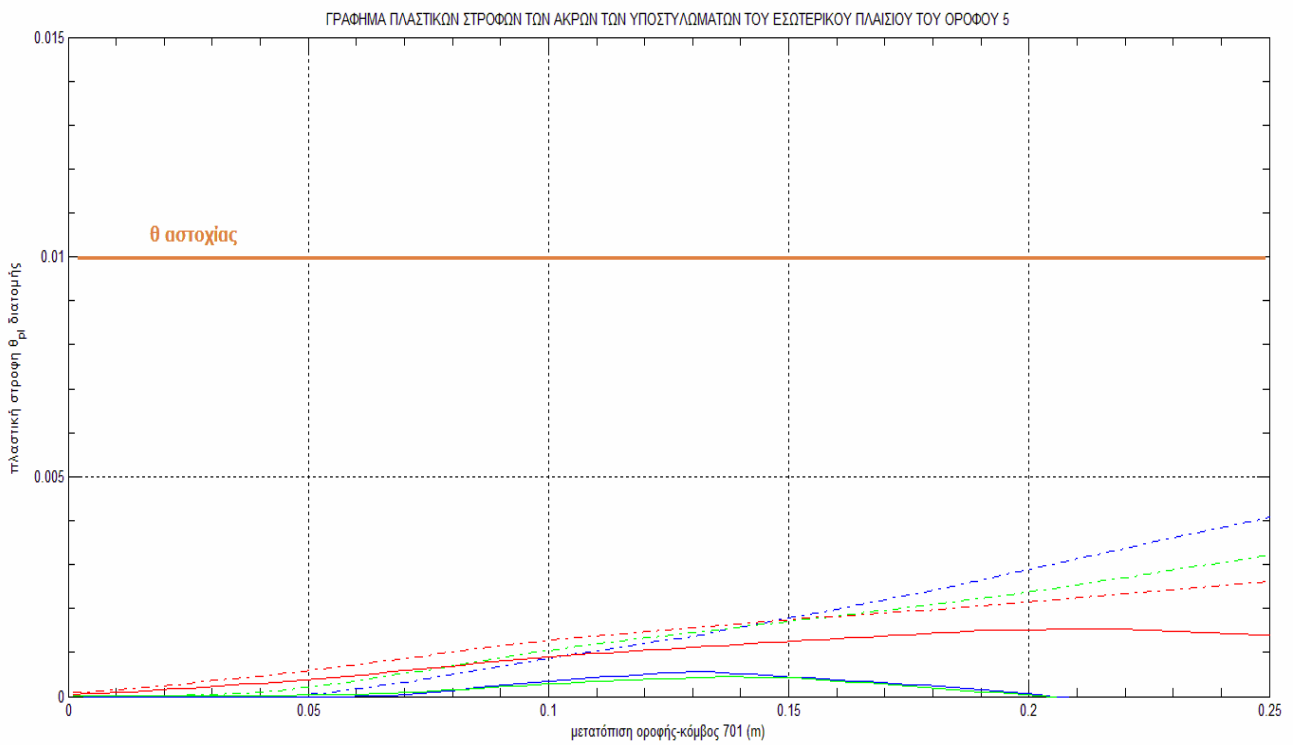
**Εικόνα 5.20.1: Γράφημα θ_{pl} στα άκρα των υποστυλωμάτων – μετατόπιση οροφής κτιρίου
εξωτερικό πλαίσιο -όροφος 4**



**Εικόνα 5.20.2: Γράφημα θ_{pl} στα άκρα των υποστυλωμάτων – μετατόπιση οροφής κτιρίου
εσωτερικό πλαίσιο -όροφος 4**



**Εικόνα 5.21.1: Γράφημα θ_{pi} στα άκρα των υποστυλωμάτων – μετατόπιση οροφής κτιρίου
εξωτερικό πλαίσιο -όροφος 5**



**Εικόνα 5.21.2: Γράφημα θ_{pi} στα άκρα των υποστυλωμάτων – μετατόπιση οροφής κτιρίου
εσωτερικό πλαίσιο -όροφος 5**

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 5.20.1 έως 5.21.2 η αστοχία στο ακραίο υποστύλωμα του εξωτερικού πλαισίου του 4^{ου} ορόφου συμβαίνει για μετατόπιση της οροφής του κτιρίου περίπου ίση με 19.6 cm δηλαδή για μετατόπιση δ_{701} μειωμένη κατά 18% σε σύγκριση με την αντίστοιχη μετατόπιση 23.1 cm που προέκυψε υπό το συνδυασμό $g+0.3q$ (σύγκριση με Εικόνα 5.5.1).

Ομοίως η αστοχία στα υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου του 5^{ου} ορόφου ξεκινάει για δ_{701} ίση με 21 cm δηλαδή κατά 10% μικρότερη από την αντίστοιχη μετατόπιση αστοχίας υπό το συνδυασμό $g+0.3q$ (σύγκριση με Εικόνα 5.6.1).

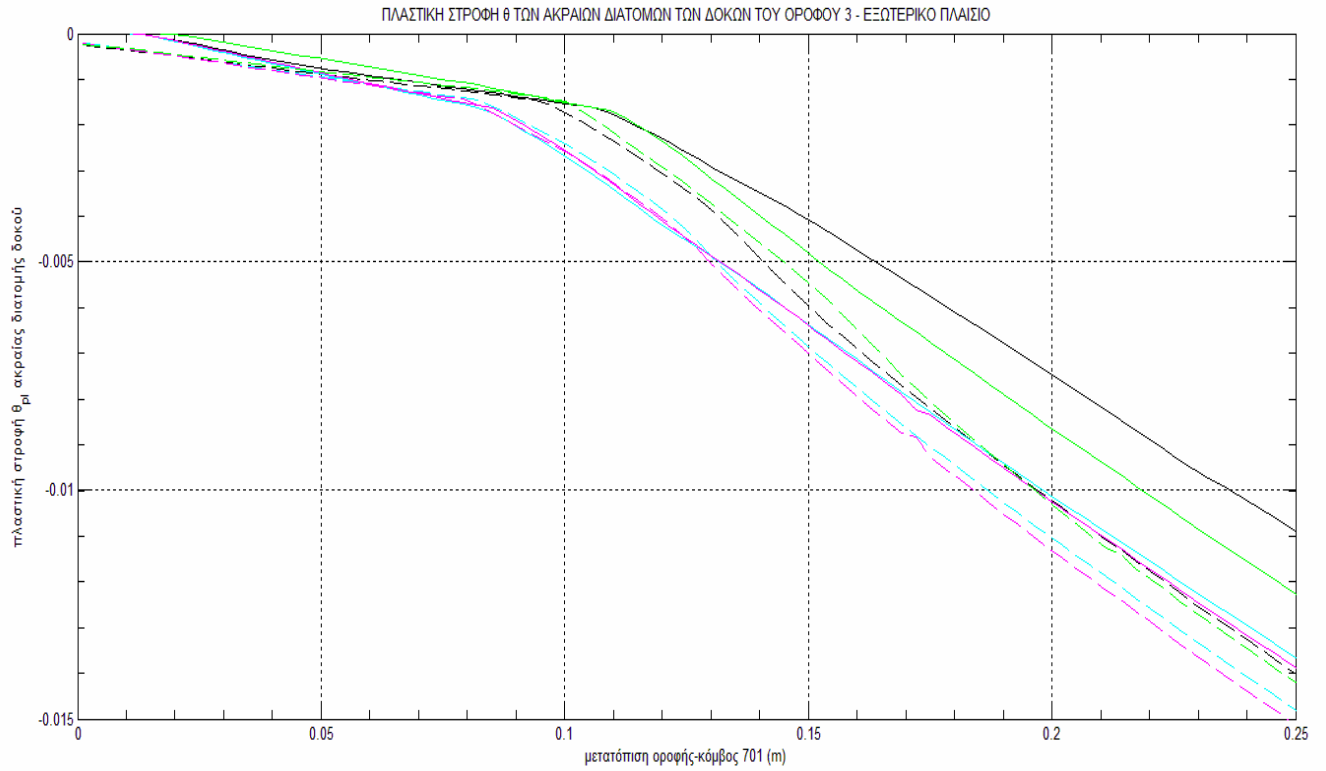
Έλεγχος δοκών , $\theta_{pl} < 0.015 \text{ rad}$

Όπως έχει προαναφερθεί, κατά FEMA356 (2000), η οριακά αποδεκτή τιμή για την πλαστική στρόφη στις δοκούς είναι $\theta_{pl}=0.015 \text{ rad}$.

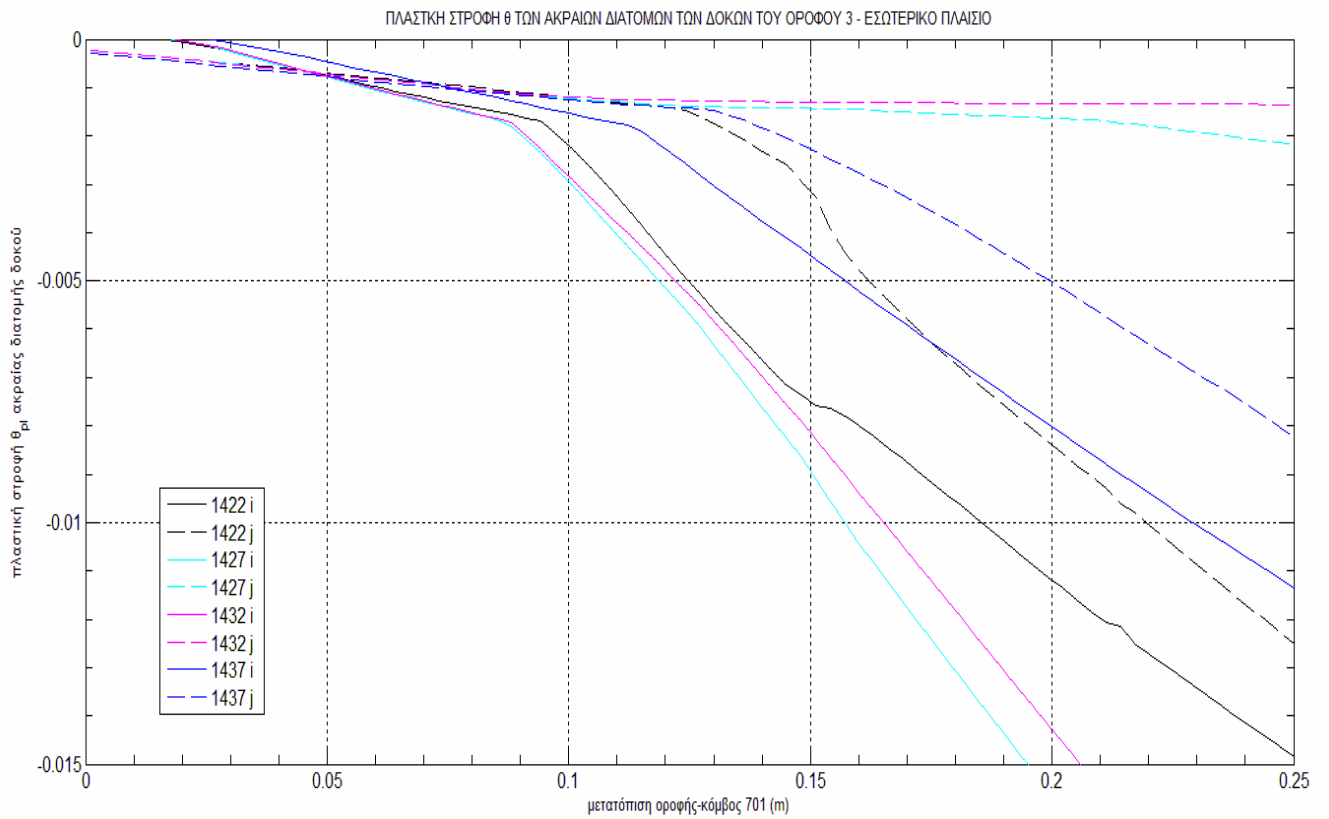
Η αστοχία των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών δεν θεωρείται κρίσιμη για το Κ170Α59Π καθώς επέρχεται στις δοκούς οροφής του 3^{ου} και του 4^{ου} ορόφου για αρκετά μεγάλη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου και επομένως έχει προηγηθεί η εμφάνιση αλλού τύπου αστοχίας.

Επιπλέον, η μείωση των κατακόρυφων δράσεων λόγω της φόρτισης υπό τον συνδυασμό $(g+0.3q)/1.4$ οδηγεί σε μείωση των ροπών κάμψης στις δοκούς. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα η ακραία διατομή κάθε δοκού που εφελκύεται στην κάτω ίνα λόγω της εγκάρσιας φόρτισης του σεισμού (που προκαλεί θετικές ροπές), δηλαδή ο κόμβος i , να προσεγγίζει την πλαστικοποίηση (η δρώσα ροπή τείνει στη ροπή αντοχής). Επίσης, έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση των παραμορφώσεων και των καμπυλοτήτων.

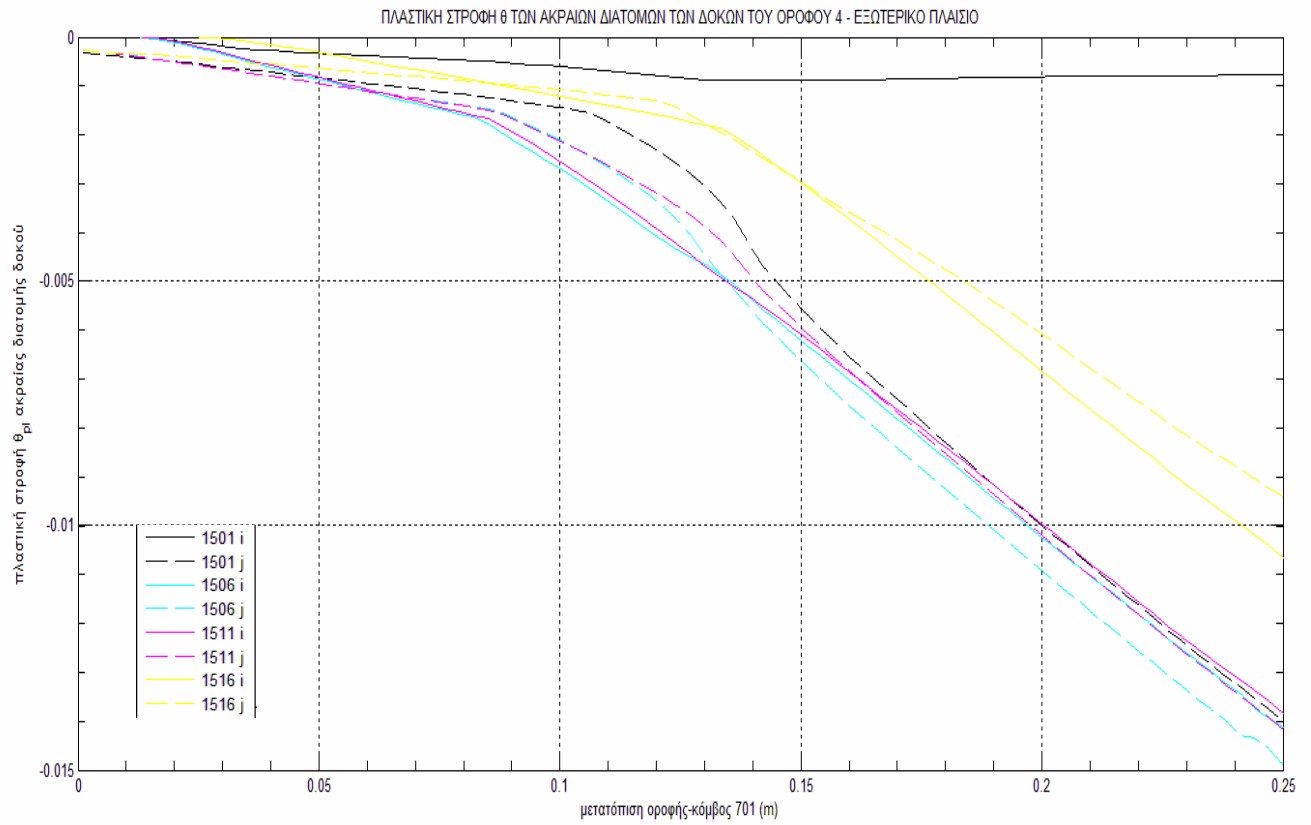
Κατά συνέπεια, αφενός η πλαστική στρόφη στα άκρα των δοκών μειώνεται και αφετέρου οι κόμβοι i των δοκών αστοχούν για μικρότερη μετατόπιση οροφής συγκριτικά με τους κόμβους j αλλά και συγκριτικά με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για το συνδυασμό $g+0.3q$. Αυτό επιβεβαιώνεται και στα παρακάτω γραφήματα [Εικόνες 5.22-5.23].



