ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΠΜΣ: ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας

ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΚΥΡΖΙΔΗΣ Σ. ΜΠΕΣΙΑΝ-ΙΩΑΝΝΗΣ

Επιβλέπων Καθηγητής : Χάρης Μουζάκης
Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

ΜΑΡΤΙΟΣ 2012

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη **2**

Abstract **3**

1. Επίδραση των τοιχοπληρώσεων στους φέροντες οργανισμούς **4**

1.1 Εισαγωγή **4**

1.2 Ακανονικότητα κατανομής τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη **6**

1.3 Ανομοιόμορφη κατανομή των τοιχοπληρώσεων μεταξύ των ορόφων **7**

1.4 Πιθανές τοπικές παρενέργειες των τοιχοπληρώσεων **10**

2. Επιτελεστικότητες **14**

2.1 Εισαγωγή **14**

2.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας **14**

2.3 Καθορισμός σταθμών επιτελεστηκότητας **16**

3. Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων **24**

4. Διερεύνηση της επίδρασης των τοιχοπληρώσεων σε πλαισιωτούς φορείς **28**

4.1 Πορεία δοκιμαστικών αναλύσεων **28**

4.2 Προσομοίωση 4-όροφου πλαισιωτού φορέα με τη μέθοδο Fardis **31**

4.3 Στροφή διαρροής **33**

4.4 Μη γραμμική ανάλυση **44**

5. Συμπεράσματα **48**

6. Βιβλιογραφία **49**

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται προσπάθεια να συνεκτιμηθεί στον σχεδιασμό πλαισιωτών φορέων από σκυρόδεμα η επίδραση των τοιχοπληρώσεων.

Συγκεκριμένα χρησιμοποιείται ως μέθοδος προσομοίωσής τους η μέθοδος των τοιχοράβδων του Φαρδή. Αυτές διατρέχουν τις διαγωνίους του επιπέδου που ορίζει μία τοιχοπλήρωση και με τα γραμμικά και μη γραμμικά χαρακτηριστικά τους επιδρούν λιγότερο ή περισσότερο στην απόκριση ενός πλαισιωτού φορέα.

Στην παρούσα εργασία εξετάστηκε η απόκριση ενός τετραώροφου πλαισιωτού κτιρίου πρώτα χωρίς να έχουν προσομοιωθεί οι τοιχοπληρώσεις και στη συνέχεια ο ίδιος φορέας ελέγχθηκε ως προς την απόκρισή του με προσομοιωμένες σύμφωνα με τη μέθοδο Φαρδή, τοιχοπληρώσεις.

Για τη μη γραμμική ανάλυση του φορέα γίνεται χρήση των μέσων τιμών των υλικών, χάλυβα και σκυροδέματος, καθώς επίσης γίνεται ένας επαναπροσδιορισμός των δυσκαμψιών των μελών του, χρησιμοποιώντας τις σχέσεις του Ευρωκώδικα και των Panagiotakos et Fardis.

Τέλος, γίνεται μία προσπάθεια σύγκρισης εναλλακτικών μεθόδων προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων (πεπερασμένα στοιχεία, απλοποιητικούς και αναλυτικούς προσδιορισμούς τοιχοράβδων) και εξάγονται τα αντίστοιχα συμπεράσματα.

ABSTRACT

In this thesis it is attempted to account in the effect of infills through the design of concrete frame structures.

More specifically for their simulation there is used the method of strut elements proposed by Fardis. These struts are placed at the diagonals of the infill plane and with their linear and non linear properties they affect less or more the response of the frame structure.

In this thesis the response of a 4-story frame structure was checked, at the beginning with no infills simulated and then the same structure's response was checked with the infills this time simulated through Fardis' method.

For the non linear analysis of the structure there are used the mean values of the materials, steel and concrete, as well as the fact that a redefinition of the structure's members' stiffness takes place. For that there are used methods proposed by the Eurocodes and the Panagiotakos et Fardis theory.

Finally, it is attempted to compare alternative methods of simulating infills (shell elements, simplified and analytical definition of strut properties) and respectively conclusions are drawn.

1. Επίδραση τοιχοπληρώσεων στους φέροντες οργανισμούς

1.1 Εισαγωγή

Εκτός από τα κατακόρυφα στοιχεία (τοίχοι και υποστυλώματα) και τις δοκούς που τα πλαισιώνουν, που διαμορφώνουν μαζί το σύστημα που καλείται να αντισταθεί στις σεισμικές δράσεις, μερικά στοιχεία μπορεί να έχουν, ή έτσι να θεωρείται από τον μελετητή, δευτερέυοντα ρόλο σε ό,τι έχει να κάνει με τη συμβολή τους στην σεισμική αντίσταση. Εάν αυτά τα στοιχεία είναι από σκυρόδεμα, αυτομάτως υπάγονται στην κατηγορία των δευτερευόντων στοιχείων, τα οποία σχεδιάζονται για μή σεισμικές δράσεις (π.χ. μόνιμα φορτία) σαν συνήθη δομικά στοιχεία, αλλά - τουλάχιστον για το σχεδιασμό των νέων κτιρίων - δεν είναι αξιόπιστα για πλευρικής φορτίσεως αντοχή και υπόκεινται σε ειδικούς κανόνες ελέγχου.

Τέτοια μή δομικά στοιχεία είναι και οι τοιχοπληρώσεις από τοιχοποιία, οι οποίες μπορούν να συμμετέχουν στη σεισμική απόκριση και όχι μόνο μέσω της μάζας τους. Η μή δομική τοιχοποιία χρεισιμοποιείται ευρέως στην σεισμογενή νότια Ευρώπη για να πληρώσει τα κατασκευαστικά πλαίσια των κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η τοιχοποία χτίζεται μετά τη ξήρανση του περιβάλλοντος πλαισίου και σε επαφή με αυτό. Τουλάχιστον για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα οι τοιχοπληρώσεις από τοιχοποιία είναι το πιο οικονομικό μέσο πλήρωσης και για το διαχωρισμό και για την ηχομόνωση μεταξύ διαφόρων διαμμερισμάτων του ιδίου ορόφου, καθώς και για την εξωτερική επένδυση, εξασφαλίζοντας καλή μόνωση και ευνοικά χαρακτηριστικά ενάντια στην υγρασία.

Σε εμπειρικό επίπεδο και από αναλυτικές και πειραματικές έρευνες (Φαρδής και Παναγιωτάκος 1997b, Φαρδής 2000) έχουν δείξει την εν γένει ευεργετική επίδραση στη σεισμική συμπεριφορά των κτηρίων, ιδίως εάν αυτά έχουν φτωχή μηχανική αντίσταση στο σεισμό. Οι τοιχωπληρώσεις που περιορίζονται από το περιβάλλον πλαίσιο:

- προσδίδουν πλευρική δυσκαμψία στη κατασκευή, μειώνοντας έτσι τις σεισμικές παραμορφωσιακές απαιτήσεις στους ορόφους και στα μέλη
- συμμετέχουν, μέσα από την εντός επιπέδου διατμητική αντίσταση, στη μείωση της πλευρικής δύναμης στους ορόφους
- συμβάλλουν, μέσω της υστέρησής τους, στην συνολική ικανότητα ενεργειακής απόσβεσης.

Σε κτήρια σχεδιασμένα για σεισμική αντίσταση, οι μή δομικές τοιχοπληρώσεις από τοιχοποιία συνήθως συνιστούν μία δεύτερη γραμμή άμυνας και μία οικονομικά

αποδοτική πηγή σημαντικής υπεραντοχής. Κατά αυτόν τον τρόπο αντιμετωπίζει ο EC8 τις τοιχοπληρώσεις. Δεν ενθαρρύνει τους μελετητές να μειώσουν τις επιπτώσεις των σεισμικών δράσεων για τις οποίες σχεδιάζεται η κατασκευή, εξ' αιτίας της ευεργετικής επίδρασης των τοιχοπληρώσεων, αλλά παράλληλα, αναγνωρίζοντας την συνολική ευεργητική τους επίδραση, δεν τιμωρεί το αντισεισμικό σχεδιασμό των κτηρίων που λαμβάνει υπόψη τις τοιχοπληρώσεις, όπως κάνουν άλλοι κανονισμοί. Για τον ίδιο λόγο και για να αποφύγει τις κανονιστικές λεπτομέρειες που χρειάζονται για την υγρομόνωση και για την εκτός επιπέδου ευστάθεια των τοιχωπληρώσεων που είναι απομονωμένες από το περιβάλλον πλαίσιο, δεν υιοθετεί τη θέση λίγων αντισεισμικών κανονισμών (π.χ. Ρωσίας και Νέας Ζηλανδίας) να απομονώσει τις τοιχοπληρώσεις από το περιβάλλον πλαίσιο μέσω ειδικών συνδέσμων.

Εάν η συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων από τοιχοποιία στην πλευρική δύναμη και δυσκαμψία της κατασκευής είναι μεγάλη σε σύγκριση με τα αντίστοιχα μεγέθη της ίδιας της κατασκευής, οι τοιχοπληρώσεις μπορούν να υπερκεράσουν τον αντισεισμικό σχεδιασμό της κατασκευής και να εμποδίσουν τις προσπάθειες του μελετητή και την πρόθεση του κανονισμού για έλεγχο της ανελαστικής απόκρισης, διευρύνοντας τις μετελαστικές παραμορφώσιακές απαιτήσεις κατά μήκος της κατασκευής.

Πιο συγκεκριμένα:

- απώλεια της συνέχειας της τοιχοπλήρωσης στο επίπεδο του ισογείου μπορεί να προκαλέσει μαλακό όροφο και να αποτελέσει την έναρξη για μία γενικευμένη κατάρρευση
- εάν οι τοιχοποληρώσεις είναι κατανεμημένες μή ομοιόμορφα σε κάτοψη ή καθ' ύψος, οι μετελαστικές παραμορφωσιακές απαιτήσεις θα συγκεντρωθούν στα τμήματα της κατασκευής όπου οι τοιχοπληρώσεις είναι πιο αραιές (π.χ. στην πιο «εύκαμτη» πλευρά του κτηρίου στη μή συμμετρική κατανομή των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη ή στον «αδύναμο» ή «μαλακό» όροφο ενός τοιχοπληρωμένου πλαισιωτού φορέα)
- τοπική επίδραση των τοιχοπληρώσεων μπορεί να προκαλέσει πρόωρη ψαθυρή αστοχία στα μέλη των πλαισίων.

Ο EC8 ξεχωρίζει από τους πεισσότερους αντισεισμικούς κανονισμούς για νέες κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, καθώς παρέχει συγκεκριμένες κατασκευαστικές οδηγίες στον μελετητή, ή ακόμη και υποχρεωτικούς κανόνες, ως προστασία έναντι τοπικών ή γενικότερων αρνητικών επιδράσεων των τοιχωπληρώσεων, χωρίς να τις λαμβάνει ρητά ως μονάδες κατά την σεισμική ανάλυση. Οι κανόνες που παρουσιάζονται στα κεφάλαια 2.1.13.2 και 2.1.13.3 είναι υποχρεωτικοί εάν η κατασκευή σχεδιάζεται για σχετικά μικρή πλευρική δυσκαμψία

και δύναμη και για υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας (ΚΠΥ). Τέτοια είναι η περίπτωση συστημάτων πλαισίων και ισοδύναμων συστημάτων πλαισίων ΚΠΥ, όπου τουλάχιστον το 50% της σεισμικής τέμνουσας βάσης παραλαμβάνεται από τα πλαίσια. Πλαίσια σκυροδέματος χαμηλότερης κατηγορίας πλαστιμότητας (χαμηλής ή μεσαίας) θεωρείται πως σχεδιάζονται για ικανοποιητική πλευρική δύναμη ώστε να υπερκαλύψουν τις τοιχοπληρώσεις. Για τα συστήματα αυτά (ΚΠΧ και ΚΠΜ) οι προστατευτικοί κανόνες που παρουσιάζονται στα κεφάλαια 2.1.13.2 και 2.1.13.3 δεν είναι υποχρεωτικοί. Ωστόσο ο EC8 παροτρύνει τους μελετητές να τους εφασρμόζουν ακόμα και για τέτοια συστήματα σαν μία μορφή πρακτικής άσκησης.

Οι οδηγίες του EC8 έναντι των τοπικών ή των γενικότερων αρνητικών επιδράσεων των τοιχοπληρώσεων δεν εφαρμόζονται εάν υπάρχει ενεργητική σύνδεση ανάμεσα στις τοιχοπληρώσεις και στο περιβάλλον πλαίσιο, μέσω διατμητικών συνδέσμων ή άλλων συνδέσμων. Στην περίπτωση αυτή ο EC8 εκλαμβάνει τις κατασκευές περισσότερο ως σύμεικτες κατασκευές από τοιχοποιία, παρά σαν κατασκευές από σκυρόδεμα με τοιχοπληρώσεις.

Σε γενικές γραμμές αυτό που πρέπει να συγκρατήσουμε είναι ότι η καλύτερη λύση σε οποιοδήποτε μόνιμο πρόβλημα είναι να αποφευχθεί το πρόβλημα στο σύνολό του. Το αρχιτεκτονικό σχέδιο είναι αυτό που ορίζει τη διάταξη των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη και σε ύψος, όπως επίσης και το μέγεθος και η θέση των ανοιγμάτων δίπλα ή ανάμεσα στα υποστυλώματα. Εκεί πρέπει να ληφθούν σημαντικές αποφάσεις ή να εισαχθούν σχεδιαστικές μετατροπές. Εάν κάτι τέτοιο δεν είναι εφικτό, ο μελετητής πρέπει να διαφοροποιήσει την πλευρική φόρτιση και αντίσταση του συστήματος, ώστε να απομειώσει τις βέβαιες γενικές και τοπικές αρνητικές επιδράσεις των τοιχοπληρώσεων. Μόνον όταν δεν μπορούν να γίνουν οι προαναφερόμενες διαφοροποιήσεις θα πρέπει να επιδιώκεται η προσφυγή στις σχετικές ειδικές διατάξεις του EC8.

1.2 Ακανονικότητα κατανομής τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη

Όταν η κατανομή των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη είναι έντονα ανομοιόμορφη, δημιουργούνται ασυμμετρίες που οδηγούν σε εκκεντρότητα μεταξύ του κέντρου μάζας και του ενεργού κέντρου δυσκαμψίας (αυτού δηλαδή που λαμβάνει υπόψη και την ενεργό δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων), με αποτέλεσμα να αναπτύσσεται στρέψη περί τον κατακόρυφο άξονα, όταν η κατασκευή υποβάλλεται σε σεισμικά φορτία. Ιδιαίτερα έντονο είναι το πρόβλημα σε κτήρια που έχουν τοιχοπληρώσεις σε δύο συνεχόμενες πλευρές (π.χ. γωνιακά κτήρια) και καθόλου τοιχοπληρώσεις ή τοιχοπληρώσεις με μεγάλα ανοίγματα στις απέναντι πλευρές. Η εκκεντρότητα αυτή συνεπάγεται στρεπτική απόκριση που επιβαρύνει τα

στοιχεία του δομικού συστήματος στην πλευρά της κάτοψης με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις.

