



ΠΑΠΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΟΥΣΑΦΕΙΡΟΠΟΥΛΟΣ ΓΙΩΡΓΟΣ

ΕΚΠΟΝΗΣΗ ΦΩΤΑΚΟΠΟΥΛΟΣ ΘΟΔΩΡΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΨΗ ΜΑΡΙΝΑ Λ. ΜΩΡΕΤΤΗ

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ.....	5
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1- ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	7
1.1 Γενικά περί τοιχοπληρώσεων.....	7
1.2 Δυσμενείς διατάξεις τοιχοπληρώσεων.....	9
1.3 Τρόποι αστοχίας κτιρίων λόγω παρουσίας τοιχοπληρώσεων.....	12
1.4 Μορφές αστοχίας τοιχοπληρώσεων.....	14
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2- ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ.....	17
2.1 Προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία.....	17
2.1.1 Κλασσική μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων.....	18
2.1.2 Εναλλακτική μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων.....	20
2.1.3 Προσομοίωση ανοιγμάτων τοιχοπλήρωσης με πεπερασμένα στοιχεία.....	23
2.2 Μέθοδος διατμητικού φατνώματος.....	24
2.3 Μέθοδος ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα.....	25
2.3.1 Πάτος διαγώνιου θλιπτήρα.....	28
2.3.2 Δύο ή περισσότεροι διαγώνιοι θλιπτήρες.....	33
2.3.3 Διαγώνιοι θλιπτήρες σε τοιχοπληρώσεις με ανοίγματα.....	37
2.4 Μέθοδος ισοδύναμου πλαισίου.....	42
2.5 Απλοποιημένη θεμελιώδης καμπύλη τοιχοπληρώσεων.....	47
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3- ΠΡΟΓΕΝΕΣΤΕΡΗ ΕΡΕΥΝΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ.....	57
3.1 Αναλυτική έρευνα τοιχοπληρούμενων πλαισίων.....	57
3.1.1 Παραμετρική μελέτη.....	57
3.1.2 Διώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα.....	60
3.1.3 Τετραώροφο πλαίσιο με τρία ανοίγματα.....	66
3.1.4 Πενταώροφο- δεκαώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα.....	71
3.1.5 Πενταώροφο πλαίσιο με τέσσερα ανοίγματα.....	79
3.1.6 Διαφορετική κατανομή τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη οκταωρόφου.....	86
3.2 Παραμετρική έρευνα τοιχοπληρώσεων.....	91
3.2.1 Μονώροφο πλαίσιο ενός ανοίγματος.....	91
3.2.1.1 Μονώροφο πλαίσιο ενός ανοίγματος με εσωτερικά ανοίγματα.....	91
3.2.1.2 Μονώροφο πλαίσιο ενός ανοίγματος με εσωτερικά έκκεντρα ανοίγματα.....	102
3.2.2 Επταώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα.....	119
3.3 Συμπεράσματα.....	134

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4- ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗΣ.....	140
4.1 Επικρατέστερες μορφές αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων.....	140
4.2 Εύκαμπτο μονώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα.....	145
4.2.1 Δεδομένα πειράματος και αναλυτική προσομοίωση.....	145
4.2.2 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με μονό θλιπτήρα.....	148
4.2.3 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με διπλό θλιπτήρα.....	150
4.2.4 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με τριπλό θλιπτήρα.....	151
4.3 Δύσκαμπτο μονώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα.....	152
4.3.1 Δεδομένα πειράματος και αναλυτική προσομοίωση.....	152
4.3.2 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με μονό θλιπτήρα.....	154
4.3.3 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με διπλό θλιπτήρα.....	155
4.3.4 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με τριπλό θλιπτήρα.....	156
4.4 Διώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα.....	158
4.4.1 Δεδομένα πειράματος και αναλυτική προσομοίωση.....	158
4.4.2 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με μονό θλιπτήρα.....	160
4.4.3 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με διπλό θλιπτήρα.....	161
4.4.4 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με τριπλό θλιπτήρα.....	162
4.5 Αποτίμηση αντοχής τοιχοπληρωμένης κατασκευής.....	165
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5- ΜΟΝΩΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ.....	171
5.1 Διαστασιολόγηση μονώροφου.....	171
5.1.1 Φορτία κατασκευής.....	171
5.1.2 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος.....	175
5.1.3 Διαστασιολόγηση δοκού.....	178
5.1.4 Διαστασιολόγηση τοιχώματος.....	178
5.1.5 Έλεγχος κόμβου.....	185
5.2 Αποτίμηση μονώροφου.....	187
5.2.1 Διαμόρφωση φορέα και ιδιότητες υλικών.....	187
5.2.2 Ιδιότητες τοιχοπληρώσεων.....	193
5.2.3 Έλεγχος $M_y < V_R L_s$	198
5.2.4 Ανάλυση Pushover.....	201
5.2.5 Ανάλυση Χρονοϊστοριών.....	207
5.2.6 Σύγκριση Pushover-Χρονοϊστοριών.....	226

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6- ΤΕΤΡΑΩΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ.....	236
6.1 Διαστασιολόγηση τετραώροφου.....	236
6.1.1 Γενικά.....	236
6.1.2 Διαστασιολόγηση στοιχείων.....	237
6.1.3 Ικανοτικοί έλεγχοι (Κόμβου- Τέμνουσας).....	240
6.2 Αποτίμηση τετραώροφου.....	244
6.2.1 Διαμόρφωση φορέα και ιδιότητες υλικών.....	244
6.2.2 Ανάλυση Pushover.....	248
6.2.3 Συσχετισμός ανάλυσης pushover- ανάλυση χρονοϊστοριών.....	250
6.2.3.1 Μετακίνηση στόχος.....	250
6.2.3.2 Damage index στοιχείων.....	254
6.2.3.3 Έλεγχος «γ».....	276
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7- ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	281
7.1 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων.....	281
7.2 Διαστασιολόγηση μονώροφης-τετραώροφης κατασκευής.....	282
7.3 Αποτίμηση μονώροφης κατασκευής.....	283
7.4 Αποτίμηση τετραώροφης κατασκευής.....	285
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	288

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Στην Ελλάδα, που είναι μια εν γένει σεισμογενής περιοχή, είναι ιδιαίτερα κρίσιμο και ενδιαφέρον να εξετάζεται η απόκριση των κτιρίων σε σεισμικά φορτία. Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί (ΕΚ-8, ΕΑΚ) έχουν διαμορφωθεί έτσι ώστε να κατασκευάζονται τα κτίρια υπέρ της ασφαλείας και να αντέχουν σε ισχυρούς σεισμούς. Ωστόσο, αυτό που δεν λαμβάνεται υπόψη κατά τον σχεδιασμό είναι η επιρροή των τοίχων από οπτοπλινθοδομή (τούβλο) στην συνολική απόκριση της κατασκευής. Οι τοίχοι, ανάλογα με την θέση τους και τον τρόπο κατασκευής τους, μπορούν να συνεισφέρουν είτε ευεργετικά, είτε καταστροφικά στην συμπεριφορά ενός κτιρίου σε σεισμό. Κτίρια που σχεδιάστηκαν με παλαιότερους κανονισμούς, μη – αντισεισμικούς, έχουν αντέξει σε ισχυρούς σεισμούς λόγω αυτής της ευεργετικής παρουσίας των τοίχων. Από την άλλη πλευρά, οποιαδήποτε τοποθέτηση τοίχων που θα προκαλούσε «ακανονικότητα» στην κατασκευή είτε καθ' ύψος είτε σε κάτοψη (λ.χ. ένα κτίριο που έχει τοίχους σε όλους τους ορόφους εκτός από το ισόγειο (πιλωτή)), μπορεί να προκαλέσει προβλήματα ακόμα και σε σύγχρονες κατασκευές.

Στην διπλωματική αυτή εργασία έγινε προσπάθεια να ποσοτικοποιηθεί αυτή η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στη απόκριση των κατασκευών υπό σεισμικά φορτία. Αρχικά έπρεπε να βρεθεί ο πιο εύστοχος τρόπος προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων στο μοντέλο. Παρόλο που έχει γίνει μεγάλος όγκος έρευνας σε διεθνές επίπεδο, ακόμα δεν έχει βρεθεί μια ευρέως αποδεκτή προσομοίωση. Προκειμένου να επιλεγεί ο κατάλληλος τρόπος εξετάστηκαν τρεις διαφορετικοί θλιπτήρες (μονός, διπλός, τριπλός) σε τρία πλαίσια ωπλισμένου σκυροδέματος από την βιβλιογραφία τα οποία είχαν δοκιμαστεί, με στόχο την όσο το δυνατόν καλύτερη προσέγγιση των πειραματικών αποτελεσμάτων. Αφού τελικά επελέγη ο μονός θλιπτήρας ακολούθησε η διαστασιολόγηση δύο κατασκευών ίδιων σε κάτοψη, μια μονώροφη και μια τετράροφη, σύμφωνα με τους ΕΚ-2 και ΕΚ-8. Στη συνέχεια ακολούθησε η αποτίμηση της αντοχής των κατασκευών με μη γραμμικές αναλύσεις. Σε αυτό το βήμα εντάχθηκαν και οι τοιχοπληρώσεις στο μοντέλο, οι οποίες τοποθετήθηκαν με κανονικότητα και μη, προκειμένου να μελετηθεί η απόκριση της κατασκευής σε όρους δυσκαμψίας, μετακινήσεων και εντατικών μεγεθών.

ABSTRACT

In Greece, a region with high seismicity, it is particularly crucial to examine the seismic response of buildings. Modern Seismic Codes aim at the design of buildings, capable of, withstanding strong earthquakes with the desired performance. However, what is not taken into account in the design is the influence of the masonry infill walls in the overall response of the structure. Masonry infill walls increase considerably the lateral resistance of reinforced concrete buildings and constitute a significant resource of lateral resistance, the omission of which may be crucial for the capacity of a building for a given seismic performance level. It is crucial though to be placed in the structure so as not to create irregularities “in plan” or “in elevation” because in this case they can cause serious problems to the structure, even lead to collapse.

In this Thesis, an attempt was made to quantify the influence of masonry walls on the seismic response of structures. First of all, the modelling of the infills had to be determined. Although a lot of research has taken place for the modelling of masonry infills, there is still no well accepted method concerning the subject. In the present work the diagonal compressive strut has been applied, which is the macro-model most often used for the simulation of infills. In order to choose the most appropriate parameters, three different strut models have been examined (single-strut, double- and the triple-strut model) to predict the experimental behaviour of three different masonry infilled frames from the literature. The single-strut model was finally adopted since it led to closer predictions of displacements in the linear analysis, and of force-displacement curves in non-linear static analysis compared to the ones observed in the test. After that, a one-storey and a four-storey-building with the same layout were initially designed according to Eurocodes 2 and 8 for non-seismic and seismic actions. The seismic behaviour of these buildings was consecutively assessed for a given performance level through non-linear static and non-linear time-history analyses. The masonry infills were modelled with the single strut model and both the presence and the absence of all infills, as well as different in-plan layouts of infill walls were examined. The effect of torsional irregularity and of the layout of masonry infills on the seismic behavior, in terms of resistance and displacements, are discussed for all the cases that have been considered.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 – ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά περί τοιχοπληρώσεων

Τις τελευταίες δεκαετίες είναι εμφανής η επικράτηση του σκυροδέματος ως το βασικότερο δομικό υλικό των κατασκευών, το οποίο συνήθως συνδυάζεται με τη χρήση άοπλης τοιχοποιίας για τη μερική ή ολική κάλυψη των φατνωμάτων, αποτελώντας τον κυρίαρχο τύπο κτιριακών φορέων. Ως τοιχοποιία χρησιμοποιείται κυρίως οπτοπλινθοδομή, δηλαδή οπτές πλίνθοι (τούβλα), των οποίων η κυρίαρχη σύσταση είναι αργιλικός πηλός και συνδετικό κονίαμα. Η οπτοπλινθοδομή συνήθως τοποθετείται άοπλη στα φατνώματα με ενδιάμεσες οριζόντιες ωπλισμένες ζώνες σκυροδέματος (σενάζ). Ωστόσο, παρόλο που η τοιχοποιία αποτελεί αναπόσπαστο στοιχείο του δομικού συστήματος και είναι γενικώς παραδεκτή η επιρροή της στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών, στη συνήθη πρακτική η προσομοίωσή της δεν λαμβάνεται υπόψη στο αναλυτικό μοντέλο των κατασκευών. Αυτό οφείλεται στο ότι δεν υπάρχει κοινή αντίληψη για τη συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων κατά την αλληλεπίδραση τους με τα πλαίσια. Κατά συνέπεια εξακολουθούν να υπάρχουν αβεβαιότητες για την προσέγγιση και μοντελοποίηση της πραγματικής συμπεριφοράς τους με αποτέλεσμα να μην υπάρχουν κοινά αποδεκτές συστάσεις για το θέμα αυτό. Βασική αιτία είναι ότι, η απόκριση και η αστοχία πλαισίων με τοιχοπλήρωση επηρεάζεται από πολλούς παράγοντες, όπως είναι η σημαντική διαφοροποίηση που υπάρχει στα πραγματικά μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης εξαιτίας των διαφορετικών ιδιοτήτων των υλικών της (πλίνθοι και συνδετικό κονίαμα), όσο και των κατασκευαστικών λεπτομερειών, όπως γεωμετρία των πλαισίων που περιβάλλουν την τοιχοποιία, η αντοχή και η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων του πλαισίου, η ύπαρξη ανοιγμάτων, η πιθανή εντός ή και εκτός επιπέδου αστοχία της τοιχοπλήρωσης. Συν τοις άλλοις η μη γραμμική απόκριση των τοιχοπληρώσεων ακόμα και σε χαμηλά επίπεδα φόρτισης καθιστά γενικώς ακατάλληλη τη χρήση γραμμικών ελαστικών στοιχείων προσομοίωσης [1].

Οι τοιχοπληρώσεις ενισχύουν την πλευρική δυσκαμψία των πλαισίων και κατά συνέπεια επηρεάζουν την συμπεριφορά τους κατά την διέγερση. Εάν είναι σωστά κατανεμημένες στη κατασκευή και έχουν ληφθεί σωστά υπόψη στον σχεδιασμό, έχουν ευεργετική συνεισφορά στη σεισμική απόκριση του κτηρίου. Η μη ομοιόμορφη κατανομή των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη αλλά και καθ' ύψος μπορεί να οδηγήσει

σε δυσμενή στρεπτικά φαινόμενα ή στον σχηματισμό μαλακού ορόφου με αποτέλεσμα την κατάρρευση λόγω της αύξησης των διατμητικών τάσεων στα υποστρώματα και μείωση της πλαστιμότητας της κατασκευής. Στα πολυώροφα κτίρια τα κατακόρυφα φορτία, μόνιμα ή κινητά, δεν δημιουργούν μεγάλο πρόβλημα σε αντίθεση με τα πλευρικά φορτία λόγω σεισμού που είναι πιο επικίνδυνα και αποτελούν αντικείμενο μελέτης κατά τον σχεδιασμό των κτιρίων. Εφόσον οι τοιχοπληρώσεις είναι καλά εγκιβωτισμένες από τα στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος που τις περιβάλλουν συμβάλλουν χάρη στη διατμητική δυσκαμψία και στην αντοχή τους σε τέμνουσα, στον περιορισμό των σεισμικών μετακινήσεων του συνόλου, στην ανάληψη σημαντικού μέρους των σεισμικών δυνάμεων και στην απορρόφηση ενέργειας. Έτσι γενικά αποτελούν αντισεισμική εφεδρεία και πηγή σεισμικής υπεραντοχής για το κτίριο.

Στις αναλύσεις πλαισίων ωπλισμένου σκυροδέματος υπάρχει η τάση να αγνοείται η συνεισφορά της τοιχοπλήρωσης αφενός για λόγους ασφαλείας και αφετέρου λόγω των αβεβαιοτήτων προσομοίωσης. Μόνο τα πλαίσια λαμβάνονται υπόψη στις αναλύσεις, με αποτέλεσμα να υποεκτιμάται η ικανότητα της κατασκευής. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ [2] οι τοιχοποιίες πλήρωσης δεν επιτρέπεται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων. Αντίθετα οι τοιχοποιίες συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο (η εκτίμηση της δυσμενούς ή ευμενούς επιρροής των τοιχοπληρώσεων γίνεται από τον μελετητή Μηχανικό, επισημαίνεται όμως η δυσκολία της εκτίμησης, ιδίως όταν δεν διατίθενται στοιχεία αναλύσεων και υπολογισμών. Συνεπώς, η εκτίμηση αυτή θα είναι ασφαλέστερη εάν εξ αρχής εισαχθούν οι τοιχοπληρώσεις στα προσομοιώματα των αναλύσεων). Η ερμηνεία της συμπεριφοράς κτηρίων με τοιχοπληρώσεις δεν είναι εύκολη, λόγω του μεγάλου αριθμού παραμέτρων στην απόκριση της κατασκευής. Τέτοιες είναι οι μηχανικές ιδιότητες τοιχοπληρώσεων που καθορίζονται από τις ιδιότητες των τούβλων, κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπως η παρουσία ανοιγμάτων στους τοίχους, η συμπεριφορά εντός και εκτός επιπέδου καθώς και διαφορετικοί τρόποι σύνδεσης πλαισίου – τοίχου. Η εργαστηριακή έρευνα της κάθε παραμέτρου είναι επαχθής εξαιτίας του αριθμού των δοκιμών και του κόστους για να πραγματοποιηθούν.