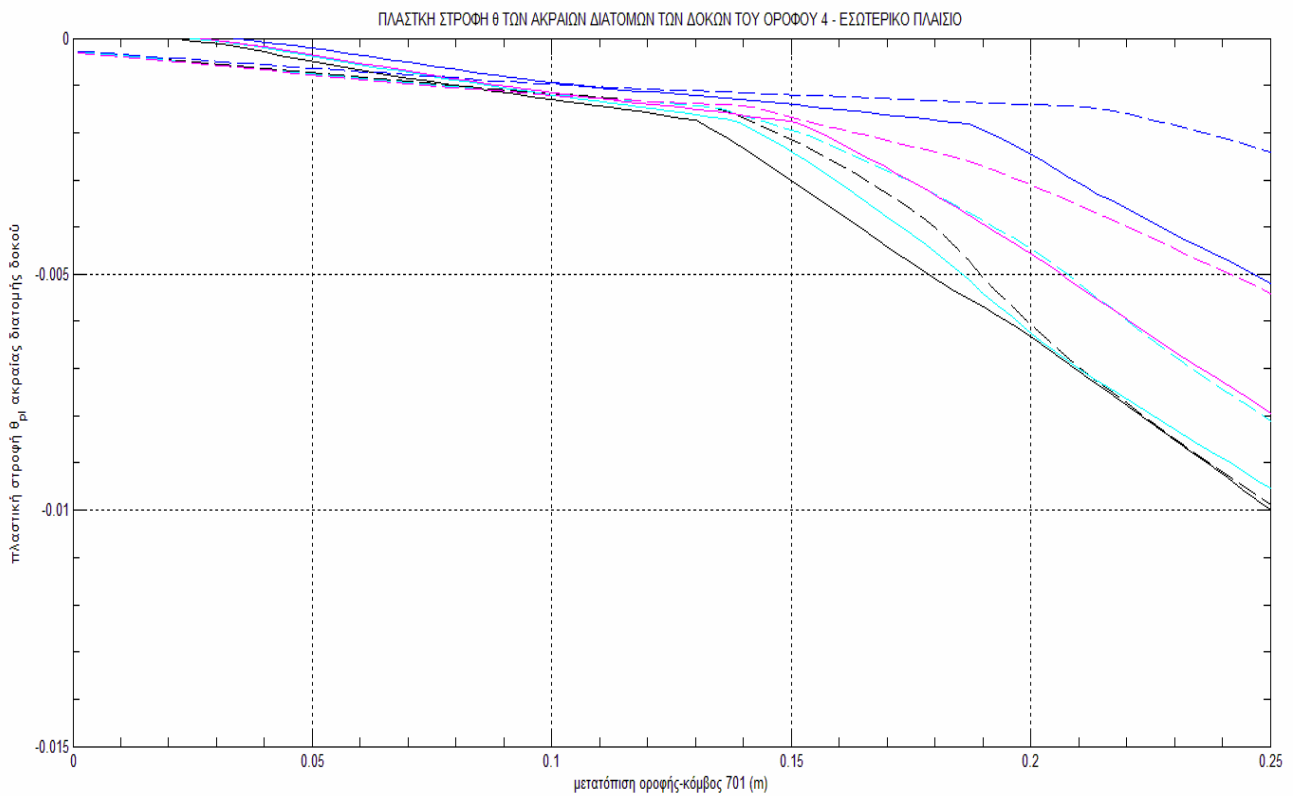
Εικόνα 5.22.1 : θ_{pl} των άκρων των δοκών του εξωτερικού πλαισίου, 3^{ος} όροφος



Εικόνα 5.22.2 : θ_{pl} των άκρων των δοκών του εσωτερικού πλαισίου, 3^{ος} όροφος



Εικόνα 5.23.1 : θpl των άκρων των δοκών του εξωτερικού πλαισίου, 4^{ος} όροφος



Εικόνα 5.23.2 : θpl των άκρων των δοκών του εσωτερικού πλαισίου, 4^{ος} όροφος

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 5.22.1, 5.23.1, 5.23.2 οι θ_{pi} στις δοκούς έχουν μειωθεί, λόγω της μείωσης των κατακόρυφων δράσεων, και οι αστοχίες επέρχονται για μεγαλύτερη μετατόπιση οροφής δ_{701} [σύγκριση με αντίστοιχες Εικόνες 5.8.1, 5.9.1 και 5.9.2].

Στην Εικόνα 5.22.2 φαίνεται η δυσμενέστερη κατάσταση των κόμβων i των δοκών (συνεχείς γραμμές) συγκριτικά με τους κόμβους j αλλά και η αστοχία τους για μικρότερη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου συγκριτικά με τη φόρτιση υπό τις δράσεις $g+0.3q$ [Εικόνα 5.8.2].

Π. Έλεγχος αστοχίας από τέμνουσα

Σε κάθε μέλος του φορέα η δρώσα τέμνουσα V_S συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα αντοχής V_R .

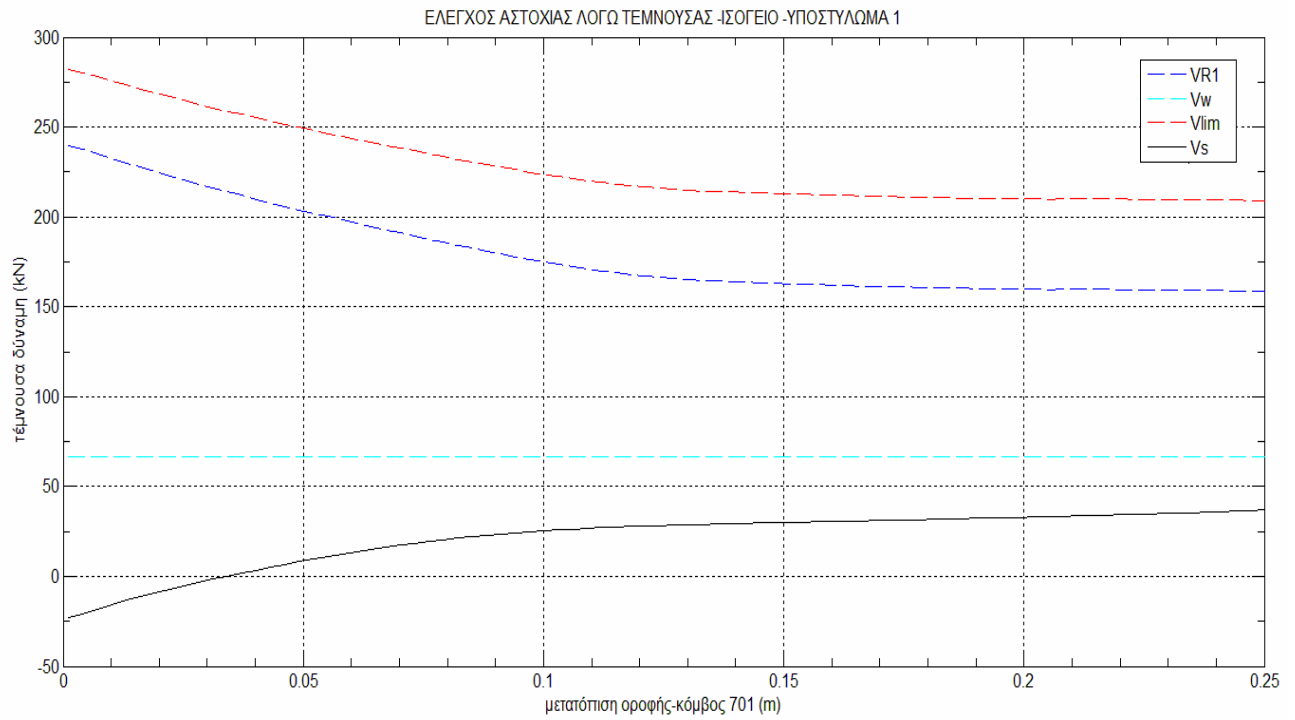
Οι τέμνουσες αντοχής V_{R1} , V_{R2} , V_w , $V_{\lambda\sigma\xi}$ και V_{lim} υπολογίζονται από τις σχέσεις που αναφέρονται στην ενότητα 5.2 του παρόντος Κεφαλαίου.

Έλεγχος σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων

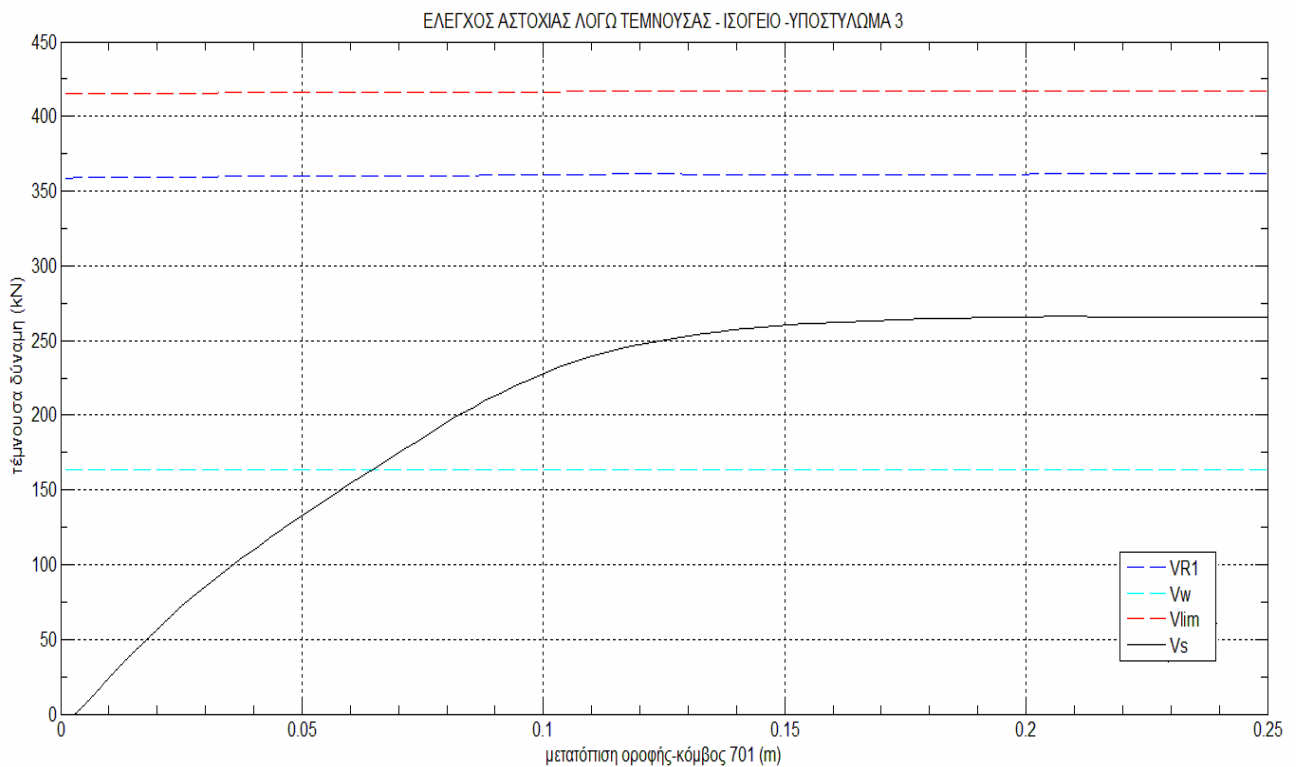
Όπως έχει προαναφερθεί, ελέγχθηκαν για ενδεχόμενη αστοχία από διάτμηση τα υποστυλώματα του ισογείου.

Η διάτμηση δεν είναι κρίσιμη για τα το κτίριο $K_170A59II$ και αυτό φαίνεται και στα ενδεικτικά γραφήματα που ακολουθούν. Ωστόσο η μετατροπή του συνδυασμού των φορτίων από $g+0.3q$ σε $(g+0.3q)/1.4$ δηλαδή η μείωση των θλιπτικών τάσεων στα υποστυλώματα, οδηγεί σε μείωση της ροπής αντοχής V_{R1} και κατά συνέπεια μείωση της οριακής διατμητικής δύναμης που μπορεί να αναληφθεί από την οπλισμένη διατομή V_{lim} .

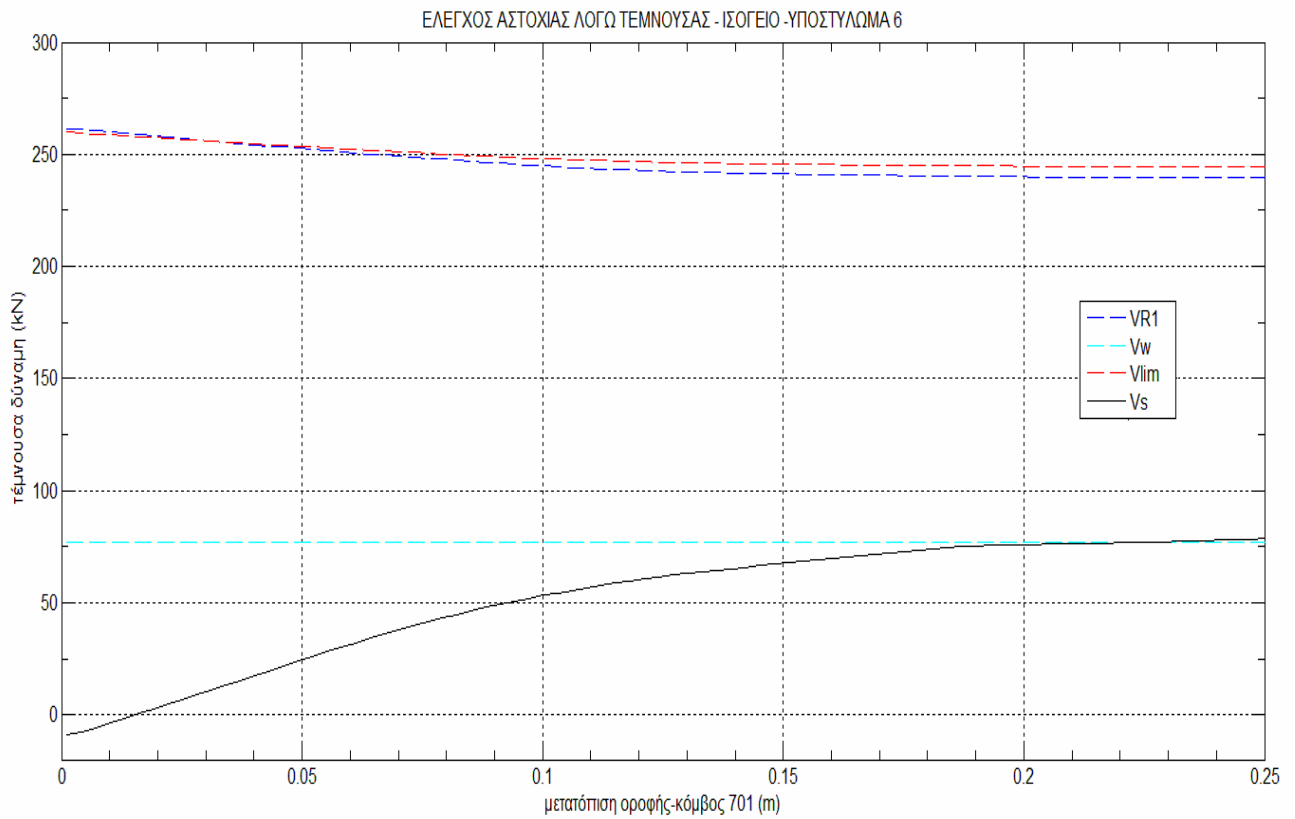
Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα του (λιγότερο θλιβόμενου) ακραίου και του μεσαίου υποστυλώματος του εξωτερικού και του εσωτερικού πλαισίου του ισογείου, καθώς αυτά είναι τα δυσμενέστερα από άποψη τεμνουσών και έτσι γίνεται πιο αισθητή η προαναφερθείσα μείωση την αντοχής.