Έχει ωστόσο διαπιστωθεί ότι, επειδή οι έκκεντρες τοιχοπληρώσεις συμβάλλουν στη συνολική αντοχή και δυσκαμψία και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, η ένταση και οι σεισμικές μετακινήσεις και παραμορφώσεις των δομικών στοιχείων στο τμήμα της κάτοψης με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις, δεν ξεπερνούν κατά κανόνα αυτές που θα αναπτύσσονταν στο γυμνό δομικό σύστημα από την ίδια σεισμική δράση (Fardis et al. 1999b). Έτσι, ο αντισεισμικός σχεδιασμός του συστήματος γίνεται σαν να μην υπήρχαν οι τοιχοπληρώσεις, αρκεί γενικά για την ασφάλειά του στην περίπτωση έκκεντρων τοιχοπληρώσεων.

Μία έντονα ασύμμετρη διάταξη των τοιχοπληρώσεων ωστόσο, μπορεί να προκαλέσει σοβαρή ακανονικότητα σε κάτοψη. Αν τα κτήρια είναι πρακτικά σε επαφή μεταξύ τους στα οικοδομικά τετράγωνα, τα γωνιακά κτήρια έχουν στερεές τοιχοπληρώσεις στις δύο πλευρές της περιμέτρου στο εσωτερικό του τετραγώνου, ενώ οι πευρές στο εξωτερικό του τετραγώνου είτε δεν έχουν τοιχοπληρώσεις είτε έχουν μεγάλα ανοίγματα σε αυτές. Μάλιστα, τα γωνιακά κτήρια εμφανίζουν συχνότερα σοβαρές ζημιές ή κατάρρευση σε σεισμό, αν και μερικές φορές αυτό οφείλεται στη χαμηλότερη δύναμη του υπεδάφους στην πλευρά του δρόμου, λόγω των μικρότερων υπερκείμενων φορτίων.

Επειδή, λοιπόν, οι τοπικές απαιτήσεις σε παραμορφώσεις στα μέλη μπορεί να ξεπεράσουν τις τιμές που προέβλονται σε μία ανάλυση στην οποίαν αγνοούνται οι τοιχοπληρώσεις, ο EC8 προτείνει τον διπλασιασμό της τυχηματικής εκκεντρότητας κατά την ανάλυση του συστήματος με αγνόηση της ακανονικότητας των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη.

1.3 Ανομοιόμορφη κατανομή των τοιχοπληρώσεων μεταξύ των ορόφων

Μείωση των τοιχοπληρώσεων σε έναν όροφο, σε οποιοδήποτε ύψος ενός πολυόροφου κτηρίου, σε σχέση με τον υπερκείμενό του όροφο μπορεί να οδηγήσει στη δημιουργία μαλακού ορόφου. Το φαινόμενο αυτό γίνεται ακόμη πιο έντονο στην περίπτωση του ανοιχτού ή σχεδόν ανοιχτού ισογείου, το οποίο είναι και η πιο συνήθης περίπτωση ακανονικότητας καθ’ ύψος.

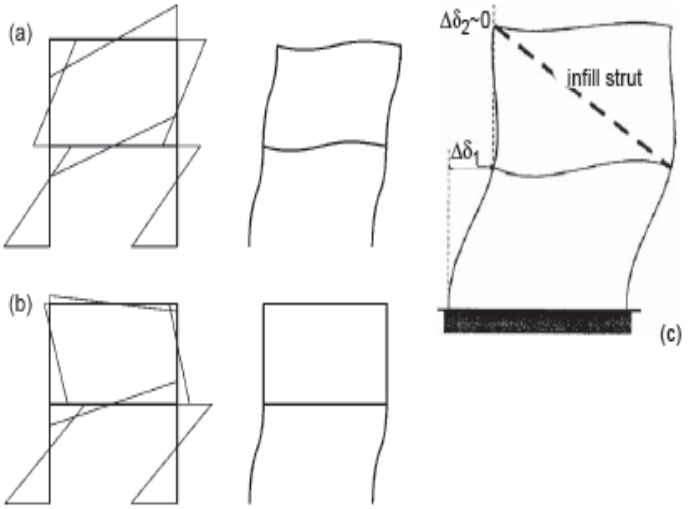
Η μείωση των τοιχοπληρώσεων σε έναν όροφο σε σύγκριση με τις αντίστοιχες του υπερκείμενου ορόφου αυξάνει τις ανελαστικές παραμορφώσεις των υποστυλωμάτων, πράγμα που οφείλεται:

- στη συγκέντρωση της σχετικής παραμόρφωσης στον συγκεκριμένο όροφο (φαινόμενο μαλακού ορόφου) και

- στις συνθήκες σχεδόν πάκτωσης των υποστυλωμάτων του συγκεκριμένου ορόφου στο επίπεδο των γειτονικών ορόφων, αφού οι τοιχοπληρώσεις σε αυτούς συγκρατούν την σχετική παραμόρφωση (και συνεπώς και την καμπτική παραμόρφωση της δοκού επίσης).

Η δεύτερη από τις αιτίες εξηγείται με βάση την εικόνα (**Εικ. 1.1**) και τον προσδιορισμό της γωνίας στροφής χορδής στο άκρο του μέλους. Η σχετική παραμόρφωση ορόφου του πλαισίου (η σχετική οριζόντια μετακίνηση των 2 ορόφων διαιρεμένη με το ύψος του ορόφου) είναι ίση με το άθροισμα:

- της γωνίας στροφής χορδής των υποστυλωμάτων του μή τοιχοπληρωμένου ορόφου (μέση γωνία στροφής στους επάνω και κάτω κόμβους και
- της γωνίας στροφής χορδής των δοκών που βρίσκονται επάνω και κάτω (μέση γωνία στροφής στα δύο άκρα σε όλες τις δοκούς των ορόφων που βρίσκονται επάνω ή κάτω απ' τον όροφο που μας ενδιαφέρει).



Εικ. 1.1

Εξαιτίας της συμμετοχής των τοιχοπληρώσεων στην πλευρική τους δυσκαμψία, οι όροφοι πάνω και κάτω από τον αντίστοιχο με τις μειωμένες τοιχοπληρώσεις παρουσιάζουν χαμηλές σχετικές μετακινήσεις. Έτσι, οι δοκοί στις οροφές που βρίσκονται πάνω και κάτω από τον όροφο με τις μειωμένες τοιχοπληρώσεις, παρουσιάζουν μικρές στροφές και συνεπώς προστατεύονται από πιθανή αστοχία. Η απαίτηση σε μεγάλες σχετικές μετακινήσεις σε αυτόν τον όροφο αναπτύσσεται σχεδόν αποκλειστικά μέσω στροφών στα άκρα (κορυφής και βάσης) των υποστυλωμάτων του, που ερμηνεύει και τις υψηλότερες βλάβες και τρωτότητά τους. Επιπλέον, το υποστυλώματα αυτά δεν μπορούν να προστατευτούν από το να αναπτύξουν πλαστικές αρθρώσεις μέσω του ικανοτικού τους σχεδιασμού. Ο λόγος είναι ο εξής (Fardis et al 1999b): Όσο οι όροφοι πάνω και κάτω αυτού με μειωμένες

τοιχοπληρώσεις εμφανίζουν χαμηλές σχετικές μετακινήσεις, τόσο οι στροφές στα άκρα των υποστυλωμάτων τους θα είναι επίσης χαμηλές. Στην πραγματικότητα, εάν οι τοιχοπληρώσεις του είναι σημαντικά ισχυρές, οι στροφές μπορεί να έχουν και αντίθετο πρόσημο στα υποστυλώματα και τις δοκούς, έτσι ώστε το αλγεβρικό άθροισμά τους να δίνει χαμηλό λόγω σχετικών μετακινήσεων στον όροφο. Αυτό συμβαίνει και στον δεύτερο όροφο του πλαισίου στην εικόνα (**Εικ. 1.1**). Επειδή το μέγεθος των ροπών στα άκρα των υποστυλωμάτων είναι σε άμεση συνάρτηση με στις εκεί στροφές, τα άκρα των υποστυλωμάτων στον όροφο με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις θα λάβουν πολύ μικρή βοήθεια από την υπόλοιπη διατομή του στύλου στον κόμβο ώστε να αντισταθούν στο άθροισμα των καμπτικών αντοχών των δοκών, ΣM_{Rc}, που συντρέχουν στον κόμβο, χωρίς να διαρρεύσουν (Fardis 2000, Fardis et al. 1999b). Το τελικό αποτέλεσμα είναι να ικανοποιείται μεν η εξίσωση $\Sigma M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{Rb}$ στον κόμβο, να εμφανίζονται πιθανόν δε πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα του ορόφου με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις. Οι απαιτήσεις σε στροφές στις πλαστικές αυτές αρθρώσεις μπορεί να είναι αρκετά υψηλές ώστε να ξεπεράσουν την αντοχή των διατομών. Το αποτέλεσμα μπορεί κάλλιστα να είναι η κατάρρευση του ορόφου. Ένα τέτοιο παράδειγμα αστοχίας είναι σύνηθες όταν το ισόγειο είναι ανοιχτό από άποψη τοιχοπληρώσεων, ενώ οι υπερκείμενοι όροφοι να είναι πλήρως ή μερικώς τοιχοπληρωμένοι.

Για να αποτρέψει τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων των ορόφων με μειωμένες τοιχοπληρώσεις αλλά και την αστοχία τους, ο EC8 απαιτεί τα υποστυλώματα αυτά να σχεδιαστούν να παραμείνουν ελαστικά μέχρι και αφού οι τοιχοπληρώσεις των υπερκείμενων ορόφων επιτύχουν την οριακή τους αντοχή. Για να επιτευχθεί αυτό, η έλλειψη διατμητικής αντοχής στον όροφο πρέπει να αντισταθμιστεί με αύξηση της αντίστασης των κατακόρυφων μελών των πλαισίων εκεί. Πιο συγκεκριμένα, τα εντατικά μεγέθη στα υποστυλώματα (καμπτικές ροπές, αξονικές δυνάμεις, τέμνουσες) από την ανάλυση του σχεδιασμού για σεισμικές δράσεις πρέπει να πολλαπλασιαστούν από έναν συντελεστή η:

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q$$

όπου ΔV_{Rw} είναι η συνολική μείωση της αντίστασης των τοιχοπληρώσεων στον υπό εξέταση όροφο συγκρινόμενος με τον υπερκείμενο όροφο και ΣV_{Ed} είναι το άθροισμα των σεισμικών τεμνουσών σε όλα τα κάθετα κύρια στοιχεία του ορόφου (π.χ. η τέμνουσα σχεδιασμού του ορόφου).

Εάν η τιμή του η δεν είναι μεγαλύτερη από 1.1, ο EC8 επιτρέπει να αγνοηθεί η αύξηση των σεισμικών δράσεων μέσω του επαυξητικού αυτού συντελεστή.

Υπενθυμίζεται πως ο EC8 «τιμωρεί» τους πλαισιωτούς φορείς ΚΠΜ και ΚΠΥ που έχουν έντονες μεταβολές αντοχής ορόφου κατά ύψος – περιλαμβάνοντας και την συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων – με απομείωση του συντελεστή συμπεριφοράς τους q κατά 20%. Και επειδή ο EC8 δεν προσδιορίζει ένα ποσοτικό κριτήριο για το τι αποτελεί έντονη μεταβολή αντοχής καθ' ύψος, προτείνεται η χρήση του συντελεστή η. Έτσι όταν η τιμή του συντελεστή ξεπερνά την τιμή 1.1 όχι μόνον πολλαπλασιάζονται τα εντατικά μεγέθη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου, αλλά απομειώνεται και ο συντελεστής συμπεριφοράς q κατά 20%. Βεβαίως η ποινή εισέρχεται μόνον στους πλαισιωτούς φορείς ή στους ισοδύναμα πλαισιωτούς φορείς υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας (ΚΠΥ).

Σημαντικό είναι να επισημανθεί πως οι μεγάλες τιμές του συντλεστή η δεν μπορούν να αντιμετωπισθούν χωρίς σημαντική αύξηση των διατομών των υποστυλωμάτων στον συγκεκριμένο όροφο (Fardis and Panagiotakos 1997b, Fardis 2000). Έτσι, εάν η απομείωση τοιχωπληρώσεων στον όροφο είναι μεγάλη, ο μελετητής είναι καλύτερο να λύσει το πρόβλημα στο αρχικό στάδιο του σχεδιασμού, μέσω ενός δομικού συστήματος με σημαντική πλευρική δυσκαμψία που θα υπερκαλύπτει τις τοιχοπληρώσεις. Ο βέλτιστος τρόπος είναι μέσω τοιχωμάτων που συλλογικά αντιστέκονται στο μεγαλύτερο μέρος της τέμνουσας βάσης.

1.4 Πιθανές τοπικές παρενέργειες των τοιχοπληρώσεων

Εκτός από τις αρνητικές επιδράσεις των τοιχοπληρώσεων σε επίπεδο κατασκευής, μπορεί να εμφανιστούν και τοπικές παρενέργειές τους. Αυτές είναι κυρίως δύο:

1. Οι ισχυρές τοιχοπληρώσεις «εμβολίζουν» τα αδύναμα υποστυλώματα, ιδιαίτερα όταν υπάρχει μονόπλευρη επαφή.
2. Ένα υποστύλωμα σε επαφή με τοιχοπλήρωση σε μέρος του μήκους του, είναι πλευρικά δεσμευμένο κατά μήκος αυτής της επαφής. Αυτό περιορίζει την ανάπτυξη όλης της σχετικής μετακίνησης ορόφου εντός του ελεύθερου μήκους του υποστυλώματος. Συνεπώς, οι απαιτήσεις σε στροφές στα δύο άκρα είναι μεγαλύτερες από αυτές που υπήρχαν εάν το υποστύλωμα παρέμενε πλευρικά αδέσμευτο, κατά ένα συντελεστή ίσο με τον λόγο του ολικού πρός ελεύθερο μήκος του υποστυλώματος. Επιπλέον, εξ' αιτίας του μικρού μοχλοβραχίωνα (λόγος ροπής προς τέμνουσα) του «κοντού» υποστυλώματος, λόγος τέμνουσας (μοχλοβραχίωνας τέμνουσας προς ύψος διατομής στο επίπεδο της τοιχοπλήρωσης) είναι επίσης χαμηλός, κάνοντας το υποστύλωμα επιρεπές σε συνδυασμένη καμπτική και διατμητική αστοχία,

ή σε αστοχία από καθαρή διάτμηση στην οποία επικρατεί διαγώνια θλίψη. Στις εικόνες (**Εικ. 1.2α και Εικ. 1.2β)** φαίνονται αστοχίες κοντών υποστυλωμάτων.

Εικ. 1.2α

Εικ. 1.2β

Ο EC8 εφαρμόζει κανόνες για την προστασία των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα από τέτοιου είδους τοπικές παρενέργειες τόσο σε συστήματα ΚΠΥ όσο και ΚΠΜ, όχι όμως σε ΚΠΧ, ανεξαρτήτως του τύπου του δομήματος (πλαίσια ή τοιχώματα).