1.2 Δυσμενείς διατάξεις τοιχοπληρώσεων

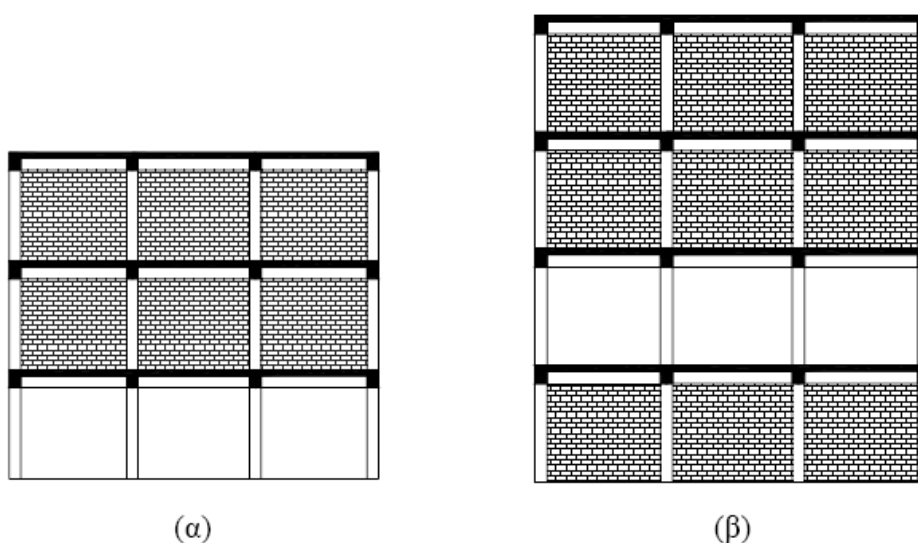
Η απόλυτη συμμετρία στη διάταξη των τοιχοπληρώσεων είναι αυτή που επιφέρει τη θετικότερη επιρροή στους πλαισιακούς φορείς ωπλισμένου σκυροδέματος. Σύνηθες ωστόσο είναι το φαινόμενο της ανομοιομορφίας και ασυμμετρίας των τοίχων πλήρωσης με αποτέλεσμα την δυσμενή τους απόκριση στα σεισμικά φορτία. Διακρίνουμε 2 είδη ακανονικότητας: *Ασυνέχεια καθ' ύψος* που μπορεί να προκαλέσει δημιουργία μαλακού ορόφου και *ασυνέχεια σε κάτοψη* όπως για παράδειγμα όταν οι τοίχοι πλήρωσης υπάρχουν μόνο στη μία από τις τέσσερις πλευρές της περιμέτρου. Τοιχοπληρώσεις οι οποίες κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της περιμέτρου του κτηρίου και χωρίς ασυνέχειες καθ' ύψος έχουν γενικά ευνοϊκό ρόλο σε σχέση με την αντίσταση του κτηρίου σε σεισμικά φορτία. Η θετική αυτή επιρροή είναι σημαντική κυρίως για πλαισιακούς φορείς ωπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένους με παλαιότερες αντιλήψεις, αφού αυξάνουν την αντοχή τους υπό οριζόντια φορτία. Εκτός από την αντοχή αυξάνεται και η συνολική πλευρική δυσκαμψία αυτών των φορέων, με αποτέλεσμα να μειώνονται οι μετακινήσεις λόγω σεισμού, άρα και οι ροπές και τέμνουσες, καθώς και τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως (έντονα σε εύκαμπτες πλαισιακές κατασκευές) τα οποία προκαλούν την τελική κατάρρευση υπό σεισμικά φορτία. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. [2] προβλέπει ότι οι τοιχοποιίες πλήρωσης δεν συνεπάγονται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό εφόσον δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου ή της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15% σε οποιαδήποτε στάθμη του κτηρίου. Ο Ευρωκώδικας 8 [3] αναφέρει ότι οι σημαντικές ακανονικότητες στην κάτοψη πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μέσω χωρικών μοντέλων, ενώ οι λιγότερο σημαντικές μπορούν να ληφθούν υπόψη αυξάνοντας την τυχηματική εκκεντρότητα με ένα συντελεστή ίσο με 2. Οι αβεβαιότητες καθ' ύψος λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός μεγεθυντικού συντελεστή n :

$$\eta = 1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\Delta V_{Sd}} \quad (1.1)$$

όπου ΔV_{Rw} είναι η συνολική μείωση της αντίστασης του ορόφου που μελετάται συγκρινόμενος με τον από πάνω όροφο και ΔV_{Sd} είναι το άθροισμα όλων των σεισμικών τεμνουσών στα κύρια κατακόρυφα στοιχεία του εξεταζόμενου ορόφου. Ο ιταλικός κανονισμός [4] δε παρέχει καμία ένδειξη ή μοντέλο για να λάβει υπόψη τις

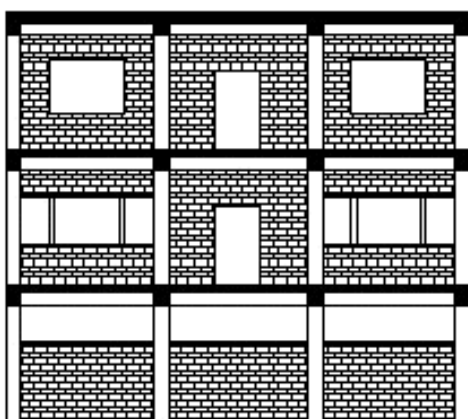
τοιχοπληρώσεις στη κατασκευή, ωστόσο προτείνει μια διαδικασία ώστε να λαμβάνονται υπόψη στη γενική συνεισφορά. Όπως και στον ΕΚ8 συνίσταται στο διπλασιασμό της τυχηματικής εκκεντρότητας της μάζας του ορόφου, εάν οι τοιχοπληρώσεις δεν έχουν κανονικότητα σε κάτοψη. Εάν υπάρχει ακανονικότητα καθ' ύψος, στον όροφο όπου υπάρχει σημαντική μείωση τοιχοπληρώσεων, σεισμοτεκτονικά επαγόμενες επιδράσεις πρέπει να αυξάνονται με έναν συντελεστή μεγέθυνσης ίσον με 1.4.

Στην πραγματικότητα όμως ελάχιστοι είναι οι πλαισιακοί φορείς με γεωμετρία που να χαρακτηρίζεται από συμμετρίες και τοιχοπληρώσεις ομοιόμορφα κατανομημένες σε κάτοψη και τομή. Στις περισσότερες των περιπτώσεων τουλάχιστον η διάταξη των τοιχοπληρώσεων, αν όχι και η γεωμετρία του φορέα, για διάφορους λόγους χαρακτηρίζεται από σημαντική ασυμμετρία και μη κανονικότητα. Τέτοια διάταξη τοιχοπληρώσεων συνήθως οδηγεί σε δυσμενή επιρροή στην απόκριση του φορέα κατά τη σεισμική διέγερση. Η πιο συνηθισμένη περίπτωση κινδύνου ακανόνιστων τοιχοπληρώσεων είναι η εμφάνιση «μαλακού ορόφου» είτε στο ισόγειο (πilotή-καταστήματα χωρίς τοιχοπλήρωση) είτε σε ενδιάμεσο μη τοιχοπληρωμένο όροφο καθώς και στις γωνιακές οικοδομές. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι, η ύπαρξη της τοιχοπλήρωσης σε έναν όροφο συνεισφέρει σημαντικά στη διατμητική αντοχή του ορόφου. Επίσης εμποδίζει την ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων του περιβάλλοντος πλαισίου με αποτέλεσμα όλες οι παραμορφώσεις που αναπτύσσει η κατασκευή από έναν σεισμό να συγκεντρώνονται στον μη τοιχοπληρωμένο όροφο.



Σχ.1.1: Δυσμενής διάταξη τοιχοπληρώσεων, (α) πυλωτή, (β) ενδιάμεσος μη τοιχοπληρωμένος όροφος.

Μια επίσης δυσμενής διάταξη των τοιχοπληρώσεων ακόμη και αν αυτές είναι ομοιόμορφα καταναμημένες στην περίμετρο της κατασκευής, δημιουργείται όταν οι τοιχοπληρώσεις διακόπτονται καθ' ύψος (για λόγους αερισμού και φωτισμού). Αποτέλεσμα της διακοπής των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος μέσα σε ένα φάτνωμα είναι η δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων, στοιχείων μικρής λυγηρότητας που κατά τη σεισμική διέγερση της κατασκευής καταπονούνται ιδιαίτερα. Ειδικά όταν αυτά βρίσκονται στον κατώτατο όροφο, όπου αναπτύσσεται η μέγιστη σεισμική τέμνουσα, αστοχούν διατμητικά, αναπτύσσοντας διαγώνιες ρωγμές.



Σχ.1.2: Διακοπή καθ' ύψος τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο και δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων.

Επιπρόσθετα, η αβεβαιότητα των χαρακτηριστικών των τοιχοπληρώσεων και η αβεβαιότητα των χαρακτηριστικών της σύνδεσης τους με τα πλαίσια λόγω των αλληλεπιδράσεων στις διεπιφάνειες τοιχοπλήρωσης-πλαισίου δεν επιτρέπουν μια αξιόπιστη πρόβλεψη της συμπεριφοράς του φορέα και καθιστούν την προσομοίωση δύσκολη. Οι ασυνέχειες είναι αναπόφευκτες και δυσχεραίνουν ακόμα περισσότερο τη δημιουργία μοντέλων προσομοίωσης και τη συνεκτίμηση των τοίχων πλήρωσης στον σχεδιασμό. Τέλος, όταν οι τοιχοπληρώσεις είναι αρκετά δύσκαμπτες, με υψηλή αντοχή και περιβάλλονται από σχετικά αδύναμα πλαίσια, τότε μπορούν να προκαλέσουν τοπικές αστοχίες στα γειτονικά στοιχεία. Η διαγώνια δύναμη που εισάγει ο τοίχος στο πλαίσιο μπορεί να προκαλέσει διατμητική αστοχία του υποστυλώματος η οποία ενδέχεται να συνεχιστεί και στον υπερκείμενο κόμβο. Όταν ένα υποστύλωμα είναι ασθενές η ρηγμάτωση της τοιχοπλήρωσης οδηγεί σε ρηγμάτωση ή και αστοχία του γειτονικού υποστυλώματος.

1.3 Τρόποι αστοχίας κτηρίων λόγω παρουσίας τοιχοπληρώσεων

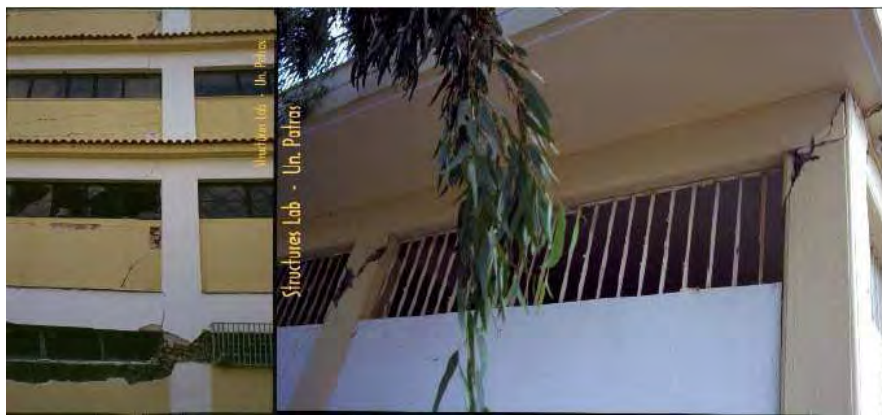
Η παρουσία τοιχοπληρώσεων σε κτήρια ωπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να οδηγήσει σε αντικρουόμενα συμπεράσματα όσον αφορά την απόκριση της κατασκευής, ανάλογα με τις μηχανικές ιδιότητες, τη γεωμετρική συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων και την αλληλεπίδρασή τους με τα κατασκευαστικά στοιχεία. Παρόλο που αναμένεται αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, ψαθυροί μηχανισμοί αστοχίας μπορεί να προκύψουν, τόσο σε τοπικό επίπεδο (κοντά υποστυλώματα, τοπικές πλαστικές αστοχίες, αστοχίες κόμβου) όσο και σε γενική κλίμακα (μαλακός όροφος). Αύξηση της πλευρικής δυσκαμψίας οδηγεί σε αύξηση των σεισμικών φορτίων, συνεπώς και διατμητικών δυνάμεων στους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων ή ακρότητες στα υποστυλώματα κυρίως όταν η τοιχοπληρώσεις έχουν μικρότερο ύψος από αυτά. Ωστόσο, μηχανισμός μαλακού ορόφου μπορεί να συμβεί και σε περιπτώσεις πλαισίων ωπλισμένου σκυροδέματος με ομοιόμορφη κατανομή τοιχοπληρώσεων εάν η γενική ολκιμότητα της κατασκευής καθώς και οι τοπικές πλαστιμότητες των στοιχείων είναι χαμηλές καθώς επίσης και αν τα τούβλα είναι ασθενή και εύθραυστα ή η σεισμική διέγερση είναι ισχυρότερη σε σχέση με το σεισμό σχεδιασμού [5].



Φωτ. 1.1: Κατάρρευση κτίσματος λόγω αστοχίας μαλακού ορόφου (Φαινόμενο pilotis).



Φωτ. 1.2: Αστοχία κοντών υποστυλωμάτων.



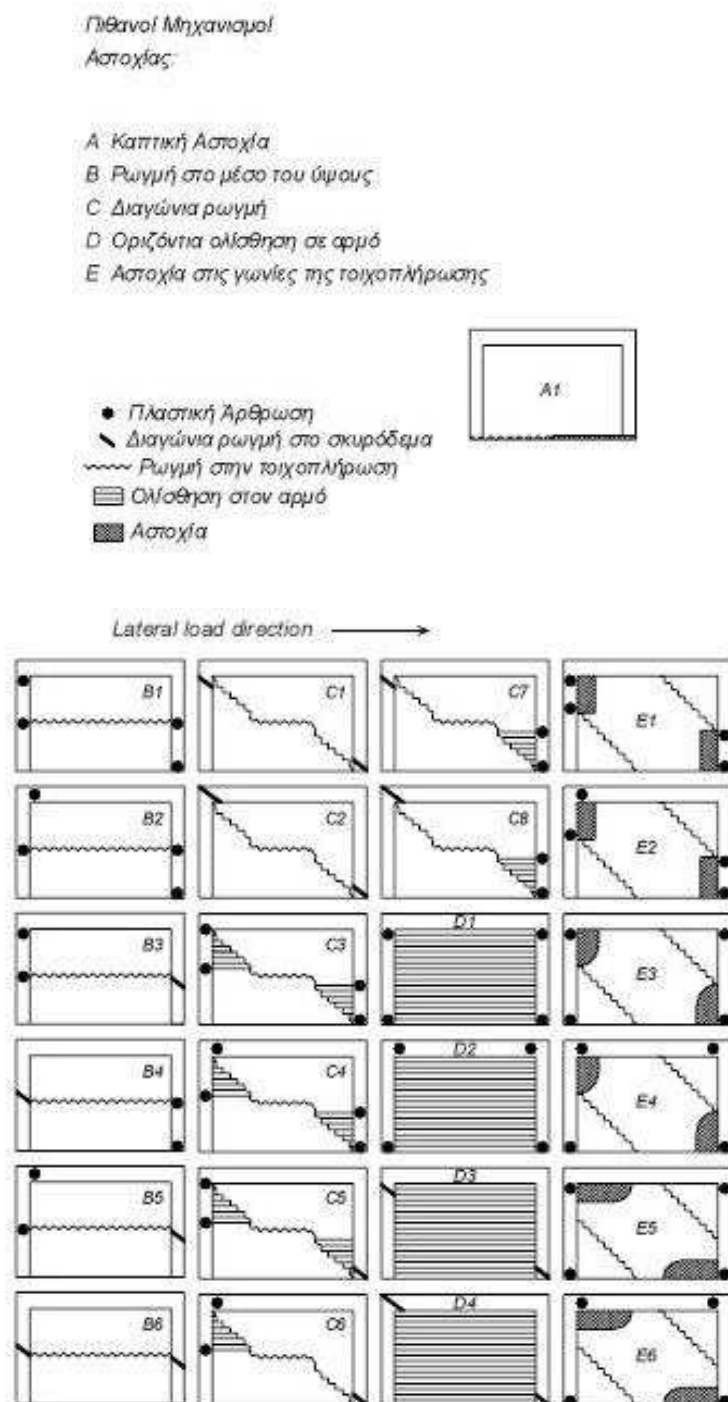
Φωτ. 1.3: Αστοχία κοντών υποστυλωμάτων.



Φωτ. 1.4: Αστοχία υποστυλωμάτων λόγω ισχυρών τοιχοπληρώσεων.

1.4 Μορφές αστοχίας τοιχοπληρώσεων

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι κυριότεροι μηχανισμοί τοπικής αστοχίας τοιχοπληρώσεων που έχουν παρατηρηθεί:



Σχ.1.3: Μηχανισμοί αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων [6].

Ο μηχανισμός αστοχίας **(A)** είναι ένας καθαρά καμπτικός τρόπος αστοχίας στη βάση τοιχοπληρωμένου πλαισίου, όπου αναπτύσσεται εφελκυσμός στο ένα και θλίψη στο άλλο άκρο. Τέτοιος μηχανισμός εμφανίζεται σπάνια και αναπτύσσεται σε χαμηλά επίπεδα φόρτισης όπου δεν υφίσταται διαχωρισμός πλαισίου τοιχοπλήρωσης. Παρουσιάζεται κυρίως σε πλαίσια μεγάλου ύψους (λυγηρά πλαίσια) με μικρή αξονική ή με χαμηλό ποσοστό διαμήκους οπλισμού στα υποστυλώματα. Το χαμηλό αυτό ποσοστό οδηγεί στην πρόωρη διαρροή του διαμήκους οπλισμού των υποστυλωμάτων που βρίσκονται στην πλευρά της φόρτισης. Τονίζεται πάντως ότι, στις περισσότερες των περιπτώσεων και για συνήθη επίπεδα φόρτισης, υφίσταται αποκόλληση της τοιχοπλήρωσης από το πλαίσιο.

Ο δεύτερος μηχανισμός **(B)** αστοχίας χαρακτηρίζεται από μια οριζόντια ρωγμή στην τοιχοπλήρωση η οποία συνήθως εμφανίζεται σε θέση του αρμού. Ο μηχανισμός αυτός οδηγεί στην εμφάνιση κοντών υποστυλωμάτων. Πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται στα υποστυλώματα, ενώ είναι συνηθισμένη η περίπτωση κατά την οποία τα υποστυλώματα αστοχούν διατμητικά αναπτύσσοντας διαγώνιες ρωγμές.

Στον τρίτο μηχανισμό **(C)** αναπτύσσεται στην τοιχοπλήρωση μια διαγώνια ρωγμή η οποία ξεκινάει από τη γωνία που ασκείται το φορτίο, καταλήγει στην απέναντι γωνία, ενώ ταυτόχρονα μπορεί να συνοδεύεται και από ολίσθηση σε ενδιάμεσο αρμό. Στην περίπτωση αυτή η τοιχοπλήρωση λειτουργεί ως θλιβόμενη διαγώνιος η οποία συνήθως οδηγεί σε ψαθυρή αστοχία των γωνιών του τοίχου και ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων ή διατμητικών ρωγμών (διατμητικές αστοχίες) στα μέλη οπλισμένου σκυροδέματος.

Ο μηχανισμός **(D)** είναι η περίπτωση κατά την οποία αναπτύσσονται ρωγμές οριζόντιες στους περισσότερους, αν όχι σε όλους, τους αρμούς της τοιχοπλήρωσης. Αυτό συμβαίνει στην περίπτωση που το κονίαμα που έχει χρησιμοποιηθεί έχει πάρα πολύ μικρή διατμητική αντοχή. Με την προϋπόθεση ότι τα υποστυλώματα δεν θα αστοχήσουν διατμητικά, ο μηχανισμός αυτός μπορεί να οδηγήσει σε μια πλάστιμη συμπεριφορά του πλαισίου συνολικά, με υψηλά ποσοστά απόσβεσης σε δυναμική απόκριση.