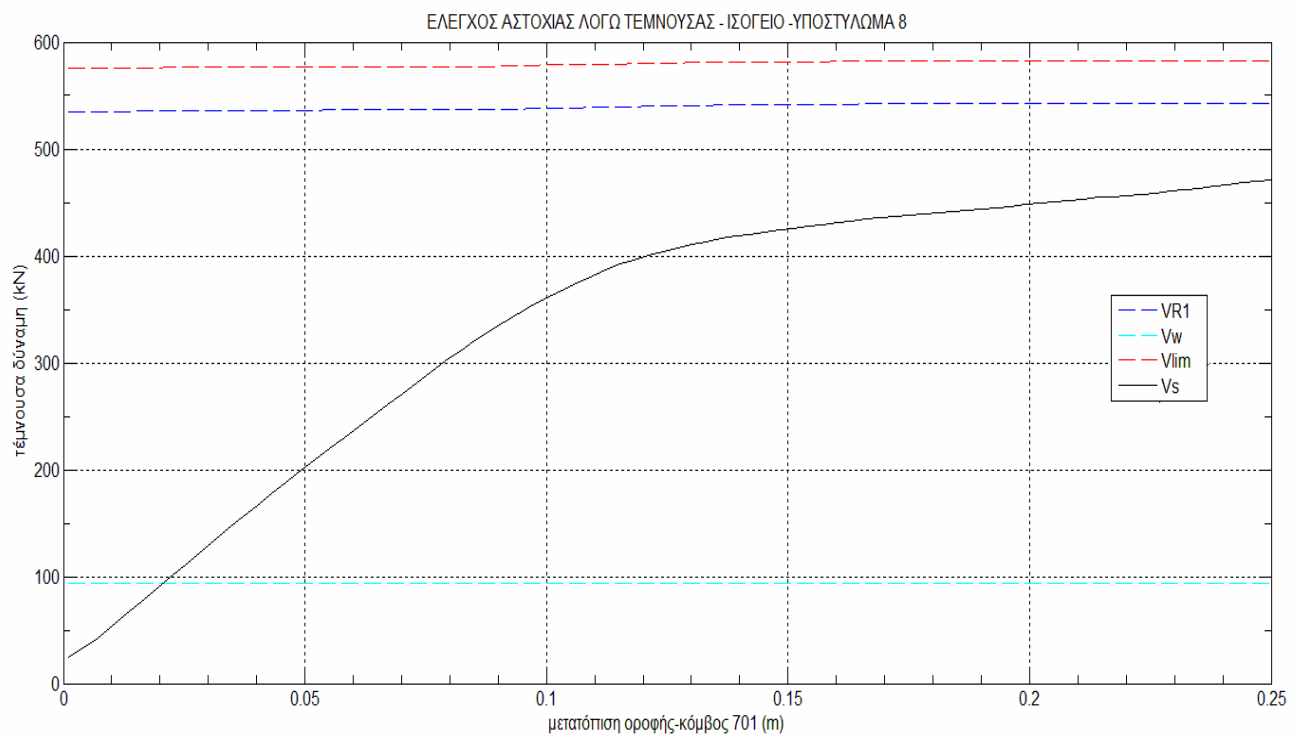
Εικόνα 5.24.1 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του υποστυλώματος 1, ισόγειο



Εικόνα 5.24.2 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του υποστυλώματος 3, ισόγειο



Εικόνα 5.24.3 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του υποστυλώματος 6, ισόγειο



Εικόνα 5.24.4 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση του υποστυλώματος 6, ισόγειο

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 5.24.1 έως 5.24.4 και σε αντιπαραβολή με τις Εικόνες 5.11.1 έως 5.11.4 οι δρώσες τέμνουσες V_s δε μειώθηκαν αισθητά παρά τη μείωση του κατακόρυφου φορτίου κατά 29%. Ωστόσο, η οριακή τέμνουσα αντοχής V_{lim} (κόκκινο χρώμα) μειώθηκε κατά περίπου 12% .

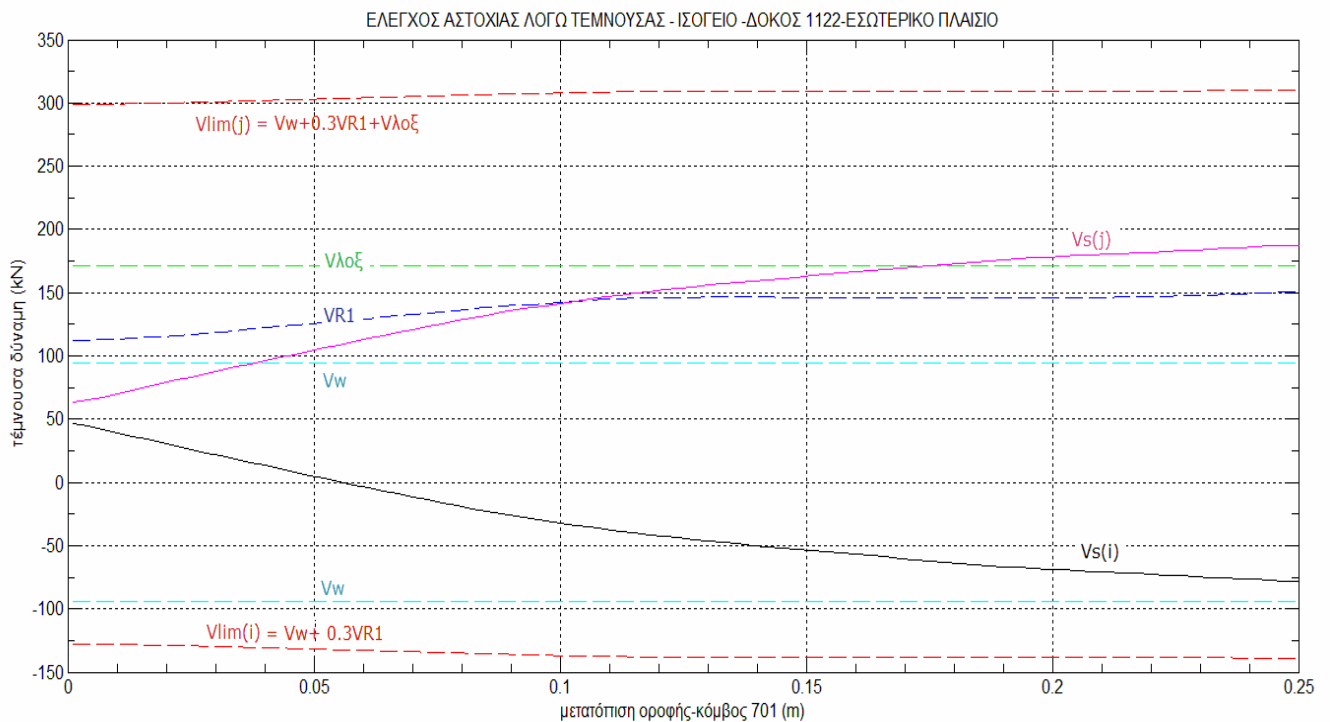
Έλεγχος σε τέμνουσα των δοκών

Όπως έχει προαναφερθεί, εξετάστηκαν για ενδεχόμενη αστοχία από διάτμηση οι δοκοί της οροφής του ισόγειου και των ορόφων 2,3,4 και 5.

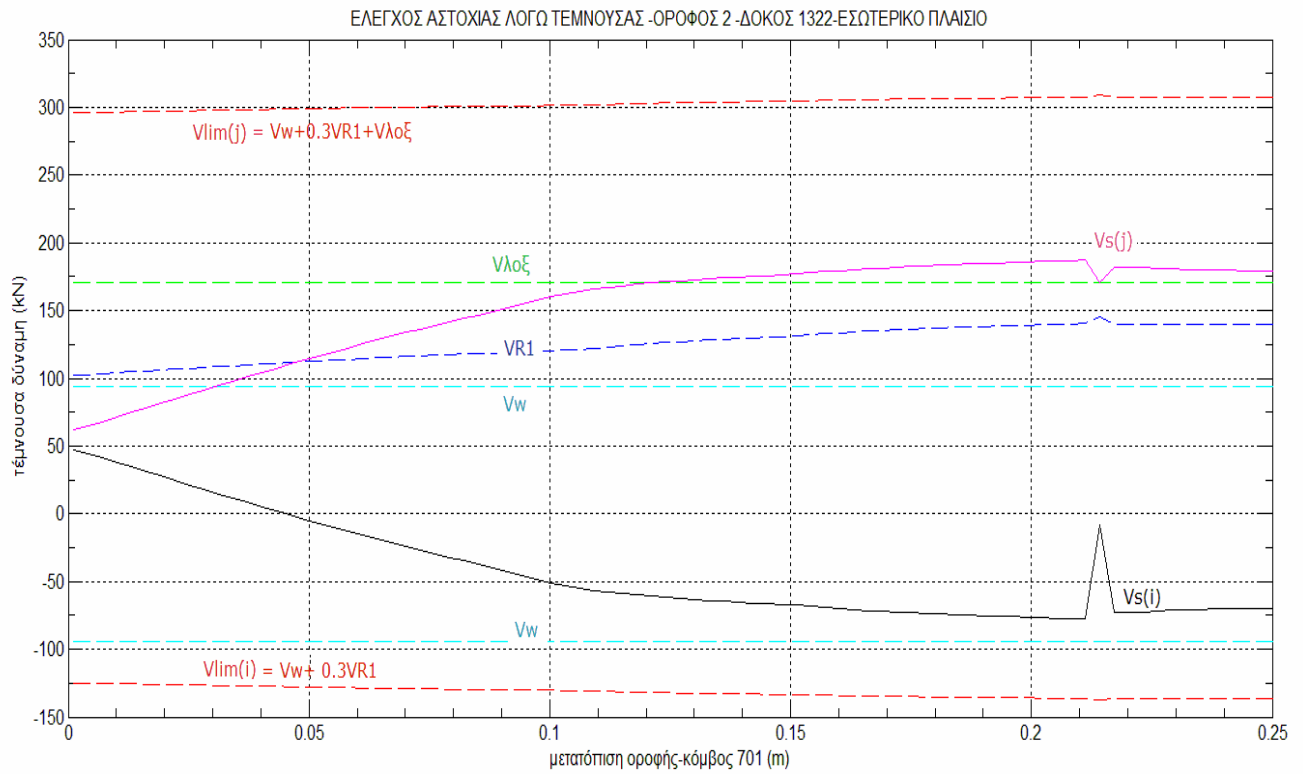
Η αντοχή σε διάτμηση των δοκών είναι επαρκής όπως φαίνεται και στα ενδεικτικά διαγράμματα που ακολουθούν. Επιπλέον, η μείωση των κατακόρυφων φορτίων από $g+0.3q$ σε $(g+0.3q)/1.4$ οδηγεί σε μείωση της δρώσας τέμνουσας στις δοκούς V_S .

Παρατίθενται ενδεικτικά τα διαγράμματα που αναφέρονται στις ακραίες δοκούς του εσωτερικού πλαισίου του ισόγειου, του 2^{ου} και του 3^{ου} ορόφου, που αναπτύσσουν τις μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις στους αντίστοιχους ορόφους.

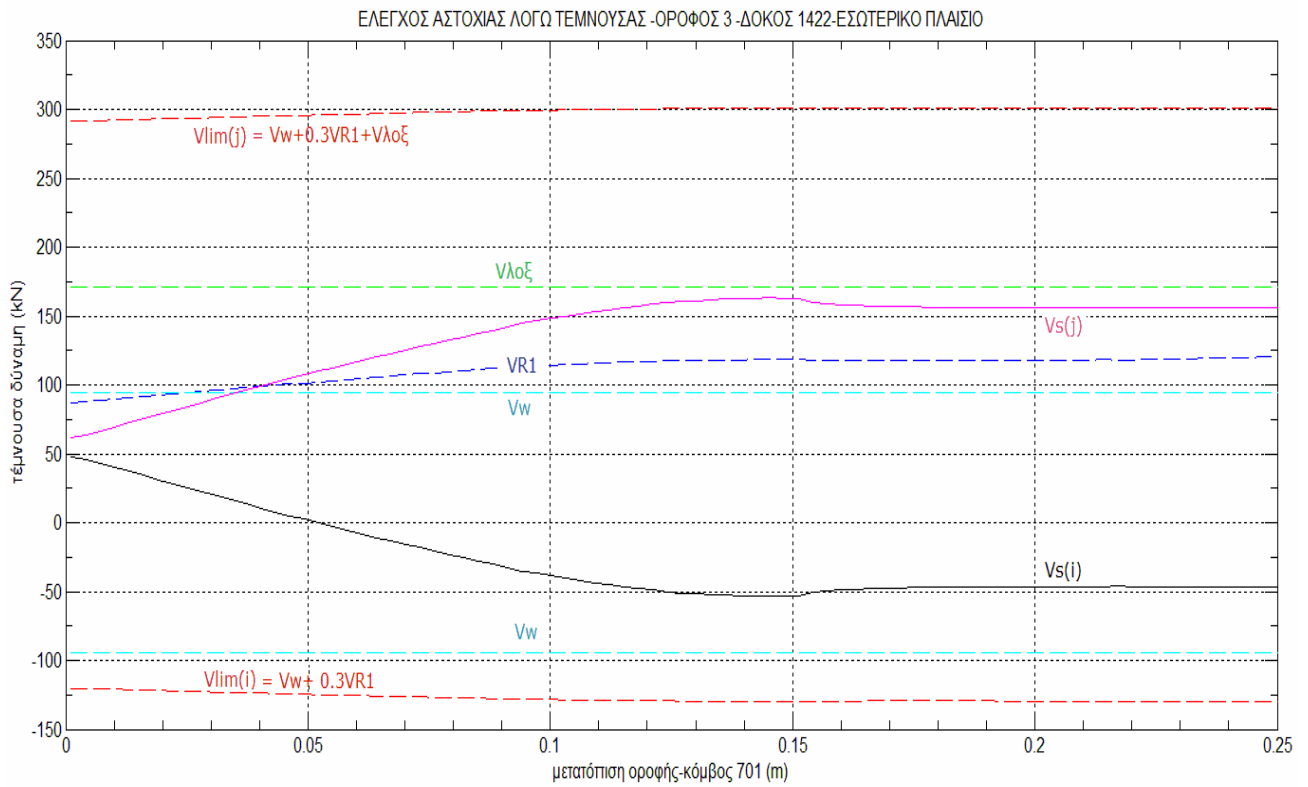
Παρουσιάζονται με διακεκομμένες οριζόντιες χρωματιστές γραμμές η τέμνουσα δύναμη που παραλαμβάνουν οι συνδετήρες , η τέμνουσα αντοχής V_{R1} (μπλε), η τέμνουσα που παραλαμβάνει ο λοξός διαμήκης οπλισμός $V_{λοξ}$ (πράσινο) και η οριακή τέμνουσα αντοχής V_{lim} (κόκκινο).



Εικόνα 5.25.1 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση –δοκός 1122-εσωτερικό πλαίσιο, ισόγειο



Εικόνα 5.25.2 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση –δοκός 1322-εσωτερικό πλαίσιο, όροφος 2



Εικόνα 5.25.3 : Έλεγχος αστοχίας από διάτμηση –δοκός 1422-εσωτερικό πλαίσιο, όροφος 3

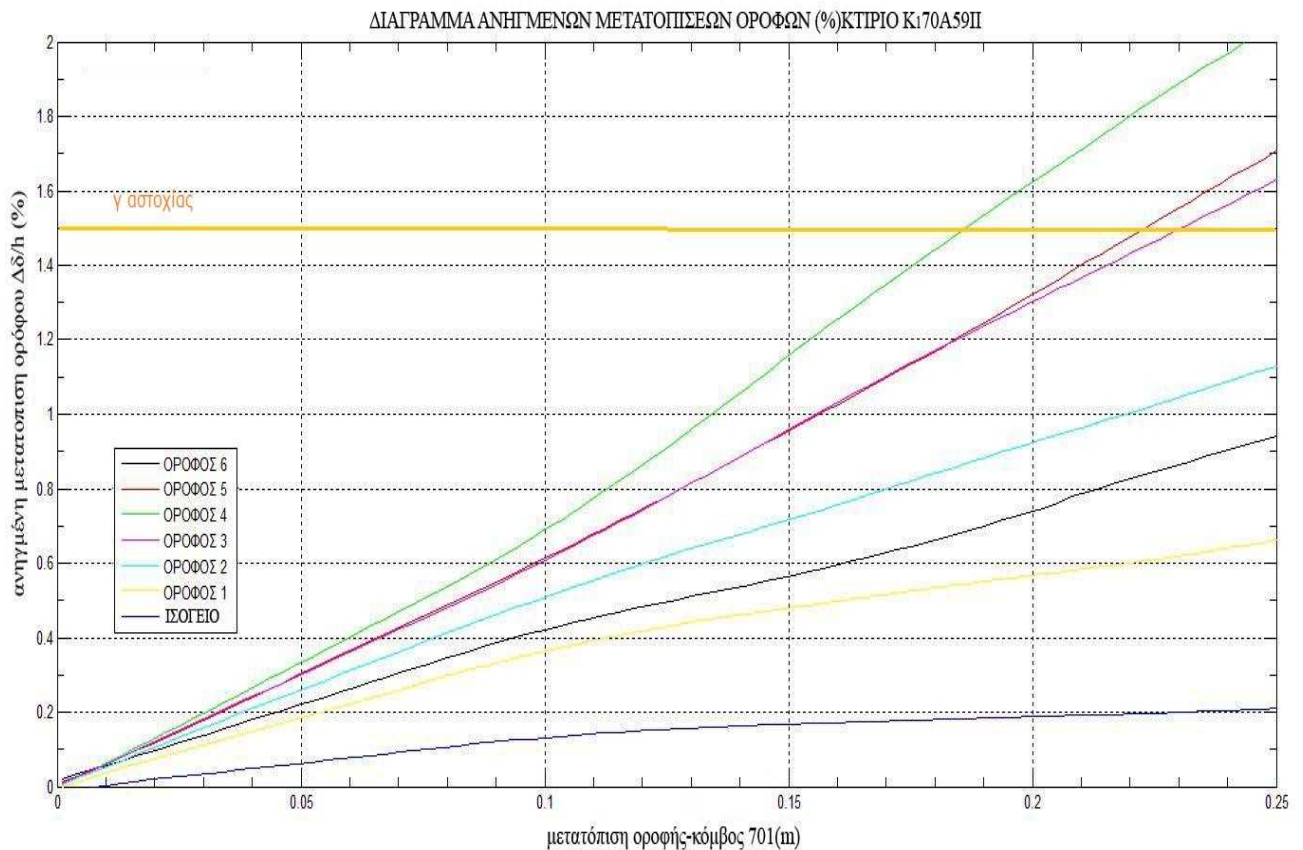
Όπως φαίνεται στις Εικόνες 5.25.1 έως 5.25.3, η μείωση των κατακόρυφων δράσεων κατά 29% οδήγησε σε μείωση της παραλαμβανόμενης από τις δοκούς τέμνουσας δύναμης περίπου κατά 12%, ενώ η οριακή τέμνουσα αντοχής διατηρήθηκε στην ίδια τάξη μεγέθους. Η σύγκριση μπορεί να γίνει με τα αντίστοιχα διαγράμματα 5.12.2 και 5.12.4 .