Με βάση τις τοπικές παρενέργειες της πρώτης περίπτωσης, η αστοχία ή η σοβαρή βλάβη μίας τοιχοπλήρωσης μπορεί να εκτοπίσει τμήμα της, ασκώντας μία συγκεντρωμένη δύναμη στο εφαπτόμενο υποστύλωμα. Όσο ισχυρότερο είναι η τοιχοπλήρωση τόσο μεγαλύτερη είναι η δύναμη και υψηλότερη η πιθανότητα ψαθυρής αστοχίας του υποστυλώματος. Επίσης, οι τοιχοπληρώσεις είναι πιθανότερο να υποστούν σοβαρές βλάβες στη στάθμη του ισογείου, εφόσον εκεί η δρώσα τέμνουσα είναι μεγαλύτερη. Για αυτόν τον λόγο, σε κατασκευές με τοιχοπληρώσεις από τοιχοποιία ή από σκυρόδεμα ο EC8 εισάγει ειδικές κατασκευαστικές οδηγίες, επιβάλοντας οι κρίσιμες περιοχές τον υποστυλωμάτων να εκτείνονται σε όλο το ελεύθερο ύψος τους στην στάθμη του ισογείου. Ο κανονισμός επίσης συστείνει επίσης, να διαστασιολογείται ως κρίσιμο όλο το ύψος των υποστυλωμάτων που βρίσκονται μονόπλευρα σε επαφή με τοιχοπλήρωση. Αστοχίες λόγω μη ισορροπημένης επαφής των υποστυλωμάτων με τις τοιχοπληρώσεις μπορεί να εμφανιστούν σε περιμετρικά υποστυλώματα.

Οι κατασκευές μπορεί να έχουν κοντά υποστυλώματα για καθαρά αρχητεκτονικούς λόγους. Ανοίγματα με μικρό ύψος μεταξύ της δοκού οροφής και του κατωφλίου συνήθως εκτείνονται από το ένα υποστύλωμα στο άλλο, για να προσφέρουν φυσικό φωτισμό και αερισμό στο εσωτερικό, αποκλείωντας επίσης και την ορατότητα από έξω. Τέτοια ανοίγματα είναι πολύ συνήθη σε τουαλέτες, τάξεις, βιομηχανικούς χώρους, αποθηκευτικούς χώρους, μερικώς καλυμένα υπόγεια κ.α. Κοντά υποστυλώματα μπορούν να δημιουργηθούν και λόγω τοίχων - στηθαίων κατά μήκος ανοιχτών διαδρόμων.

Εικ. 1.3

Αστοχία στα υποστυλώματα επίσης, μπορεί να προέλθει όταν αυτά είναι ασθενή και αστοχούν πρωτού αστοχήσει η εφαπτώμενη τοιχοπλήρωση υπό σεισμικές δράσεις (βλ. εικόνα **Εικ. 1.3** – αριστερά).

Τα κοντά υποστυλώματα έχουν τόσο μεγάλη πιθανότητα αστοχίας σε σεισμό, που ο αρχητεκτονικός σχεδιασμός θα έπρεπε να τα αποφεύγει γενικώς. Πιθανοί τρόποι αρχητεκτονικής αντιμετώπισής τους είναι:

- να μετακινηθεί η τοιχοπλήρωση ώστε να μην έρχεται σε επαφή με το υποστύλωμα
- να μειωθούν οι οριζόντιες διαστάσεις των ανοιγμάτων ώστε να μην εκτείνονται αυτά έως τα υποστυλώματα, αλλά να σταματούν σε απόσταση τέτοια ώστε να μην διακόπτουν τους διαγώνιους θλιπίρες που τρέχουν από τη μία γωνία στην διαγωνίως απέναντι γωνία.

Πρέπει να επιδιώκονται μέτρα απέναντι στα κοντά υποστυλώματα, ακόμα και κατά το στάδιο του σχεδιασμού. Ο πιο δραστικός τρόπος είναι εισάγοντας στο δομικό σύστημα τοιχώματα με δυσκαμψία αρκετή ώστε να ξεπεράσει αυτή των υποστυλωμάτων (π.χ. τοιχώματα που θα αναλαμβάνουν το 50% τουλάχιστον της τέμνουσας βάσης στην κατεύθυνση των τοιχοπληρώσεων που δεσμεύουν τα υποστυλώματα). Μία άλλη επιλογή για τα υποστυλώματα που βρίσκονται μερικώς σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις είναι να επιλεχθεί ένα μεγάλο ύψος διατομής εντός του επιπέδου της τοιχοπλήρωσης, έτσι ώστε το υποστύλωμα να είναι αρκετά ισχυρό και δύσκαμπτο και να μην επηρεάζεται από την τοιχοπλήρωση και τα ανοίγματά της. Έτσι, πριν το υποστύλωμα φτάσει στην οριακή κατάσταση αστοχίας του έναντι τέμνουσας, θα έχει συνθλίψει την εφαπτώμενη τοιχοπλήρωση στην επιφάνεια επαφής τους.

Εάν πάλι δεν επιλεχθεί καμμία σχεδιαστική ή αρχητεκτονική λύση για τα κοντά υποστυλώματα απομένει η διαστασιολόγηση και οι λεπτομέρειες κατασκευής τους λαμβάνοντας υπόψη τις επιδράσεις των τοιχοπληρώσεων.

2. Επιτελεστικότητες

2.1 Εισαγωγή

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (EC8, ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

2.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας

2.2.1 Γενικά

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό, όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακορύφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη- φέροντα οργανισμό.

2.2.2 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη φέροντος οργανισμού

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC- 40).

Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate occupancy)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια του σεισμού ή μετά από αυτόν, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία, στον ίδιο βαθμό, όπως και πριν το σεισμό. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι πρακτικά αμελητέος.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (π.χ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κλπ) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία τα επηρεάζει.

Στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας χρησιμοποιείται η Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of damage limitation), η οποία δεν ταυτίζεται ακριβώς με τη στάθμη Άμεση χρήση, αλλά αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες. Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη Άμεση χρήση συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 72 χρόνια (50% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια) ενώ η στάθμη Περιορισμού βλαβών με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

Προστασία ζωής (Life safety)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων (μικροί τραυματισμοί, οι οποίοι όμως δεν αποτελούν κίνδυνο απώλειας ζωής, μπορεί να συμβούν) ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για τη επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων είτε λόγω δευτερογενών αιτιών, όπως διαφυγή τοξικών ουσιών, αστοχία συστημάτων υψηλής πίεσης, κίνδυνος πρόκλησης πυρκαϊάς, κλπ.

Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 αναφέρεται ως Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (Limit state of significant damage).

Οιονεί κατάρρευση (Structural stability)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Γι' αυτό υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμούς. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής είναι μεγάλος, εντός και εκτός αυτής. Για τη επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

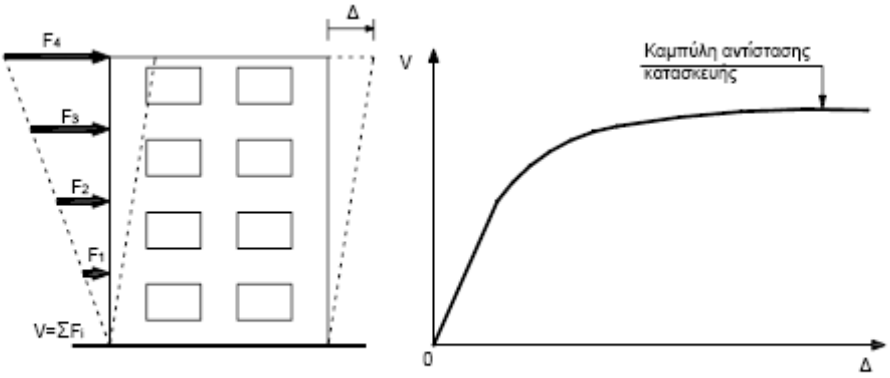
Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξαίρεση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού.

Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 αναφέρεται επίσης ως Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (Limit state of near collapse).

2.3 Καθορισμός σταθμών επιτελεστηκότητας

2.3.1 Καμπύλη αντίστασης (capacity curve)

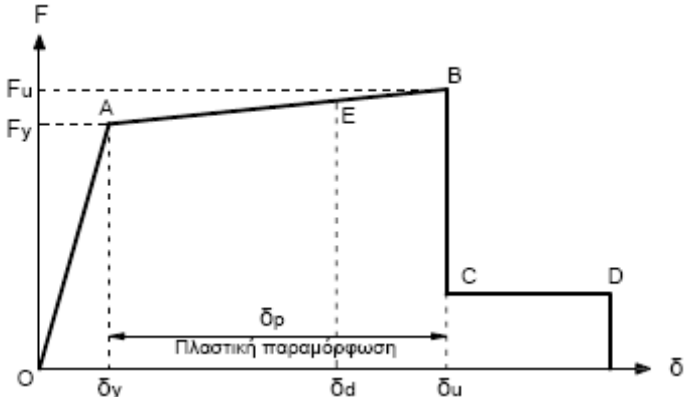
Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχ. 3.1). Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων διομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



Σχ. 3.1. Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής.

2.3.2 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής

Το πρώτο βήμα της παραπάνω διαδικασίας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν ανελαστική συμπρειφορά των μελών της κατασκευής οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη (δυνάμεις ή ροπές) με σχετικές μετακινήσεις (παραμορφώσεις, καμπυλότητες ή στροφές).

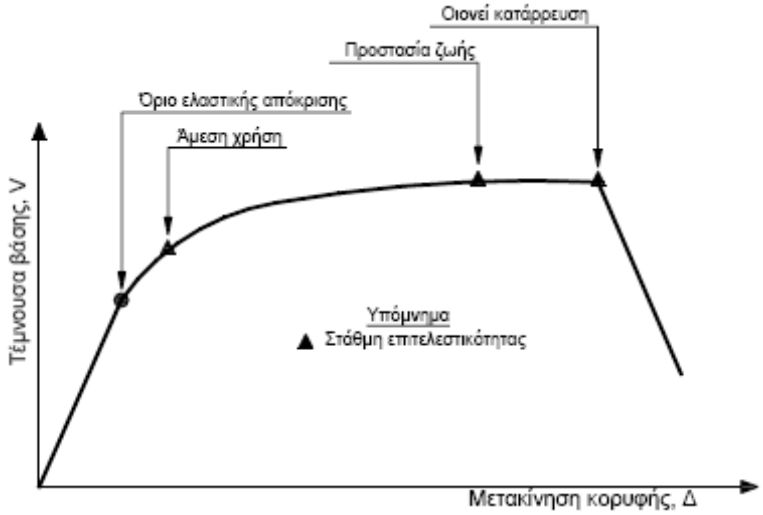


Σχ. 3.1
Ιδεατή καμπύλη F-δ δομικών στοιχείων

2.3.3 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες F-δ (M-φ στην περίπτωσή μας) που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή, όπως φαίνεται στο (Σχ. 3.2). Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση

μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.



Σχ. 3.2

Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης

Σε αυτό το πνεύμα γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, ώστε να βοηθηθεί ο μηχανικός σε τέτοιου είδους κρίσεις. Γενικώς, ως πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ όλα τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα υπάρχει και στο βασικό κείμενο του Ευρωκώδικα 8 και εφαρμόζεται και στον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών με τη μέθοδο των δυνάμεων.

Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι γενικώς μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων. Εάν κατά την κατασκευή της καμπύλης αντοχής προκύψει ότι ένα μικρό μόνο ποσοστό των στοιχείων της κατασκευής υπερβαίνει μία στάθμη επιτελεστικότητας, ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει αυτά τα στοιχεία ως δευτερεύοντα, αυξάνοντας έτσι το όριο της παραμόρφωσης της κατασκευής που αντιστοιχεί σε αυτό το επίπεδο επιτελεστικότητας. Για παράδειγμα, είναι γνωστό ότι οι δοκοί που συνδέουν συζευγμένα τοιχώματα υφίστανται σημαντικές βλάβες ακόμη και για σχετικά μικρές παραμορφώσεις της κατασκευής, χωρίς όμως αυτό να επηρεάζει την ικανότητα της κατασκευής να

παραλάβει σεισμικά φορτία. Επομένως, οι δοκοί σύζευξης μπορούν να οριστούν ως δευτερεύοντα στοιχεία.

Μετά το διαχωρισμό των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, μπορούν να οριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, π.χ. ως τα σημεία πάνω στην καμπύλη αντίστασης που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φθάνει στην αντίστοιχη στάθμη.

2.3.4 Υπολογισμός σημείου επιτελεστικότητας

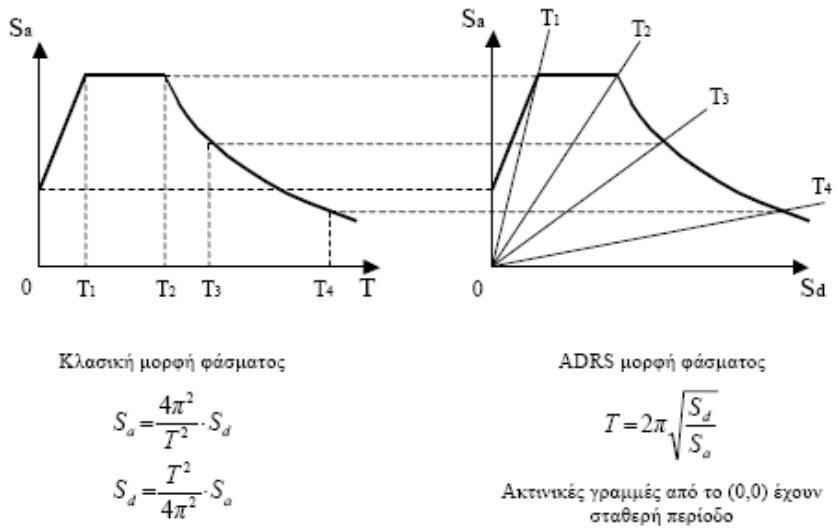
Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες εναλλακτικές μεθοδολογίες εφαρμογής της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζώμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (adaptive pushover) κ.α.

<u>ATC-40</u>

Στο ATC-40 προτείνονται τρεις μεθοδολογίες υπολογισμού με παραπλήσια αποτελέσματα. Παρακάτω περιγράφεται με βήματα η διαδικασία υπολογισμού της πρώτης μεθοδολογίας, η οποία είναι και η περισσότερο αναλυτική, σε αντίθεση με την τρίτη, η οποία είναι γραφική.

Βήμα 1ο: Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για ζ=5% στο πεδίο επιταχύνση-μετακίνηση (μορφή ADRS).

Η διαδικασία μετατροπής είναι απλή και φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχ. 3.3

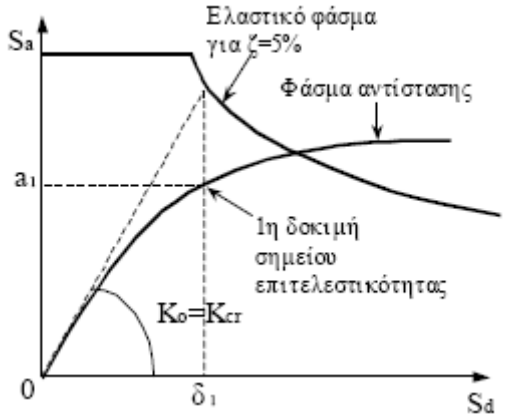
Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε ADES μορφή

Βήμα 2ο: Κατασκευή της καμπύλης αντίσταση (capacity curve) και του φάσματος αντίστασης (capacity spectrum).

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές της τέμνουσας βάσης θεωρώντας κατανομή των φορτίων καθ' ύψος συμβατή με την αναμενόμενη μορφή μετακινήσεων.