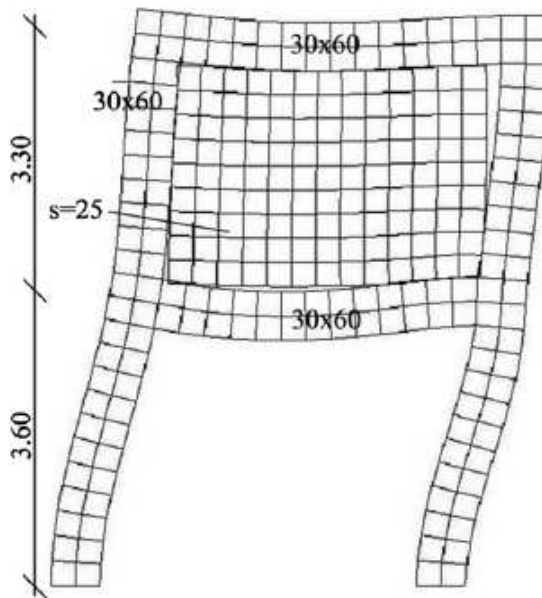
Ο πέμπτος μηχανισμός **(E)** αστοχίας αποτελεί και αυτός περίπτωση θλιβομένης διαγωνίου όπου όμως αναπτύσσονται δύο παράλληλες διαγώνιες ρωγμές στον τοίχο. Συχνά ο μηχανισμός αυτός συνοδεύεται από αστοχία του τοίχου στις γωνίες (άκρα της θλιβόμενης διαγωνίου) ενώ έχουν παρατηρηθεί και περιπτώσεις όπου υπήρξαν ταυτόχρονα αστοχίες στο κέντρο του φατνώματος.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Λάμπρος Γ. Πασπατής, «Διερεύνηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική απόκριση πλαίσιακών κατασκευών ωπλισμένου σκυροδέματος», Πολυτεχνείο Κρήτης, 2009.
- [2] ΚΑΝ.ΕΠΕ. – Κανονισμός Επεμβάσεων 2012.
- [3] CEN. Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures – general rules for buildings. ENV 1998–1-2; 1998.
- [4] MIT. D.M. 14/01/2008. Norme Tecniche per le Costruzioni. Ministero Infrastrutture e Trasporti, Roma, Italy; 2008.
- [5] Dolsek M, Fajfar P., “Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames”, *Journal of Earthquake Engineering* 2001;5:1–12.
- [6] P.Benson Shing, Armin B. Mehrabi, "Behaviour and analysis of masonry-infilled frames" , *Prog. Struct. Engng Mater.*, 2002; 4:320–331.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 – ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

2.1 Προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία



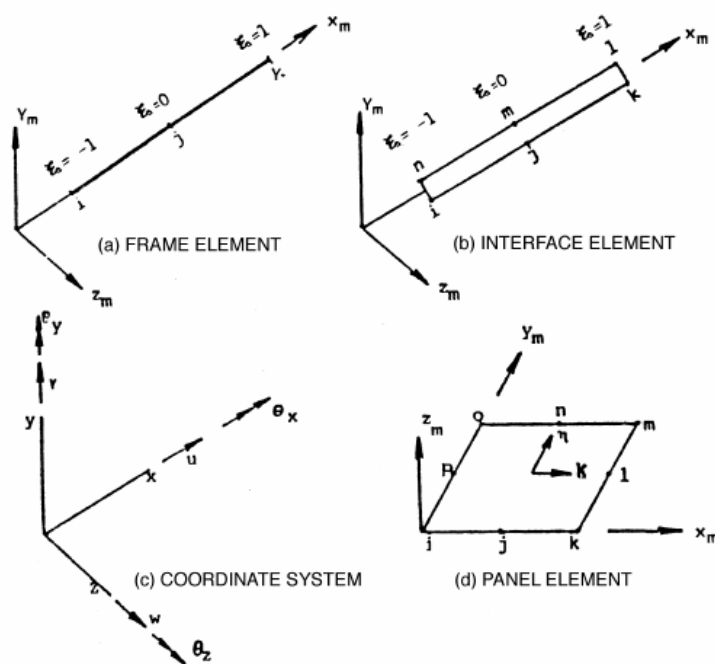
Σχ. 2.1 Προσομοίωση τοιχοπληρωμένου πλαισίου με πεπερασμένα στοιχεία.

Η προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία αποτελεί αδιαμφισβήτη την πιο ακριβή και αξιόπιστη μέθοδο για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των τοιχοπληρώσεων και της επιρροή τους στους φορείς ωπλισμένου σκυροδέματος. Ιδιαίτερα η χρήση τρισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων σε τρισδιάστατους φορείς θα αποτελούσε εξαιρετική προσέγγιση στην πραγματική συμπεριφορά τοιχοπληρωμένων φορέων, ωστόσο θα καθιστούσε δυσχερή και χρονοβόρα την προσομοίωση και τις αναλύσεις.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, ή επαναληπτική μέθοδος, ανήκει στα 'μικρο-μοντέλα' και προβλέπει την προσομοίωση των στοιχείων πλήρωσης με πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης έντασης. Τα περιβάλλοντα πλαίσια μπορούν να προσομοιωθούν είτε με πεπερασμένα στοιχεία είτε ως στοιχεία δοκού, ανάλογα με τις απαιτήσεις του προβλήματος. Οι κόμβοι στα σημεία επαφής οφείλουν να έχουν ίδιες μετατοπίσεις όταν υπάρχουν σύνδεσμοι πλαισίου-στοιχείου πλήρωσης. Σε αντίθετη περίπτωση μπορεί να επιτραπεί αποχωρισμός και ολίσθηση σύμφωνα με τους καταστατικούς νόμους. Η σύνδεση πλαισίου – τοιχοπλήρωσης στη διεπιφάνεια προσομοιώνεται με μονοδιάστατα γραμμικά στοιχεία που φέρουν μόνο θλίψη. Εάν τα

στοιχεία αυτά είναι κατακόρυφα στην διεπιφάνεια, μόνο η αποκόλληση και η ολίσθηση μπορούν να εξεταστούν. Για να ληφθεί υπόψη η τριβή, είναι απαραίτητο να εισαχθούν επικλινή στοιχεία, με τη γωνία κλίσης τους να σχετίζεται με την τιμή του συντελεστή τριβής μ . Η εκτίμηση αυτού του συντελεστή επηρεάζεται από το μεγάλο εύρος αβεβαιότητας. Συγκεκριμένα, οι Mallick & Severn [1] και Mallick & Garg [2] πρότειναν τη χρήση πεπερασμένων, προσπαθώντας να αναπαράγουν στοιχεία διεπιφάνειας που λαμβάνουν υπόψη την ολίσθηση ανάμεσα σε πλαίσιο και τοιχοπλήρωση. Οι Liao and Kwan [3] χρησιμοποίησαν απλά στοιχεία δικτυώματος για να λάβουν υπόψη το διαχωρισμό και την ολίσθηση. Η τοιχοπλήρωση θεωρήθηκε ιστροπική πριν τη ρηγμάτωση και ανισότροπη μετά.

2.1.1 Κλασσική μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων



Σχ.2.2: Στοιχεία προσομοίωσης (α) πλαισίου, (β) διεπιφάνειας και (δ) τοιχοπλήρωσης.

Τα 8-κομβικά ισοπαραμετρικά στοιχεία που φαίνονται στο σχήμα 2.2(d) αποτελούν ένα παράδειγμα μοντελοποίησης τοιχοπλήρωσης. Οι τοιχοπληρώσεις είναι ένα σύνθετο υλικό που περιέχει τούβλα και κονίαμα σύνδεσης, το καθένα με διαφορετικές ιδιότητες. Η συμπεριφορά της τοιχοπλήρωσης γίνεται πιο πολύπλοκη λόγω της χαμηλής αντοχής σε διάτμηση και συνοχή που παρουσιάζουν τα κονιάματα. Η εκτός επιπέδου δυσκαμψία της άοπλης τοιχοπλήρωσης είναι πολύ χαμηλή σε

σύγκριση με την εντός επιπέδου. Γενικά, μόνο η εντός επιπέδου ακαμψία λαμβάνεται υπόψη.

Η συμπεριφορά της τοιχοπλήρωσης εξαρτάται από την σύνδεσή της με το πλαίσιο. Μπορεί να υπάρξει διαχωρισμός, για το κλείσιμο του διακένου που δημιουργείται ή κατά την ολίσθηση ανάμεσα σε πλαίσιο και τοιχοπλήρωση. Το 6-κομβικό στοιχείο που φαίνεται στο Σχ.2.2(b) μοντελοποιεί αυτήν την συμπεριφορά ανάμεσα στο στοιχείο πλαισίου και στο στοιχείο τοιχοπλήρωσης. Θεωρούνται 2 εντός επιπέδου βαθμοί ελευθερίας με διάνυσμα των μετατοπίσεων:

$$\boldsymbol{\delta} = [u \quad v]^T. \quad (2.1)$$

Οι παραμορφώσεις είναι οι σχετικές μετατοπίσεις στην κορυφή και στην βάση του στοιχείου:

$$\boldsymbol{\epsilon} = [\Delta u \quad \Delta v]^T. \quad (2.2)$$

Ο πίνακας με τις σχετικές εντάσεις είναι:

$$\boldsymbol{\sigma} = [\sigma_u \quad \sigma_v]^T. \quad (2.3)$$

Το μητρώο δυσκαμψίας του υλικού είναι:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Όπου k_s και k_n η διατμητική και η κανονική ακαμψία αντίστοιχα.

Ο πίνακας παραμορφώσεων προσδιορίζεται από την σχέση.

$$\mathbf{B} = [-IN_1 \quad -IN_2 \quad -IN_3 \quad IN_3 \quad IN_2 \quad IN_1] \quad (2.5)$$

όπου I είναι το μητρώο ταυτότητας που είναι ένας πίνακας 2×2 και N_i είναι οι συναρτήσεις σχήματος. Το μητρώο ακαμψίας υπολογίζεται:

$$\mathbf{K}^e = \int \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dx. \quad (2.6)$$

Το μητρώο ακαμψίας στο καθολικό σύστημα δίνεται από τη σχέση:

$$\underline{\mathbf{K}}^e = \mathbf{T}^T \mathbf{K}^e \mathbf{T} \quad (2.7)$$

όπου \mathbf{T} είναι το μητρώο μετασχηματισμού.

2.1.2 Εναλλακτική μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων

Μια εναλλακτική μέθοδος με πεπερασμένα στοιχεία έχει αναπτυχθεί από τον Αστέρη [4] για την μελέτη πλαισίων με τοιχοπληρώσεις υπό πλευρική φόρτιση. Το βασικό χαρακτηριστικό αυτής της ανάλυσης είναι ότι το μήκος επαφής και οι τάσεις επαφής πλαισίου-τοιχοπλήρωσης είναι αναπόσπαστο μέρος της λύσης. Η μέθοδος περιλαμβάνει

1. Ένα πεπερασμένο στοιχείο που προσομοιώνει την επίπεδη ανισότροπη συμπεριφορά της τοιχοπλήρωσης.
2. Ένα κριτήριο αστοχίας της τοιχοπλήρωσης υπό διαξονική ένταση προκειμένου να ελέγχεται σε κάθε βήμα της ανάλυσης αν η τοιχοπλήρωση παρουσιάζει ελαστική συμπεριφορά.
3. Ένα κριτήριο για τον διαχωρισμό της τοιχοπλήρωσης από το πλαίσιο ωπλισμένου σκυροδέματος.

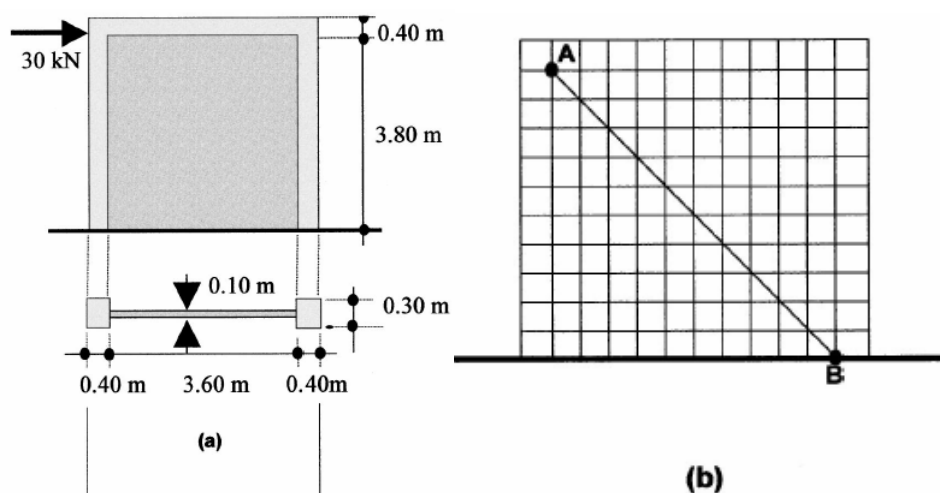
Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε ένα ισοπαραμετρικό 4-γωνικό ορθογωνικό στοιχείο με 8 βαθμούς ελευθερίας. Η κύρια παραδοχή κατά την προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης είναι ότι κατά την επίπεδη ένταση το υλικό είναι ομογενές και ανισότροπο. Πιο συγκεκριμένα το υλικό παρουσιάζει διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας σε κάθε διεύθυνση x, y (E_x, E_y). Στην επίπεδη ένταση το μητρώο ελαστικότητας είναι:

$$D = \begin{bmatrix} \frac{E_x}{1 - \nu_{xy}\nu_{yx}} & \frac{E_x\nu_{yx}}{1 - \nu_{xy}\nu_{yx}} & 0 \\ \frac{E_y\nu_{xy}}{1 - \nu_{xy}\nu_{yx}} & \frac{E_y}{1 - \nu_{xy}\nu_{yx}} & 0 \\ 0 & 0 & G_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

Για να μοντελοποιηθεί το πλαίσιο από ωπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε η ίδια κατασκευή σε σχέση με αυτή της τοιχοπλήρωσης αλλά δόθηκε ίδια τιμή στο μέτρο ελαστικότητας για τις δύο διευθύνσεις.

Προκειμένου να προσομοιωθεί η περίπλοκη συμπεριφορά πλαισίου και τοιχοπλήρωσης υπό πλευρική φόρτιση, χρησιμοποιείται ένα κριτήριο διαχωρισμού πλαισίου τοιχοπλήρωσης. Ο κύριος στόχος αυτού του κριτηρίου είναι να περιγράψει την εξέλιξη της φυσικής απόκρισης της σύνθετης κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση όπως ένα πρόβλημα συνοριακών συνθηκών. Η ανάλυση έχει διεξαχθεί βήμα προς βήμα όπως φαίνεται παρακάτω:

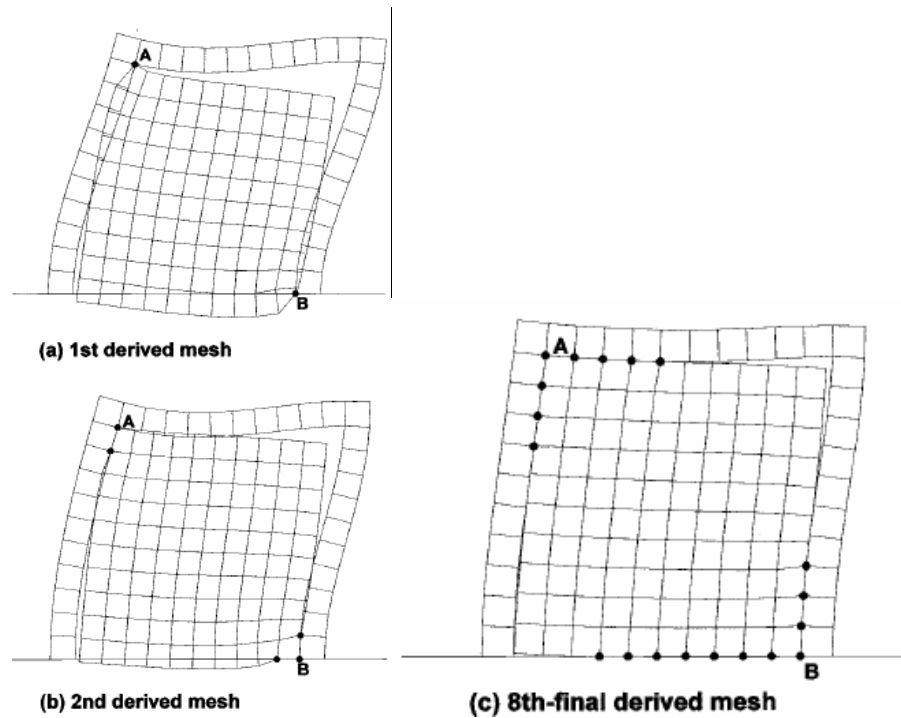
1. Η κύρια φυσική συνοριακή συνθήκη μεταξύ τοιχοπλήρωσης και πλαισίου είναι ότι η τοιχοπλήρωση δεν μπορεί να εισέλθει στην περιβάλλουσα του πλαισίου αλλά η μόνη φυσική αποδεκτή συνοριακή συνθήκη είναι αυτή του διαχωρισμού ή της επαφής.
2. Το πλαίσιο ενώ μεταφέρει άμεσα μερικά από τα πλευρικά φορτία, χρησιμεύει κυρίως για να μεταφέρει και να διανείμει το μεγαλύτερο μέρος του φορτίου στην τοιχοπλήρωση. Η απόκριση της δυσκαμψίας της τοιχοπλήρωσης επηρεάζεται σε σημαντικό βαθμό από τον τρόπο που το πλαίσιο κατανέμει το φορτίο στην τοιχοπλήρωση.



Σχ.2.3 : Πλαίσιο ενός ορόφου με τοιχοπλήρωση (a) γεωμετρία (b) κάναβος.

Σύμφωνα με τον Αστέρη [4] η προτεινόμενη διαδικασία πεπερασμένων στοιχείων συνοψίζεται στα 5 βήματα:

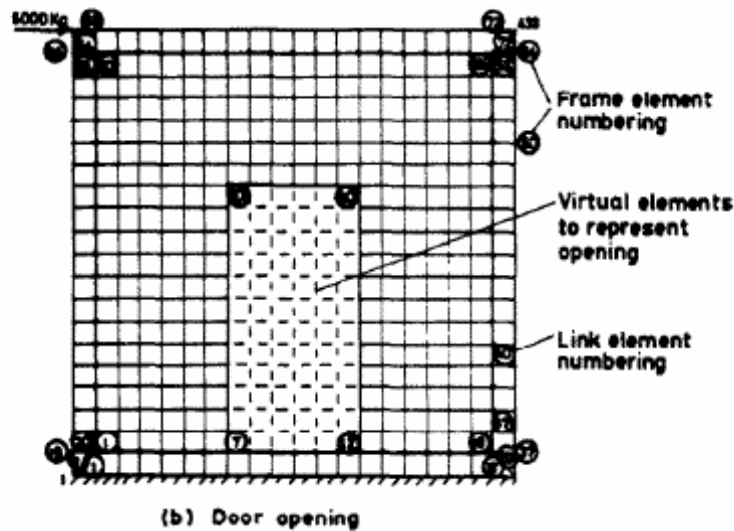
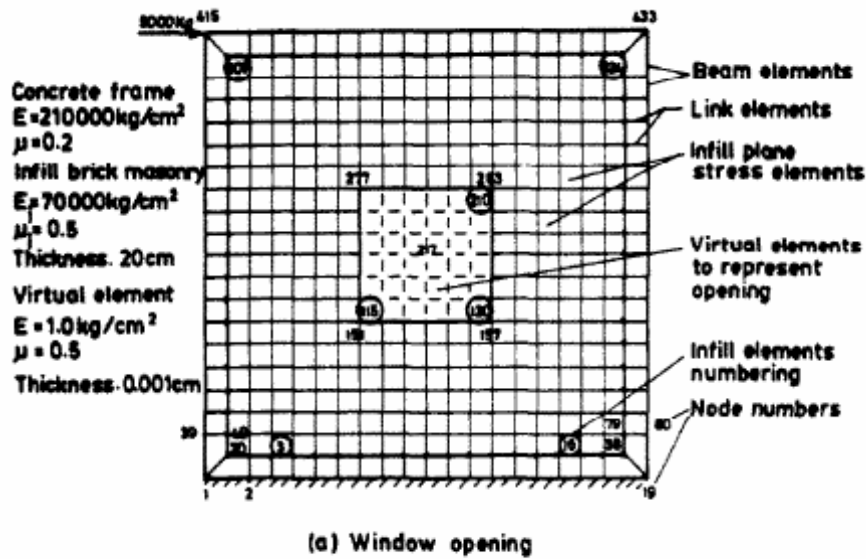
1. Τα πεπερασμένα στοιχεία της τοιχοπλήρωσης θεωρείται ότι συνδέονται με το πλαίσιο στις δύο γωνίες της θλιβόμενης διαγωνίου (Σχ.2.3(b) Α,Β). Όταν εφαρμοστεί το φορτίο η τοιχοπλήρωση και το πλαίσιο χωρίζονται στο μεγαλύτερο μέρος του μήκους τους και παραμένουν σε επαφή μόνο αυτά τα δύο σημεία στα άκρα της θλιβόμενης διαγωνίου.
2. Υπολογίζεται η δύναμη και η μετατόπιση των κόμβων και οι καταπονήσεις στα σημεία Gauss των στοιχείων.
3. Ελέγχεται αν τα σημεία της τοιχοπλήρωσης επικαλύπτουν τα πεπερασμένα στοιχεία του περιβάλλοντος πλαισίου. Αν γίνεται αυτό ακολουθεί το βήμα 5, αλλιώς το βήμα 4.
4. Όταν τα στοιχεία της τοιχοπλήρωσης επικαλύπτουν τα γειτονικά πεπερασμένα στοιχεία του πλαισίου η διαδικασία επιστρέφει στο βήμα 2. (σχήμα 2.4).
5. Το τελικό βήμα είναι ο περαιτέρω έλεγχος για την αποδοχή ή όχι του παραμορφωμένου πλέγματος. Αυτό που ελέγχεται είναι αν οι εντάσεις στον x (τα σημεία έντασης με τα κατακόρυφα στοιχεία της διεπιφάνειας) ή y (τα οριζόντια στοιχεία της διεπιφάνειας) άξονα είναι σε εφελκυσμό. Αν η απάντηση είναι αρνητική η διαδικασία σταματά και η λύση είναι αποδεκτή. Αν η απάντηση είναι θετική η διαδικασία επιστρέφει στο βήμα 2.