III . Έλεγχος αστοχίας λόγω σχετικής μετακίνησης ορόφων

Το κρίσιμο κριτήριο αστοχίας για το κτίριο Κ_{170Α59}II είναι η υπέρβαση της μέγιστης αποδεκτής γωνιακής παραμόρφωσης του 4^{ου} ορόφου.

Το διάγραμμα της εξέλιξης των ανηγμένων σχετικών μετατοπίσεων ορόφων $\Delta\delta/h$ σε συνάρτηση με την μετατόπιση της οροφής του κτιρίου δ_{701} υπό φόρτιση $(g+0.3q)/1.4$, παρατίθεται στη συνέχεια.

Η οριακή τιμή που προτείνεται κατά SEAOC για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής” και “μέση” βλάβη κτιρίου είναι 1.5% .



Εικόνα 5.26: Γράφημα σχετικών ανηγμένων μετατοπίσεων ορόφων για συνδυασμό $(g+0.3q)/1.4$

Η αστοχία με βάση αυτό το κριτήριο επέρχεται για μετατόπιση οροφής περίπου ίση με 18.7 cm . Σε σύγκριση με το συνδυασμό κατακόρυφων δράσεων g+0.3q η οριακή τιμή της δ_{701} (19.3 cm) έχει μειωθεί κατά 3.2% [Εικόνα 5.3].

Αυτό οφείλεται στο ότι η μείωση των κατακόρυφων φορτίων προκάλεσε μείωση της δυσκαμψίας του κτιρίου και κατά συνέπεια οι γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων αυξήθηκαν.

5.4.4 Συμπέρασμα – Υπολογισμός παρεχόμενης πλαστιμότητας

Το κτίριο K_{170A59II} αστοχεί λόγω υπέρβασης της μέγιστης επιτρεπτής γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου (4^{ος} όροφος).

Η κρίσιμη αστοχία για συνδυασμό δράσεων (g+0.3q)/1.4 αρχίζει να συμβαίνει όταν η μετατόπιση οροφής του κτιρίου δ_{701} γίνει περίπου ίση με 18.7 cm (δ_u) .

Για την ίδια φόρτιση, η στοχευόμενη μετακίνηση του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού είναι περίπου ίση με 16.5 cm (ή χωρίς τον πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας 11 cm), επομένως το K_{170A59II} πιθανότατα μπορεί να την παραλάβει χωρίς να αστοχήσει.

Η μετατόπιση διαρροής δ_y είναι ίση με 10.6 cm.

Επομένως, σύμφωνα με τα κριτήρια αστοχίας που εξετάστηκαν, η **παρεχόμενη πλαστιμότητα** του κτιρίου είναι $\mu = \delta_u / \delta_y = 18.7 / 10.6 = 1.76$

Σε σύγκριση με την παρεχόμενη πλαστιμότητα του κτιρίου για συνδυασμό g+0.3q ($\mu=1.87$) , η πλαστιμότητα έχει μειωθεί κατά 6.3%.

Συνοπτικά για μείωση του συντελεστή των κατακόρυφων φορτίων κατά 29%:

- η ενεργός δυσκαμψία K_e του κτιρίου μειώθηκε κατά 5.3%
- η ενεργός ιδιοπερίοδος T_e μειώθηκε κατά 17.4%
- η οριζόντια δύναμη διαρροής F_y μειώθηκε κατά 2.3%
- η παρεχόμενη πλαστιμότητα μειώθηκε κατά 6.3%
- η ελαστική επιτάχυνση (φάσμα ΕΑΚ) αυξήθηκε κατά 14.3%

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΥΝΟΨΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

6.1 Συνοπτική παρουσίαση αποτελεσμάτων ανάλυσης

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα της διερεύνησης της συμπεριφοράς των κτιρίων K₁60A59II και K₁70A59II σε οριζόντια φόρτιση (σεισμική) με ταυτόχρονη δράση τριών διαφορετικών συνδυασμών κατακόρυφων φορτίων.

Οι συνδυασμοί αυτοί είναι οι:

- i. $(g+0.3q)*1.00$ ή εναλλακτικά με Συντελεστή Φόρτισης $\gamma_p=1.00$
- ii. $(g+0.3q)*1.4$ ή εναλλακτικά με Συντελεστή Φόρτισης $\gamma_p=1.40$
- iii. $(g+0.3q)/1.4$ ή εναλλακτικά με Συντελεστή Φόρτισης $\gamma_p=0.71$

Η διερεύνηση που επιχειρείται στην παρούσα εργασία έχει διπλή στόχευση: Την αναζήτηση της επιρροής της διακύμανσης της κατακόρυφης φόρτισης στο ίδιο κτίριο και παράλληλα, την παρατήρηση της διαφορετικής επιρροής της στα δύο κτίρια, με τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά τους.

Τα χαρακτηριστικά του κτιρίου K₁60A59II είναι [βλ Κεφάλαιο 2] :

- Πενταώροφο, με ύψος ορόφου 3 m.
- Υποστυλώματα μικρής δυσκαμψίας (καθαρό ύψος 2.50 m και διατομές 40/40 έως 30/30) σε πυκνή διάταξη.
- Δοκοί μέσης δυσκαμψίας (ονομαστικό άνοιγμα 3.50 m και διατομή 20/60).
- Υπεροχή της δυσκαμψίας των δοκών έναντι των υποστυλωμάτων.
- Ενεργός ιδιοπερίοδος $T_e = 0.87 \text{ sec}$.
- Ενεργός πλευρική δυσκαμψία $K_e = 18750 \text{ kN/m}$.
- Αναλογία μόνιμων/κινητών φορτίων $G/Q = 2.37$.
- Ολικό βάρος $W_{OL} = 12390 \text{ kN}$ και συνολικό εμβαδόν $E = 735 \text{ m}^2$.

Τα χαρακτηριστικά του κτιρίου K₁70A59II είναι [βλ Κεφάλαιο 2] :

- Επτάώροφο, με ύψος ορόφου 3 m.
- Υποστυλώματα μέσης δυσκαμψίας στο εσωτερικό του κτιρίου και στις γωνίες (καθαρό ύψος 2.50 m και διατομές 70/70 έως 30/30) ,σε πιο αραιή διάταξη.
- Τοιχώματα μεγάλης δυσκαμψίας στην περίμετρο του κτιρίου (καθαρό ύψος 2.50 m και διατομές 120/30 έως 100/30), χωρίς ωστόσο, να πληρούνται οι σύγχρονες Κατασκευαστικές απαιτήσεις όπλισης τοιχωμάτων.
- Δοκοί μέσης δυσκαμψίας (ονομαστικό άνοιγμα 6.00 m και διατομή 30/70).
- Υπεροχή της δυσκαμψίας των κατακόρυφων φέροντων στοιχείων έναντι των δοκών.
- Ενεργός ιδιοπερίοδος $T_e = 1.01 \text{ sec}$.
- Ενεργός πλευρική δυσκαμψία $K_e = 47476 \text{ kN/m}$.
- Αναλογία μόνιμων/κινητών φορτίων $G/Q = 2.29$.
- Ολικό βάρος $W_{OL} = 50500 \text{ kN}$ και συνολικό εμβαδόν $E = 3024 \text{ m}^2$.

Η συμπεριφορά των προαναφερθέντων κτιρίων, διερευνήθηκε ως προς διάφορα κριτήρια αστοχίας [Κεφάλαια 4 και 5] και παρατηρήθηκαν τα εξής:

- Η **αστοχία του κτιρίου K₁60A59II** οφείλεται σε δημιουργία μηχανισμού μαλακού ορόφου και πιο συγκεκριμένα, οφείλεται στη διαδοχική αστοχία των πλαστικών αρθρώσεων που σχηματίζονται στα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου (κριτήριο $\theta_{pl} < 0.010 \text{ rad}$).
- Η **αστοχία του κτιρίου K₁70A59II** οφείλεται στην υπέρβαση της ανεκτής γωνιακής παραμόρφωσης του 4^{ου} ορόφου (κριτήριο $\gamma < 1.5\%$).
- Οι αστοχίες και των δύο κτιρίων **δεν επέρχονται με ψαθυρά θραύση** του σκυροδέματος
- Στο κτίριο **K₁60A59II** εμφανίζεται **συγκέντρωση των πλαστικών αρθρώσεων και των αστοχιών**, στα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου, όπου και επικεντρώνεται η ανελαστική παραμόρφωση του φορέα.
- Στο κτίριο **K₁70A59II** υπάρχει **διασπορά των πλαστικών αρθρώσεων και των αστοχιών** σε διάφορους ορόφους, τόσο στα υποστυλώματα όσο και στις δοκούς. Η δε εξέλιξη των πλαστικών στροφών είναι διαρκής σε όλες τις αρθρώσεις.
- Τα δύο κτίρια είναι **υψίσυχνα**, δηλαδή έχουν ιδιοπερίοδο $T > T_2 = 0.60 \text{ sec}$ (έδαφος κατηγορίας B), για όλους τους συνδυασμούς κατακόρυφων δράσεων και κατά

συνέπεια δεν αλλάζουν κλάδο στο φάσμα επιταχύνσεων (για οριζόντια συνιστώσα του σεισμού).

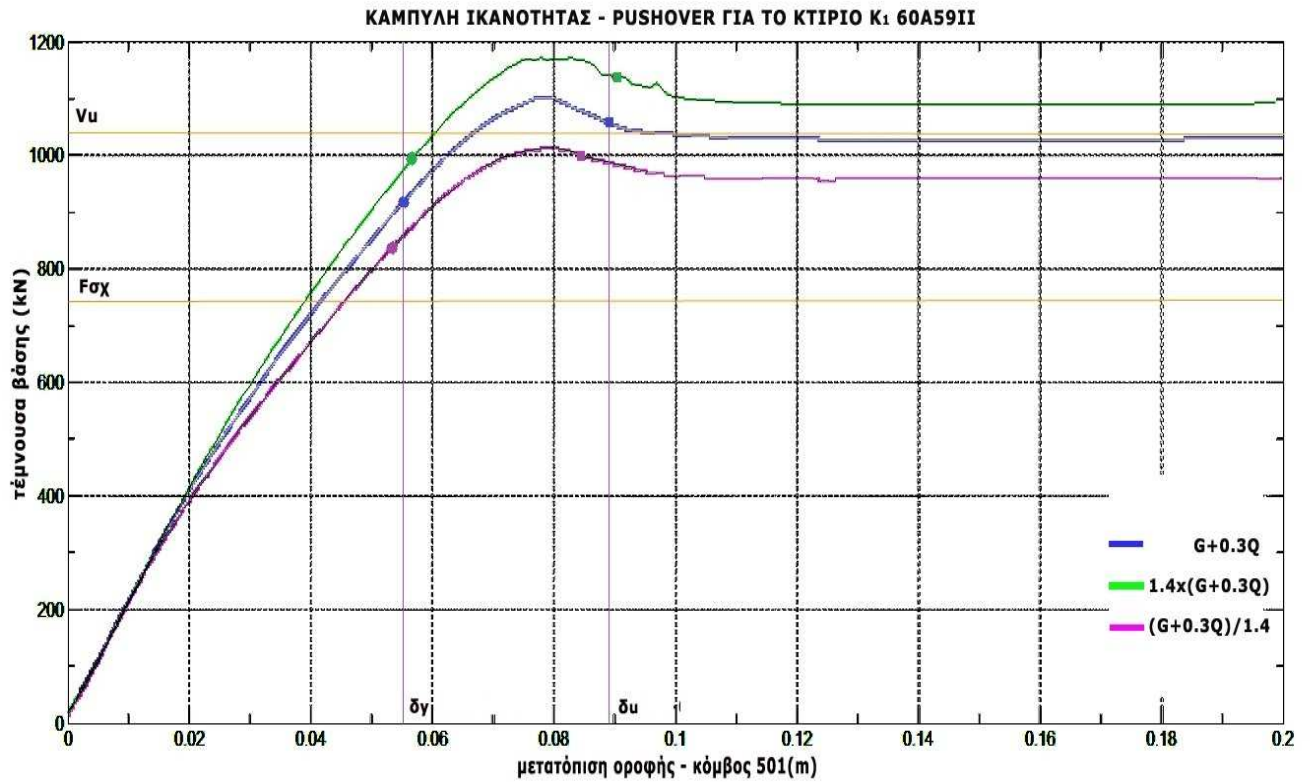
- Η **καμπύλη αντίστασης του κτιρίου K₁60A59II** εμφανίζει απότομη αρνητική κλίση μετά τη μέγιστη τέμνουσα βάσης (πτώση της αντοχής).
- Η **καμπύλη αντίστασης του κτιρίου K₁70A59II** έχει θετική κλίση σε όλα τα τμήματά της (συμβατική αστοχία).

Στη συνέχεια παρατίθενται οι καμπύλες αντίστασης (V-δ) που σχεδιάστηκαν για το κάθε κτίριο [Εικόνες 6.1, 6.2]. Για λόγους εποπτείας, σε κάθε διάγραμμα απεικονίζονται και οι τρεις εναλλακτικές φορτίσεις που εξετάστηκαν. Στα ίδια γραφήματα, έχουν επισημανθεί τα σημεία που αναφέρονται στις μετατοπίσεις διαρροής (δ_y) και αστοχίας (δ_u) για την κάθε περίπτωση, αλλά και οι οριζόντιες ευθείες που αντιστοιχούν στην δύναμη σχεδιασμού $F_{σχ} = \varepsilon * W_{OL}$ και στην οριακή τέμνουσα αντοχής $V_u = \beta * F_{σχ}$ [Κεφάλαια 4 και 5].

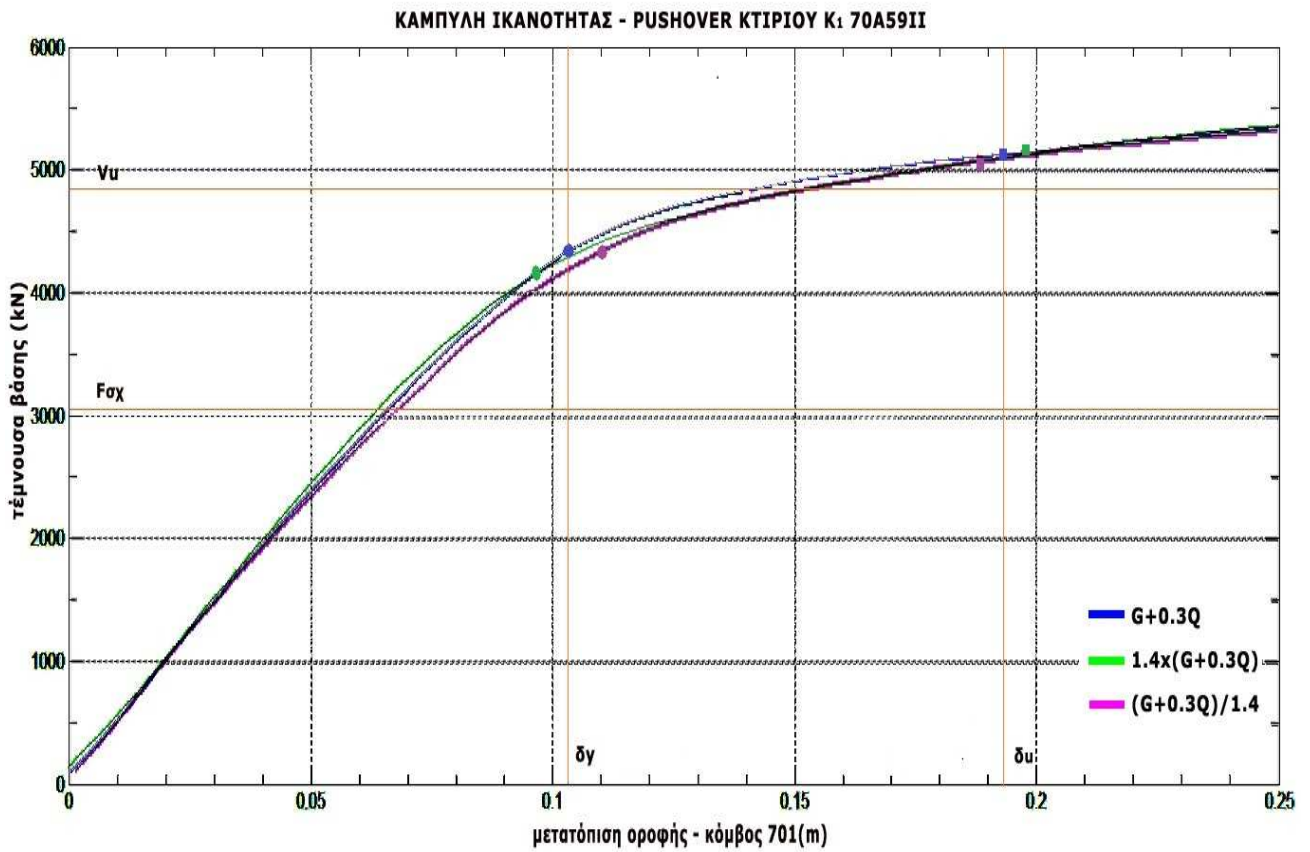
Στο κτίριο K₁60A59II [Εικόνα 6.1], οι διαφορές είναι πιο αισθητές σε σύγκριση με το διάγραμμα που αναφέρεται στο κτίριο K₁70A59II [Εικόνα 6.2] και στο οποίο οι τρεις καμπύλες σχεδόν συμπίπτουν.