Βήμα 3^{ο}: Εύρεση 1^{ου} σημείου δοκιμών

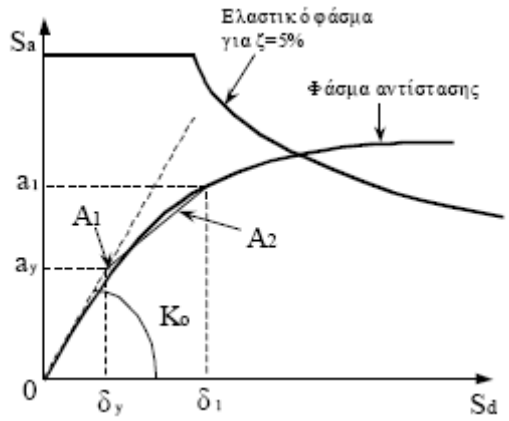
Από το ελαστικό φάσμα απόσβεσης ζ=5%, υπολογίζεται η μετακίνηση δ1 για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση δ1 υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα αντίστασης και η αντίστοιχη επιτάχυνση α1. Η μετακίνηση δ1 είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.



Σχ. 3.4
Εύρεση πρώτου σημείου δοκιμών

Βήμα 4^{ο}: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος αντίστασης

Από το 1ο σημείο δοκιμής φέρνουμε ευθεία, έτσι ώστε τα εμβαδά Α1 και Α2 να είναι περίπου ίσα και ορίζουμε το σημείο τομής με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη διαρροή σύμφωνα με τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς και η προβολή του στους άξονες Sa και Sd ορίζει την επιτάχυνση διαρροής, αy και τη μετακίνηση διαρροής, δy αντίστοιχα.



Σχ. 3.5
Κατασκευή διγραμμικού φάσματος αντίστασης

<u>Βήμα 5°:</u> Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης

Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

$\zeta_{eff} = \zeta_{\varepsilon\lambda} + \zeta_{\upsilon\sigma\tau}$

Όπου: $\zeta_{\varepsilon\lambda}$ = απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπρειφορά (=0,05 για Ω.Σ.)

$\zeta_{\upsilon\sigma\tau}$ = υστερική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς.

Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης προτείνεται η σχέση του Chopra (1995), η οποία βασίζεται στη σχέση των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος.

$$\zeta_{\upsilon\sigma\tau} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}} \Rightarrow$$

$$\zeta_{\upsilon\sigma\tau} = \frac{0,637 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$$

Η σχέση του Chopra υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλάστιμη συμπεριφορά. Γι' αυτό, στο ATC-40 προτείνεται η χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή κ, ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση. Οι τύποι συμπεριφοράς δίνονται στον πίνακα 5.1 και οι συντελεστές κ στον πίνακα 5.2. Θέτοντας στη σχέση (5.9) au=a1 και δu=δ1 προκύπτει:

$$\zeta_{eff} = 5 + \frac{63,7 \cdot k \cdot (a_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1}$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση $\zeta = \zeta_{eff}$ με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για $\zeta = 5\%$ με τους συντελεστές SRA και SRV:

Διάρκεια σεισμού	Νέες, καλές αντισεισμικές κατασκευές	Μέτριες αντισεισμικά κατασκευές	Φτωχές αντισεισμικά κατασκευές
Μικρή (κοντά στο επίκεντρο)	A	B	C
Μεγάλη (μακριά από επίκεντρο, γενικώς για ζώνες III & IV)	B	C	C

Τύποι συμπεριφοράς κτηρίων

Τύπος συμπεριφοράς	ζ_{eff} (%)	κ
A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$
B	< 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$
C	Όλες οι τιμές	0.33

Τιμές διορθωτικού συντελεστή k

Τύπος συμπεριφοράς	$SR_{A,min}$	$SR_{V,min}$
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

Ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης

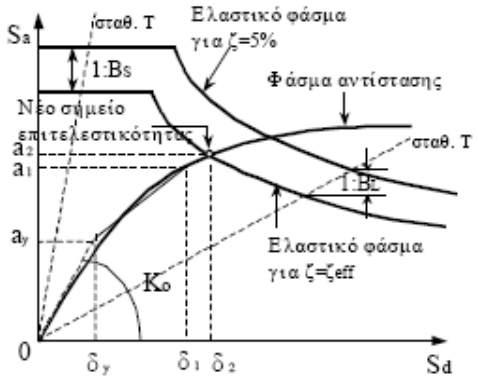
$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3,21 - 0,68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2,12} \geq SR_{A,\min}$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2,31 - 0,41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1,65} \geq SR_{V,\min}$$

Στα τμήματα που αντιστοιχούν σε σταθερή επιτάχυνση και σταθερή ταχύτητα, αντίστοιχα.

Οι ελάχιστες τιμές των συντελεστών δίνοντια παραπάνω.

Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = \zeta_{eff}$ και του φάσματος αντίστασης ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες Sa και Sd ορίζει τη νέα επιτάχυνση, α2 και τη νέα μετακίνηση, δ2 αντίστοιχα.



Σχ. 3.6

Κατασκευή ελ. φάσματος απόκρισης για ζ = ζ_{eff} και εύρεσης νέου σημείου επιτελεστικότητας

<u>Βήμα 6°:</u> Έλεγχος σύγκλισης

Η μέθοδος βασίζεται σε μία επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Θεωρούμε ότι η σύγκλιση έχει επιτυχθεί εάν:

$$0{,}95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1{,}05 \cdot \delta_1$$

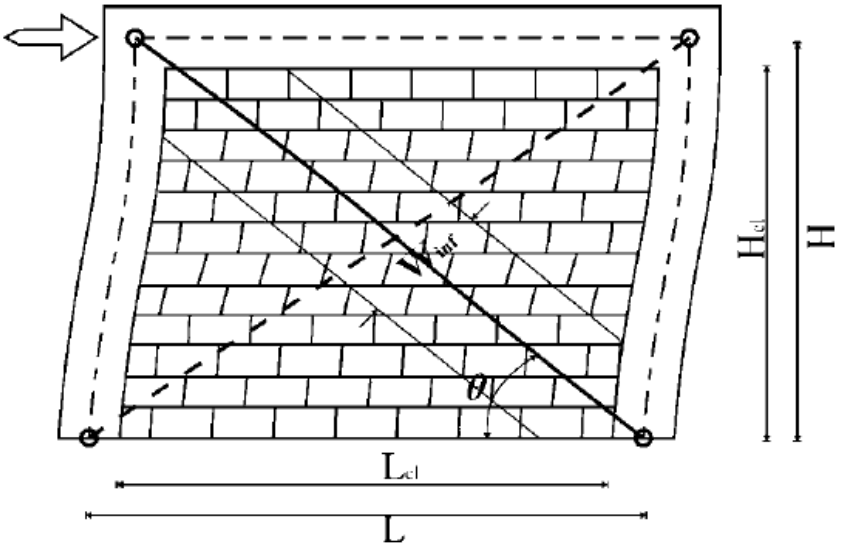
Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, θέτουμε $a_1 = a_2$ και $\delta_1 = \delta_2$ και επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία από το 5ο βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση δ2 αντιστοιχεί στη στοχευμένη μετακίνηση.

3. Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Πριν από κάθε οδηγία για την γραμμική προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων, θα σημειωθούν λίγα λόγια για τον σκοπό.

Οι προσομοιώσεις για γραμμικές αναλύσεις είναι κατά κύριο λόγω σημαντικές για τον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κτιρίων. Οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 για τον σχεδιασμό νέων πλαισιωτών κτιρίων τα οποία έχουν τοιχοπληρώσεις τοιχοποιίας επισημαίνονται στα κεφάλαια 2.1.13 και 5.7.3.6 (για σημαντικές τοπικές επιδράσεις της τοιχοποιίας επί των υποστυλωμάτων). Βασική ιδέα τους είναι να αποφευχθεί οποιαδήποτε αρνητική επίπτωση των τοιχωπληρώσεων, και παράλληλα να μην οφελούνται σημαντικά από τις θετικές επιπτώσεις με συνέπεια τη μείωση της επίδρασης των σεισμικών δράσεων στα δομικά στοιχεία της κατασκευής. Σε αυτό το πλαίσιο, η ανάλυση ενος 3D φορέα θεωρείται από τον Ε8 απαραίτητη μόνο για ένα νέο κτίριο με έντονη ακανονικότητα σε κάτοψη νέα κτήριο.

Ένα συμπαγές επίπεδο τοιχοποιίας μπορεί αξιόπιστα μα προσομοιωθεί με μία ράβδο κατά μήκος της θλιβόμενης διαγωνίου (Εικ. 3.1)



Εικ. 3.1 Διαγώνιος υπό θλίψη

Σύμφωνα με το παραπάνω μοντέλο η θλιβόμενη ράβδος θα πρέπει να έχει το ίδιο πάχος tw με την τοιχοπλήρωση και το πλάτος της winf ορίζεται ως εξής:

$$w_{\inf} = \frac{0.175 L_{cl}}{\cos\theta(\lambda \mathrm{H})^{0.4}} \qquad (3.1)$$

Όπου:

$$\lambda = \left(\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4 E_c I_c H_{cl}} \right)^{\frac{1}{4}} \qquad (3.2)$$

L_{cl} : η καθαρή οριζόντια διάσταση της τοιχοπλήρωσης

θ : $\arctan(H_{cl} / L_{cl})$ = κλίση της διαγωνίου ως προς την οριζόντια διεύθυνση

H, H_{cl} : Το θεωρητικό και το καθαρό ύψος του υποστυλώματος αντίστοιχα

E_c, E_w : Μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος του υποστυλώματος και της τοιχοποιίας της τοιχοπλήρωσης αντίστοιχα, με το τελευταίο, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6, να κυμαίνεται από 500 έως 1000 φορές την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

t_w : πάχος τοιχοπλήρωσης

I_c: Ροπή αδρανείας της διατομής του υποστυλώματος στη διεύθυνση της τοιχοπλήρωσης.

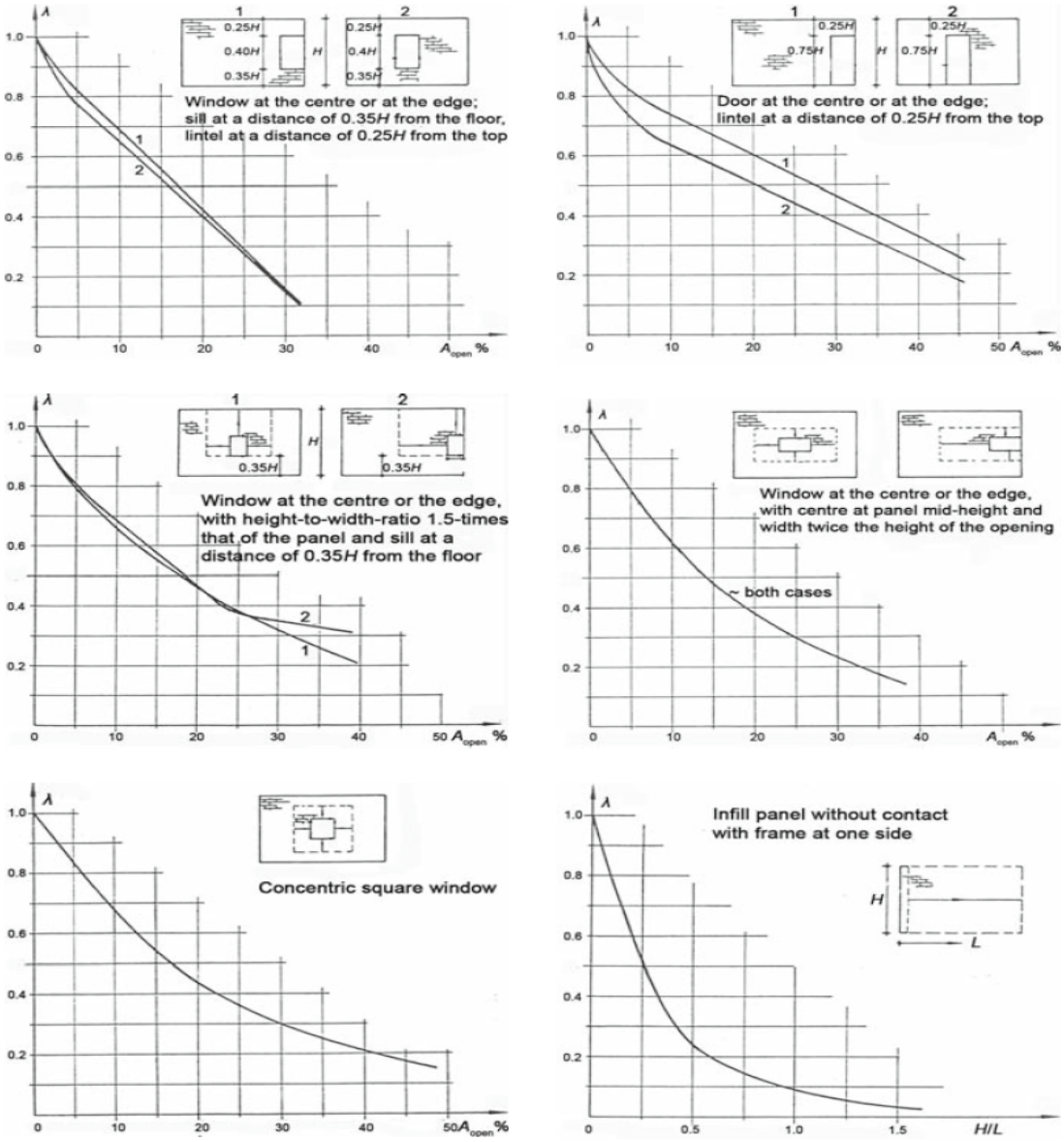
Ως εναλλακτική της εξίσωσης 3.1 ο Ευρωκώδικας 8 επιτρέπει πλάτος διαγώνιου θλιπτήρα ίσο με ένα ποσοστό του καθαρού μήκους της διαγωνίου, Lcl/cosθ. Μία εκτίμηση πλάτους κοντά στο 10-15% του μήκους της διαγωνίου είναι μία καλή προσέγγιση, τουλάχιστον για νέα κτίρια σχεδιασμένα για στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής (Life Safety). Για χαμηλότερα επίπεδα απόκρισης, για παράδειγμα απόκριση που αντιστοιχεί στη στάθμη Άμεση Χρήση (Immediate Occupancy), μία τιμή κοντά στο 20% του μήκους της διαγωνίου είναι πιο σωστό. Όταν η ακεραιότητα των μελών του πλαισίου είναι αμφίβολη, κοντά στη στάθμη Οιονεί Κατάρρευσης (Near Collapse), είναι προτιμότερο να υποθέτεις ότι οι διαγώνιοι θλιπτήρες έχουν αποδιοργανωθεί και δε συμβάλλουν πια στην παραλαβή της τέμνουσας βάσης και στη δυσκαμψία της κατασκευής. Προφανώς βέβαια, οι τοιχοπληρώσεις οι οποίες έχουν σαφείς δυσμενείς επιδράσεις στην απόκριση του φορέα, τοπικά η γενικευμένα, θα πρέπει να παραμένουν στην προσομοίωση με το πλάτος που τους ορίστηκε στη στάθμη Προστασίας Ζωής. Τέτοια περίπτωση μπορεί να είναι αυτή των σοβαρά μη κανονικών καθ' ύψος τοιχοπληρώσεων οι οποίες συμβάλουν στη δημιουργία συνθηκών μαλακών ορόφων. Επίσης, τοιχοπληρώσεις οι οποίες δεν καλύπτουν όλο το μήκος των εφαπτόμενων με αυτές υποστυλωμάτων με αποτέλεσμα να δημιουργούνται κοντά υποστυλώματα. Στην τελευταία περίπτωση, κατά την προσομοίωση, ο διαγώνιος θλιπτήρας ο οποίος προσομοιώνει την τοιχοπλήρωση θα πρέπει να τρέχει όχι στη διαγώνιο του πλαισίου, αλλά στη διαγώνιο της ίδιας της τοιχοπλήρωσης.