Σχ.2.4: Παραμορφωμένοι κάναβοι πλαισίου ενός ορόφου με τοιχοπλήρωση χρησιμοποιώντας την μέθοδο των σημείων επαφής με (a) 2 σημεία, (b) 4 σημεία και (c) 16 σημεία.

2.1.3 Προσομοίωση ανοιγμάτων τοιχοπλήρωσης με πεπερασμένα στοιχεία

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων θεωρείται η καταλληλότερη για την επίλυση προβλημάτων τοιχοπληρώσεων με ανοίγματα καθώς μπορεί να γίνει καλή προσομοίωση των μεταβλητών του προβλήματος (διαφορετικότητα υλικών, ιδιότητες υλικών) αλλά και να δοθεί σωστά το σύστημα διεπιφάνειας πλαισίου ωπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοπλήρωσης καθώς και η απώλεια τριβής στη μέσο-επιφάνεια. Τα ανοίγματα (πόρτες, παράθυρα) προσομοιώνονται ως πεπερασμένα στοιχεία της τοιχοπλήρωσης με πολύ μικρές τιμές πάχους και μέτρου ελαστικότητας, αλλά υψηλές τιμές του συντελεστή Poisson. Έτσι δημιουργούνται λεπτές μεμβράνες μηδενικού πάχους και τα αποτελέσματα που θα παίρνουμε για αυτά τα στοιχεία είναι μηδενικά.



Σχ.2.5: Διακριτοποίηση πεπερασμένων στοιχείων πλαισίου με τοιχοπλήρωση παρουσία ανοιγμάτων [4].

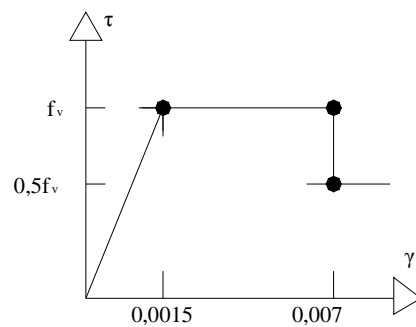
2.2 Μέθοδος διατμητικού φατνώματος

Η τιμή της διατμητικής τάσεως ενός φατνώματος, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5], προκύπτει με διαίρεση της τέμνουσας δύναμης δια της συνολικής οριζόντιας επιφάνειας της τοιχοπλήρωσης. Στην περίπτωση που η προσομοίωση γίνεται με τη χρήση διατμητικού φατνώματος, η αντιστοίχιση δυστένειας ($E_s A_s$) – δυστημσίας ($G_w A_w$) θλιβόμενης διαγωνίου - διατμητικού φατνώματος δίδεται από την σχέση 2.9 όπου α στη σχέση η γωνία της θλιβόμενης διαγώνιου.

$$E_s A_s = \frac{G_w A_w}{\cos^2 a \sin a} \quad (2.9)$$

G_w : Διατμητική αντοχή από τον EC6 ($G_w = 0.40E$).

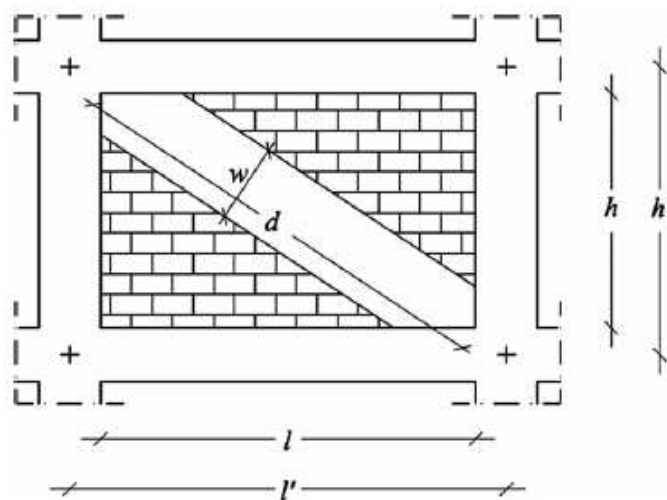
Όταν η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται ως φάτνωμα/πέτασμα, η συμπεριφορά του περιγράφεται από κατάλληλο διάγραμμα διατμητικών τάσεων-γωνιακών παραμορφώσεων, λαμβάνοντας υπόψη και την επιρροή της ανακύκλισης, καθώς και τον ευνοϊκό ρόλο της εντός επιπέδου περίσφιγξης της τοιχοποιίας από το περιμετρικό πλαίσιο. Όταν εντός ενός φαντώματος η τοιχοπλήρωση έχει ανοίγματα, η προσομοίωσή της θα πρέπει να προσαρμόζεται καταλλήλως. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορεί να χρησιμοποιείται το σχήμα 2.6:



Σχ. 2.6: Διάγραμμα διατμητικών τάσεων-γωνιακών παραμορφώσεων τοιχοποιίας.

Η τιμή της διατμητικής τάσης f_v του πετάσματος προκύπτει με διαίρεση της οριζόντιας προβολής της θλιπτικής δύναμης αντοχής της τοιχοπλήρωσης κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου, δια της οριζόντιας επιφανείας της τοιχοπλήρωσης.

2.3 Μέθοδος ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα



Σχ. 2.7: Μοντέλο ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιου.

Στη μέθοδο αυτή, η τοιχοπλήρωση εξιδανικεύεται με ένα γραμμικό στοιχείο που ενεργοποιείται μόνο σε θλίψη. Η ισοδύναμη αυτή διαγώνιος χρησιμοποιείται για να αναπαραστήσει την ελαστική δυσκαμψία της άοπλης τοιχοπλήρωσης. Οι ιδιότητές της καθορίζονται από αναλύσεις τάσεων σε τοίχους με αντιπροσωπευτικά μοντέλα με διαφορετικού είδους ανοίγματα. Οι δυσκαμψίες παλαιών και νέων τοιχοπληρώσεων θεωρούνται οι ίδιες.

Το πάχος του στοιχείου εξαρτάται από το πάχος της τοιχοπλήρωσης. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5], για ενιαίες κατά τη διατομή τοιχοπληρώσεις, ως «ισοδύναμο» πάχος λαμβάνεται το συνολικό τους πάχος. Για παρειές με πάχη t_1 και t_2 , και ημιτελείς (ή ανεπαρκείς) εγκάρσιους συνδέσμους, ως ισοδύναμο πάχος μπορεί να ληφθεί η τιμή :

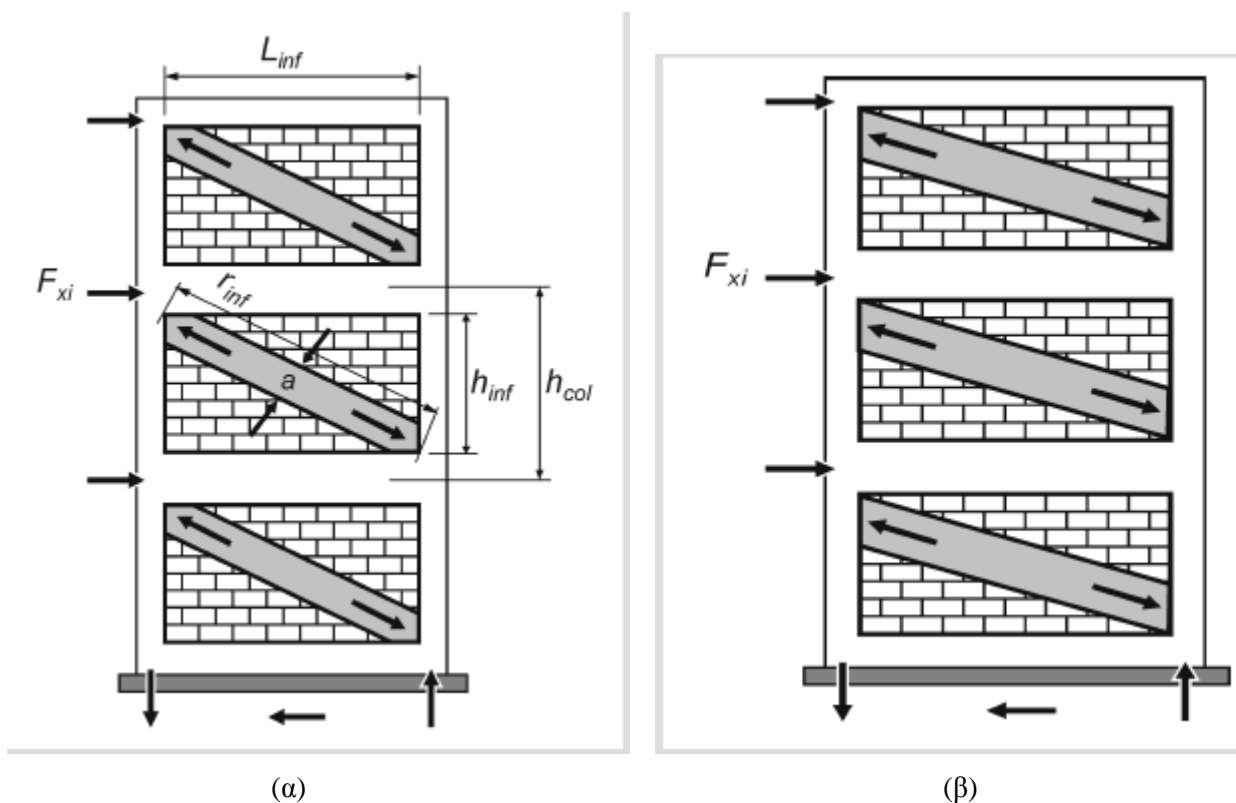
$$t_{\text{eff}} \approx 1/2(t_1+t_2) \quad (2.10)$$

Αντιστοίχως, για πλήρη σύνδεση των παρειών, ως ισοδύναμο πάχος μπορεί να ληφθεί η τιμή :

$$t_{\text{eff}} \approx 2/3(t_1+t_2) \quad (2.11)$$

Το πλάτος του στοιχείου εξαρτάται από το μήκος επαφής της τοιχοπλήρωσης με το περιβάλλον πλαίσιο. Όσο αυξάνονται οι οριζόντιες μετακινήσεις τόσο προχωράνε οι βλάβες στις τοιχοπληρώσεις και μειώνεται το πλάτος επαφής. Υπό πλευρικά φορτία, το πλαίσιο τείνει να διαχωριστεί από την τοιχοπλήρωση στο κάτω τμήμα του φορτιζόμενου και στο πάνω τμήμα του απέναντι υποστυλώματος, προκαλώντας δημιουργία θλιπτικών τάσεων επαφής ανάμεσα σε πλαίσιο και τοιχοπλήρωση στις διαγώνια αντίθετες γωνίες. Σύμφωνα με τον FEMA 356 [6], η συνεισφορά της δυσκαμψίας της τοιχοπλήρωσης αναπαρίσταται με μια ισοδύναμη θλιπτική διαγώνιο που συνδέει το πάνω τμήμα του φορτιζόμενου με το κάτω τμήμα του άλλου υποστυλώματος. Σε ένα τέτοιο αναλυτικό μοντέλο, αν το πάχος και το μέτρο ελαστικότητας της διαγωνίου θεωρούνται ίδια με της τοιχοπλήρωσης, το πρόβλημα συγκεντρώνεται στο να καθοριστεί το ενεργό πλάτος της. Για λόγους ανάλυσης του κτηρίου στο καθολικό σύστημα, οι θλιβόμενες διαγώνιοι μπορούν να τοποθετηθούν κατά μήκος της διαγωνίου του πλαισίου, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.8(α). Σε αυτή τη διαμόρφωση όμως, οι δυνάμεις που επιβάλλονται στα υποστυλώματα (και στις δοκούς) από την τοιχοπλήρωση δεν αναπαριστώνται. Για να ληφθούν υπόψη τέτοιες

επιδράσεις, οι θλιβόμενες διαγώνιοι σύμφωνα με τον FEMA 356 [6] μπορούν να τοποθετηθούν έκκεντρα μέσα στο πλαίσιο, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.7(β). Εάν τα αναλυτικά μοντέλα ενσωματώνουν έκκεντρα τοποθετημένες θλιβόμενες διαγώνιους, τα αποτελέσματα αποδίδουν άμεσα τις επιδράσεις στα υποστυλώματα.



Σχ. 2.8: Ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνιος (α) ομοκεντρικά στη διαγώνιο του πλαισίου και (β) εκκεντρικά στη διαγώνιο του πλαισίου [6].

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης (f^m) εξαρτάται από πολλές παραμέτρους όπως η αντοχή του κονιάματος, το πάχος του κονιάματος, το ύψος του τούβλου και η ηλικία του κονιάματος. Σε γενικές γραμμές η αντοχή της τοιχοποιίας λαμβάνεται 25 έως 50% της αντοχής τούβλου και έτσι η αντοχή της τοιχοπλήρωσης βρίσκεται μέσα σε ένα μεγάλο εύρος. Σύμφωνα με την FEMA 273 [7] για τοιχοπληρώσεις σε καλή κατάσταση η αντοχή είναι έως $6,3 \text{ N/mm}^2$ (900psi), για μέτρια κατάσταση μέχρι $4,13 \text{ N/mm}^2$ (600psi) και για κακή κατάσταση, η τιμή μπορεί να ληφθεί σε $2,07 \text{ N/mm}^2$ (300psi).

Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης κατά την διεύθυνση της διαγώνιου, $f_{wc,s}$ μπορεί να συνεκτιμάται με βάση τη μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη και την εξαιτίας εγκάρσιων (οριζοντίων)

εφελκυστικών τάσεων απομείωσή της. Η αντοχή αυτή επιτρέπεται να εκτιμάται μέσω της χαρακτηριστικής τιμής της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση $f_{wc,k}$ κατά τον Ευρωκώδικα 6 [8], ως εξής :

$$\bar{f}_{wc,s} = \lambda_m \lambda_s \lambda_c k f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \approx 1.25 k f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \quad (2.10)$$

όπου :

$\lambda_m = 1,5$ συντελεστής μετατροπής της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση,

$\lambda_s = 0,7$ μειωτικός συντελεστής για την δυσμενή υπό γωνία εφαρμογή του φορτίου,

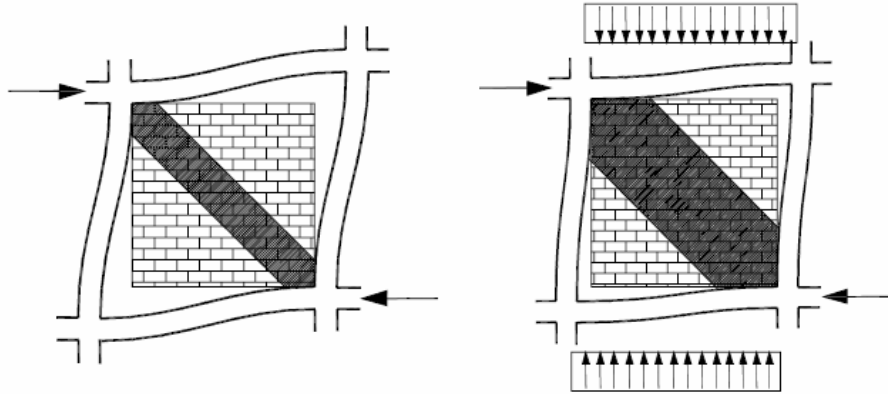
$\lambda_c = 1,2$ αυξητικός συντελεστής για την ευμενή επιρροή της περίσφιγξης την οποία εξασφαλίζουν τα περιβάλλοντα δομικά στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος της τοιχοπλήρωσης,

f_{bc} και f_{mc} η θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος και κονιάματος αντιστοίχως,

k : εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την ομάδα στην οποία κατατάσσονται τα τοιχοσώματα και το είδος του κονιάματος δομήσεως (Πίνακας 3.3 του ΕΚ 6 [8]). Για συνήθη κονιάματα, ο συντελεστής παίρνει τιμές από 0,35 έως 0,55.

2.3.1 Πλάτος διαγώνιου θλιπτήρα

Μερικές πτυχές της αλληλεπίδρασης πλαισίου τοιχοπλήρωσης δεν αντιμετωπίζονται, για παράδειγμα η επίδραση των κατακόρυφων φορτίων, τα οποία τροποποιούν την ικανότητα των τοιχοπληρώσεων να προσφέρει δυσκαμψία στα περιβάλλοντα πλαίσια εξαιτίας του διαφορετικού μήκους επαφής μεταξύ του πλαισίου και της τοιχοπλήρωσης υπό πλευρική φόρτιση (Σχήμα 2.9). Αυτό οδηγεί στην ανάγκη μίας μεγαλύτερης τιμής του πλάτους w σε σχέση με πλαίσια χωρίς κατακόρυφα φορτία.



Σχ.2.9: Επίδραση του κατακόρυφου φορτίου σχετικά με την αποτελεσματικότητα της τοιχοπλήρωσης.