Πιο συγκεκριμένα, η επίδραση των διάφορων συντελεστών φόρτισης είναι πιο έντονη στην πλευρική δυσκαμψία και στη μέγιστη τέμνουσα στο κτίριο K₁60A59II παρά στο κτίριο K₁70A59II .

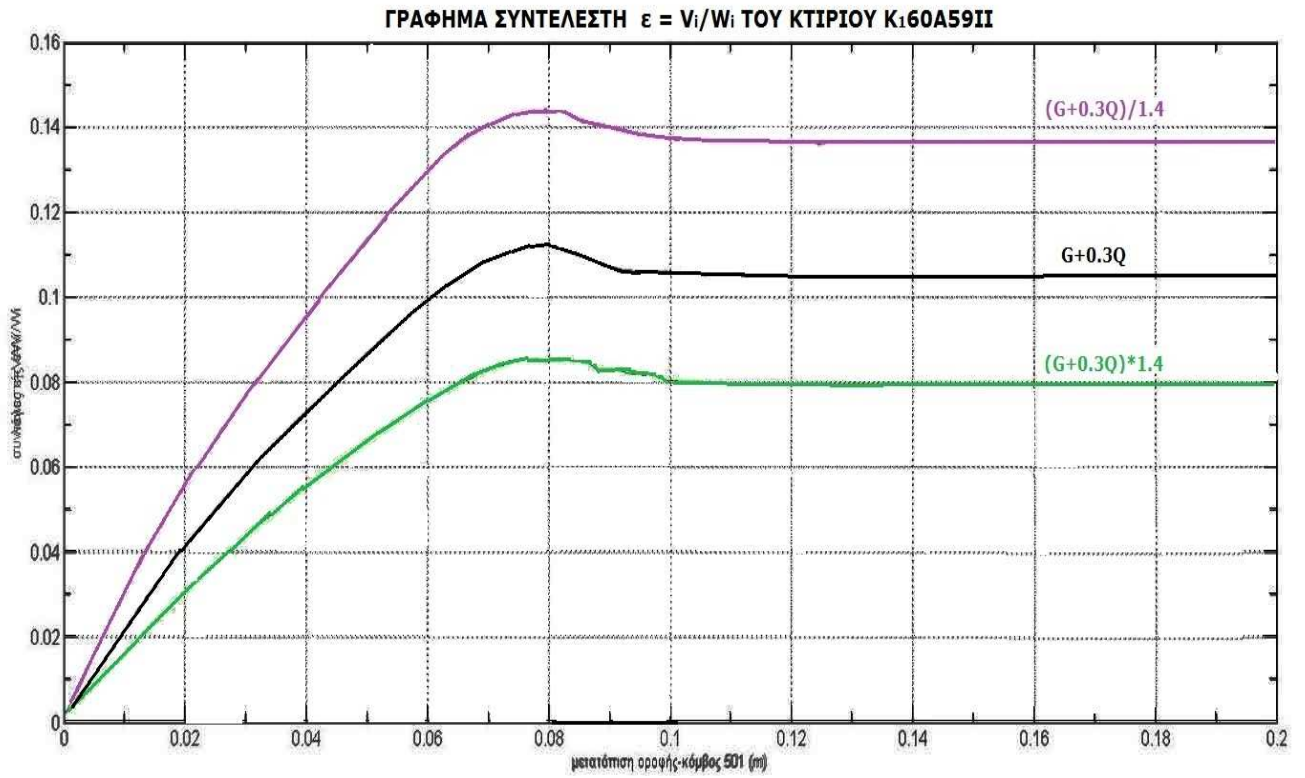
Αντίθετα, οι μετατοπίσεις δ_y και δ_u μεταβάλλονται περισσότερο και προς διαφορετικές κατευθύνσεις λόγω των συντελεστών φόρτισης, στο κτίριο K₁70A59II.



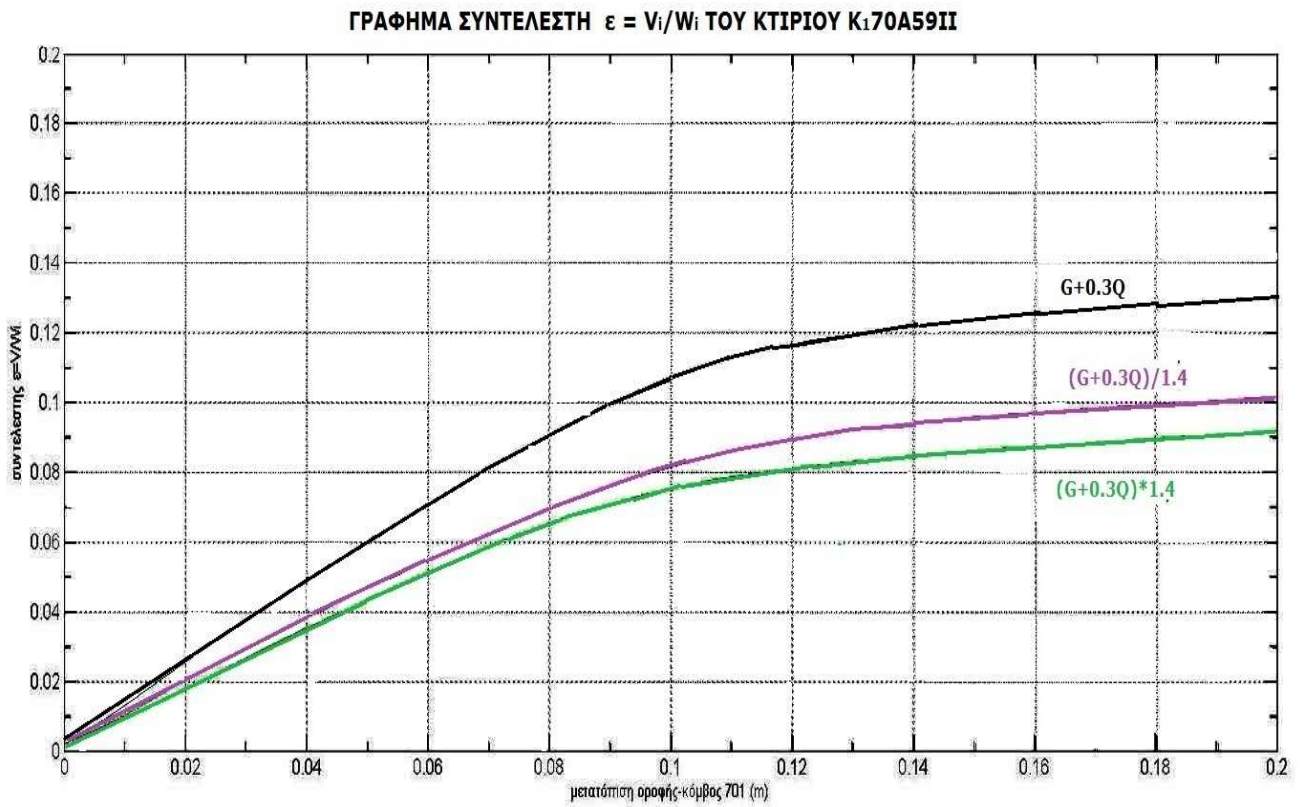
Εικόνα 6.1 Καμπύλη αντοχής κτιρίου Κ160Α59ΙΙ



Εικόνα 6.2 Καμπύλη αντοχής κτιρίου Κ170Α59ΙΙ



Εικόνα 6.3 Λόγος τέμνουσας βάσης/βάρους κατά το σεισμό, κτίριο Κ160Α59ΙΙ



Εικόνα 6.4 Λόγος τέμνουσας βάσης/βάρους κατά το σεισμό, κτίριο Κ170Α59ΙΙ

6.2 Συγκεντρωτικός πίνακας με ποσοστιαίες μεταβολές παραμέτρων

Στον ακόλουθο πίνακα παρατίθενται οι γενικές παράμετροι και οι μεταβολές τους ($\Delta x/x_{αρχ}$), λόγω των διαφορετικών συντελεστών φόρτισης, για τα δυο κτίρια που μελετήθηκαν. Τα αποτελέσματα για το συνδυασμό (G+0.3Q), αποτελούν τα “σημεία αναφοράς”. Για λόγους συντομίας, το κτίριο K₁60A59II αναφέρεται ως **K60** και το κτίριο K₁70A59II αναφέρεται ως **K70**.

| Κατακόρυφες δράσεις | | S _{G+0.3Q} | S _{(G+0.3Q)/1.4} | S _{(G+0.3Q)*1.4} |
|-------------------------------------|-----|---------------------|---------------------------|---------------------------|
| Συντελεστής Φόρτισης γ_p | | 1.00 | 0.71 | 1.40 |
| Τέμνουσα F_y | K60 | 1050 kN | -7.6% | 5.2% |
| | K70 | 4890 kN | -2.2% | -6.3% |
| Τέμνουσα F_{max} | K60 | 1120 kN | -8.9% | 5.4% |
| | K70 | 5320 kN | -0.4% | 0.6% |
| Δυσκαμψία αρχική K_i | K60 | 20227 kN/m | 1.2% | 1.3% |
| | K70 | 50000 kN/m | -2.8% | -1.1% |
| Δυσκαμψία ενεργός K_e | K60 | 18750 kN/m | -5.9% | 3.4% |
| | K70 | 47476 kN/m | -5.0% | -0.5% |
| Ιδιοπερίοδος αρχική T_i | K60 | 0.84 sec | -16.0% | 17.6% |
| | K70 | 0.98 sec | -15.7% | 18.3% |
| Ιδιοπερίοδος ενεργός T_e | K60 | 0.87 sec | -12.6% | 16.8% |
| | K70 | 1.01 sec | -15.1% | 17.4% |
| Ελαστική επιτάχυνση Φ_e | K60 | 0.42*g | 11.9% | -16.7% |
| | K70 | 0.36*g | 16.7% | -16.7% |
| Μετατόπιση διαρροής δ_y | K60 | 5.6 cm | -1.8% | 1.8% |
| | K70 | 10.3 cm | 2.9% | -5.8% |
| Μετατόπιση αστοχίας δ_u | K60 | 8.9 cm | -4.5% | 1.1% |
| | K70 | 19.3 cm | -3.1% | 2.1% |
| Παρεχόμενη πλαστιμότητα μ | K60 | 1.61 | -3.7% | -1.9% |
| | K70 | 1.87 | -5.9% | 8.6% |
| Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_{απ}$ | K60 | 3.57 | -6.2% | 5.9% |
| | K70 | 1.87 | -16.6% | 25.7% |

Πιο αναλυτικά, όσον αφορά τις μεταβολές των παραμέτρων που παρατίθενται στον Πίνακα , παρατηρήθηκαν τα εξής:

-**Μέγιστη τέμνουσα βάσης F_{max}** : Μικρότερα κατακόρυφα φορτία οδηγούν σε μικρότερες οριζόντιες δυνάμεις ενώ μεγαλύτερα κατακόρυφα φορτία οδηγούν σε μεγαλύτερες οριζόντιες δυνάμεις, στο ίδιο κτίριο. Επίσης, οι μεταβολές στο **K60** είναι της τάξης του 5.5% έως 9.0% ενώ οι μεταβολές στο **K70** είναι της τάξης του 0.5% .

- **Ενεργός δυσκαμψία K_e** : Η αύξηση των κατακόρυφων φορτίων οδηγεί σε αύξηση της ενεργού δυσκαμψίας στο κτίριο **K60** . Αυτό οφείλεται στο ότι η υψηλότερη αξονική ένταση στα υποστυλώματα, προκαλεί λιγότερο έντονη ρηγμάτωση.

Αντίθετα, στο κτίριο **K70** η ενεργός δυσκαμψία μένει σχεδόν αμετάβλητη κατά την αύξηση της αξονικής έντασης των υποστυλωμάτων.

Η μείωση των κατακόρυφων φορτίων προκαλεί και στα δύο κτίρια μείωση της K_e , με πιο έντονη μεταβολή στο κτίριο K60.

- **Ιδιοπερίοδος T** : Γενικά, το κτίριο K60 έχει μικρότερη ιδιοπερίοδο από το K70. Ωστόσο και τα δύο κτίρια θεωρούνται υψίσυχα καθώς σε καμία από τις φορτίσεις στις οποίες υποβλήθηκαν δεν υπολογίστηκε ιδιοπερίοδος μικρότερη της $T_2=0.60\text{sec}$. Αυτό σημαίνει ότι οι επιταχύνσεις των κτιρίων δεν αλλάζουν κλάδο στο φάσμα. Η ανάλυση με συντελεστή φόρτισης 0.71, οδήγησε σε μείωση των ιδιοπεριόδων της τάξης του 15% ενώ η ανάλυση με συντελεστή φόρτισης 1.41, οδήγησε σε αύξηση των ιδιοπεριόδων της τάξης του 17%.

- **Ελαστική επιτάχυνση Φ_e** : Η αύξηση των κατακόρυφων φορτίων κατά 40% οδήγησε σε μείωση της ελαστικής επιτάχυνσης του των κτιρίων κατά 17%. Η μείωση των κατακόρυφων φορτίων κατά 29% , οδήγησε σε αύξηση της ελαστικής επιτάχυνσης του μεν κτιρίου K60 κατά 12%, του δε κτιρίου K70 κατά 17%.

- **Μετατόπιση διαρροής, της οροφής των κτιρίων, δ_y** : Όσον αφορά τη συγκεκριμένη παράμετρο, η απόκριση των δύο κτιρίων ήταν διαφορετική. Στο κτίριο **K60**, για συντελεστή φόρτισης 0.71 η μετατόπιση δ_y μειώθηκε κατά 2% ενώ για συντελεστή φόρτισης 1.40 η μετατόπιση διαρροής αυξήθηκε κατά 2%. Αντίθετα, στο κτίριο **K70**, για συντελεστή φόρτισης 0.71 η μετατόπιση δ_y αυξήθηκε κατά 3% ενώ για συντελεστή φόρτισης 1.40 η μετατόπιση διαρροής μειώθηκε κατά 6%.

- **Μετατόπιση αστοχίας, της οροφής των κτιρίων, δ_u** : Η απόκριση ως προς τη συγκεκριμένη παράμετρο ήταν αντίστοιχη στα δύο κτίρια. Η **αύξηση** των

κατακόρυφων δράσεων κατά 40% οδήγησε σε αύξηση της μετατόπισης δ_u της τάξης του 1.5%. Η μείωση των κατακόρυφων δράσεων κατά 29% , προκάλεσε μείωση της κρίσιμης μετατόπισης δ_u της τάξης του 4%, καθώς η μειωμένη αξονική δύναμη επιβαρύνει τις πλαστικές αρθρώσεις των υποστυλωμάτων(βλ παρακάτω).

-Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_{απ}$: Γενικά η αύξηση των κατακόρυφων φορτίων συνεπάγεται αύξηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας λόγω της αύξησης της ιδιοπεριόδου και της στοχευόμενης μετακίνησης. Αντίθετα, η μείωση των κατακόρυφων φορτίων συνεπάγεται μείωση της απαιτούμενης πλαστιμότητας.