Στη γραμμική ανάλυση η προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης μπορεί να γίνει με ένα ελαστικό διαγώνιο θλιπτήρα, με εμβαδό διατομή ίσο με tw επί winf και μέτρο ελαστικότητας Ew (σύμφωνα με τις διατάξεις του EC6). Η παραπάνω εκτίμηση ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα τόσο της τοπικής επίδρασης της τοιχοπλήρωσης όσο και της γενικής απόκρισης του φορέα. Μία τοιχοπλήρωση,

ωστόσο, κατά τη μία διαγώνιο αποτελεί από μόνη της μη γραμμική προσομοίωση. Η μόνη διαφορά που θα εισήγαγε μία ακόμα διαγώνια ράβδος κατά την εφελκυόμενη διεύθυνση θα ήταν στο πρόσημο της αξονικής δύναμης που εισάγεται στα υποστυλώματα που πλαισιώνουν την τοιχοπλήρωση. Αντίθετα με τις αξονικές φορτίσεις που προκύπτουν από της αλλαγές των ροπών, οι παραπάνω αξονικές είναι όλες εφελκυστικές και σχεδόν ομοιόμορφα κατανεμημένες στο υποστύλωμα όλου του επιπέδου, εκτός από τα υποστυλώματα στις ακμές του φορέα, όπου οι αξονικές εισάγονται από τις τοιχοπληρώσεις. Η συνισταμένη όλων αυτών των αξονικών φορτίων είναι ίση και αντίθετη της κατακόρυφης συνιστώσας όλων των δυνάμεων των θλιπτήρων στις τοιχοπληρώσεις.

Κατά τη στατική ανάλυση – γραμμική με οριζόντια φόρτιση ή μη γραμμική «pushover» - η διαγώνιος των τοιχοπληρώσεων στην οποία έχει τοποθετηθεί θλιπτήρας μπορεί να επιλεχθεί από την εκτιμώμενη παραμορφωμένη εικόνα της τοιχοπλήρωσης. Σε τοιχοπληρώσεις σχετικά παράλληλες στη διεύθυνση της σεισμικής δύναμης, είναι εύκολο να καθοριστεί η θέση του διαγώνιου θλιπτήρα. Αντίθετα, σε πλαίσια με επίπεδο σχετικά κάθετο στη διεύθυνση της τοιχοπλήρωσης η επιλογή της θέσης του διαγώνιου θλιπτήρα έγκειται στη διαίσθηση και στην κρίση του μελετητή. Καθώς η ιδιομορφική ανάλυση δίνει αποτελέσματα χωρίς πρόσημο, είναι άνευ ουσίας εάν οι τοιχοράβδοι τοποθετηθούν κατά μήκος της μιας ή της άλλης διαγωνίου. Ωστόσο, αντίθετα με άλλες αντιδράσεις σεισμικών δράσεων ιδιομορφικής ανάλυσης, που παίρνουν και θετικές και αρνητικές τιμές, οι τοιχοράβδοι πρέπει να έχουν μόνο θλιπτική δύναμη, ενώ η αξονική δύναμη που εισάγεται από αυτές στα υποστυλώματα θα πρέπει να είναι εφελκυστική. Ωστόσο, δεν είναι εύκολο στη συνέχεια να γίνει διάκριση ποια αξονική δύναμη οφείλεται στις τοιχοπληρώσεις.Το πιο δύσκολο σχετικά με την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων είναι η επίδραση των ανοιγμάτων. Μία τοιχοπλήρωση με ανοίγματα μπορεί να προσομοιωθεί μέσω πολλαπλών θλιπτήρων που θα ξεκινάνε σε απέναντι γωνίες του πλαισίου και θα διατρέχουν την τοιχοπλήρωση περνώντας κοντά στις γωνίες του ανοίγματος και καταλήγοντας στην άλλη πλευρά του πλαισίου, όχι στη γωνία αυτή τη φορά, αλλά κάπου ενδιάμεσα. Μία πιο απλή μέθοδος με την οποίαν να λαμβάνεται υπ’ όψιν η επίδραση των ανοιγμάτων στην συνολική απόκρισή, είναι μέσω της απομείωσης της δυσκαμψίας της τοιχοπλήρωσης μέσω σχετικών συντελεστών. Η τιμή αυτών των συντελεστών ποικίλει και εξαρτάται από το σχήμα, το μέγεθος και τη θέση του ανοίγματος εντός της τοιχοπλήρωσης – και σε τοιχοπληρώσεις με ασύμμετρα ανοίγματα την κατεύθυνση της φόρτισης. Στο σχήμα Εικ. 3.2 φαίνονται οι τιμές του συντελεστή απομείωσης λ για διάφορες περιπτώσεις ανοιγμάτων. Εάν υφίστανται παραπάνω του ενός ανοίγματος στην τοιχοπλήρωση, τότε η τιμή που παίρνει ο μειωτικός συντελεστής μεταξύ της τιμής που προκύπτει από το άθροισμα των επιμέρους

συντελεστών λ μείων 1,0 και της τιμής του γινομένου τους. Σημειώνεται πως ο EC8 προτείνει στον μελετητή να αγνοήσει κατά την προσομοίωση τις τοιχοπληρώσεις με δύο ή παραπάνω σημαντικά ανοίγματα.



Εικ. 3.2 Υπολογισμός πλάτους τοιχοράβδου

4. Διερεύνηση της επίδρασης των τοιχοπληρώσεων σε πλαισιωτούς φορείς

4.1 Πορεία δοκιμαστικών αναλύσεων

Η πορεία εργασίας είναι η ακόλουθη:

Θεωρούμε μονόροφο πλαίσιο με τα παρακάτω χαρακτηριστικά δομικών στοιχείων. Υποστυλώματα 0.40 m x 0.40 m, δοκό 0.25 m x 0.60 m και τοιχοπλήρωση πάχους 0,15 m.

Ο φορέας επιλύεται για τρία διαφορετικά ανοίγματα πλαισίου (4,5 m, 5 m και 5,5 m). Το ύψος ορόφου είναι 3 m και στην οροφή του μονοβάθμιου συστήματος εφαρμόζεται οριζόντια δύναμη F = 100 KN.

Το υλικό της τοιχοπλήρωσης ενδεικτικά θεωρείται πως έχει θλιπτική αντοχή 2 MPa και οπότε και το μέτρο ελαστικότητας του προσεγγιστικά από τη σχέση E = 1000 fc, θα είναι 2 GPa.

Για το σκυρόδεμα υποτίθεται ποίοτητα C25 και το μέτρο ελαστικότητάς του E = 29 GPa.

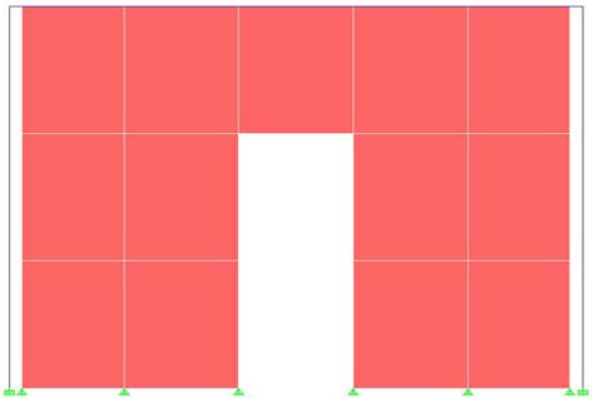
Ακολουθούν 3 κατηγορίες προσομοιώσεων:

1. Πλαίσιο χωρίς τοιχοπλήρωση (τ/π) (αγνοούμε την ύπαρξή της)
2. Πλαίσιο με τ/π και προσομοίωσή της με shell elements
3. Πλαίσιο με τ/π και προσομοίωσή της με struts (απλοποιητικά και αναλυτικά)

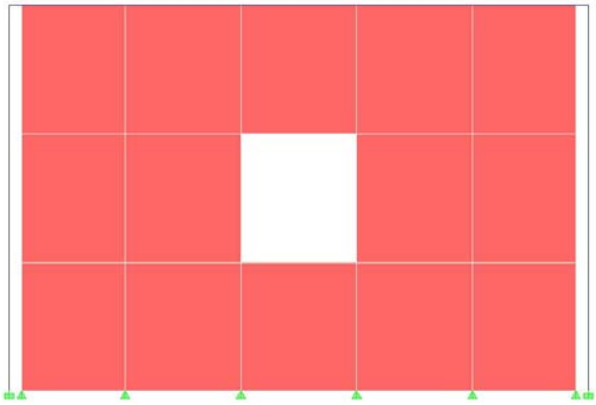
Πλαίσιο χωρίς τοιχοπλήρωση

Πλαίσιο με τ/π shell elements

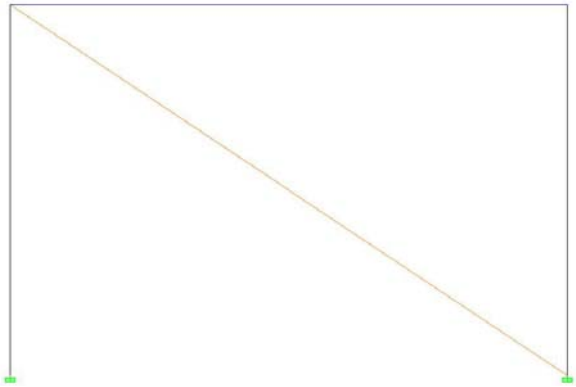
Πλαίσιο με τ/π και άνοιγμα τύπου πόρτα



Πλαίσιο με τ/π και άνοιγμα τύπου παράθυρο



Πλαίσιο με τ/π strut (τοιχοράβδος)



Σημειώνεται πως στον τελευταίο τύπο προσομοιώματος πραγματοποιήθηκαν 2 αναλύσεις σε κάθε τύπο πλαισίου (χωρίς τ/π, με τ/π χωρίς ανοίγματα, με τ/π με ανοίγματα), δεδομένου ότι εξετάστηκε και ο αναλυτικός υπολογισμός του πλάτους της τοιχοράβδου και ο απλοποιητικός.

Επίσης κατά την προσομοίωση με shell elements η τοιχοπλήρωση διακόπτεται 10 cm πριν από κάθε υποστύλωμα, για να μην βρίσκονται σε επαφή και το πρόγραμμα πραγματοποιήσει αυτόματα μεταξύ των 2 αυτών ανεξάρτητων στοιχείων σύνδεση (mesh).

Ακολουθήθηκε η ίδια ακριβώς διδαδικασία προσομοίωσης ενός μονοβάθμιου πλαισίου στο πρόγραμμα Sap2000 V14.

Το καινούριο στοιχείο στις αναλύσεις είναι ότι για την προσομοίωση με shell elements τρέχθηκε και ένα μοντέλο ανά περίπτωση με μέτρο ελαστικότητας E/2. Επιπλέον, τα πλαίσια με struts (αναλυτικά) τρέχθηκαν και με nonlinear analysis εισάγοντας και στις 2 διαγωνίους struts και ορίζοντάς τους μηδενική εφελκυστική αντοχή.

Και για τις 2 παραπάνω περιπτώσεις τα αποτελέσματα φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Τέλος, έγινε προσπάθεια να τρεχθούν και τα πλαίσια με shell elements μη γραμμικά, κάνοντας assign area springs με spring resist compression only και nonlinear cases. Ωστόσο, τα αποτελέσματα ήταν ίδια ακριβώς όπως και στη γραμμική ανάλυση των πλαισίων με shell elements, όπου έτσι κι αλλιώς δεν αγνοείται η εφελκυστική αντίσταση της τοιχοποιίας.

Μετατοπίσεις κορυφής μονοβάθμιου πλαισίου

Άνοιγμα Δοκού (m)	Είδος Προσομοίωσης	Ύπαρξη κ' είδος ανοίγματος	Μετακίνηση οροφής (mm)	Για μέτρο ελαστικότητας E/2 (mm)	Nonlinear Προσομοίωση (mm)
4	χωρίς τ/π	-	2,22	-	-
4	shells	όχι	0,61	0,96	-
4	struts/απλοποιημένη	όχι	1,28	-	-
4	struts/αναλυτική	όχι	1,58	-	1,60
4	shells	παράθυρο	0,84	1,21	-
4	struts/αναλυτική	παράθυρο	1,68	-	1,69
4	shells	πόρτα	1,00	1,38	-
4	struts/αναλυτική	πόρτα	1,81	-	1,82
4,5	χωρίς τ/π	-	2,25	-	-
4,5	shells	όχι	0,54	0,87	-
4,5	struts/απλοποιημένη	όχι	1,24	-	-
4,5	struts/αναλυτική	όχι	1,53	-	1,56
4,5	shells	παράθυρο	0,69	1,06	-
4,5	struts/αναλυτική	παράθυρο	1,64	-	1,66
4,5	shells	πόρτα	0,84	1,22	-
4,5	struts/αναλυτική	πόρτα	1,76	-	1,78
5	χωρίς τ/π	-	2,27	-	-
5	shells	όχι	0,48	0,79	-
5	struts/απλοποιημένη	όχι	1,17	-	-
5	struts/αναλυτική	όχι	1,48	-	1,52
5	shells	παράθυρο	0,63	0,98	-
5	struts/αναλυτική	παράθυρο	1,6	-	1,63
5	shells	πόρτα	0,74	1,11	-
5	struts/αναλυτική	πόρτα	1,74	-	1,76
5,5	χωρίς τ/π	-	2,29	-	-
5,5	shells	όχι	0,43	0,73	-
5,5	struts/απλοποιημένη	όχι	1,12	-	-
5,5	struts/αναλυτική	όχι	1,44	-	1,46
5,5	shells	παράθυρο	0,55	0,89	-
5,5	struts/αναλυτική	παράθυρο	1,56	-	1,59
5,5	shells	πόρτα	0,64	1,00	-
5,5	struts/αναλυτική	πόρτα	1,69	-	1,72

Συμπερασματικά η nonlinear analysis φαίνεται να συμφωνεί με την linear. Ενώ η προσομοίωση με μειωμένο κατά 50% μέτρο ελαστικότητας των shell elements δεν προσεγγίζει ικανοποιητικά τα αποτελέσματα της προσμοίωσης Fardis.

4.2 Προσομοίωση 4-όροφου πλαισιωτού φορέα με τη μέθοδο Fardis

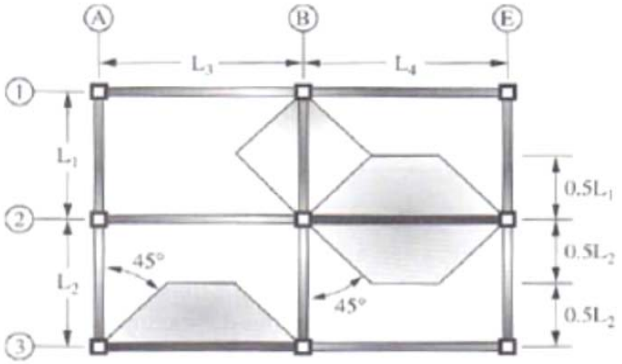
4.2.1 Προκαταρτική επιλογή μελών

Για την αρχική προσομοίωση των φορέων χρησιμοποιείται το πρόγραμμα Etabs. Έτσι, κάνοντας μία αρχική εκτίμηση επιλογή διατομών των δομικών στοιχείων (υποστυλωμάτων και δοκών) εφαρμόζουμε φορτίσεις σύμφωνα με τα παρακάτω δεδομένα.