Η έρευνα για τον καθορισμό του πλάτους w είχε ξεκινήσει αρκετά παλιά. Στις αρχές του 1960, ο Polyakov [9] πρότεινε την πιθανότητα να θεωρηθεί η επιρροή της τοιχοπλήρωσης ισοδύναμη με μια διαγώνια αντιστήριξη. Αυτή η υπόθεση υιοθετήθηκε μεταγενέστερα από τον Holmes [10], ο οποίος αντικατέστησε την τοιχοπλήρωση με μια ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνιο φτιαγμένη από το ίδιο υλικό με το ίδιο πάχος, το πλάτος της οποίας προέκυπτε από την εξίσωση:

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{3} \quad (2.11)$$

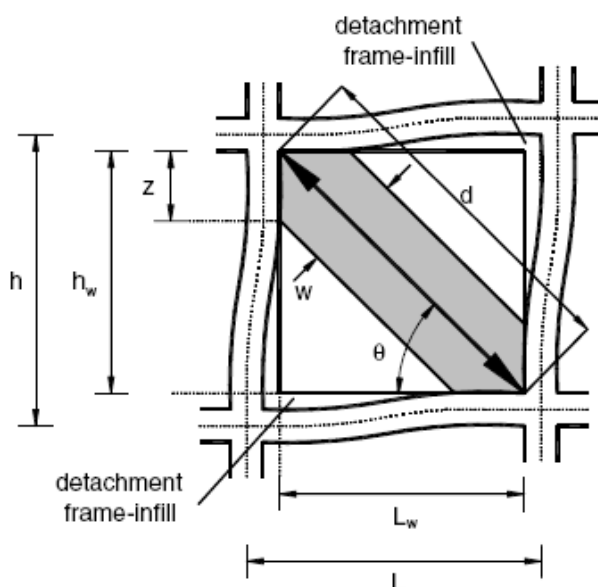
Στο δεύτερο μισό της δεκαετίας 1960, Ο Smith [11-13] και οι συνεργάτες του, χρησιμοποιώντας επιπλέον πειραματικά δεδομένα, συσχέτισαν το πλάτος της ισοδύναμης διαγωνίου με το μήκος επαφής τοιχοπλήρωσης – πλαισίου χρησιμοποιώντας μια αναλυτική εξίσωση. Πρότειναν λοιπόν την εκτίμηση του ισοδύναμου πλάτους, λ_h , σαν συνάρτηση της σχετικής παραμέτρου δυσκαμψίας πλαισίου – πλήρωσης, σε όρους

$$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w}} \quad (2.12)$$

όπου, E_w το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης, EI η καμπτική δυσκαμψία των υποστυλωμάτων, t_w το πάχος τοιχοπλήρωσης και διαγωνίου, h το ύψος του υποστυλώματος μέχρι το Κ.Β. της δοκού, h_w το καθαρό ύψος της τοιχοπλήρωσης και θ η γωνία της οποίας η εφαπτομένη είναι ο λόγος του ύψους προς το μήκος της τοιχοπλήρωσης

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{L_w}\right) \quad (2.13)$$

Αναλυτικά οι παράμετροι της εξίσωσης παρουσιάζονται και στο σχήμα 2.9. Η χρήση της εξίσωσης (2.12) για σεισμικό σχεδιασμό συνιστάται για πλευρική δύναμη μέχρι και 50% της συνολικής ικανότητας.



Σχ. 2.9: Γεωμετρία ισοδύναμης θλιβόμενης διαγωνίου [11-13].

Ο Mainstone [14], χρησιμοποιώντας αναλυτικά και πειραματικά δεδομένα, πρότεινε μια εμπειρική σχέση για τον υπολογισμό του πλάτους της ισοδύναμης διαγωνίου

$$\frac{w}{d} = 0.175 \lambda_h^{-0.4} \quad (2.14)$$

Αυτή η εξίσωση συμπεριλήφθηκε τόσο στον FEMA-274 όσο και στον FEMA-306 γιατί αποδείχτηκε ότι ήταν και η πιο δημοφιλής στη πάροδο των χρόνων. Ο Τάσιος [15] πρότεινε μια απλή αναπαράσταση των αποτελεσμάτων του διαγράμματος των Bazan and Meli [16]

$$\frac{w}{d} \cong 0.20 \sin \theta \sqrt{\frac{E_c A_c}{G_w A_w}} \quad \text{αν } 1 < \frac{E_c A_c}{G_w A_w} < 5 \quad (2.15)$$

Οι Liauw και Kwan [3], θεωρώντας τιμές για τη γωνία θ ίσες με 25 -50°, πρότειναν επίσης μια ημι-εμπειρική έκφραση για τον υπολογισμό του ισοδύναμου πλάτους

$$\frac{w}{d} = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_h}} \quad (2.16)$$

Βασιζόμενοι στα αποτελέσματα τοιχοπληρωμένων πλαισίων υπό πλευρική φόρτιση, οι Decanini και Fantin [17] πρότειναν δύο σεντ εξισώσεων για δύο διαφορετικές καταστάσεις τοιχοπλήρωσης, ρηγματωμένη και αρηγμάτωτη

$$\frac{w}{d} = \begin{cases} 0.085 + \frac{0.748}{\lambda_h} & \text{if } \lambda_h \leq 7.85 \\ 0.130 + \frac{0.393}{\lambda_h} & \text{if } \lambda_h > 7.85 \end{cases} \quad \text{αρηγμάτωτη}$$

$$\frac{w}{d} = \begin{cases} 0.010 + \frac{0.707}{\lambda_h} & \text{if } \lambda_h \leq 7.85 \\ 0.040 + \frac{0.470}{\lambda_h} & \text{if } \lambda_h > 7.85 \end{cases} \quad \text{ρηγματωμένη} \quad (2.17)$$

Οι Paulay και Priestley [18] διαπίστωσαν ότι μια μεγάλη τιμή πλάτους ισοδύναμης διαγωνίου δίνει ως αποτέλεσμα μια πιο δύσκαμπτη κατασκευή, άρα και μεγαλύτερα σεισμικά φορτία. Για αυτόν τον λόγο πρότειναν μια συντηρητική τιμή χρήσιμη για σεισμικό σχεδιασμό τοιχοπληρωμένων πλαισίων

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{4} \quad (2.18)$$

Ο Amato et al. [19] πρότεινε ένα αναβαθμισμένο μοντέλο της ισοδύναμης θλιβόμενης διαγωνίου, το οποίο επαληθεύτηκε μέσω πειραματικών δεδομένων, δίνοντας έμφαση στο ελαστικό κομμάτι της απόκρισης. Αντίθετα με τις άλλες προσεγγίσεις, το πλάτος w της διαγωνίου εκτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τα κατακόρυφα φορτία, την επιρροή του δείκτη Poisson των τοιχοπληρώσεων και τη συνεισφορά της αξονικής παραμόρφωσης των υποστυλωμάτων στην ολική πλευρική δυσκαμψία. Το πλάτος της διαγωνίου λοιπόν δίνεται από τη σχέση

$$\frac{w}{d} = k \frac{c}{z (\lambda^*)^\beta} \quad (2.19)$$

με

$$c = 0.249 - 0.0116\nu + 0.567\nu^2$$

$$\beta = 0.146 + 0.0073\nu + 0.126\nu^2$$

$$z = 1 + 0.25\left(\frac{l}{h} - 1\right), \quad 1 < l/h < 1.5$$

$$k = 1 + (18\lambda^* + 200)\varepsilon_v$$

$$\lambda^* = \frac{E_d}{E_f} \frac{th'}{A_c} \left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_b} \frac{l'}{h'} \right)$$

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2A_c E_f}$$

όπου ν είναι ο δείκτης Poisson της τοιχοπλήρωσης, l , h , h' και l' από το σχήμα 2.7, E_d το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης, E_f το μέτρο ελαστικότητας του πλαισίου, A_c το εμβαδόν διατομής του υποστυλώματος και A_b το εμβαδόν διατομής της δοκού.

Σύμφωνα με τον FEMA-356 [6], η ελαστική εντός επιπέδου δυσκαμψία μιας στερεής άοπλης τοιχοπλήρωσης πριν τη ρηγμάτωση αναπαρίσταται με μια ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνιο με πλάτος a , το οποίο δίνεται από την εξίσωση (2.20). Η ισοδύναμη διαγώνιος πρέπει να έχει το πάχος και το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης που αναπαριστά.

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf}$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.20)$$

όπου,

h_{col} το ύψος του υποστυλώματος από άξονα σε άξονα δοκού, in

h_{inf} το ύψος της τοιχοπλήρωσης, in

E_{fe} το αναμενόμενο μέτρο ελαστικότητας των στοιχείων του πλαισίου, ksi

E_{me} το αναμενόμενο μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης, ksi

I_{col} η ροπή αδρανείας του υποστυλώματος, in⁴

L_{inf} το μήκος της τοιχοπλήρωσης, in

r_{inf} το διαγώνιο μήκος της τοιχοπλήρωσης, in

t_{inf} το πάχος της τοιχοπλήρωσης, in

θ η γωνία της οποίας η εφαπτομένη είναι ο λόγος του ύψους προς το μήκος της τοιχοπλήρωσης, radians

λ_1 ο συντελεστής που χρησιμοποιείται για να καθορίσει το ισοδύναμο πλάτος της ισοδύναμης διαγωνίου

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] τέλος, προτείνει τιμές για το πλάτος της θλιβόμενης διαγωνίου που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση, ανάλογα με τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας:

- Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα κατά το σεισμό $w = 0.2L$
- Άμεση χρήση μετά το σεισμό $w = 0.15L$

- Προστασία ζωής $w = 0.1L$

ενώ στην τελευταία στάθμη επιτελεστικότητας "Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης" όπου οι βλάβες στο φέροντα οργανισμό είναι πολύ προχωρημένες, οι τοιχοπληρώσεις θεωρούνται πλήρως αποδιοργανωμένες και δεν λαμβάνονται υπόψη $w = 0$.

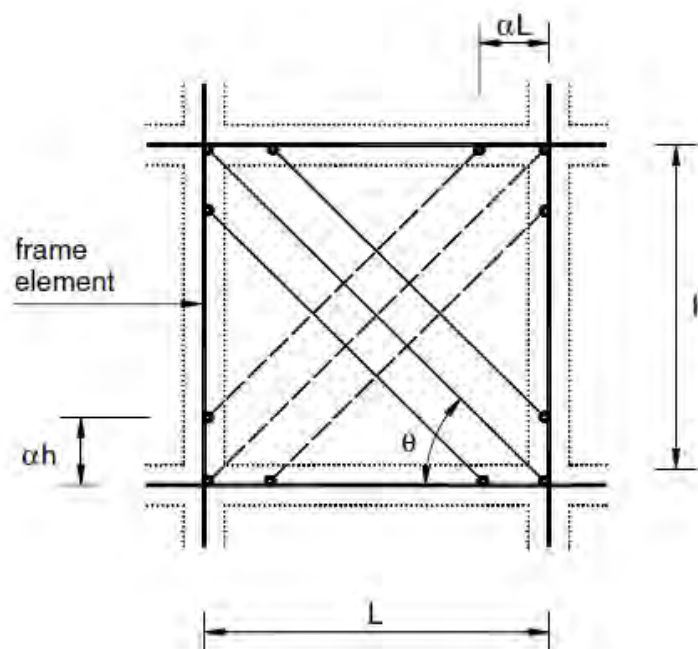
2.3.2 Δύο ή περισσότεροι διαγώνιοι θλιπτήρες

Με βάσει τα αποτελέσματα έρευνας το διάστημα 1990 μέχρι και σήμερα προκύπτει ότι ο μονός διαγώνιος θλιπτήρας δεν είναι ικανός να προσομοιώσει απόλυτα την πολύπλοκη συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Πολλοί μελετητές παρατήρησαν ότι η καμπτική ροπή και η τέμνουσα των μελών του πλαισίου δεν μπορεί να αποδοθεί με ακρίβεια με τη χρήση ενός διαγώνιου θλιπτήρα σε κάθε φορτιζόμενη γωνία. Για αυτό τον λόγο προτάθηκαν πιο σύνθετα μακρο-μοντέλα όπου χρησιμοποιούνται περισσότεροι διαγώνιοι θλιπτήρες σε κάθε φορτιζόμενη γωνία [20-22].

Ο Thiruvengadam [23] πρότεινε την χρήση μοντέλου με πολλαπλούς θλιπτήρες για την προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης. Αυτό το μοντέλο περιλαμβάνει ένα πλαίσιο με πολλούς διαγώνιους και κάθετους θλιπτήρες. Θεωρείται ότι υπάρχει μια τέλεια σύνδεση ανάμεσα σε πλαίσιο και τοιχοπλήρωση (διεπιφάνεια), και η πλευρική δυσκαμψία της τοιχοπλήρωσης με τις διατμητικές παραμορφώσεις προσομοιώνονται από τους διαγώνιους θλιπτήρες που τοποθετούνται και στις δύο κατευθύνσεις. Αυτοί οι διαγώνιοι θλιπτήρες αντιπροσωπεύουν την διατμητική και αξονική δυσκαμψία της τοιχοπλήρωσης. Οι πλευρικές παραμορφώσεις που αποδίδονται στην επίδραση του λόγου του Poisson αγνοούνται. Αυτό το μοντέλο υιοθετήθηκε από πολλούς ερευνητές για να προσομοιώσουν την συμπεριφορά της τοιχοπλήρωσης λόγω του μεγάλου αριθμού των θλιπτήρων που διαθέτει [24-25] καθώς επίσης και για ειδικές περιπτώσεις τοιχοπληρούμενων πλαισίων με ανοίγματα, η μέθοδος αυτή εμπεριέχεται και στον FEMA-356 [6].

Το πλεονέκτημα των μοντέλων με πολλούς θλιπτήρες, παρά την αύξηση της πολυπλοκότητας, είναι ότι μπορούν να παρουσιάσουν με ακρίβεια τις δράσεις που αναπτύσσονται στο πλαίσιο. Οι Συρμακέζης και Βρατσάνου [26] ασχολήθηκαν με μοντέλα που έχουν πέντε παράλληλους θλιπτήρες σε κάθε διεύθυνση, και τόνισαν ιδιαίτερα το πόσο σημαντικό είναι το μήκος επαφής στη συνεισφορά της καμπτικής ροπής που ασκείται στα μέλη του πλαισίου. Ο Χρυσοστόμου και οι συνεργάτες του

[27-28] για να μελετήσουν την απόκριση των τοιχοπληρούμενων πλαισίων σε σεισμική φόρτιση και να λάβουν υπόψη την μείωση της δυσκαμψίας και αντοχής της τοιχοπλήρωσης, χρησιμοποίησαν ένα μοντέλο όπου η τοιχοπλήρωση προσομοιώθηκε με έξι διαγώνιους θλιπτήρες (σχήμα 2.10). Σε κάθε διαγώνια διεύθυνση τοποθετήθηκαν τρεις θλιπτήρες, το άκρο του καθενός τοποθετήθηκε σε κρίσιμες θέσεις κατά μήκος των μελών του πλαισίου. Οι θέσεις αυτές προσδιορίζονται από την παράμετρο a η οποία παριστά το λόγο του μήκους ως προς το ύψος του πλαισίου και σχετίζεται με την θέση σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης στο δοκάρι και στο υποστύλωμα. Θεωρητικές τιμές της παραμέτρου a δίνονται από τους Liauw και Kwan [29-32]. Σε οποιοδήποτε σημείο κατά την ανάλυση της μη γραμμικής απόκρισης μόνο οι τρεις θλιπτήρες από τους έξι είναι ενεργοί κάθε φορά.

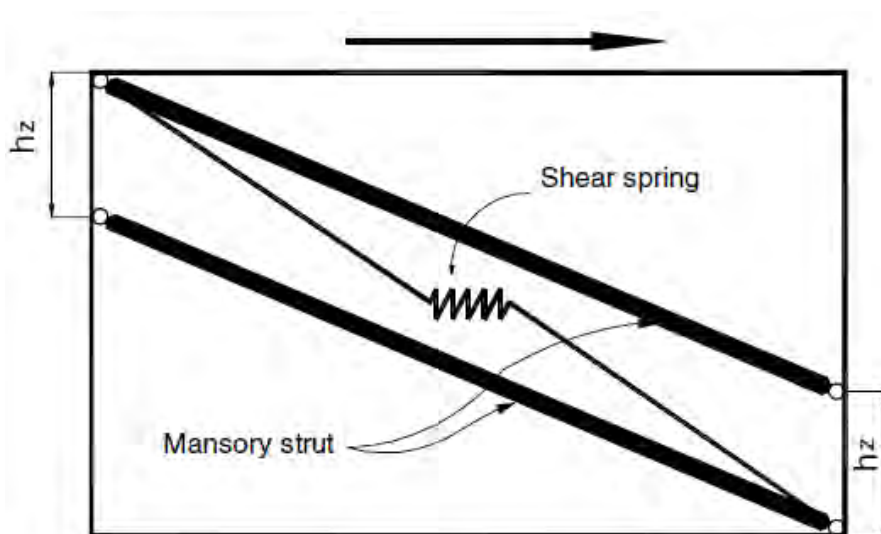


Σχ.2.10: Έξι διαγώνιοι θλιπτήρες τοιχοπλήρωσης [28].

Για να πραγματοποιηθεί η μη γραμμική ανάλυση θα πρέπει να προσδιοριστεί επαρκώς η σχέση δύναμης μετατόπισης του ισοδύναμου θλιπτήρα. Η μοντελοποίηση της υστερητικής συμπεριφοράς αυξάνει όχι μόνο την υπολογιστική πολυπλοκότητα αλλά και τις αβεβαιότητες του προβλήματος. Το πλεονέκτημα αυτής της μοντελοποίησης σε σχέση με τον μονό διαγώνιο θλιπτήρα είναι ότι επιτρέπει την μοντελοποίηση της αλληλεπίδρασης τοιχοπλήρωσης και περιβάλλοντος πλαισίου, καθώς και την μείωση της αντοχής και δυσκαμψίας της τοιχοπλήρωσης, η οποία είναι

ζωτικής σημασίας για τον προσδιορισμό της απόκρισης τοιχοπληρούμενων πλαισίων που υπόκεινται σε σεισμικά φορτία.

Πιο πρόσφατα οι Crisafulli και Carr [33] πρότειναν ένα νέο μοντέλο προσομοίωσης των τοιχοπληρούμενων πλαισίων. Το στοιχείο της τοιχοπλήρωσης είναι ένα τετρακομβικό στοιχείο που ενώνεται με τα στοιχεία του πλαισίου. Εσωτερικά το στοιχείο της τοιχοπλήρωσης λειτουργεί ξεχωριστά για την θλιπτική και διατμητική συμπεριφορά της τοιχοπλήρωσης χρησιμοποιώντας δύο παράλληλους θλιπτήρες και ένα διατμητικό ελατήριο σε κάθε διεύθυνση όπως φαίνεται στο σχήμα 2.11.



Σχ. 2.11: Μοντέλο τοιχοπλήρωσης Crisafulli και Carr [33].

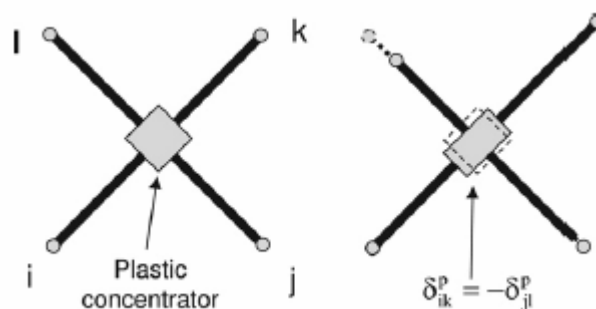
Αυτή η προσέγγιση επιτρέπει την ακριβή εξέταση της δυσκαμψίας και αντοχής της τοιχοπλήρωσης, όμως δεν μπορεί να προβλέψει τις καμπτικές ροπές και διατμητικές δυνάμεις του περιβάλλοντος πλαισίου γιατί η τοιχοπλήρωση ενώνεται στους κόμβους των στοιχείων του πλαισίου.