Στο **K60** οι μεταβολές είναι μικρότερου μεγέθους και κυμαίνονται από -6% σε +6%.

Στο **K70** οι μεταβολές είναι μεγαλύτερου μεγέθους, κυρίως λόγω της μεγαλύτερης ιδιοπεριόδου, και κυμαίνονται από -17% σε +26%.

- Παρεχόμενη πλαστιμότητα $\mu = \delta_u/\delta_y$: Όσον αφορά την παράμετρο αυτή, οι διάφοροι συντελεστές φόρτισης προκάλεσαν διαφορετική απόκριση στα δύο κτίρια.

Στο **K60** , για συντελεστή φόρτισης 0.71 η πλαστιμότητα μεταβλήθηκε κατά -4% ενώ για συντελεστή φόρτισης 1.40, η πλαστιμότητα επίσης μειώθηκε κατά -2%.

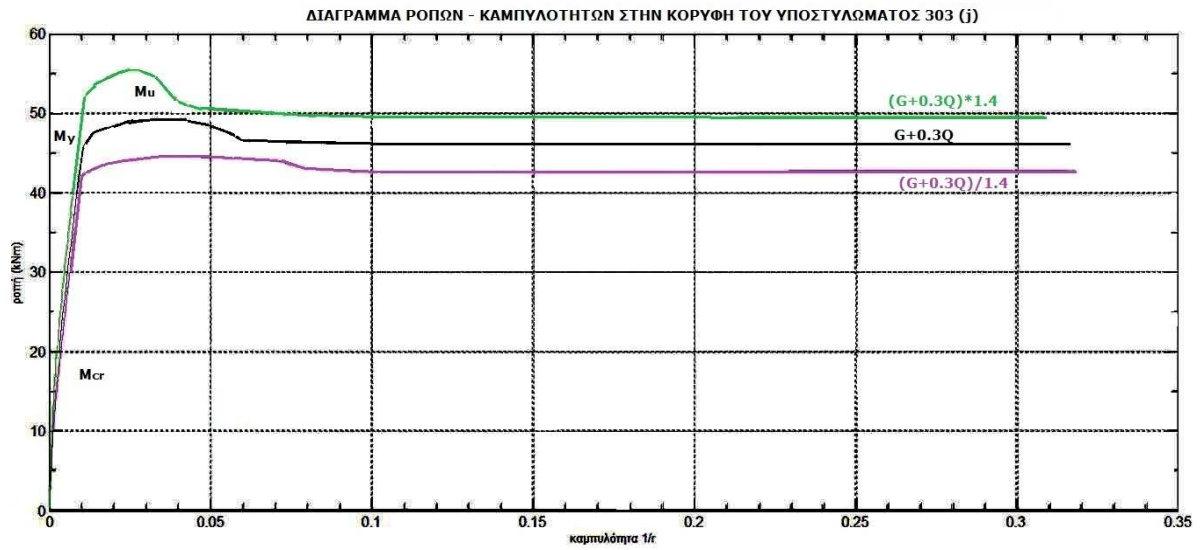
Στο **K70** , για συντελεστή φόρτισης 0.71 η πλαστιμότητα μειώθηκε κατά -6% ενώ για συντελεστή φόρτισης 1.40, η πλαστιμότητα αυξήθηκε κατά 9%.

6.3 Συγκριτική παρουσίαση ελέγχου κρίσιμων μελών

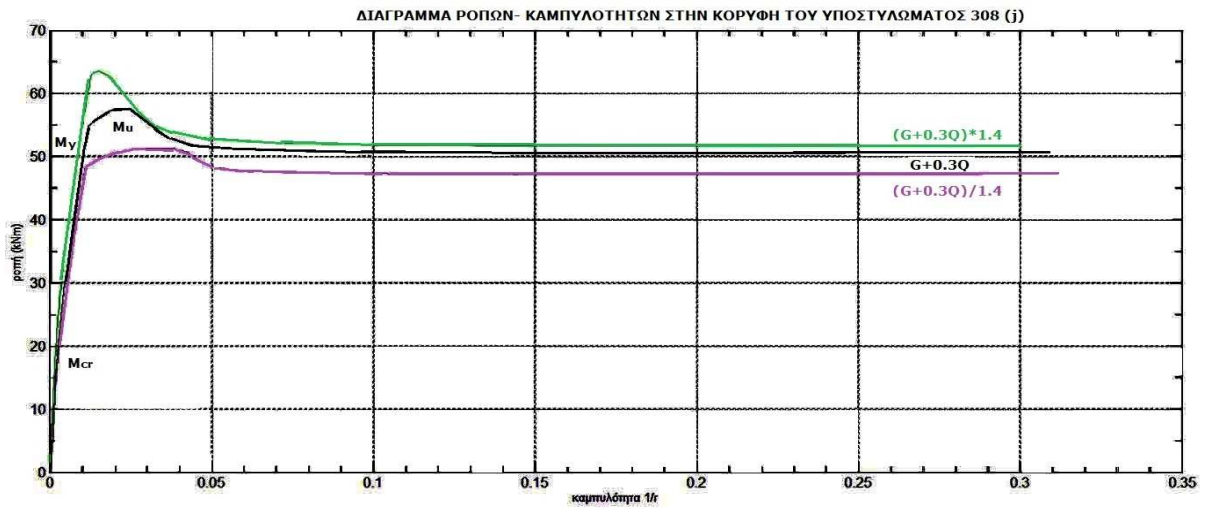
6.3.1. Διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων κρίσιμων υποστυλωμάτων

Η αύξηση των κατακόρυφων φορτίων, δηλαδή η υψηλότερη αρχική αξονική ένταση στα υποστυλώματα, τους επιτρέπει να παραλάβουν μεγαλύτερες ροπές υπό αυξημένη δυσκαμψία, λόγω σχετικά μικρότερης ρηγμάτωσης. Στη συνέχεια όμως, η αυξημένη αξονική καταναλώνει γρήγορα τη φέρουσα ικανότητά τους και οδηγεί σε απότομη πτώση της καμπύλης του διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων.

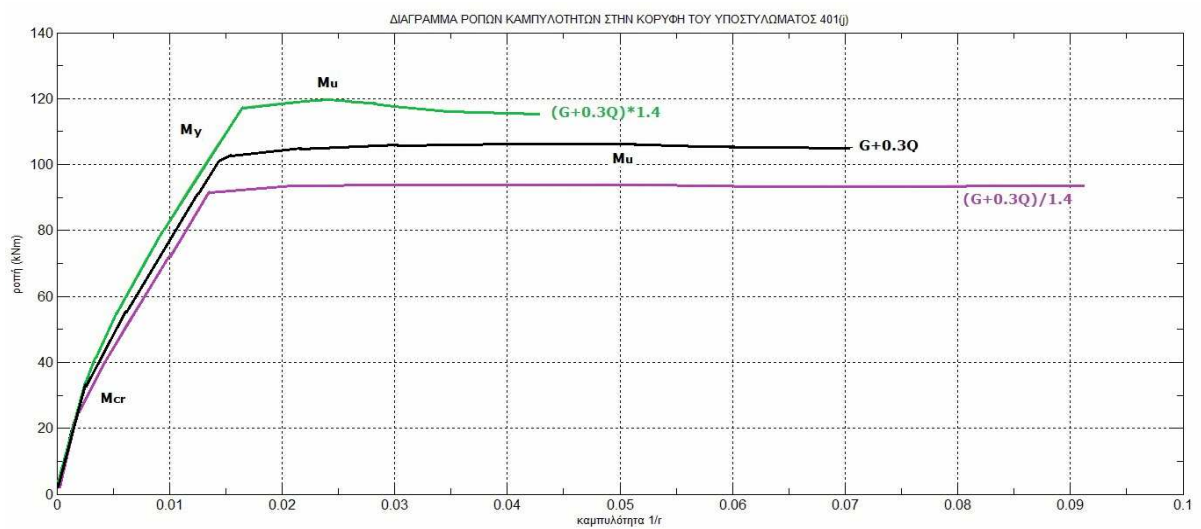
Στα διαγράμματα που παρατίθενται στη συνέχεια απεικονίζεται η εξέλιξη της σχέσης ροπών – καμπυλοτήτων στα δυο υποστυλώματα που αστοχούν πρώτα, για το κάθε κτίριο και για τον κάθε συντελεστή φόρτισης.



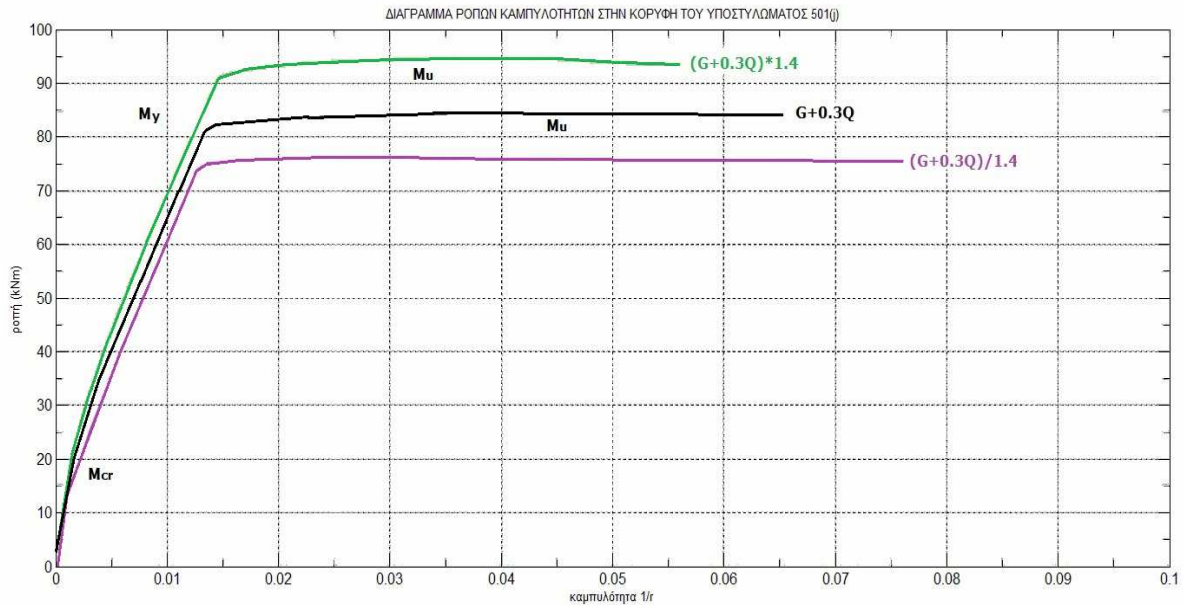
Εικόνα 6.5 Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων υποστυλώματος 303 - κτίριο Κ₁60Α59Π



Εικόνα 6.6 Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων υποστυλώματος 308 - κτίριο Κ₁60Α59Π



Εικόνα 6.7 Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων υποστυλώματος 401 - κτίριο Κ₁70Α59Π



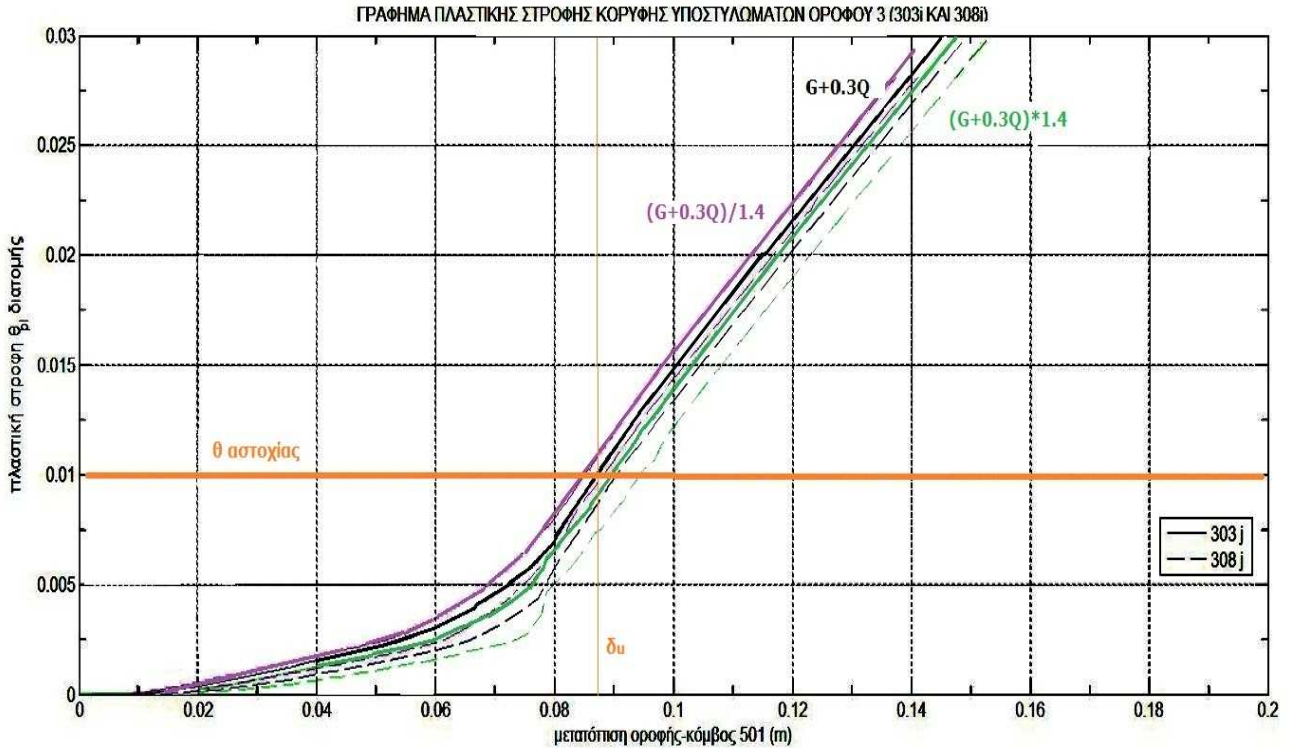
Εικόνα 6.8 Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων υποστυλώματος 501 - κτίριο Κ170Α59Π

6.3.2. Διαγράμματα πλαστικών στροφών κρίσιμων υποστυλωμάτων

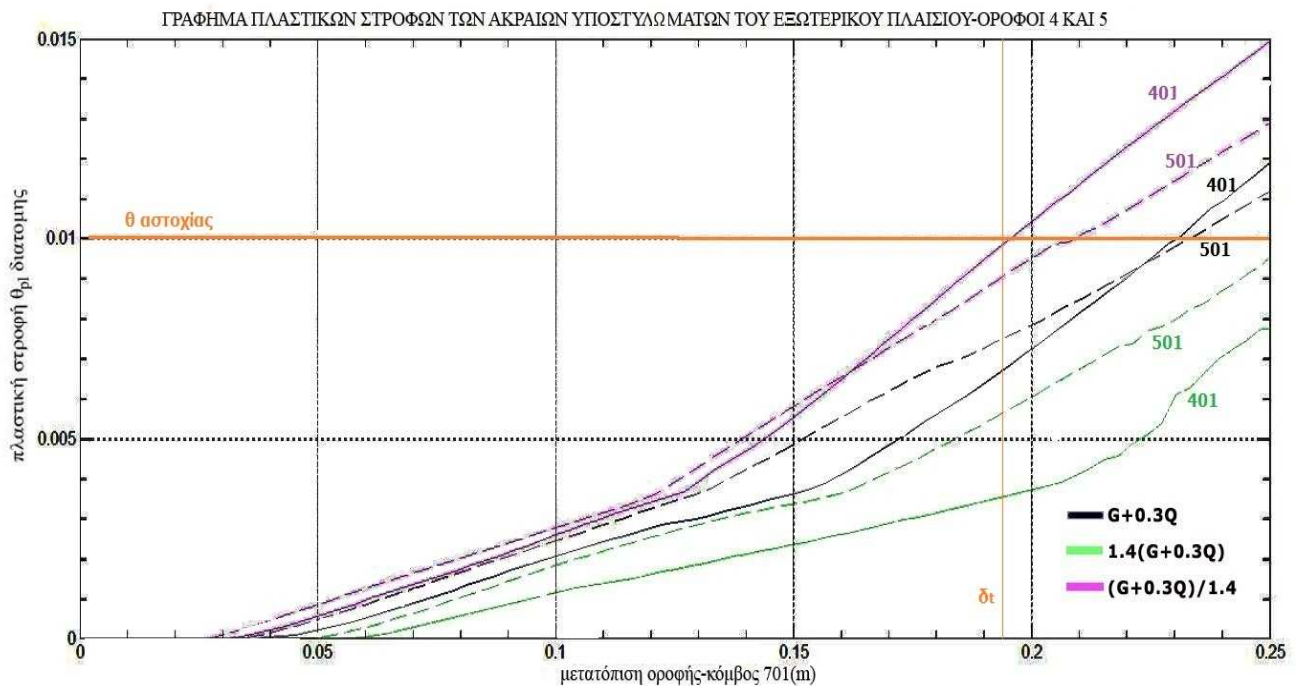
Ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων (Π.Α.) στα μέλη ενός φορέα είναι ένας από τους βασικότερους τρόπους απορρόφησης σεισμικής ενέργειας και κατά συνέπεια μπορεί να είναι θεμιτός υπό προϋποθέσεις (πχ δημιουργία Π.Α. στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα, διασπορά των Π.Α σε διάφορα σημεία του φορέα). Ωστόσο, η εξέλιξη των πλαστικών στροφών των αρθρώσεων μπορεί να οδηγήσει στην αστοχία ενός κτιρίου. Για αυτό το λόγο τίθενται όρια στις θ_{pl} όπως αναφέρεται Κεφάλαια 4 και 5.