Φορτίζουμε τις δοκούς με τα φορτία που προκύπτουν από τη διανομή των φορτίων των πλακών. Σε όλες τις κατασκευές θεωρούνται ότι ασκούνται τα παρακάτω φορτία:

- Λόγω πλακών g = 3,75 kN/m^2 (πάχος πλάκας 0,15 m)
- Λόγω επικάλυψης g' = 1,50 kN/m2
- Λόγω κινητών q = 2,00 kN/m2
- Λόγω ιδίου βάρους δοκού w = ... kN/m (ανάλογα τη διατομή)
- Λόγω ιδίου βάρους τοιχοπληρώσεων w_{inf} = … kN/m

Η διανομή των φορτίων στις δοκούς γίνεται σύμφωνα με τον κανόνα των 45° και φαίνεται χαρακτηριστικά στο σχήμα που ακολουθεί:



Σε ό,τι έχει να κάνει με τα φορτία που προκύπτουν από τις τοιχοπληρώσεις αναφέρεται πως αυτές προκύπτουν για πάχος τοιχοπλήρωσης 0,15 m, ειδικό βάρος 22 KN/m^3 και κατανομή του βάρους κατά το ήμισι στην υποκείμενη δοκό και κατά το υπόλοιπο στην υπερκείμενη.

Το φορτίο που καταλήγει σε κάθε δοκό, μετατρέπεται σε γραμμικό και κατόπιν είναι εφικτό να ελεγχθεί το σύνολο του φορέα για το συνδυασμό αστοχίας που ορίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 ως εξής:

$$\text{Ultimate Limit State} = 1{,}35\times(g+g'+w)+1{,}50\times q$$

Κατόπιν, ακολουθεί ο έλεγχος για σεισμό σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα του προς διερεύνηση σεισμού, θεωρώντας ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς, δηλαδή $q = 3{,}5$. Ο συνδυασμός αστοχίας σε αυτή την περίπτωση είναι:

$$1{,}0\cdot(g+g'+w)+0{,}3\cdot q+E$$

Στη συνέχεια τα δεδομένα της προσομοίωσης εξάγονται από το Etabs και εισάγονται στο πρόγραμμα ECtools το οποίο χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό του φορέα σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων (EC2 και EC8).

Εάν αποδειχθεί ότι δεν επαρκούν οι διατομές, τότε γίνεται επιστροφή στο προηγούμενο βήμα, αλλάζοντάς τες.

Τελικά οι διατομές οι οποίες πληρούσαν τις κανονιστικές προδιαγραφές για ανοίγματα δοκών 5 m, ήταν 0,45x0,45 για τα υποστυλώματα και 0,30x0,60 για τις δοκούς.

4.2.2 Εισαγωγή δεδομένων για μη γραμμική ανάλυση

Το πρόγραμμα ECtools διαθέτει τη λειτουργία Pushover. Η συγκεκριμένη λειτουργία του προγράμματος έχει σκοπό την προετοιμασία του προσομοιώματος του Etabs για τη διενέργεια στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover). Συγκεκριμένα, βάσει των οπλισμών που υπολογίστηκαν κατά τη διαστασιολόγηση, υπολογίζονται οι ροπές αντοχής των στοιχείων και εισάγονται σημειακές πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα τους, οι οποίες ακολουθούν τα διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις της FEMA 356. Οι σημειακές πλαστικές αρθρώσεις μπορούν να τοποθετηθούν σε δοκούς και σε υποστυλώματα στα οποία έχουν υπολογιστεί απαιτούμενοι οπλισμοί (εξαιρούνται δηλαδή οι σύνθετες διατομές) και στις βάσεις των ορθογωνικών τοιχείων που έχουν προσομοιωθεί με ένα γραμμικό στοιχείο. Για τις δοκούς, η πλαστική άρθρωση (διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων) εφαρμόζεται στην τοπική διεύθυνση 3 (M3), ενώ στα υποστυλώματα και τα τοιχεία εφαρμόζεται στις τοπικές διευθύνσεις 2 και 3 (M2 και M3) χωρίς αλληλεπίδραση με αξονικό φορτίο.

4.3 Στροφή διαρροής

4.3.1 Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)

Στην περίπτωση που ο έλεγχος πραγματοποιείται σε όρους παραμορφώσεων η αντίστοιχη ικανότητα δίδεται από τη στροφή χορδής σε διαρροή, που για δοκούς και υποστυλώματα υπολογίζεται ως:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,00135\left(1 + 1,5\frac{h}{L_V}\right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'}\frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}} \qquad (4.1)$$

ή από τις εναλλακτικές (και ισοδύναμες) εκφράσεις για δοκούς και υποστυλώματα:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0013\left(1 + 1,5\frac{h}{L_V}\right) + 0,13\varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \qquad (4.2)$$

όπου:

ϕ_y είναι η καμπυλότητα διαρροής της ακραίας διατομής

$\alpha_V z$ είναι το μήκος μετατόπισης του διαγράμματος των ροπών κάμψης (βλέπε EN 1992-1-1:2004, **9.2.1.3(2))**, με

Σύμφωνα με τις διατάξεις του EC2 ο παραπάνω δείκτης ισούται με

$\alpha_v z = z$ (cot θ - cot α)/2, όπου

θ: γωνία μεταξύ του άξονα θλίψης του σκυροδέματος και του άξονα του μέλους

α: γωνία μεταξύ του οπλισμού διάτμησης και του άξονα του μέλους

z μήκος του εσωτερικού μοχλοβραχίονα, που λαμβάνεται ίσο με d-d' σε δοκούς, υποστυλώματα, ή τοιχώματα διατομής μορφής Τ, ή με εσοχές και με 0,8h σε τοιχώματα με ορθογωνική διατομή, και

α_V=1 εάν η διατμητική ρωγμάτωση αναμένεται να προηγηθεί της καμπτικής διαρροής στην ακραία διατομή (δηλαδή όταν η ροπή διαρροής στην ακραία διατομή, M_y, υπερβαίνει το προϊόν του L_V επί την διατμητική αντοχή του υπό εξέταση μέλους χωρίς οπλισμό διάτμησης, το $V_{R,c}$, λαμβάνεται σύμφωνα με το EN 1992-2-2:2004, **6.2.2(1))**. Διαφορετικά, (δηλαδή εάν M_y<$L_V V_{R,c}$) α_V=0,

f_y και f_c είναι η τάση διαρροής του χάλυβα και του σκυροδέματος, αντιστοίχως, όπως ορίζεται για την έκφραση (4.1), και οι δύο σε Mpa,

ε_y ισούται με το f_y/E_s,

d και d' ορίζουν τις θέσεις του εφελκυόμενου και θλιβόμενου οπλισμού, αντίστοιχα, και

d_{bL} είναι η (μέση) διάμετρος του εφελκυόμενου οπλισμού.

Ο πρώτος όρος στις σχέσεις (4.1), (4.2) αντιπροσωπεύει την καμπτική συνεισφορά. Ο δεύτερος όρος αντιπροσωπεύει τη συνεισφορά της διατμητικής παραμόρφωσης και ο τρίτος την ολίσθηση στην αγκύρωση των ράβδων.

4.3.2 Καμπυλότητα διαρροής

Η καμπυλότητα διαρροής φy υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση για διατομές με εφελκυόμενο και θλιβόμενο οπλισμό:

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{(1-k)d} = \frac{f_y}{E_s(1-k)d} \tag{4.3}$$

Όπου:

$$k = \sqrt{\left\{(\rho+\rho')^2 n^2 + 2\left[\rho + (\rho' d/d)\right]n\right\} - (\rho+\rho')n} \tag{4.4}$$

$$\rho = A_s / bd\,,\ \rho' = A'_s / bd\,,\ n = E_s / E_c \tag{4.5}$$

Σημειώνεται πως κατά την εκτίμηση της γωνίας διαρροής στις διατομές γίνεται χρήση των μέσων τιμών αντοχών των τιμών του σκυροδέματος και του οπλισμού. Έτσι σύμφωνα με αυτήν την παραδοχή η μέση αντοχή του σκυροδέματος θα είναι:

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)

$f_{sy,m} = 1{,}1 \cdot f_{sy}$ (MPa)

Έτσι για παράδειγμα για σκυρόδεμα αντοχής C20/25 και οπλισμό B500s θα έχουμε αντοχή $f_{cm} = 25 + 8 = 33$ MPa και $f_{sy,m} = 1{,}1 \cdot 500 = 550$ MPa.

4.3.3 Ροπή και καμπυλότητα διαρροής (Παναγιωτάκος και Φαρδής)

Οι Παναγιωτάκος (1998) και Panagiotakos et Fardis (2001) ανέπτυξαν απλές εξισώσεις κλειστού τύπου για τον υπολογισμό της ροπής και της καμπυλότητας στη διαρροή για μέλη ορθογωνικής διατομής, βασιζόμενες στις εξής παραδοχές:

- Ισχύς της υπόθεσης Navier – Bernoulli για επιπεδότητα διατομών.
- Γραμμική σχέση σ-ε των υλικών μέχρι τη διαρροή (και για τον χάλυβα και το σκυρόδεμα)
- Κριτήριο διαρροής:

α) εξάντληση της τάσης διαρροής του χάλυβα, fy, ή

β) βράχυνση της ακραίας θλιβόμενης ίνας $\varepsilon_c = 1{,}8 f_c / E_c$

ανάλογα με το ποιο από τα α) και β) συμβαίνει πρώτα.

Κατά κανόνα η 'διαρροή' της διατομής οφείλεται στη διαρροή του εφελκυόμενου οπλισμού σε τάση $\sigma_{s1} = f_y$ και παραμόρφωση χάλυβα $\varepsilon_s = f_y / E_s$ και συμβαίνει σε τιμή της καμπυλότητας που δίνεται από την εξίσωση:

$$\varphi_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} \tag{4.6}$$

με ανοιγμένο (στο στατικό ύψος d) ύψος θλιβόμενης ζώνης ίσο με:

$$\xi = (\alpha^2 \mathrm{A}^2 + 2\alpha \mathrm{B})^{1/2} - \alpha \mathrm{A} \tag{4.7}$$

Όπου για ορθογωνική διατομή με πλάτος b και στατικό ύψος d έχουμε:

$$A = \rho_1 + \rho_2 + \rho_v + \frac{\mathrm{N}}{bdf_y},\ B = \rho_1 + \rho_2\delta_1 + 0.5\rho_v(1+\delta_1) + \frac{\mathrm{N}}{bdf_y} \tag{4.8}$$

Στην εξίσωση () τα ρ_1, ρ_2 και ρ_v είναι αντίστοιχα τα ανηγμένα στο bd ποσοστά του οπλισμού του εφελκυόμενου πέλματος, του θλιβόμενου πέλματος και του οπλισμού στον κορμό, ο οποίος θεωρείται ομοιόρφα κατανεμημένος στο τμήμα του ύψους μεταξύ εφελκυόμενου και θλιβόμενου οπλισμού. Η απόσταση του εφελκυόμενου ή του θλιβόμενου οπλισμού από το αντίστοιχο πέλμα συμβολίζεται με d_1, και ως δ_1 ορίζεται ο λόγος d_1 / d. Η αξονική δύναμη N λαμβάνεται θετική αν είναι θλιπτική, ενώ $\alpha = E_s / E_c$ είναι ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας του χάλυβα προς το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος.

Αν το ποσοστό ρ_1 είναι πολύ μεγάλο και τα ρ_2, ρ_v μικρά, ή αν η μέση θλιπτική τάση N / bd είναι υψηλή, η σχέση Μ-φ μπορεί να καμπυλωθεί με τα κοίλα προς τα κάτω όχι λόγω διαρροής του εφελκυόμενου οπλισμού αλλά λόγω εισόδου του σκυροδέματος στο έντονα μη-γραμμικό τμήμα του διαγράμματος σ-ε σε θλίψη. Πειραματικά αποτελέσματα και δοκιμές διαφόρων εναλλακτικών τρόπων δείχνουν ότι, για βέλτιστη μέση προσέγγιση, αυτό μπορεί να θεωρηθεί ότι συμβαίνει, αν η βράχυνση της ακραίας θλιβόμενης ίνας ξεπεράσει μία τιμή ε_c της τάξεως του $\varepsilon_c \approx 1,8 f_c / E_c$, και αντιστοιχεί σε καμπυλότητα 'διαρροής':

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y} \approx \frac{1.8 f_y}{E_c \xi_y d} \tag{4.10}$$

Όπου το (ανοιγμένο στο d) ύψος της θλιβόμενης ζώνης δίνεται πάλι από την Εξ. (4.7) με:

$$A = \rho_1 + \rho_2 + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s bd} \approx \rho_1 + \rho_2 + \rho_v - \frac{N}{1.8\alpha bdf_c},\ B = \rho_1 + \rho_2\delta_1 + 0.5\rho_v(1+\delta_1) \tag{4.11}$$

Αν η Εξ. (4.4) σε συνδυασμό με τις Εξ. (4.7) και (4.10), δίνει μικρότερη τιμή για την ϕ_y απ' ό,τι ο συνδυασμός των Εξ. (4.6), (4.7) και (4.8) τότε καθοριστικό της 'διαρροής' είναι το σκυρόδεμα.

Η ροπή διαρροής υπολογίζεται κατόπιν από την:

$$\frac{M_y}{bd^3} = \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2}\left(0,5(1+\delta_1) - \frac{\xi_y}{3}\right) + \frac{E_s}{2}\left[(1-\xi_y)\rho_1 + (\xi_y - \delta_1)\rho_2 + \frac{\rho_y}{6}(1-\delta_1)\right](1-\delta_1)\right\} \quad (4.12)$$

4.3.4 Παραδειγμα υπολογισμού θ_y

Παρακάτω παρατίθεται ένα παράδειγμα υπολογισμού της καμπυλότητας διαρροής για ένα υποστύλωμα του φορέα με βάση τους οπλισμούς που εξήχθησαν από τη διαδικασία του σχεδιασμού και κάνοντας χρήση των σχέσεων Panagiotakos et Fardis για τον υπολογιμό της.