Για ανακυκλιζόμενη οριζόντια φόρτιση οι διαγώνιοι θλιπτήρες παρουσιάζουν ένα βασικό μειονέκτημα (οι δύο διαγώνιοι θλιπτήρες προσομοιώνουν την επιρροή της τοιχοπλήρωσης στην συμπεριφορά του πλαισίου από Ω.Σ). Στην συμβατική προσέγγιση οι δύο θλιπτήρες αποσυνδέονται, αλλά η τοιχοπλήρωση που προσομοιώνουν αποτελεί ένα ενιαίο στοιχείο. Αυτό το χαρακτηριστικό του μοντέλου προσομοίωσης δεν ανταποκρίνεται στην φυσική του προβλήματος, οδηγεί σε εσφαλμένη αναπαράσταση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε μια τόσο σημαντική

περίπτωση όπως είναι η δυναμική ανάλυση και η σεισμική φόρτιση πλαισίων με τοιχοπληρώσεις.

Σύμφωνα με τους Mónica Puglisi, Maylett Uzcategui και Julio Flórez-López [34] η σύζευξη μεταξύ των δυο θλιπτήρων γίνεται με την εισαγωγή «πλαστικού συγκεντρωτή» όπως θα μπορούσε να ονομαστεί αυτή η σύζευξη και είναι το αντίστοιχο της πλαστικής άρθρωσης με την έννοια ότι και οι δύο έχουν μηδενικό ανελαστικό μήκος. Ο «πλαστικός συγκεντρωτής» συνδέει τις δύο διαγώνιες ράβδους και μεταφέρει την επιρροή της μία ράβδου στην άλλη.

Προκειμένου να εξασφαλιστεί η μεταβίβαση της έντασης μεταξύ των δύο ράβδων γίνεται μια μικρή τροποποίηση κατά την μοντελοποίηση. Η τοιχοπλήρωση θα μοντελοποιηθεί ως ένα στοιχείο με δύο διαγώνιες ράβδους τεσσάρων κόμβων i, j, k, l και οι ράβδοι συνδέονται από έναν πλαστικό ή ανελαστικό συγκεντρωτή. Ο πλαστικός συγκεντρωτής μπορεί να συγκριθεί με τις πλαστικές αρθρώσεις δοκών και υποστρωμάτων.



Σχ.2.12: Διαγώνιοι θλιπτήρες με «πλαστικό συγκεντρωτή».

Ο καταστατικός νόμος είναι ίδιος με αυτός των ασύνδετων θλιπτήρων:

$$\{N\}_m = [S]_m \{ \langle \Delta - \Delta^p \rangle \}_m \quad (2.21)$$

Κατά τη διάρκεια της μονοτονικής φόρτισης το διάγραμμα δύναμης - μετατόπισης είναι ίδιο και στην περίπτωση του μοντέλου με «πλαστικό συγκεντρωτή» και σε αυτό που οι δύο θλιπτήρες είναι ανεξάρτητοι. Στην περίπτωση που έχουμε «πλαστικό συγκεντρωτή» στον θλιπτήρα jl εμφανίζονται παραμορφώσεις ενώ δεν του ασκείται κάποια αξονική, εξαιτίας της σχέσης $\delta_{ik}^p + \delta_{jl}^p = 0$. Όταν η δύναμη αλλάζει πρόσημο αμέσως εμφανίζονται δυνάμεις πίεσης στον θλιπτήρα ik λόγω των πλαστικών παραμορφώσεων που εμφανίστηκαν στην πρώτη φάση της φόρτισης.

Η μοντελοποίηση με διαγώνιους θλιπτήρες που δεν ενώνονται είναι μια μη ρεαλιστική υπόθεση εφόσον η τοιχοπλήρωση στην πραγματικότητα είναι ενιαίο στοιχείο. Έτσι θα πρέπει να υπάρχει μία σύνδεση μεταξύ των δύο ράβδων (θλιπτήρες) [35-36].

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] τέλος προβλέπει ότι στην ελαστική ανάλυση χωρικών προσομοιωμάτων και εφόσον χρησιμοποιούνται ισοδύναμες διαγώνιοι, επιτρέπεται να θεωρούνται αυτές σε χιαστί διάταξη (άρα η μια διαγώνιος θλίβεται και η άλλη εφελκύεται, ενώ δεν προκύπτει ανάγκη διαδοχικών προσεγγίσεων σε κάθε επίλυση ώστε να κρατιούνται στο προσομοίωμα μόνο οι θλιβόμενες διαγώνιοι), δίνοντας σε κάθε διαγώνιο το ήμισυ της δυστένειας που προκύπτει από την εξίσωση 2.9 ($EA_p/2$). Η προσομοίωση αυτή είναι και η μόνη εφικτή στην περίπτωση της ελαστικής δυναμικής (ιδιομορφικής) ανάλυσης. Στην ανελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται (εφόσον διατίθεται το αντίστοιχο λογισμικό) ζεύγος χιαστί διαγωνίων με δυστένεια EA_p η καθεμιά, αλλά μονόπλευρο καταστατικό νόμο (λειτουργία μόνο σε θλίψη).

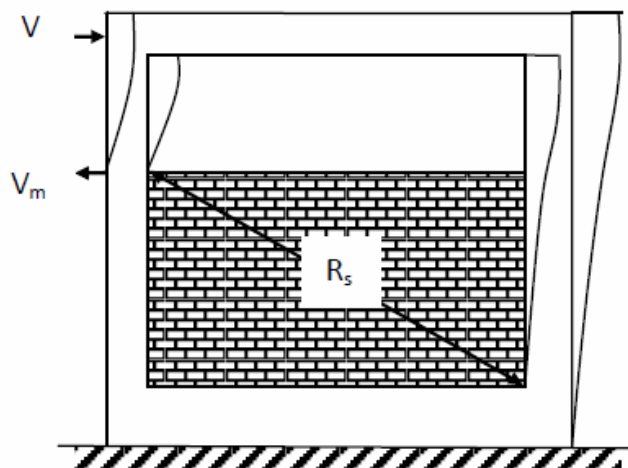
2.3.3 Διαγώνιοι θλιπτήρες σε τοιχοπληρώσεις με ανοίγματα

Εξίσου σημαντικό είναι να μελετηθεί αν η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων είναι η ίδια όταν διαθέτει ανοίγματα. Γενικά έχει παρατηρηθεί ότι οι τοιχοπληρώσεις με ανοίγματα είναι λιγότερο αποτελεσματικές, αλλά σίγουρα τα πλαίσια παρουσιάζουν καλύτερη συμπεριφορά σε σχέση με τα γυμνά πλαίσια. Σε πλαίσια με μερική διακοπή τοιχοπλήρωσης καθ' ύψος παρατηρήθηκαν πιο έντονες καταστροφές υπό σεισμική φόρτιση σε σχέση με πλαίσια που διέθεταν πλήρη τοιχοπλήρωση ή με μερικά ανοίγματα. Τα περισσότερα κτίρια που διέθεταν μερική τοιχοπλήρωση αστόχησαν σε προηγούμενους σεισμούς λόγω του φαινομένου της δημιουργίας κοντού υποστύλωματος [37].



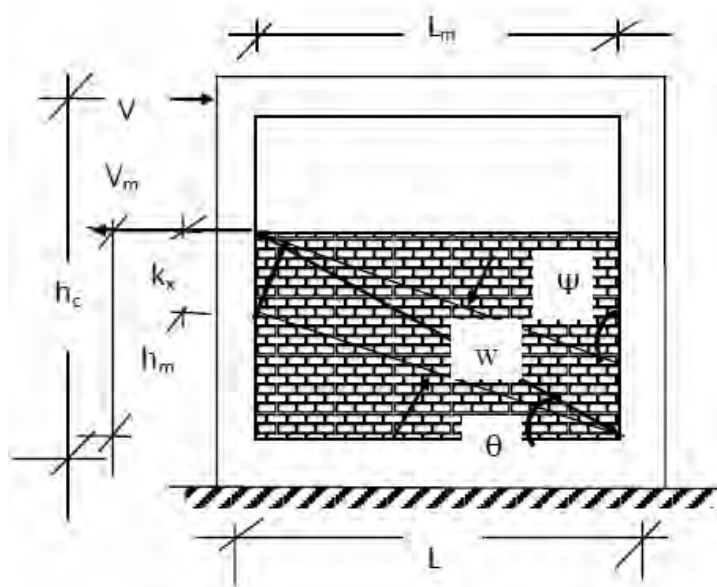
Φωτ. 2.1: Κατασκευή με μερική τοιχοπλήρωση.

Όταν το ύψος της τοιχοπλήρωσης δεν εκτείνεται μέχρι την κορυφή του πλαισίου, τα πλευρικά φορτία που θα ασκηθούν στην κατασκευή θα προκαλέσουν πλευρικές παραμορφώσεις στο πλαίσιο από ωπλισμένο σκυρόδεμα, έχοντας ως συνέπεια την διαγώνια συμπίεση της τοιχοπλήρωσης. Ο Prachand Man Pradhan [38] πραγματοποίησε μελέτη χωρίς ιδιαίτερες τροποποιήσεις χρησιμοποιώντας απλές αναλυτικές φόρμουλες προκειμένου να υπολογιστεί το πάχος της ισοδύναμης διαγωνίου και την πλευρική ικανότητα αντίστασης για πλαίσια με μερική τοιχοπλήρωση. Βασίστηκε στην υπόθεση ότι η καμπτική δυσκαμψία της τοιχοπλήρωσης θα πρέπει να είναι ίση με την καμπτική δυσκαμψία του πλαισίου προκειμένου να υπάρχει ισορροπία στη κατασκευή. Η μερική τοιχοπλήρωση προσφέρει αντίσταση στα πλευρικά φορτία που δέχεται το υποστυλώμα μέχρι το ύψος που φτάνει η τοιχοπλήρωση, μέχρις ότου η τοιχοπλήρωση να υποστεί την αρχική ρηγμάτωση. Επιπλέον εμποδίζει την πλευρική παραμόρφωση του πλαισίου μέχρι το ύψος που φτάνει η τοιχοπλήρωση ωστόσο, η πλευρική δύναμη ασκείται εξίσου από την κορυφή έως την βάση του υποστυλώματος η οποία τείνει να το παραμορφώσει. Σε αυτήν την περίπτωση ο κόμβος στην κορυφή του πλαισίου θα μετατοπιστεί περισσότερο από ότι στην περιοχή σύνδεσης υποστυλώματος τοιχοπλήρωσης.



Σχ.2.13 : Επιρροή της μερικής τοιχοπλήρωσης στα υποστυλώματα του πλαισίου.

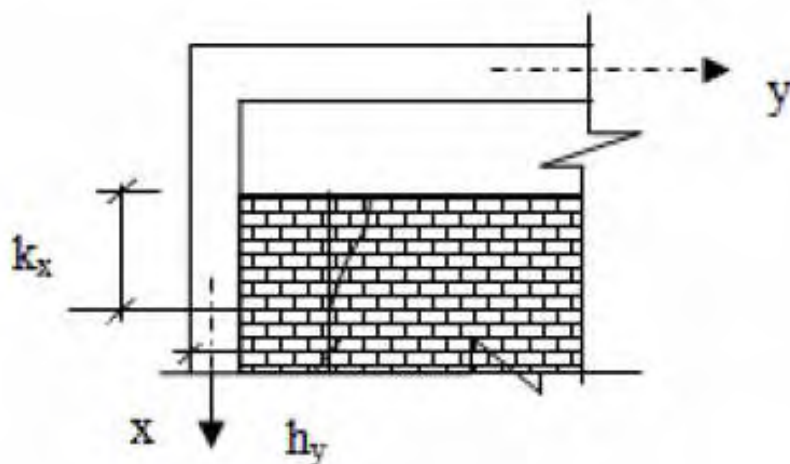
Επειδή υπάρχει κενό πάνω από την τοιχοπλήρωση μέχρι τη δοκό, συμπιέζεται ο τοίχος πλησίον του υποστυλώματος, φόρτιση που επιτυγχάνεται με την ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνιο όπως φαίνεται στο σχήμα 2.14:.



Σχ.2.14: Αναλυτικό μοντέλο της ισοδύναμης διαγωνίου.

Η καμπτική δυσκαμψία του πλαισίου και της τοιχοπλήρωσης πρέπει να είναι ανάλογη με αυτήν της ισοδύναμης διαγωνίου. Σύμφωνα με την ελαστική θεωρία, το μήκος επαφής μεταξύ του πλαισίου και τοιχοπλήρωσης k_x δίνεται από τη σχέση:

$$k_x = \frac{\pi}{2} \cdot h_y \quad (2.22)$$



Σχ.2.15 : Μήκος επαφής πλαισίου τοιχοπλήρωσης

Το πάχος της ισοδύναμης διαγωνίου, η οποία συνεισφέρει στην αντίσταση της πλευρικής δυσκαμψιάς: $w = k_x * \text{Sin}\Psi$, όπου Ψ είναι η γωνία που ορίζεται από την διαγώνιο και το οριζόντιο επίπεδο. Το πάχος που προτείνεται από τον Prachand Man Pradhan [38] δίνεται από τη σχέση:

$$w = \frac{\pi}{2} \cdot 2.29 \cdot \left[\frac{E_c I_c h_m}{E_m t h_c} \right]^{\frac{1}{3}} \frac{L_m}{\sqrt{L_m^2 + (h_m - k_x)^2}} \quad (2.23)$$

όπου,

E_c είναι το μέτρο του πλαισίου

I_c η ροπή αδρανείας του υποστυλώματος

h_c το ύψος του πλαισίου

E_m το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης

t το πάχος της τοιχοπλήρωσης

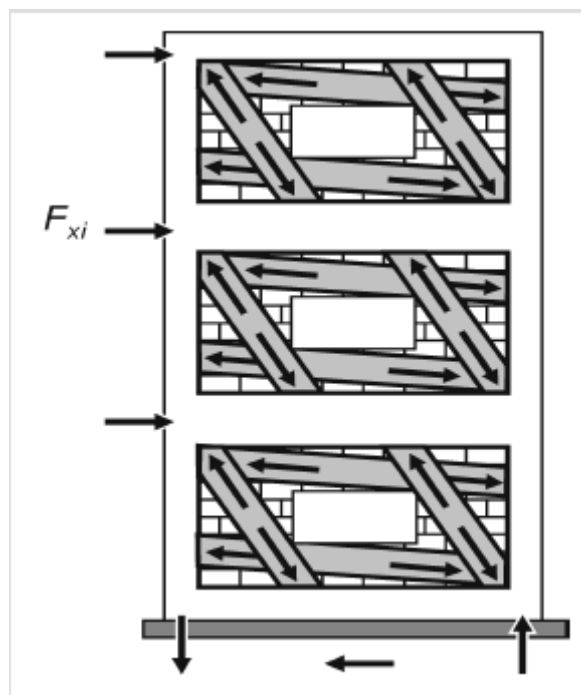
L_m το μήκος της τοιχοπλήρωσης και

h_m το ύψος της τοιχοπλήρωσης.

Ο όρος k_x προκύπτει από τους 3 πρώτους όρους της σχέσης 2.23 και το $\text{Sin}\Psi$ προκύπτει από τον τελευταίο όρο της. Η διαγώνια δύναμη (R_s) της ισοδύναμης διαγωνίου μπορεί να υπολογιστεί εφαρμόζοντας την σχέση $R_s = w * t * f'_m$, όπου f'_m είναι η επιτρεπόμενη θλιπτική δύναμη της τοιχοπλήρωσης. Η οριζόντια συνιστώσα της διαγωνίου δίνει την πλευρική δύναμη αντίστασης (V_m) της τοιχοπλήρωσης, όπου είναι και η τέμνουσα δύναμη που ασκείται στο υποστύλωμα εκεί που τελειώνει το ύψος της τοιχοπλήρωσης.

$$V_m = R_s \cdot \cos \theta \quad (2.24)$$

Σύμφωνα με την FEMA-356 [6], οι ισοδύναμες θλιβόμενες διαγώνιοι μπορούν επίσης να ενσωματώσουν τις δυσκαμψίες των τοιχοπληρώσεων σε αναλυτικά μοντέλα για διάτρητες τοιχοπληρώσεις (π.χ. τοιχοπληρώσεις με ανοίγματα παραθύρων), υπό τον όρο ότι η ισοδύναμη δυσκαμψία της τοιχοπλήρωσης καθορίζεται χρησιμοποιώντας κατάλληλες μεθόδους ανάλυσης (π.χ. μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων) με συνέπεια σε σχέση με την ανάλυση του καθολικού μοντέλου. Ανάλυση τοπικών φαινομένων, ωστόσο, πρέπει να λαμβάνουν υπόψη διάφορα πεδία τάσεων που μπορούν να αναπτυχθούν στη τοιχοπλήρωση. Μια τέτοια αναπαράσταση αυτών των πεδίων τάσης με πολλαπλές ισοδύναμες θλιβόμενες διαγώνιους, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.16, προτάθηκε από τον Hamburger [39].



Σχ. 2.16: Πολλαπλές ισοδύναμες θλιβόμενες διαγώνιοι σε τοιχοπλήρωση με άνοιγμα.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] τέλος προβλέπει ότι όταν εντός ενός φατώματος η τοιχοπλήρωση έχει ανοίγματα, η προσομοίωσή της θα πρέπει να προσαρμόζεται καταλλήλως, ελέγχοντας κατά πόσον η διάταξη των ανοιγμάτων επιτρέπει την λειτουργία διατμητικού φατώματος ή την διαμόρφωση λοξών θλιβόμενων ράβδων τοιχοποιίας, για τις οποίες να εξασφαλίζονται συνοριακές συνθήκες επιτρέπουσες την συμμετοχή

των θλιβόμενων ράβδων στο σχήμα αντίστασης του πλαισίου. Κατά τον έλεγχο αυτόν θα λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη και το κατά πόσον τα κάθε είδους ανοίγματα περιβάλλονται από διαζώματα ή πλαίσια (ή άλλα ενισχυτικά στοιχεία), οριζόντια ή/και κατακόρυφα (οπλισμένοι λαμπάδες ή/και ποδιές, πρέκια κ.λπ.).

Ελλείψει λεπτομερέστερης διερευνήσεως για άοπλες τοιχοπληρώσεις, μπορούν να λαμβάνονται υπόψη τα ακόλουθα στοιχεία:

α) Όταν υπάρχουν δύο μεγάλα ανοίγματα κοντά σ' αμφότερα τα άκρα του φατνώματος η τοιχοπλήρωση αμελείται.

β) Όταν υπάρχει άνοιγμα με διαστάσεις οι οποίες δεν υπερβαίνουν το 20% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος και είναι τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φατνώματος η επιρροή του στα χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης μπορεί να αμελείται.

γ) Όταν υπάρχει άνοιγμα, τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φατνώματος, του οποίου οι διαστάσεις πλησιάζουν ή υπερβαίνουν το 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος η τοιχοπλήρωση μπορεί να αμελείται.

δ) Όταν υπάρχει άνοιγμα περίπου στο κέντρο του φατνώματος, του οποίου οι διαστάσεις είναι μεταξύ του 20% και του 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος, τότε είναι δυνατόν να ληφθούν υπόψη δύο λοξοί θλιπτήρες ανά φάτνωμα. Αυτοί οι θλιπτήρες θα ξεκινούν απ' τα δύο άκρα της κυρίας διαγωνίου και θα καταλήγουν κοντά στο μέσον της υπερκείμενης και της υποκείμενης δοκού αντιστοίχως. Σ' αυτήν την περίπτωση, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των θλιπτήρων στην ασφάλεια των δοκών έναντι τέμνουσας.