Γενικά, μεγαλύτερος συντελεστής φόρτισης δηλαδή μεγαλύτερη αρχική αξονική ένταση στα υποστυλώματα, συνεπάγεται αφενός μεγαλύτερη ροπή αντοχής (βλ. μορφή διαγράμματος αλληλεπίδρασης υποστυλώματος) και αφετέρου, μεγαλύτερο ύψος θλιβόμενης ζώνης στις κρίσιμες διατομές. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τόσο την “καθυστερήση” του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα, όσο και τη μείωση των πλαστικών στροφών. Αντίστοιχα, μείωση των κατακόρυφων δράσεων συνεπάγεται αύξηση των πλαστικών στροφών στα υποστυλώματα.

Στα ακόλουθα διαγράμματα απεικονίζεται η εξέλιξη των πλαστικών στροφών στα δύο πρώτα υποστυλώματα που αστοχούν σε κάθε κτίριο, για τους διάφορους συντελεστές φόρτισης.



Εικόνα 6.9 Διάγραμμα πλαστικών στροφών κρίσιμων υποστυλωμάτων - κτίριο Κ₁60Α59Π



Εικόνα 6.10 Διάγραμμα πλαστικών στροφών κρίσιμων υποστυλωμάτων - κτίριο Κ₁70Α59Π

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 6.7 και 6.8, ο μικρότερος συντελεστής φόρτισης μπορεί να προκαλέσει τον συγκεκριμένο τύπο αστοχίας σε αρκετά μικρότερες μετατόπισης της οροφής των κτιρίων που μελετήθηκαν. Είναι δε χαρακτηριστικό, ότι στο κτίριο K70, για το μεγαλύτερο συντελεστή φόρτισης (1.40), δεν εμφανίζονται αστοχίες στα υποστυλώματα που εμφανίστηκαν κατά τις υπόλοιπες φορτίσεις.

Πιο συγκεκριμένα και στα πλαίσια της ποσοτικοποίησης των μεταβολών υπολογίστηκαν τα εξής:

-Στο **κτίριο K60** για μετατόπιση οροφής ίση με 8.9 cm (εμφάνιση πρώτης αστοχίας για κατακόρυφες δράσεις $g+0.3q$), για τη μεν φόρτιση με συντελεστή 0.71 οι πλαστικές στροφές αυξήθηκαν κατά **15%**, για τη δε φόρτιση με συντελεστή 1.40 οι πλαστικές στροφές μειώθηκαν κατά **-3%**. Επίσης η αστοχία στη δυσμενέστερη περίπτωση ($\gamma = 0.71$) επέρχεται για μετατόπιση οροφής κατά **5%** μικρότερη.

-Στο **κτίριο K70** για μετατόπιση οροφής ίση με 19.3 cm (τιμή στοχευόμενης μετακίνησης και παράλληλα μετατόπιση αστοχίας για κατακόρυφες δράσεις $g+0.3q$), για τη μεν φόρτιση με συντελεστή 0.71 οι πλαστικές στροφές αυξήθηκαν κατά **48%**, για τη δε φόρτιση με συντελεστή 1.40 οι πλαστικές στροφές μειώθηκαν κατά **-47%**. Επίσης η αστοχία στη δυσμενέστερη περίπτωση ($\gamma = 0.71$) επέρχεται για μετατόπιση οροφής κατά **16%** μικρότερη.

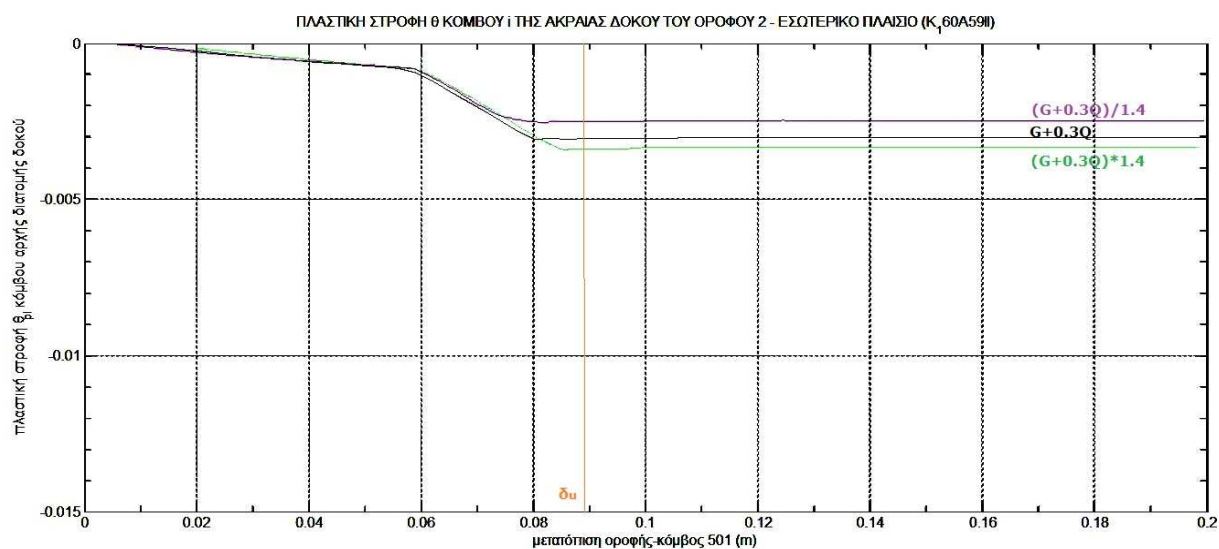
Παρατηρείται ότι στην περίπτωση του κτιρίου K70, όπου η αστοχία του κτιρίου δεν ελέγχεται από το συγκεκριμένο κριτήριο (και υπάρχει διασπορά στις Π.Α.), οι μεταβολές των πλαστικών στροφών των υποστυλωμάτων είναι κατά πολύ μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες του κτιρίου K60.

6.3.3. Διαγράμματα πλαστικών στροφών κρίσιμων δοκών

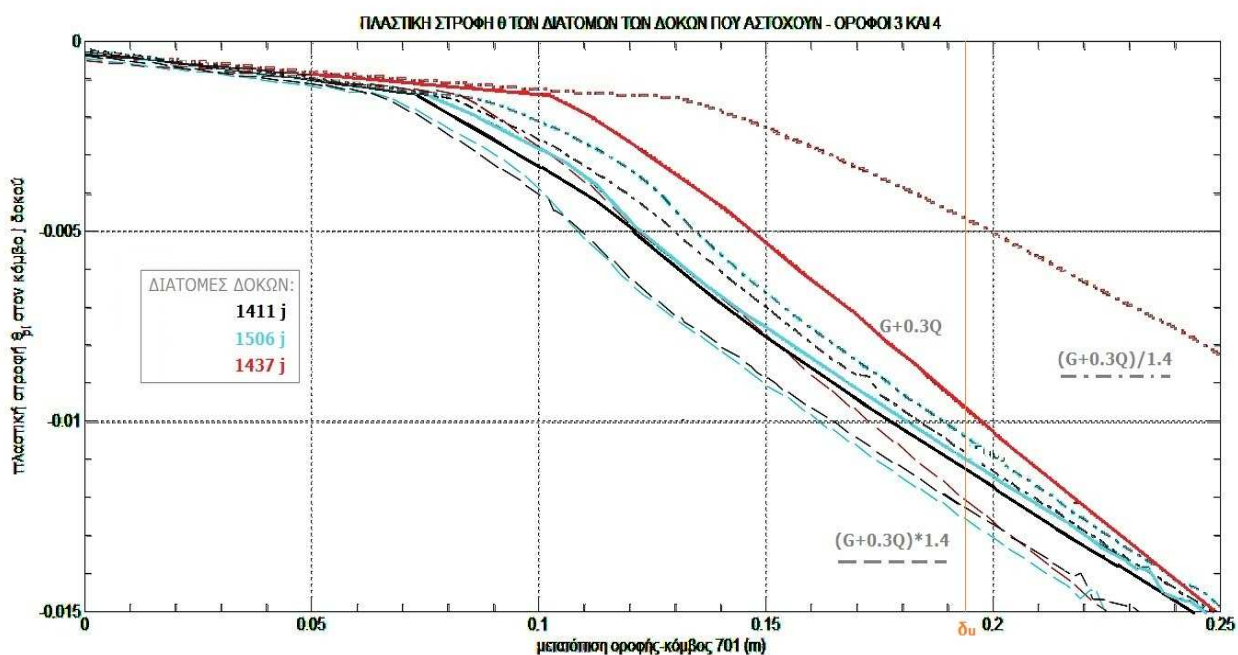
Η αύξηση των κατακόρυφων φορτίων επηρεάζει με ανάλογο τρόπο τις αρχικές ροπές που καταπονούν τις δοκούς των κτιρίων. Η δε προσθήκη της οριζόντιας σεισμικής δύναμης (με φορά προς τα δεξιά, όπως εξετάστηκε στην παρούσα εργασία), προσθέτει μια θετική ροπή στον κόμβο αρχής κάθε δοκού (i) και μια αρνητική ροπή στον κόμβο τέλους (j). Η προαναφερθείσα μεταβολή της ροπής στις ακραίες διατομές σε συνδυασμό με τη ροπή αντοχής τους (που εξαρτάται από τον εφελκόμενο

διαμήκη οπλισμό της δοκού), μπορεί να έχει σαν αποτέλεσμα την “ταχύτερη” πλαστικοποίηση τους. Επίσης, τα αυξημένα κατακόρυφα φορτία πέρα από αυξημένες ροπές προκαλούν και αυξημένες παραμορφώσεις (καμπυλότητες και θ_{pl}).

Στη συνέχεια παρατίθενται τα συγκριτικά γραφήματα της εξέλιξης των πλαστικών στροφών των δοκών για αυξανόμενη μετατόπιση της οροφής του κτιρίου. Τα διαγράμματα αναφέρονται στις δοκούς του κάθε κτιρίου που εμφάνισαν τις μεγαλύτερες πλαστικές στροφές. Αστοχία θεωρείται για $\theta_{pl}=0.015$ rad.



Εικόνα 6.12 Διάγραμμα πλαστικών στροφών κρίσιμων δοκών - κτίριο Κ170Α59ΙΙ



Εικόνα 6.13 Διάγραμμα πλαστικών στροφών κρίσιμων δοκών - κτίριο Κ170Α59ΙΙ

Όπως φαίνεται στην Εικόνα 6.10, ο συγκεκριμένος τύπος αστοχίας ενδέχεται να μην εμφανιστεί καθόλου για μικρό συντελεστή φόρτισης (πχ δοκός 1437), ενώ “επιταχύνεται” για μεγαλύτερο συντελεστή. Ωστόσο, καμία από αυτές τις μεταβολές δεν είναι κρίσιμη για το κτίριο. Επίσης παρατηρήθηκε ότι, στο κτίριο K70, στις δοκούς που αστοχούν πρώτες εμφανίζεται μικρότερη διακύμανση των πλαστικών στροφών σε σύγκριση με τις δοκούς που αστοχούν σε μεγαλύτερη μετατόπιση οροφής.

Στα πλαίσια της ποσοτικοποίησης των μεταβολών υπολογίστηκαν τα εξής:

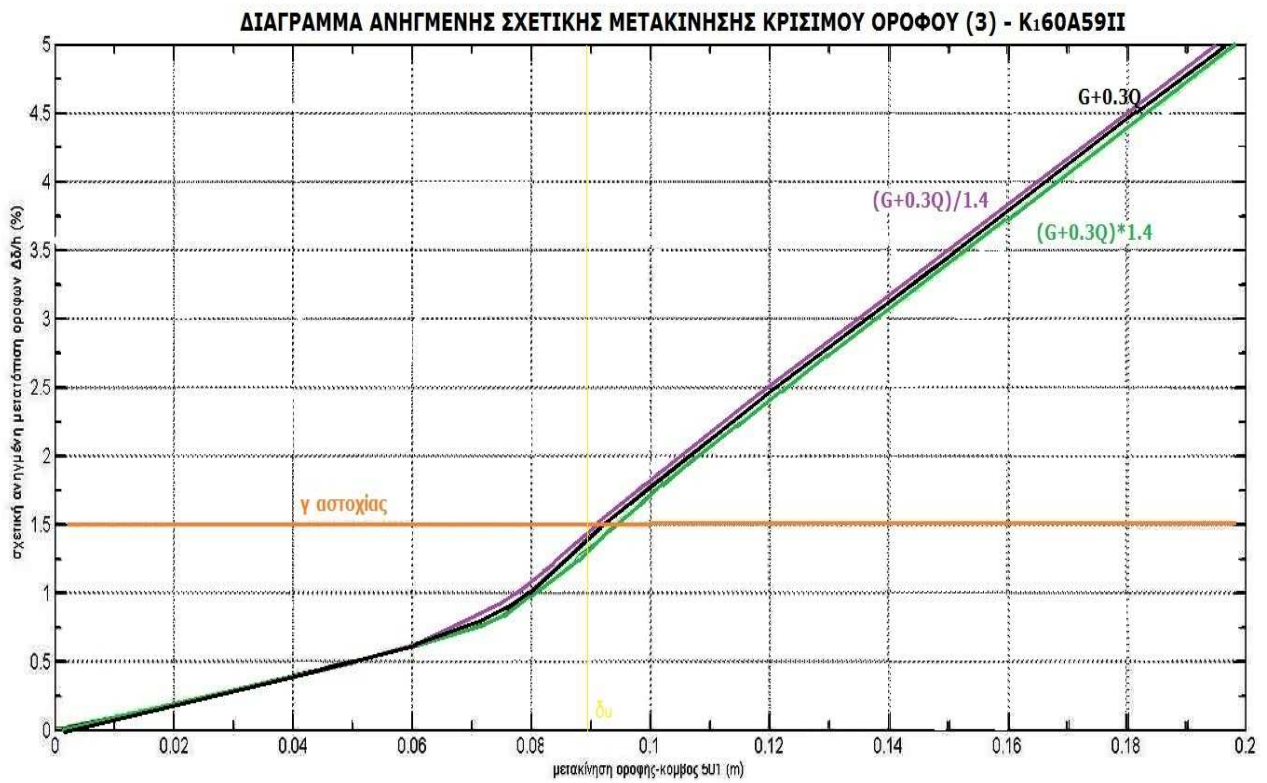
-Στο **κτίριο K60** για μετατόπιση οροφής ίση με 8.9 cm (εμφάνιση πρώτης αστοχίας για κατακόρυφες δράσεις $g+0.3q$), για τη μεν φόρτιση με συντελεστή 0.71 οι πλαστικές στροφές μειώθηκαν κατά **-17%**, για τη δε φόρτιση με συντελεστή 1.40 οι πλαστικές στροφές αυξήθηκαν κατά **10%**.

-Στο **κτίριο K70** για μετατόπιση οροφής ίση με 19.3 cm (τιμή στοχευόμενης μετακίνησης και παράλληλα μετατόπιση αστοχίας για κατακόρυφες δράσεις $g+0.3q$), για τη μεν φόρτιση με συντελεστή 0.71 οι πλαστικές στροφές μειώθηκαν κατά **-4%**, για τη δε φόρτιση με συντελεστή 1.40 οι πλαστικές στροφές αυξήθηκαν κατά **7%**. Επίσης η αστοχία στη δυσμενέστερη περίπτωση ($\gamma = 1.40$) επέρχεται για μετατόπιση οροφής κατά **8%** μικρότερη (αλλά εξακολουθεί να μην είναι κρίσιμη).