Panagiotakos et Fardis Διαρροή εφ. ζώνης		
tension bars	18	mm
	4	pcs
compression bars	18	mm
	4	pcs
core bars	18	mm
	4	pcs
A'_s	10,18	cm^2
A_s	10,18	cm^2
A_{core}	10,18	cm^2
f_y	550	MPa
E_s	200	GPa
E_c	14,5	GPa
ε_{sy}	0,00275	
b	45	cm
d	40,5	cm
N	236,68	KN
d_1	4,5	cm
δ_1	0,111111	
ρ_1	0,005585	
ρ_2	0,005585	
ρ_v	0,005585	
α	13,7931	
A	0,019116	
B	0,01167	
ξ_y	0,361981	
φ_y	**0,010643**	

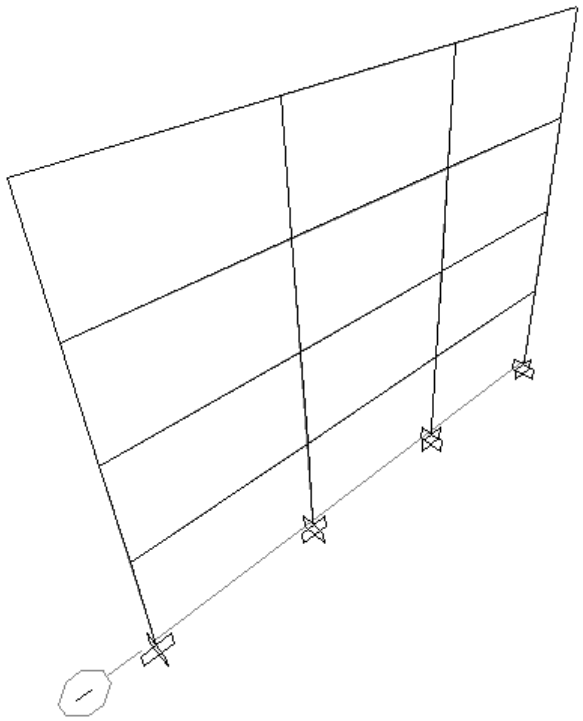
Panagiotakos et Fardis Διαρροή θλ. ζώνης		
tension bars	18	mm
	4	pcs
compression bars	18	mm
	4	pcs
core bars	18	mm
	4	pcs
A'_s	10,18	cm^2
A_s	10,18	cm^2
A_{core}	10,18	cm^2
f_c	33	MPa
f_y	550	MPa
E_s	200	GPa
E_c	14,5	GPa
ε_{sy}	0,00275	
b	45	cm
d	40,5	cm
N	236,68	KN
d_1	4,5	cm
δ_1	0,111111	
ρ_1	0,005585	
ρ_2	0,005585	
ρ_v	0,005585	
α	13,7931	
A	0,01517	
B	0,009308	
ξ_y	0,338997	
φ_y	**0,029838**	

Από τα παραπάνω φαίνεται πως κρίσιμη είναι η διαρροή της εφελκυώμενης ζώνης, καθότι παρουσιάζει μικρότερη τιμή καμπυλότητας κατά τη φάση της διαρροής.

φ_y	**0,010643**	
L_V	171	**cm**
α	90	**Γωνία διατμητικού οπλισμού ως προς τον άξονα του στοιχείου**
θ	45	**Γωνία θλίψης ως προς τον άξονα του στοιχείου**
z	36,45	**cm**
$a_V z$	18,225	**cm**
h	45	**cm**
ε_y	0,00275	
d	40,5	**cm**
d'	4,5	**cm**
d_b	18	**mm**
f_y	550	**MPa**
f_c	33	**MPa**
θ_y	**0,01091**	

Στον παραπάνω πίνακα ως Lv έχει θεωρηθεί το μήκος από το άκρο του στοιχείου μέχρι τον μηδενισμό του διαγράμματος των ροπών.

Ακολουθεί υπολογισμός της τιμής της θy μέσω της σχέσης (4.2).



Τέλος, για τον φορέα που φαίνεται στο σχήμα και έχοντας υπολογίσει τις στροφές διαρροής κάθε μέλους σε κάθε του άκρο, υπολογίστηκαν οι συντελεστές των υλικών ώστε να γίνει μία πιο ορθή προσομοίωση του φορέα εν όψη μη γραμμικής ανάλυσης.

Συγκεκριμένα, ανεξάρτητα του γεγονότος ότι στα υλικά, σκυρόδεμα και χάλυβας, είχαν εισαχθεί οι μέσες τιμές τους (C20/25 = 33 MPa και S500 = 550 MPa) και του γεγονότος ότι στο μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος εισήχθει η μέση τιμή κατά τη διαρροή, δηλαδή η γεωμετρική τιμή του μέτρου ελαστικότητας μειωμένη κατά 50% (14,5 GPa αντί για 29 GPa), χρειάζεται και περεταίρω απομείωση των αντοχών των υλικών μέσω μειωτικών συντελεστών στις ιδιότητές τους.

Έτσι, έχοντας σαν δεδομένη την τιμή της ροπής αντοχής των διατομών μέσω της εφαρμογής pushover του προγράμματος ECtools, και έχοντας υπολογίσει τη στροφή χορδής κατά τη διαρροή θ_y με την παραπάνω διαδικασία, υπολογίζω τη νέα τιμή του EI

$$EI_{\tau\varepsilon\lambda} = M_y \,/\, \theta_y \qquad (4.13)$$

Πλέον ο μειωτικός συντελεστής των διατομών θα προκύψει από τη σχέση

$$\lambda = EI_{\tau\varepsilon\lambda} \,/\, EI_{\alpha\rho\chi} \qquad (4.14)$$

Ακολουθούν οι διαστάσεις των διατομών, η ροπή αδράνειας και το αρχικό EI κάθε διατομής

Beams			
b (cm)	**h (cm)**	**I (m^4)**	**$EI_{\alpha\rho\chi}$ (KN/m)**
30	60	0,0054	**78300**

Columns			
b (cm)	**h (cm)**	**I (m^4)**	**$EI_{\alpha\rho\chi}$ (KN/m)**
45	45	0,003417	**49549,21875**

Παρακάτω παρατίθενται πίνακες με τις υπολογισθείσες, με βάση τις προηγούμενες σχέσεις, γωνίες χορδής των διατομών κατά τη διαρροή. Έχουν υπολογισθεί οι γωνίες θy και για τα δύο άκρα κάθε μέλους.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται και οι μειωτικοί συντελεστές για όλα τα μέλη του φορέα οι οποίοι πέρνουν τιμές 0,18 ÷ 0,76.

Story 1													
B1 (θ_y)		B2 (θ_y)		B3 (θ_y)		C1 (θ_y)		C2 (θ_y)		C3 (θ_y)		C4 (θ_y)	
left	right	left	right	left	right	top	bottom	top	bottom	top	bottom	top	bottom
0,0115912	0,010509097	0,010391304	0,010391304	0,010509097	0,011591171	0,010348825	0,013582851	0,012536291	0,014402778	0,012536291	0,014402778	0,010348825	0,013582851

Story 2													
B1 (θ_y)		B2 (θ_y)		B3 (θ_y)		C1 (θ_y)		C2 (θ_y)		C3 (θ_y)		C4 (θ_y)	
left	right	left	right	left	right	top	bottom	top	bottom	top	bottom	top	bottom
0,0112496	0,010262759	0,010391304	0,010391304	0,010262759	0,011249634	0,011639853	0,011248438	0,013448389	0,012687718	0,013448389	0,012687718	0,011639853	0,011248438

Story 3													
B1 (θ_y)		B2 (θ_y)		B3 (θ_y)		C1 (θ_y)		C2 (θ_y)		C3 (θ_y)		C4 (θ_y)	
left	right	left	right	left	right	top	bottom	top	bottom	top	bottom	top	bottom
0,0105776	0,00956871	0,0097211	0,0097211	0,00956871	0,010577566	0,011027804	0,009590316	0,012019328	0,011335138	0,012019328	0,011335138	0,011027804	0,009590316

Story 4													
B1 (θ_y)		B2 (θ_y)		B3 (θ_y)		C1 (θ_y)		C2 (θ_y)		C3 (θ_y)		C4 (θ_y)	
left	right	left	right	left	right	top	bottom	top	bottom	top	bottom	top	bottom
0,0095199	0,008210297	0,00899015	0,00899015	0,008210297	0,009519861	0,010580883	0,007727902	0,010910251	0,009607674	0,010910251	0,009607674	0,010580883	0,007727902

Υπολογισθείσες τιμές στροφής χορδής κατά τη διαρροή

Story 1													
B1 (θ_y)		B2 (θ_y)		B3 (θ_y)		C1 (θ_y)		C2 (θ_y)		C3 (θ_y)		C4 (θ_y)	
left	right	left	right	left	right	top	bottom	top	bottom	top	bottom	top	bottom
M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y
416,54	331,23	287,85	287,85	331,23	416,54	259,25	578,35	287,05	624,06	287,05	624,06	259,25	578,35
θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y
0,0115912	0,010509097	0,010391304	0,010391304	0,010509097	0,011591171	0,010348825	0,013582851	0,012536291	0,014402778	0,012536291	0,014402778	0,010348825	0,013582851
$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)
35935,971	31518,40834	27701,04651	27701,04651	31518,40834	35935,97138	25051,15239	42579,42467	22897,52188	43329,14106	22897,52188	43329,14106	25051,15239	42579,42467
$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$
0,4589524	0,402533951	0,353780926	0,353780926	0,402533951	0,45895238	0,505581178	0,859335944	0,462116709	0,874466685	0,462116709	0,874466685	0,505581178	0,859335944
0,430743166		0,353780926		0,430743166		0,682458561		0,668291697		0,668291697		0,682458561	

Story 2													
B1 (θ_y)		B2 (θ_y)		B3 (θ_y)		C1 (θ_y)		C2 (θ_y)		C3 (θ_y)		C4 (θ_y)	
left	right	left	right	left	right	top	bottom	top	bottom	top	bottom	top	bottom
M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y
353,21	297,21	268,56	268,56	297,21	353,21	315,32	449,12	378,65	597,14	378,65	597,14	315,32	449,12
θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y
0,0112496	0,010262759	0,010391304	0,010391304	0,010262759	0,011249634	0,011639853	0,011248438	0,013448389	0,012687718	0,013448389	0,012687718	0,011639853	0,011248438
$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)	$EI_{\tau\epsilon\lambda}$ (KN/m)
31397,467	28960,04843	25844,68664	25844,68664	28960,04843	31397,4671	27089,68904	39927,31988	28155,78926	47064,41151	28155,78926	47064,41151	27089,68904	39927,31988
$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$	$EI_{\tau\epsilon\lambda}/EI_{\alpha\rho\chi}$
0,4009894	0,369860133	0,330072626	0,330072626	0,369860133	0,400989363	0,546722829	0,80581129	0,568238813	0,949851737	0,568238813	0,949851737	0,546722829	0,80581129
0,385424748		0,330072626		0,385424748		0,676267059		0,759045275		0,759045275		0,676267059	

Υπολογισθέντες μειωτικοί συντελεστές λ για τους ορόφους 1 και 2

Story 3													
B1 (θ_y)		B2 (θ_y)		B3 (θ_y)		C1 (θ_y)		C2 (θ_y)		C3 (θ_y)		C4 (θ_y)	
left	right	left	right	left	right	top	bottom	top	bottom	top	bottom	top	bottom
M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y
205,43	178,36	165,5	165,5	178,36	205,43	283,8	283,1	309,24	418,55	309,24	418,55	283,8	283,1
θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y
0,0105776	0,00956871	0,0097211	0,0097211	0,00956871	0,010577566	0,011027804	0,009590316	0,012019328	0,011335138	0,012019328	0,011335138	0,011027804	0,009590316
$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)
19421,292	18639,92046	17024,82285	17024,82285	18639,92046	19421,29215	25734,95176	29519,36048	25728,55941	36925,00164	25728,55941	36925,00164	25734,95176	29519,36048
$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$
0,2480369	0,238057733	0,217430688	0,217430688	0,238057733	0,248036937	0,519381585	0,595758343	0,519252575	0,745218645	0,519252575	0,745218645	0,519381585	0,595758343
0,243047335		0,217430688		0,243047335		0,557569964		0,63223561		0,63223561		0,557569964	

Story 4													
B1 (θ_y)		B2 (θ_y)		B3 (θ_y)		C1 (θ_y)		C2 (θ_y)		C3 (θ_y)		C4 (θ_y)	
left	right	left	right	left	right	top	bottom	top	bottom	top	bottom	top	bottom
M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y	M_y
123,65	123,65	123,65	123,65	123,65	123,65	179,77	115,59	304,78	215,83	304,78	215,83	179,77	115,59
θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y
0,0095199	0,008210297	0,00899015	0,00899015	0,008210297	0,009519861	0,010580883	0,007727902	0,010910251	0,009607674	0,010910251	0,009607674	0,010580883	0,007727902
$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)	$EI_{τελ}$ (KN/m)
12988,635	15060,35672	13753,94234	13753,94234	15060,35672	12988,63461	16990,07539	14957,48763	27935,19676	22464,33465	27935,19676	22464,33465	16990,07539	14957,48763
$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$	$EI_{τελ}/EI_{αρχ}$
0,1658829	0,19234172	0,17565699	0,17565699	0,19234172	0,165882945	0,342892902	0,301871311	0,563786826	0,453374144	0,563786826	0,453374144	0,342892902	0,301871311
0,179112333		0,17565699		0,179112333		0,322382106		0,508580485		0,508580485		0,322382106	

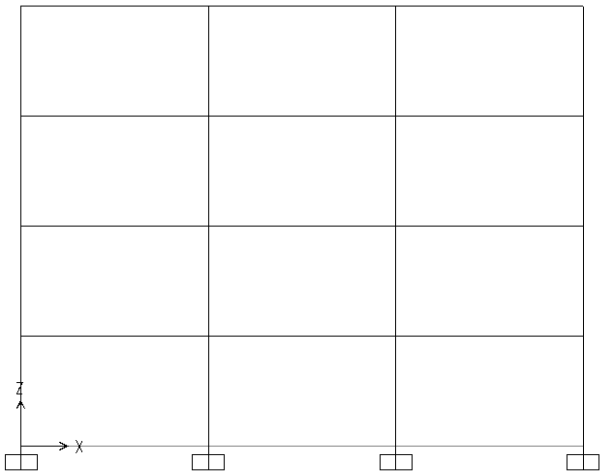
Υπολογισθέντες μειωτικοί συντελεστές λ για τους ορόφους 3 και 4

4.4 Μη γραμμική ανάλυση

4.4.1 Πλαίσιο χωρίς τοιχοπληρώσεις

Έχοντας εισάγει από το πρόγραμμα ECtools τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων που φαίνονται στους 4 παραπάνω πίνακες πραγματοποιούμε μη γραμμική ανάλυση (pushover).