ε) δύο μικρά και γειτονικά ανοίγματα σε ένα φάτνωμα μπορούν να θεωρηθούν ως ένα ισοδύναμο και ενιαίο, περιγεγραμμένο σε αυτά.

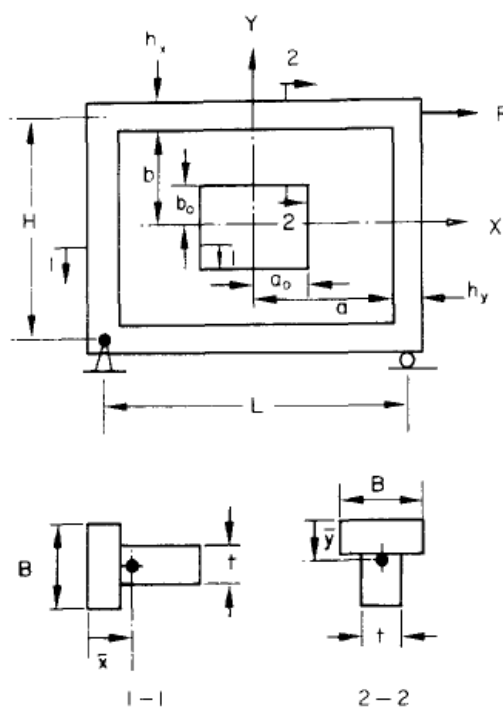
2.4 Μέθοδος ισοδύναμου πλαισίου

Εκτός από τις μικρο - μάκρο μοντελοποιήσεις, ορισμένοι ερευνητές ασχολήθηκαν με πιο κλασσικές μεθόδους ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι τοιχοπληρώσεις, βασιζόμενη στην κλασσική στατική και τη γεωμετρία. Ο Liauw [40] πρότεινε την μετατροπή ενός κανονικού τοιχοπληρωμένου πλαισίου σε ένα ισοδύναμο πλαίσιο, του οποίου τα μέλη

σχηματίζονται από τα σύνθετα τμήματα πλαισίου και τοιχοπλήρωσης, κάνοντας τις εξής παραδοχές:

1. Τα υλικά είναι ομοιογενή, ισότροπα και ελαστικά
2. Η πλήρωση και τα μέλη του πλαισίου σχηματίζονται ως σύνθετη κατασκευή
3. Για απλοποίηση λαμβάνεται υπόψη μόνο η καμπτική συνεισφορά της φορτιζόμενης κατασκευής.

Θεωρείται ένα μονό, κατακόρυφο, κλειστό πλαίσιο με τοιχοπλήρωση με άνοιγμα στο κέντρο. Το πλαίσιο είναι αρθρωμένο στη μια γωνία και έχει κύλιση στην άλλη, όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.17, και φορτίζεται με δύο ίσα πλευρικά φορτία στις πάνω γωνίες.



Σχ.2.17: Γεωμετρία του πλαισίου με τοιχοπλήρωση με άνοιγμα στο κέντρο.

Το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο μετατρέπεται σε ένα ισοδύναμο του οποίου τα μέλη έχουν τις ιδιότητες των σύνθετων μελών της πραγματικής κατασκευής. Το εμβαδόν της δοκού του ισοδύναμο πλαισίου δίνεται από την εξίσωση:

$$A_{eq} = Bh_x + rt(b - b_0) \quad (2.24)$$

όπου $r = E_i/E_f$, ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης προς το μέτρο ελαστικότητας του πλαισίου.

Η απόσταση του κέντρου βάρους του σύνθετου τμήματος από την εξωτερική ίνα της πραγματικής δοκού δίνεται από την εξίσωση:

$$\bar{y} = \frac{1}{2} \frac{Bh_x^2 + rt(b-b_0)(b-b_0+2h_x)}{Bh_x + rt(b-b_0)} \quad (2.25)$$

Η ροπή αδρανείας λαμβάνοντας υπόψη των κεντροβαρικό άξονα x για το δοκάρι του ισοδύναμου πλαισίου μπορεί να υπολογιστεί από τον τύπο:

$$I_b + A_{eq} \bar{y}^2 = \sum (I_x + Ay^2)$$

στον οποίο οι ποσότητες στο αριστερό μέρος της εξίσωσης αναφέρονται στο πραγματικό πλαίσιο και τοιχοπλήρωση. Ως εκ τούτου:

$$I_b = \frac{1}{12} [Bh_x^3 + rt(b-b_0)^3] + \frac{1}{4} [Bh_x^3 + rt(b-b_0)(b-b_0+2h_x)^2] - \frac{1}{4} \frac{[Bh_x^2 + rt(b-b_0)(b-b_0+2h_x)]^2}{Bh_x + rt(b-b_0)} \quad (2.26)$$

Παρομοίως, για τα μέλη υποστυλώματος του ισοδύναμου πλαισίου, η απόσταση του κέντρου βάρους από την εξωτερική ίνα του πραγματικού υποστυλώματος και η ροπή αδρανείας δίνονται από τους τύπους (2.27), (2.28) αντίστοιχα:

$$\bar{x} = \frac{1}{2} \frac{Bh_y^2 + rt(\alpha - \alpha_0)(\alpha - \alpha_0 + 2h_y)}{Bh_y + rt(\alpha - \alpha_0)} \quad (2.27)$$

$$I_c = \frac{1}{12} [Bh_y^3 + rt(\alpha - \alpha_0)^3] + \frac{1}{4} [Bh_y^3 + rt(\alpha - \alpha_0)(\alpha - \alpha_0 + 2h_y)^2] - \frac{1}{4} \frac{[Bh_y^2 + rt(\alpha - \alpha_0)(\alpha - \alpha_0 + 2h_y)]^2}{Bh_y + rt(\alpha - \alpha_0)} \quad (2.28)$$

Η χρήση των εξισώσεων (2.26) και (2.28) υποδηλώνει ότι τα γωνιακά τμήματα της τοιχοπλήρωσης χρησιμοποιήθηκαν διπλά στους υπολογισμούς. Αυτό τείνει να αυξήσει την δυσκαμψία των μελών του ισοδύναμου πλαισίου, το οποίο είναι λογικό αφού τα γωνιακά τμήματα της τοιχοπλήρωσης προσφέρουν σε δυσκαμψία τόσο σε δοκό όσο και σε υποστύλωμα. Λόγω της μετατόπισης των κέντρων βάρους των σύνθετων τμημάτων το ύψος και το άνοιγμα του ισοδύναμου πλαισίου γίνονται αντίστοιχα:

$$\begin{aligned} h &= H + h_x - 2\bar{y} \\ l &= L + h_y - 2\bar{x} \end{aligned} \quad (2.29)$$

Ως αποτέλεσμα των αλλαγών στις γενικές διαστάσεις του ισοδύναμου πλαισίου, τα εξωτερικά φορτία και οι στηρίξεις μεταφέρονται στο ισοδύναμο πλαίσιο σύμφωνα με το σχήμα 2. Τα φορτία δίνονται από τις σχέσεις:

$$w = \frac{P}{2} \quad (2.30)$$

$$m = \frac{P}{2} \left(y - \frac{h_x}{2} \right)$$

Το ισοδύναμο πλαίσιο υπό την παραπάνω φόρτιση μπορεί να αναλυθεί με πολλές μεθόδους. Οι εσωτερικές ροπές, τέμνουσες και στροφές των μελών στους κόμβους δίνονται από τις σχέσεις:

$$M_1 = \frac{Ph}{4} + \frac{mkl}{2(3h+kl)}$$

$$M_2 = \frac{Ph}{4} + \frac{3mh}{3h+kl}$$

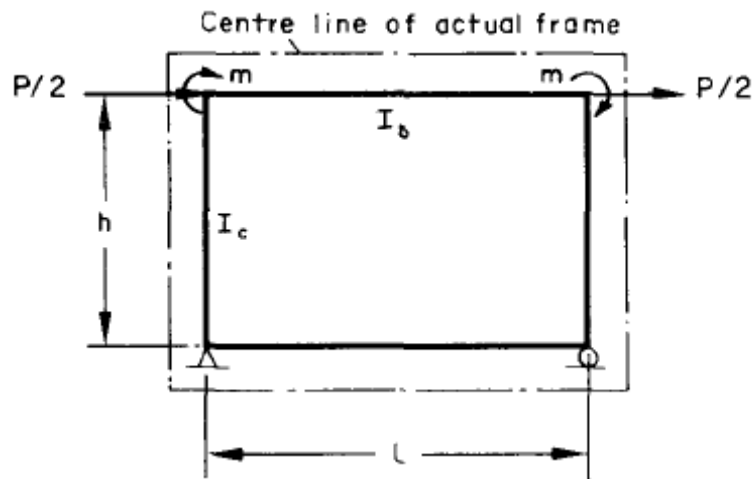
$$Q_1 = \frac{M_1}{h}$$

$$Q_2 = \frac{M_2}{l}$$

$$\theta_1 = \frac{l}{12E_f I_b} \left(\frac{Ph}{2} + \frac{mkl}{3h+kl} \right)$$

$$\theta_2 = \frac{l}{12E_f I_b} \left(\frac{Ph}{2} + \frac{6mkl}{3h+kl} \right)$$
(2.31)

όπου $k = I_c/I_b$.



Σχ.2.18: Ισοδύναμο πλαίσιο με ισοδύναμα φορτία.

Η οριζόντια μετακίνηση στη κορυφή του ισοδύναμου πλαισίου δίνεται από τη σχέση:

$$\delta' = \frac{h}{12E_f I_b} \left[\frac{P}{2} \left(hl + \frac{h^2}{k} \right) + \frac{m(k^2 l^2 + 6h^2)}{k(3h+kl)} \right] \quad (2.32)$$

Η οριζόντια μετακίνηση του ισοδύναμου πλαισίου μπορεί να μετατραπεί σε μετακίνηση του πραγματικού πλαισίου θεωρώντας ότι οι παραμορφώσεις πραγματικού και ιδεατού πλαισίου είναι παράλληλες και η επέκταση κάθε υποστυλώματος του ισοδύναμου πλαισίου πάνω από τον κόμβο παραμένει ευθεία, όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.19. Η επί πλέον μετακίνηση λόγω της μετατροπής είναι:

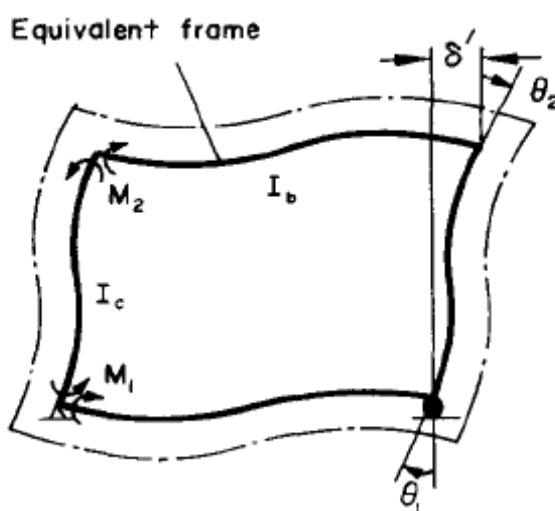
$$\delta'' = \left(\bar{y} - \frac{h_x}{2}\right)(\tan \theta_1 + \tan \theta_2) \quad (2.33)$$

Προσθέτοντας κατά μέλη τις εξισώσεις (2.32), (2.33) :

$$\delta = \frac{Ph^2}{24E_f I_b} \left(1 + \frac{h}{k}\right) + \frac{mh}{12E_f I_b} \frac{k^2 l^2 + 6h^2}{3h + kl} \quad (2.34)$$

$$+ \left(\bar{y} - \frac{h_x}{2}\right)(\tan \theta_1 + \tan \theta_2)$$

Ο πρώτος όρος στην εξίσωση (2.34) ανταποκρίνεται στην μετακίνηση που παράγεται από το φορτίο P, ο δεύτερος στη μετακίνηση από τη ροπή m και ο τρίτος στην επί πλέον μετακίνηση λόγω μετατροπής από το ισοδύναμο στο πραγματικό πλαίσιο.



Σχ.2.19: Παραμορφώσεις πραγματικού και ισοδύναμου πλαισίου.

Τα αναλυτικά αποτελέσματα που προέκυψαν από τη μέθοδο συγκρίθηκαν με αποτελέσματα πειραμάτων ελαστικών μοντέλων με τοιχοπληρώσεις διαφορετικών δυσκαμψιών. Η σύγκριση δείχνει κοντινά αποτελέσματα όταν το άνοιγμα είναι μεγαλύτερο του 50% της τοιχοπλήρωσης ενώ στην αντίθετη περίπτωση τα αποτελέσματα είναι συντηρητικά. Η δυνατότητα της μεθόδου είναι ότι μπορεί να

επεκταθεί ώστε να χρησιμοποιηθεί σε τοιχοπληρωμένα πλαίσια, με ανοίγματα ή χωρίς, πολλών ορόφων και ανοιγμάτων.

2.5 Απλοποιημένη θεμελιώδης καμπύλη τοιχοπληρώσεων

Βασιζόμενοι στη παραμετρική μελέτη που πραγματοποίησαν (βλέπε 3.1.1), οι A. Stavridis & B. Shing [41] πρότειναν μια μέθοδο ώστε να προκύπτει απλοποιητικά η σχέση πλευρικού φορτίου – μετακίνησης ενός τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Η καμπύλη αυτή δεν αναπαριστά εύστοχα την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής και δεν μπορεί να δώσει τον όγκο πληροφοριών που δίνει η ανάλυση του προβλήματος με πεπερασμένα στοιχεία. Ωστόσο αποτελεί έναν απλό και αποτελεσματικό τρόπο να εκτιμώνται συντηρητικά τα βασικά χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς της κατασκευής σε έξι βήματα.

- Αρχική δυσκαμψία K_{ini}

Η αρχική δυσκαμψία ενός αρηγμάτωτου τοιχοπληρωμένου πλαισίου υπολογίζεται σύμφωνα με τον Fiorato et al. (1970) [42] από τον τύπο:

$$K_{ini} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fi}} + \frac{1}{K_{shi}}} \quad (2.35)$$

όπου K_{fi} και K_{shi} αποτελούν την καμπτική και διατμητική δυσκαμψία του υποστυλώματος. Με αυτή τη προσέγγιση, η κατασκευή θεωρείται ως μια σύνθετη δοκός όπου τα υποστυλώματα είναι τα πέλατα και η τοιχοπλήρωση η παρειά της δοκού. Γι'αυτό, για την καμπτική δυσκαμψία K_{fi} οι ισοδύναμες παράμετροι για την σύνθετη δοκό πρέπει να ληφθούν υπόψη, ενώ για την διατμητική δυσκαμψία μόνο η συνεισφορά της τοιχοπλήρωσης. Η καμπτική δυσκαμψία υπολογίζεται από το τύπο:

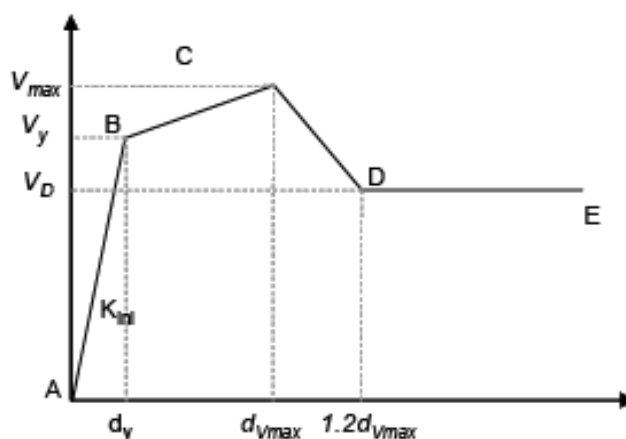
$$K_{fi} = \frac{3E_c I_{ce}}{h_{cb}^3} \quad (2.36)$$

όπου h_{cb} είναι το ύψος του υποστυλώματος μετρημένο από τη κορυφή της θεμελίωσης έως το Κ.Β. της δοκού, E_c είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και I_{ce} η ισοδύναμη ροπή αδρανείας του τροποποιημένου τμήματος ενός τροποποιημένου τμήματος σκυροδέματος. Η I_{ce} εξαρτάται από το λόγο των

μέτρων ελαστικότητας σκυροδέματος και τοιχοπλήρωσης και τη γεωμετρία της τομής. Εναλλακτικά, στη σχέση (2.36) μπορεί να χρησιμοποιηθεί το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης, εάν η σύνθετη τομή μετατραπεί σε ισοδύναμη τομή τοιχοπλήρωσης. Θεωρώντας ότι η διατμητική τάση είναι ομοιόμορφη κατά μήκος του τοίχου, η διατμητική δυσκαμψία μπορεί να υπολογιστεί από τον τύπο:

$$K_{sh} = \frac{A_w G_w}{h_w} \quad (2.37)$$

όπου A_w , G_w και h_w είναι το εμβαδόν της διατομής, το διατμητικό μέτρο ελαστικότητας και το ύψος της τοιχοπλήρωσης αντίστοιχα. Επειδή οι τοιχοπληρώσεις είναι ανισότροπα υλικά, το G_w μπορεί είτε να μετρηθεί είτε να υπολογιστεί από εμπειρικές σχέσεις. Για παράδειγμα, μπορεί να θεωρηθεί $G_w = 0.4E_w$ (MSJC 2008), όπου E_w το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης. Η μορφή της καμπύλης, η οποία είναι παρόμοια με τη καμπύλη που εμπεριέχεται στο ASCE 41-06 [43] παρουσιάζεται στο σχήμα 2.20:



Σχ.2.20: Σχέση δύναμης – μετακίνησης για τοιχοπληρωμένο πλαίσιο ωπλισμένου σκυροδέματος.

- Αντοχή διαρροής, V_y

Στις περιπτώσεις που εξετάστηκαν, το σημείο διαρροής στη καμπύλη δύναμης – μετακίνησης συμπίπτει με το διαχωρισμό και την ολίσθηση ανάμεσα στη τοιχοπλήρωση και το πλαίσιο. Η μετακίνηση και η δύναμη για τις οποίες επέρχεται διαχωρισμός εξαρτώνται στη ποιότητα της αγκύρωσης, στη συνοχή ανάμεσα στα δύο και στο κατακόρυφο φορτίο. Το σύστημα πλαισίου – τοιχοπλήρωσης είναι στατικά αόριστο καθώς η δύναμη αλλάζει καθώς η κατασκευή παραμορφώνεται. Οι A. Stavridis & B. Shing [41] θεώρησαν ότι η αντοχή σε όλες τις περιπτώσεις είναι

μεταξύ 65% και 80% της μέγιστης αντοχής V_{max} . Μια συντηρητική εκτίμηση λοιπόν θα ήταν να υπολογιστεί η αντοχή διαρροής από το τύπο (2.38):

$$V_y = \frac{2}{3} V_{max} \quad (2.38)$$

- Μέγιστη αντοχή V_{max}

Χωρίς τη πραγματοποίηση πειράματος ή ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων, δεν υπάρχει αξιόπιστο εργαλείο για να προβλεφθεί ο πραγματικός μηχανισμός κατάρρευσης ή η αντοχή εξαιτίας της πολυπλοκότητας του μηχανισμού κατάρρευσης. Επιπλέον, ακόμα και αν ο μηχανισμός μπορεί να προβλεφθεί, η συνεισφορά κατακόρυφων φορτίων ανάμεσα στα υποστυλώματα ωπλισμένου σκυροδέματος και στη τοιχοπλήρωση παραμένει άγνωστη, καθώς τα κατακόρυφα φορτία αλλάζουν καθ' ύψος. Για τον λόγο αυτόν, ο υπολογισμός της μέγιστης αντοχής χωρίς ακριβείς υπολογισμούς δεν είναι εφικτός. Ωστόσο με μια σειρά από απλοποιητικές παραδοχές, η μέγιστη αντοχή μπορεί να εκτιμηθεί.