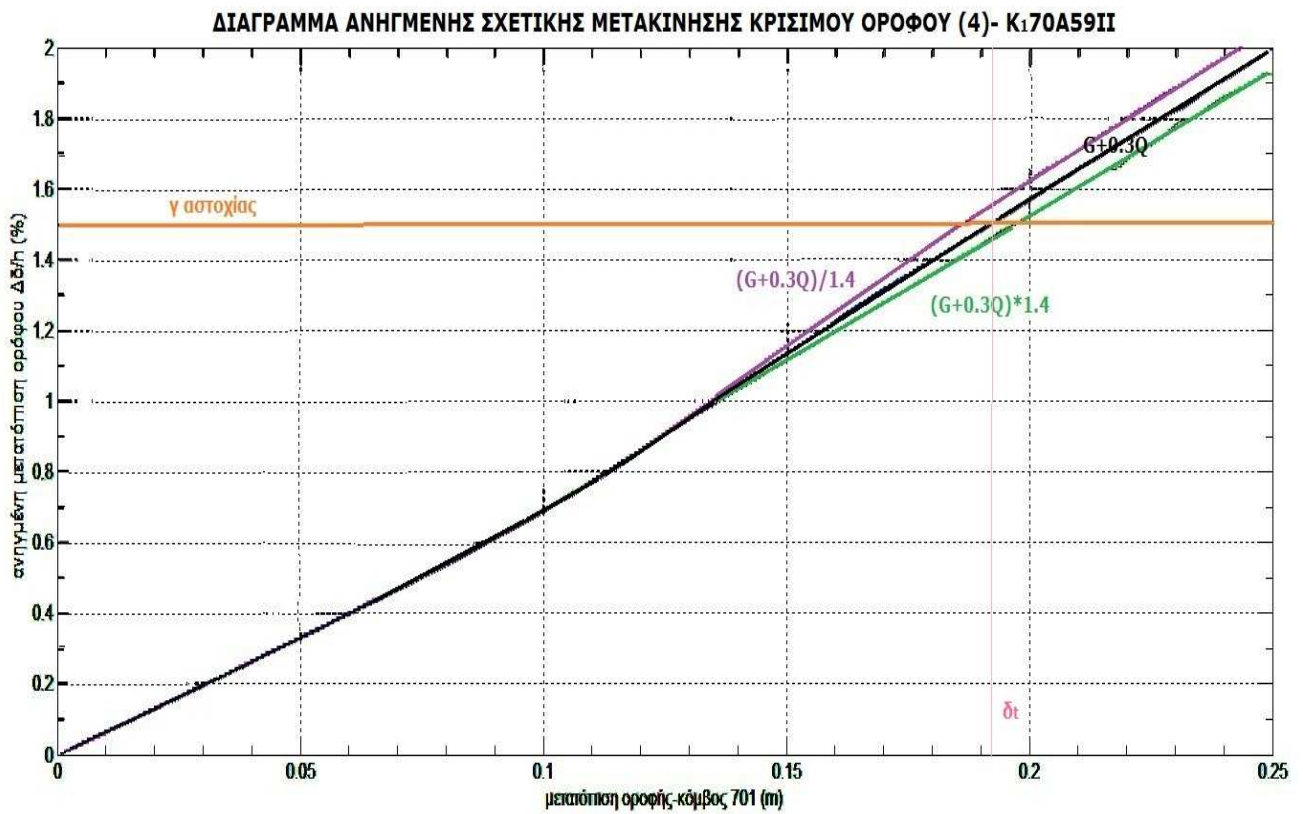
6.3.4. Διαγράμματα ανηγμένων σχετικών μετατοπίσεων στους κρίσιμους ορόφους

Η έννοια της οριακής ανηγμένης σχετικής μετατόπισης ενός ορόφου ($\Delta\delta/h$ %) υφίσταται έτσι ώστε τα φαινόμενα δευτέρας τάξης P- Δ και οι βλάβες σε δομικά ή μη φέροντα στοιχεία να μην είναι σημαντικές. Όπως έχει προαναφερθεί, η οριακά αποδεκτή μέγιστη τιμή της σχετικής μετακίνησης ορόφων που έχει επιλεγεί για ένα δόμημα, για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής”, είναι 1.5% . Αυτό το κριτήριο αστοχίας είναι κρίσιμο για το κτίριο K70, αλλά όχι για το κτίριο K60 [Κεφάλαια 4 και 5].

Γενικά, η αύξηση των κατακόρυφων φορτίων, προκαλεί αρχικά αύξηση της πλευρικής δυσκαμψίας, που συνεπάγεται μείωση των πλευρικών μετατοπίσεων των κτιρίων που εξετάστηκαν, όπως φαίνεται και στα ακόλουθα διαγράμματα.



Εικόνα 6.14 Διάγραμμα ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου - κτίριο Κ160Α59II



Εικόνα 6.15 Διάγραμμα ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων 4^{ου} ορόφου - κτίριο Κ170Α59II

Στις παραπάνω Εικόνες, φαίνεται η μείωση της κλίσης της σχετικής μετατόπισης ορόφου για αύξηση του κατακόρυφου φορτίου, η οποία μάλιστα στην περίπτωση του κτιρίου K70 (κρίσιμη αστοχία) είναι πιο έντονη [Πίνακας 6.1].

Στα πλαίσια της ποσοτικοποίησης των μεταβολών υπολογίστηκαν τα εξής:

-Στο **κτίριο K60** για μετατόπιση οροφής ίση με 8.9 cm (εμφάνιση πρώτης αστοχίας για κατακόρυφες δράσεις $g+0.3q$), για τη μεν φόρτιση με συντελεστή 0.71 η σχετική μετατόπιση του 3^{ου} ορόφου αυξήθηκε κατά **4%**, για τη δε φόρτιση με συντελεστή 1.40 μειώθηκε κατά **-4%**. Επίσης η αστοχία στη δυσμενέστερη περίπτωση ($\gamma = 0.71$) επέρχεται για μετατόπιση οροφής μικρότερη κατά **-2%** (αλλά δεν είναι κρίσιμη).

-Στο **κτίριο K70** για μετατόπιση οροφής ίση με 19.3 cm (τιμή στοχευόμενης μετακίνησης και παράλληλα μετατόπιση αστοχίας για κατακόρυφες δράσεις $g+0.3q$), για τη μεν φόρτιση με συντελεστή 0.71 η σχετική μετατόπιση του 4^{ου} ορόφου αυξήθηκε κατά **5%**, για τη δε φόρτιση με συντελεστή 1.40 μειώθηκε κατά **-2%**. Επίσης η αστοχία στη δυσμενέστερη περίπτωση ($\gamma = 0.71$) επέρχεται για μετατόπιση οροφής κατά **-3.1%** μικρότερη (κρίσιμη).

6.4 Συμπεράσματα

Στα δύο κτίρια που μελετήθηκαν η **σχέση μόνιμα/κινητά φορτία (G/Q)** είναι περίπου ίση με 2.30. Επομένως τα μόνιμα φορτία (χαμηλής μεταβλητότητας) επηρεάζουν κατά βάση την απόκριση των κτιρίων.

Από τους εναλλακτικούς συνδυασμούς κατακόρυφων δράσεων στα κτίρια που εξετάστηκαν, προέκυψαν τα εξής:

- Στο κτίριο **K160A59II**, η ανηγμένη μεταβολή των μεγεθών F_{max} , K_e , δ_u είναι **μικρής τάξης μεγέθους** (από 1% έως 9%) και έχει το ίδιο πρόσημο με τη μεταβολή των κατακόρυφων φορτίων.

Το κτίριο αυτό, έχει μικρή πλαστιμότητα ($\mu=1.6$) και η απόκρισή του καθορίζεται από το χαρακτηριστικό “ισχυρή δοκός - ασθενές υποστύλωμα”. Σε κάθε περίπτωση που εξετάστηκε, η αστοχία επήλθε για μετακίνηση οροφής αρκετά μικρότερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση του σεισμού σχεδιασμού.

Επίσης υπολογίστηκε ότι στην περίπτωση που το κτίριο φέρει μικρότερα κατακόρυφα φορτία, μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερο ποσοστό του βάρους του κατά το σεισμό (λόγος V/W περίπου ίσος με 0.14), σε αντίθεση με την περίπτωση που φέρει μεγαλύτερα φορτία (λόγος V/W περίπου ίσος με 0.9).

-Στο κτίριο **K₁70A59II**, η ανηγμένη μεταβολή των μεγεθών F_{max} , K_e , δ_u είναι επίσης μικρής έκτασης. Παρατηρήθηκε δε, μείωσή τους (διακύμανση από -0.5% έως -6%) για μικρότερο συντελεστή φόρτισης και αύξησή τους (διακύμανση από 0.65 έως 9%) για μεγαλύτερο συντελεστή φόρτισης.

Το κτίριο **K₁70A59II** (σε σύγκριση με το K₁60A59II), έχει μεγαλύτερη πλαστιμότητα ($\mu=1.9$), μεγαλύτερα ανοίγματα δοκών και χαρακτηρίζεται από ισχυρότερα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία. Η αστοχία του επέρχεται για μετατόπιση οροφής παραπλήσια της στοχευόμενης μετακίνησης. Στο εν λόγω κτίριο, παρατηρήθηκε **πιο έντονη επιρροή** του συντελεστή κατακόρυφων φορτίων στις μετατοπίσεις αστοχίας και στις πλαστιμότητες.

Επίσης υπολογίστηκε ότι είτε θεωρηθεί ότι το κτίριο φέρει κατά τη διάρκεια του σεισμού μικρότερα κατακόρυφα φορτία από τα προβλεπόμενα $g+0.3q$ είτε μεγαλύτερα, ο λόγος V/W που εκφράζει το ποσοστό του βάρους του που μπορεί να παραλάβει ως εγκάρσια δύναμη προκύπτει **μειωμένος** (από αρχική τιμή 0.13 καταλήγει σε 0.10 ή 0.9).

Όσον αφορά τη διερεύνηση της επιρροής των κατακόρυφων δράσεων στα **τοπικά κριτήρια** αστοχίας, προέκυψαν αρκετά **μεγαλύτερες μεταβολές, χωρίς ωστόσο να αλλάξει ο κρίσιμος μηχανισμός αστοχίας**. Ειδικότερα, στις πλαστικές στροφές ξεπέρασαν σε αρκετές περιπτώσεις το 10% ενώ παρατηρήθηκαν και μεταβολές της τάξης του 48%. Γενικά, η αύξηση του συντελεστή φόρτισης, προκάλεσε δύο αντιμαχόμενα φαινόμενα: αφενός επιβάρυνε τις πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς και αφετέρου ενίσχυσε τα υποστυλώματα. Προφανώς, η μείωση των κατακόρυφων δράσεων είχε το αντίστροφο αποτέλεσμα. Η επίδραση στις πλαστικές στροφές των υποστυλωμάτων φάνηκε πιο έντονα στο κτίριο K₁70A59II, ενώ η επίδραση στην πλαστικοποίηση των άκρων των δοκών φάνηκε πιο έντονα στο κτίριο K₁60A59II.

Το γεγονός ότι τα υποστυλώματα είναι πιο κρίσιμα για την ευστάθεια ενός κτιρίου σε σχέση με τις δοκούς, οδηγεί στο συμπέρασμα ότι για τα κτίρια που εξετάστηκαν, η

αύξηση του συντελεστή συμμετοχής των κατακόρυφων δράσεων στο σεισμό είναι **ευμενής** (όσον αφορά την οριακή μετατόπιση αστοχίας) σε σύγκριση με τη μείωση του αντίστοιχου συντελεστή.

Είναι φανερό ότι τα αποτελέσματα της παρούσας εργασίας, θα πρέπει να αξιολογηθούν σε συνδυασμό με τα αποτελέσματα άλλων εργασιών που να μελετούν τα ίδια κτίρια και να βασίζονται σε εναλλακτικές παραδοχές (συντελεστές κατακόρυφων φορτίων, προσομοίωση σε επίπεδα πλαίσια ή χωρικά, παραδοχές ενδοσιμότητας θεμελίωσης) ή και με άλλες μεθόδους ανάλυσης (ανελαστική στατική ή προσαυξητική δυναμική).

Το πρόβλημα της επιρροής της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού που εξετάζεται έμμεσα, χρήζει περαιτέρω διερεύνησης και μέσω δυναμικών αναλύσεων.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Βιβλία, Εργασίες, Δημοσιεύσεις

- Bachman H., *Αντισεισμική προστασία κατασκευών*, Αθήνα 1998, εκδόσεις Γκιούρδας
- Beton-Kalender, Αθήνα 1970, εκδόσεις ΤΕΕ
- Chopra A.K., *Δυναμική των κατασκευών-Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική*, 3^η Αμερικάνικη έκδοση 2007, εκδόσεις Μ.Γκιούρδας
- Paulay T. – Priestley M.J.N., *Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών*, Αθήνα 1996, εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Αλεξανδρόπουλος Κ. – Γιαννίτσας Π., *Μελέτη της επιρροής της προσομοίωσης στην πρόβλεψη της δυναμικής απόκρισης υφιστάμενης κατασκευής από ΟΣ*, Αθήνα 2003, Διπλωματική εργασία στο Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος, βιβλιοθήκη ΕΜΠ
- Βιντζηλαίου Ε. - Ζέρης Χ. - Μωρέττη Μ., *Σημειώσεις για το μάθημα Ειδικά Κεφάλαια Ωπλισμένου Σκυροδέματος*, Αθήνα 2005, εκδόσεις ΕΜΠ
- Κανελλόπουλος Α.Π., *Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*, Αθήνα 2007, εκδόσεις Cubus Hellas
- Καρύδης Π., *Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας*, Αθήνα 1996, εκδόσεις ΕΜΠ
- Κατσικαδέλης Ι.Θ., *Δυναμική των Κατασκευών-Τόμος Ι*, Αθήνα 2002, εκδόσεις Συμμετρία

- Κωνσταντινίδη Α., *Εφαρμογές Οπλισμένου Σκυροδέματος-Τόμος Α, έκδοση 2.0 με τις τροποποιήσεις του ΦΕΚ Β227/28-3-95*, Αθήνα 1995, εκδόσεις π-SYSTEMS INTERNATIONAL
- Μανουσάκης Δ., *Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Κτηρίων σε Ασυνέχεια Δοκού Σχεδιασμένα με Παλαιούς Κανονισμούς*, Αθήνα 2003, Διπλωματική εργασία στο Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος, βιβλιοθήκη ΕΜΠ
- Μυστακίδης Ε., *Μέθοδοι εκτίμησης της αντοχής σε σεισμική δράση υφιστάμενων κτιρίων και γεφυρών από ΟΣ – Βελτίωση σεισμικής συμπεριφοράς μέσω τεχνικών επεμβάσεων*, Ερευνητικό έργο, Βόλος 2002, εκδόσεις Πανεπιστημίου Θεσσαλίας
- Παπαδρακάκης Μ., *Μαθήματα Στατικής V- Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων- Σύγχρονες Μέθοδοι*, Αθήνα 1996, εκδόσεις ΕΜΠ
- Παπαζάχος Β.Κ. - Καρακαΐσης Γ.Φ. - Χατζηδημητρίου Π.Μ., *Εισαγωγή στη Σεισμολογία*, Θεσσαλονίκη 2005, εκδόσεις Ζήτη
- Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι., *Βοηθητικές Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας*, Αθήνα 2005, εκδόσεις ΕΜΠ
- Ρεπαπής Κ., *Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Ω.Σ.*, Αθήνα 2007, Διδακτορική Διατριβή, βιβλιοθήκη ΕΜΠ
- Τάσιος Θ. Π., *Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος*, Αθήνα 1977, εκδόσεις ΕΜΠ
- Τάσιος Θ.Π. – Γιαννόπουλος Π.Ι. – Τρέζος Κ.Γ. - Τσουκαντάς Σ.Γ., *Οπλισμένο Σκυρόδεμα*, Αθήνα 2005, εκδόσεις ΕΜΠ
- Ψυχάρης Ι., *Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας*, Αθήνα 2007, εκδόσεις ΕΜΠ

- Gulvanessian H. - Holicky M., *Reliability based calibration of Eurocodes considering a steel member*, JCSS Workshop on Reliability Based Code Calibration
- Gulvanessian H. – Holicky M., *Eurocodes: using reliability analysis to combine action effects*, August 2005, Structures & Buildings 158 , pp. 243-252
- Thomos G.C. - Trezos C. G , *Examination of the probabilistic response of reinforced concrete structures under static non-linear analysis*, Engineering Structures, 28, pp. 120-133
- Βαμβάτσικος Δ. - Ζέρης Χ., *Επιρροή των Αβέβαιων Κατακόρυφων Φορτίων και Επιταχύνσεων στη Σεισμική Συμπεριφορά Κατασκευής Ο* , Αθήνα 2008, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας

Κανονισμοί

- Αντισεισμικός Κανονισμός Β.Δ. 1959
- Κανονισμός Σκυροδέματος Β.Δ. 1954
- ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 2000
- ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ 2000
- ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ 2009 (ΚΑΝΕΠΕ 2009)
- FEMA 356 , 2000
- FEMA 440, 2005

Λογισμικό

- Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), version 2.2.0, Berkeley University
- FESPA 4 for Windows, LH Λογισμική
- Matlab
- AutoCad 2005

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α
ΕΥΛΟΤΥΠΟΙ ΚΤΙΡΙΟΥ Κ₁60Α59Π

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β
ΕΥΛΟΤΥΠΟΙ ΚΤΙΡΙΟΥ Κ₁70Α59Π