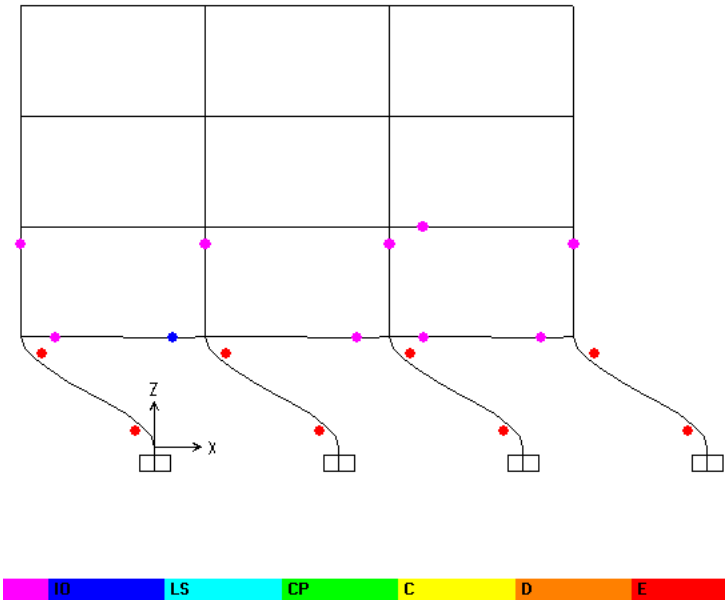
Αρχικά, μη γραμμικά εξετάζεται φορέας με μη προσομοιωμένες τοιχοπληρώσεις, όπως φαίνεται και στο σχήμα:



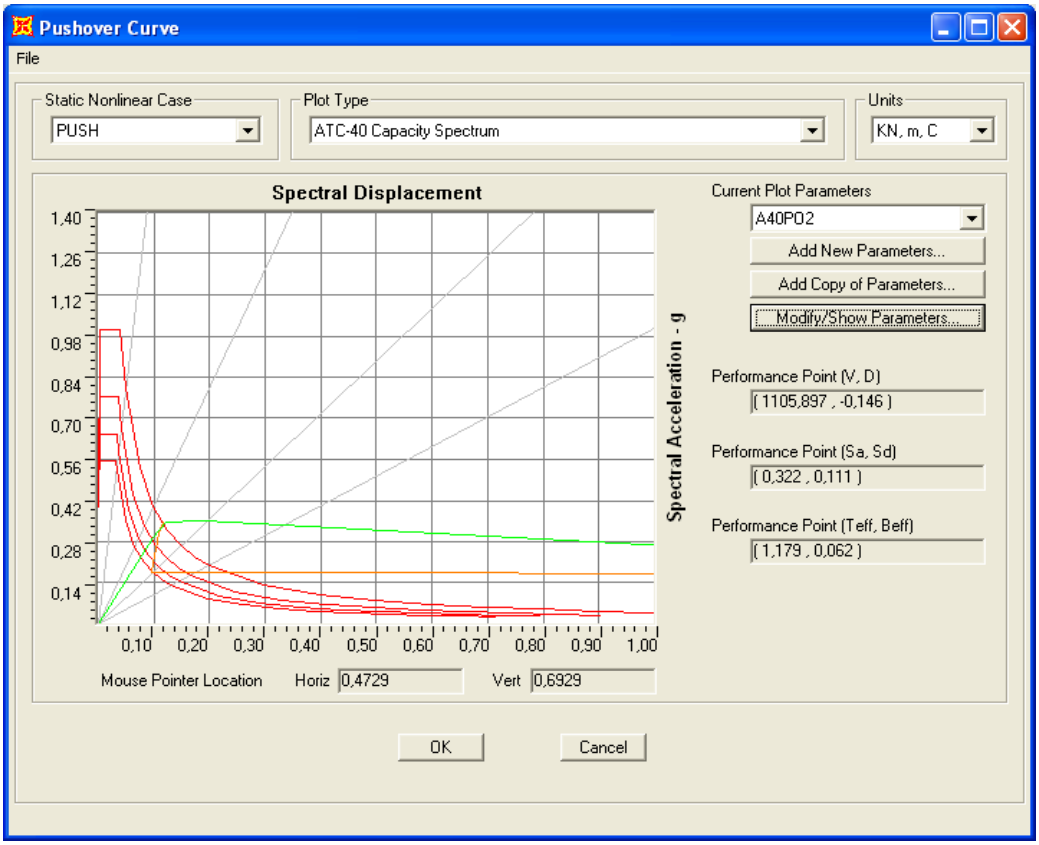
Οι ιδιομορφικές ιδιότητες του φορέα φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	**StepType**	**StepNum**	**Period**	**Frequency**	**CircFreq**	**Eigenvalue**
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1,28822	0,77626	4,8774	23,789
MODAL	Mode	2	0,44508	2,2468	14,117	199,29
MODAL	Mode	3	0,241899	4,134	25,974	674,67
MODAL	Mode	4	0,160896	6,2152	39,051	1525
MODAL	Mode	5	0,100505	9,9498	62,516	3908,3
MODAL	Mode	6	0,099068	10,094	63,423	4022,5
MODAL	Mode	7	0,079731	12,542	78,805	6210,3
MODAL	Mode	8	0,07971	12,545	78,826	6213,5
MODAL	Mode	9	0,035329	28,305	177,85	31630
MODAL	Mode	10	0,035251	28,368	178,24	31770
MODAL	Mode	11	0,028068	35,628	223,86	50113
MODAL	Mode	12	0,028066	35,63	223,87	50118

Η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα μετά από την εφαρογή pushover φόρτισης, έχοντας εισάηγει τις μη γραμμικές ιδιότητες των υλικών και των διατομών είναι η παρακάτω.



Όπου φαίνεται ο σχηματισμός μαλακού ορόφου στη στάθμη του ισογείου.

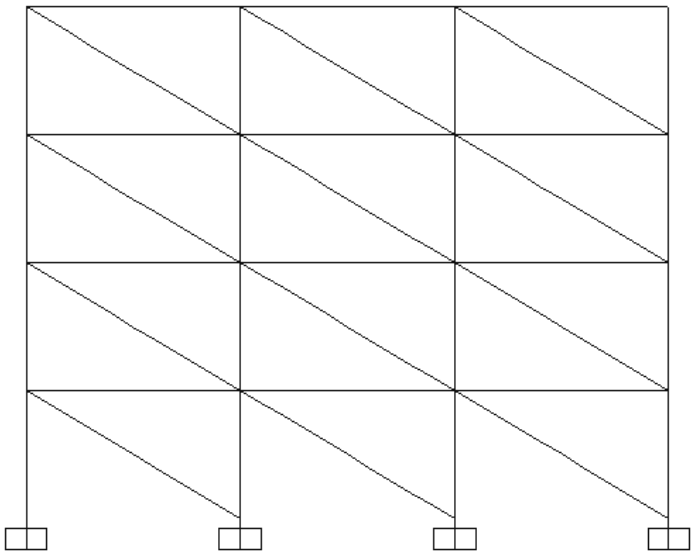


Παραπάνω φαίνεται η καμπύλη ικανότητας του φορέα και το σημείο επτελεστικότητας.

4.4.2 Πλαίσιο με τοιχοπληρώσεις

Αυτή τη φορά μη γραμμικά εξετάζεται φορέας με προσομοιωμένες τοιχοπληρώσεις, όπως φαίνεται και στο σχήμα.

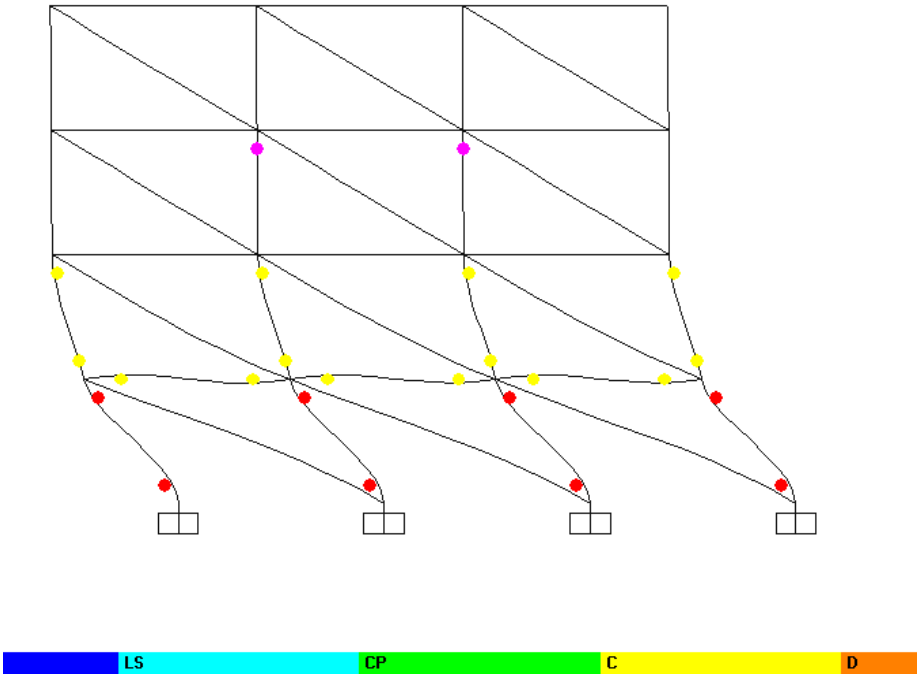
Το πλάτος των τοιχοράβδων που προσομοιώνουν τις τοιχοπληρώσεις υπολογίσθηκε σε $w_{\inf} = 0,8746\ \mathrm{m}$, σύμφωνα με τις σχέσεις του κεφαλαίου 3 και το πάχος τους ίδιο με το πάχος της τοιχοπλήρωσης, δηλαδή $t_{\inf} = 0,15\ \mathrm{m}$. Για αυτές τέθηκε ένα μέγιστο θλιπτικό φορτίο αντοχής ίσο με 262,38 kN μέσω της εφαρμογής tension/compression limits. Αντίστοιχα τέθηκε μία εξαιρετικά χαμηλή τιμή στην εφελκυστική αντοχή των τοιχοράβδων, τηρώντας το γεγονός πως οι τοιχοπληρώσεις δεν παρουσιάζουν αντίσταση σε εφελκυσμό.



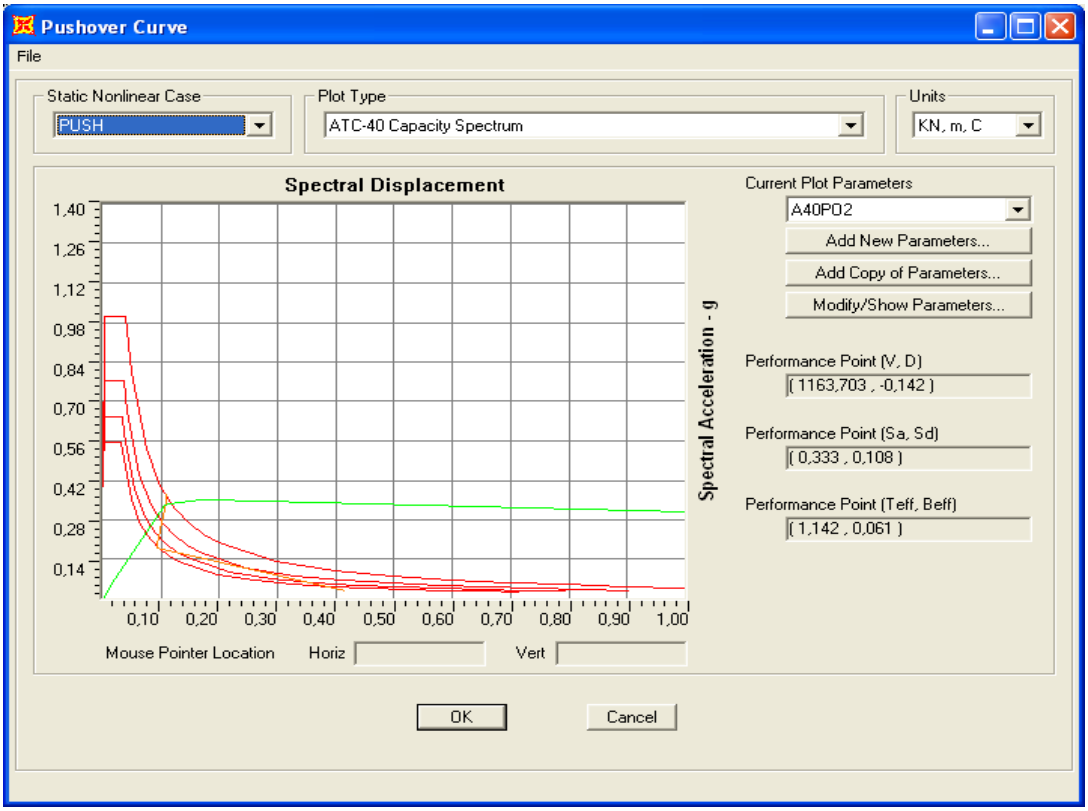
Οι ιδιομορφικές ιδιότητες του φορέα φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
Output	**StepTy**	**StepN**	**Period**	**Freque**	**CircFre**	**Eigenvalue**
Text	Text	Unitles	Sec	Cyc/se	rad/se	rad2/sec2
MODA	Mode	1	0,5251	1,9044	11,966	143,17
MODA	Mode	2	0,1828	5,4685	34,359	1180,6
MODA	Mode	3	0,1161	8,6105	54,101	2927
MODA	Mode	4	0,0972	10,287	64,637	4177,9
MODA	Mode	5	0,0914	10,932	68,685	4717,7
MODA	Mode	6	0,0900	11,102	69,757	4866
MODA	Mode	7	0,0767	13,021	81,813	6693,4
MODA	Mode	8	0,0753	13,279	83,434	6961,3
MODA	Mode	9	0,0350	28,545	179,35	32168
MODA	Mode	10	0,0348	28,718	180,44	32560
MODA	Mode	11	0,0279	35,771	224,76	50516
MODA	Mode	12	0,0278	35,854	225,28	50751

Η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα μετά από την εφαρογή pushover φόρτισης, έχοντας εισάηγει τις μη γραμμικές ιδιότητες των υλικών και των διατομών είναι η παρακάτω.



Και πάλι εμφανίζεται το φαινόμενο του μαλακού ορόφου στη στάθμη του ισογείου όπως και προηγουμένως.



Παραπάνω φαίνεται η καμπύλη ικανότητας του φορέα και το σημείο επτελεστικότητας.

Παρατηρείται μία μετατόπιση του σημείου επιτελεστικότητας κατά κάποιες μονάδες. Συγκεκριμένα, από (1106 kN, 0,146 m) σε (1163 kN, 0,142 m). Αυτό μεταφράζεται σε μία αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα κατά 8% περίπου.

5. Συμπεράσματα

Γίνεται εμφανές από τα αποτελέσματα των παραπάνω προσομοιώσεων πως η εισαγωγή των τοιχοπληρώσεων στο πλαισιωτό σύστημα είχε σαν αποτέλεσμα την αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα.

Το παραπάνω αποτελεί δείγμα των θετικών επιδράσεων των τοιχοπληρώσεων στο σύστημα οι οποίες σε επίπεδο σχεδιασμού των φορέων δε θα έπρεπε να αμελούνται διότι χωρίς ιδιαίτερο κόστος χρόνου μπορεί εύκολα να προσομοιωθούν, έστω και προσεγγιστικά οι τοιχοπληρώσεις με τις μεθόδους που παρουσιάσαμε στην παρούσα εργασία. Έτσι, εύκολα μπορούμε να έχουμε μια πιο ξεκάθαρη εικόνα της απόκρισης των κατασκευών με αποτέλεσμα να μπορούμε να διαφοροποιήσουμε αναλόγως και την πορεία σχεδιασμού του φορέα.

Πρέπει, ωστόσο να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στην περίπτωση ακανονικότητας των τοιχοπληρώσεων σε όψη και σε κάτοψη (μαλακός όροφος και στρέψη φορέα αντίστοιχα). Η επίδρασή τους τότε γίνεται αρνητική και απαιτείται από τον μελετητή ιδιαίτερη προσοχή κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού.

Σε κάθε περίπτωση η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων αποτελεί ένα χρήσιμο εργαλείο για τον μηχανικό για να κατανοήσει και να προβλέψει με μεγαλύτερη ακρίβεια τη συμπεριφορά των κατασκευών.

6. Βιβλιογραφία

1. Ευρωκώδικας 8 – EN 1998-3 Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων
2. Ευρωκώδικας 6 – EN 1998-1 Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία
3. Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings (based on EN – Eurocode 8), Michael N. Fardis
4. Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, M. Fardis, E. Carvalho, A. Elnashaj, E. Faccioli, P. Pinto and A. Plumier
5. Deformation of RC members at yielding and ultimate, B. Panagiotakos and M. Fardis