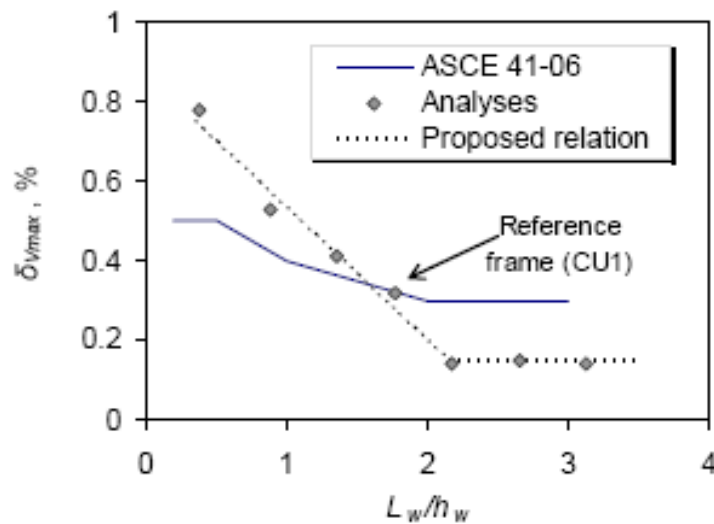
Οι A.Stavridis & B.Shing [41] θεώρησαν ως φορτίο αυτό που ασκείται στις κρίσιμες διατομές των υποστυλωμάτων. Αυτές είναι το πάνω μέρος της διατομής του φορτιζόμενου υποστυλώματος και το κάτω μέρος της διατομής του άλλου. Το εξωτερικά επιβαλλόμενο κατακόρυφο φορτίο κατανέμεται στα υποστυλώματα και την τοιχοπλήρωση σε αναλογία με την κατακόρυφη δυσκαμψία τους. Στη συνέχεια, θεωρείται ένα ζευγάρι κατακόρυφων δυνάμεων που εμποδίζουν την ανατροπή. Αυτές οι δυνάμεις είναι συναρτήσει της πλευρικής αντοχής της κατασκευής, συνεπώς πρέπει να είναι γνωστή η πλευρική αντοχή της κατασκευής. Ωστόσο, μπορεί να θεωρηθεί ότι η δύναμη στο φορτιζόμενο υποστυλώμα είναι η δύναμη που απαιτείται να αναιρέσει τη θλιπτική δύναμη που προκύπτει από το εξωτερικά επιβαλλόμενο κατακόρυφο φορτίο. Μια ίση θλιπτική δύναμη μπορεί να θεωρηθεί ότι ασκείται και στο άλλο υποστυλώμα. Η διατμητική αντοχή μπορεί να εκτιμηθεί από τις σχέσεις που προβλέπει ο ACI 318 [44]. Η συνολική αντίσταση του τοιχοπληρωμένου πλαισίου μπορεί να θεωρηθεί ίση με το άθροισμα της διατμητικής αντίστασης των υποστυλωμάτων, της συνοχής των κόμβων θεμελίωσης και της δύναμης τριβής που προκαλείται από το μερίδιο του κατακόρυφου φορτίου που παίρνει η τοιχοπλήρωση:

$$V_{max} = V_{ic} + V_{rc} + c_0 A_w + m P_w \quad (2.39)$$

όπου V_{lc} και V_{rc} είναι οι τέμνουσες των υποστυλωμάτων, c_o είναι η αντοχή συνοχής των κονιαμάτων, A_w το εμβαδόν της τοιχοπλήρωσης, μ ο συντελεστής τριβής ο οποίος θεωρείται ίσος με 1 για κλίση 45° , και P_w είναι το κατακόρυφο φορτίο της τοιχοπλήρωσης.

- Μετακίνηση δ_{vmax} στη μέγιστη αντοχή

Η μετακίνηση στη μέγιστη αντοχή δε μπορεί να υπολογιστεί εύκολα καθώς εξαρτάται από αρκετές παραμέτρους, όπως η αλληλεπίδραση πλαισίου τοιχοπλήρωσης. Γι' αυτό, μπορεί να ληφθεί είτε από το σχήμα 2.21 που προέκυψε από την παραμετρική μελέτη είτε από το Πίνακα 2.1 (πίνακας 7-9 από ASCE 41-06 (2007) [43]).



Σχ. 2.21: Μετακίνηση για τη μέγιστη αντοχή λαμβάνοντας υπόψη το λόγο πλευρών της τοιχοπλήρωσης

Πιν. 2.1 Μετακίνηση για τη μέγιστη αντοχή λαμβάνοντας υπόψη το λόγο πλευρών της τοιχοπλήρωσης και τη διατμητική αντοχή [43].

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	c (%)	d (%)
$\beta < 0.7$	0.5	n.a.	0.5
	1.0	n.a.	0.4
	2.0	n.a.	0.3
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0.5	n.a.	1.0
	1.0	n.a.	0.8
	2.0	n.a.	0.6
$\beta \geq 1.3$	0.5	n.a.	1.5
	1.0	n.a.	1.2
	2.0	n.a.	0.9

Ο πίνακας 2.1 δίνει τη $\delta_{V_{max}}$ συναρτήσει του λόγου πλευρών της τοιχοπλήρωσης και της διατμητικής τους αντοχής, λαμβάνοντας υπόψη τη διατμητική αντοχή των υποστυλωμάτων. Η τιμή που δίνει ο πίνακας λοιπόν είναι 0.32, η οποία είναι κοντινή με τα μοντέλα στη παραμετρική μελέτη με ίδιο λόγο πλευρών.

- Παραμένουσα αντοχή, V_{res}

Η παραμένουσα αντοχή καθορίζεται ως αντοχή της κατασκευής όταν έχει επέλθει διατμητική ρηγμάτωση στη τοιχοπλήρωση και επεκτείνεται στα υποστυλώματα. Η αντοχή της κατασκευής όταν έχουν ανοίξει οι ρωγμές μπορεί να υπολογιστεί ως το άθροισμα της απομένουσας αντοχής της τοιχοπλήρωσης λόγω τριβής και της απομένουσας διατμητικής αντίστασης των υποστυλωμάτων όταν έχουν δημιουργηθεί διατμητικές ρωγμές και στα δύο. Σε αυτήν την περίπτωση, μόνο ο εγκάρσιος οπλισμός στη περιοχή των ρωγμών μπορεί να ληφθεί υπόψη.

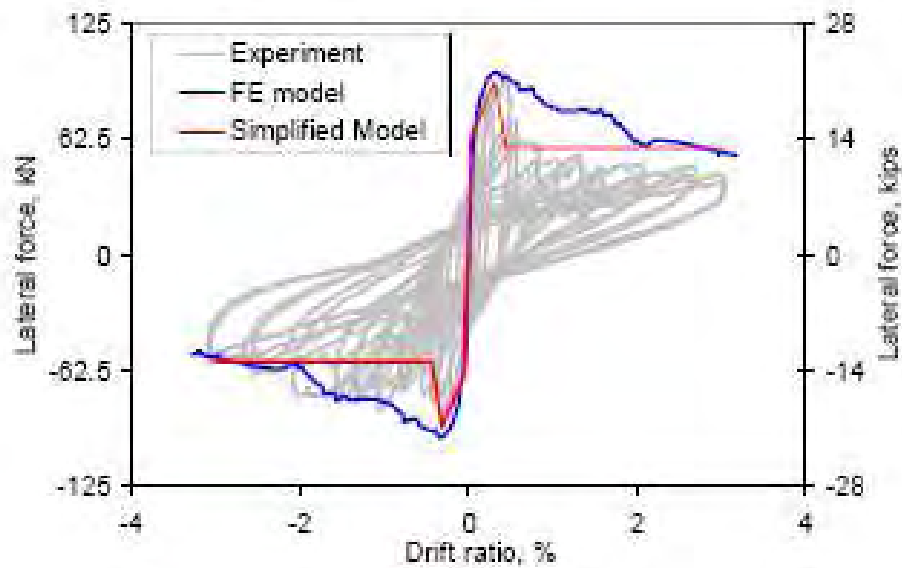
$$V_{res} = 2V_{c,res} + V_{w,res} \quad (2.40)$$

όπου, $V_{c,res}$ είναι η απομένουσα διατμητική αντοχή του υποστυλώματος και $V_{w,res}$ η απομένουσα διατμητική αντοχή της τοιχοπλήρωσης. Η $V_{c,res}$ είναι ανεξάρτητη του αξονικού φορτίου του κάθε υποστυλώματος. Στην τοιχοπλήρωση μόνον η αντίσταση λόγω τριβής λαμβάνεται υπόψη. Το κατακόρυφο φορτίο θεωρείται ότι είναι ίσο με το εξωτερικά επιβαλλόμενο φορτίο αν και στις περισσότερες περιπτώσεις είναι μεγαλύτερο λόγω του ότι το μη φορτιζόμενο υποστυλώμα δεν μπορεί να φέρει θλιπτικό φορτίο αφού αστοχήσει λόγω διάτμησης ενώ το φορτιζόμενο είναι σε εφελκισμό προσπαθώντας να αντισταθεί στη ροπή ανατροπής.

- Μετακίνηση $\delta_{V_{res}}$ στην απομένουσα αντοχή

Η μετακίνηση που αντιστοιχεί στην παραμένουσα αντοχή εξαρτάται από τη σύμβαση που χρησιμοποιήθηκε για να καθοριστεί η παραμένουσα αντοχή της κατασκευής, καθώς σε πολλές περιπτώσεις μια απότομη πτώση του φορτίου ακολουθείται από ήπια μείωση κλίσεων. Μια συντηρητική προσέγγιση θα ήταν να θεωρηθεί μια απότομη πτώση φορτίου από τη μέγιστη στην παραμένουσα αντοχή για μετακίνηση ελαφρά μεγαλύτερη από τη $\delta_{V_{max}}$. Με βάση την απόκριση των πλαισίων, προτείνεται αύξηση 20%.

Στο σχήμα 2.22 γίνεται σύγκριση της απλοποιητικής αυτής μεθόδου και πειραματικών αποτελεσμάτων:



Σχ.2.22: Σύγκριση απλοποιητικής μεθόδου με εργαστηριακές δοκιμές και μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων.

Παρατηρείται ότι η απλοποιημένη καμπύλη αποδίδει σχετικά καλά τη συμπεριφορά που προκύπτει από την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία και από τα πειραματικά αποτελέσματα. Η σχετικά μικρή απόκλιση του μέγιστου φορτίου οφείλεται στο ότι η απλοποιητική μέθοδος υποεκτιμά την αντοχή του συστήματος.

Βιβλιογραφία

- [1] Mallick DV, Severn RT., The behaviour of infilled frames under static loading, Proc Inst Civ Eng 1967;38:639–56.
- [2] Mallick DV, Garg RP., Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames, Proc Inst Civ Eng 1971;49:193–209.
- [3] Liauw TC, Kwan KH., Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames., Comp Struct 1984;18:551–60.
- [4] Asteris, P. G., “Analysis of masonry infilled frames using a finite element technique.”, *J. Struct. Eng.*, in press, 2003.
- [5] ΚΑΝ.ΕΠΕ. – Κανονισμός Επεμβάσεων 2012.
- [6] FEMA 356, “Prestandard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 2000, Washington, DC.
- [7] FEMA 273, 1997, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, 1997, Washington, D.C. (FEMA Publication No. 273).
- [8] Eurocode 6, Part 1,1 - ENV1996-1-1, Jun1995.
- [9] Polyakov, S. V. (1960), “On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loading in the plane of the wall”, Translation in earthquake engineering, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), San Francisco, 36–42.
- [10] Holmes, M. (1961), “Steel frames with brickwork and concrete infilling”, ICE Proc., 19(4), 473–478.
- [11] Smith, B. S. (1966), “Behavior of square infilled frames”, J. Struct., 92(1), 381–403.
- [12] Smith B. S. (1967), “Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames”, Build. Sci., 2(3), 247–257.
- [13] Smith B. S. and Carter C.(1969), “A method of analysis for infilled frames”, ICE Proc., 44(1), 31–48.
- [14] Mainstone R. J. (1974), Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames, Building Research Station, Garston, UK.
- [15] Tassios T. P. (1984), “Masonry infill and RC walls (an invited state-of-the-art report)”, 3rd Int. Symp. on Wall Structures, Centre for Building Systems, Research and Development, Warsaw, Poland.

- [16] Bazan E., and Meli R. (1980), "Seismic analysis of structures with masonry walls", Proc., 7th World Conf. on Earthquake Engineering, Vol. 5, International Association of Earthquake Engineering (IAEE), Tokyo, 633–640.
- [17] Decanini L. D. and Fantin G. E. (1987), "Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite", Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural III, Vol. 2, Asociacion de Ingenieros Estructurales, Buenos Aires, Argentina, 817–836 (in Spanish).
- [18] Paulay T. and Priestley M. J. N. (1992), Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, Wiley, New York, 744.
- [19] Amato G, Fossetti M, Cavaleri L, Papia M., "An updated model of equivalent diagonal strut for infill panels", Eurocode 8 perspectives from Italian standpoint, workshop; 2008. p. 119–28.
- [20] Reflak J. and Fajfar P. (1991), "Elastic analysis of infilled frames using substructures", Proc., 6th Canadian Conf. on Earthquake Engineering, University of Toronto Press, Toronto, 285–292.
- [21] Saneinejad A. and Hobbs B. (1995), "Inelastic design of infilled frames", J. Struct. Eng., 121(4), 634–650.
- [22] Buonopane S. G., and White R. N. (1999). "Pseudodynamic Testing of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame", J. Struct. Eng., 125(6), 578–589.
- [23] Thiruvengadam V. (1985), "On the natural frequencies of infilled frames", Earthquake Eng. Struct. Dyn., 13(3), 401–419.
- [24] Chaker A. A. and Sherifati A. (1999), "Influence of masonry infill panels on the vibration and stiffness characteristics of R/C frame buildings", Earthquake Eng. Struct. Dyn., 28(9), 1061–1065.
- [25] Singh Y., and Das D. (2006), "Effect of URM infills on seismic performance of RC frame buildings", Proc., 4th Int. Conf. on Earthquake Engineering,, Center for Urban Earthquake Engineering (CUEE), Tokyo.
- [26] Syrmakizis C. A. and Vratsanou V. Y. (1986), "Influence of infill walls to RC frames Response", Proc., 8th European Conf. on Earthquake Engineering, European Association for Earthquake Engineering (EAEE), Istanbul, Turkey, 47–53
- [27] Chrysostomou C. Z. (1991), "Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames", Ph.D. thesis, Cornell Univ., Ithaca, NY.

- [28] Chrysostomou C. Z., Gergely P. and Abel J. F. (2002), “A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames”, *Int. J. Struct. Stab. Dyn.*, 2(3), 335–353
- [29] Liauw T. C. and Kwan K. H. (1983a), “Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength”, *ICE Proc.*, 75(4), 707–723.
- [30] Liauw T. C. and Kwan K. H. (1983b), “Plastic theory of non-integral infilled frames”, *ICE Proc.*, 75(3), 379–396.
- [31] Liauw T. C. and Kwan K. H. (1983b), “Plastic theory of non-integral infilled frames”, *ICE Proc.*, 75(3), 379–396.
- [32] Liauw T. C., and Kwan K. H. (1984), “Nonlinear behaviour of nonintegral infilled frames”, *Comput. Struct.*, 18, 551–560.
- [33] Crisafulli F. J., and Carr A. J. (2007), “Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures”, *Bull. New Zealand Soc. Earthquake Eng.*, 40(2), 69–77
- [34] Mónica Puglisi, Maylett Uzcategui και Julio Flórez-López, “Modeling of masonry of infilled frames, Part I: The plastic concentrator”, Department of Construction Technology, School of Architecture, University of Los Andes, Mérida 5101, Venezuela, 2008.
- [35] Puglisi M et al., “Modeling of masonry of infilled frames”, Part II: Cracking and damage. *Eng Struct* 2009;31(1):119_24.
- [36] Puglisi M., “Modelado de la mamposteria de relleno mediante la teoría del daño concentrado”, Ph.D. Thesis, University of Los Andes, Venezuela; 2005 [in Spanish].
- [37] Guevara L.T. and Garcia L.E., “The captive and short column effects”, *Earthquake Spectra*, Vol.21, No. 1, pp. 141-160, 2005.
- [38] Prachand Man Pradhan, “Equivalent Strut Width for Partial Infilled Frames”, Department of Civil and Geomatics Engineering, Kathmandu University, Dhulikhel, Nepal, *Journal of Civil Engineering Research* 2012, 2(5): 42-48.
- [39] Hamburger, R. O., 1993, “Methodology for Seismic Capacity Evaluation of Steel-Frame Buildings with Infill Unreinforced Masonry,” *Proceedings of 1993 National Earthquake Conference*, Central U.S. Earthquake Consortium, Memphis, Tennessee, Vol. II, pp. 173-191.
- [40] T. C. LIAUW,* Ph.D., M.I.C.E., “An Approximate Method of Analysis for Infilled Frames with or without Opening”, *Build. Sci.* Vol. 7. pp. 233-238. Pergamon Press 1972, Printed in Great Britain.

- [41] A. Stavridis, B. Shing, “Simplified Modeling of Masonry-Infilled RC Frames Subjected to Seismic Loads”, 15 WCEE, Lisboa 2012.
- [42] Fiorato, A.E., M.A. Sozen, and W.L. Gamble (1970), “An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls”, *Report No. UILU-ENG 70-100*, Dept. of Civ. Eng., University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [43] ASCE/SEI 41-06 (2006), “Seismic Rehabilitation of existing buildings”, ASCE, New York.
- [44] ACI 318-08 (2008), “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary”, Farmington Hills, Mi

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 - ΠΡΟΓΕΝΕΣΤΕΡΗ ΕΡΕΥΝΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Πολλοί ερευνητές στο παρελθόν ασχολήθηκαν με την επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην συμπεριφορά της κατασκευής. Οι μελέτες που πραγματοποιήθηκαν ήταν είτε αναλυτικές, με χρήση ηλεκτρονικών προγραμμάτων, είτε πειραματικές, με δοκιμές σε τοιχοπληρωμένα πλαίσια υπό κλίμακα. Το πλαίσιο αναφοράς σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις με το οποίο γίνονταν και οι συγκρίσεις ήταν το «γυμνό» πλαίσιο, χωρίς τοιχοπλήρωση. Επιπλέον, επειδή οι κατασκευές διαθέτουν ανοίγματα (πόρτες, παράθυρα), έχουν γίνει αρκετές μελέτες ώστε να προσδιοριστεί η επιρροή των ανοιγμάτων στην συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Μερικές από τα πιο σημαντικές αναλυτικές – πειραματικές έρευνες παρουσιάζονται στα παρακάτω υποκεφάλαια.

3.1 Αναλυτική έρευνα τοιχοπληρωμένων πλαισίων

3.1.1 Παραμετρική μελέτη

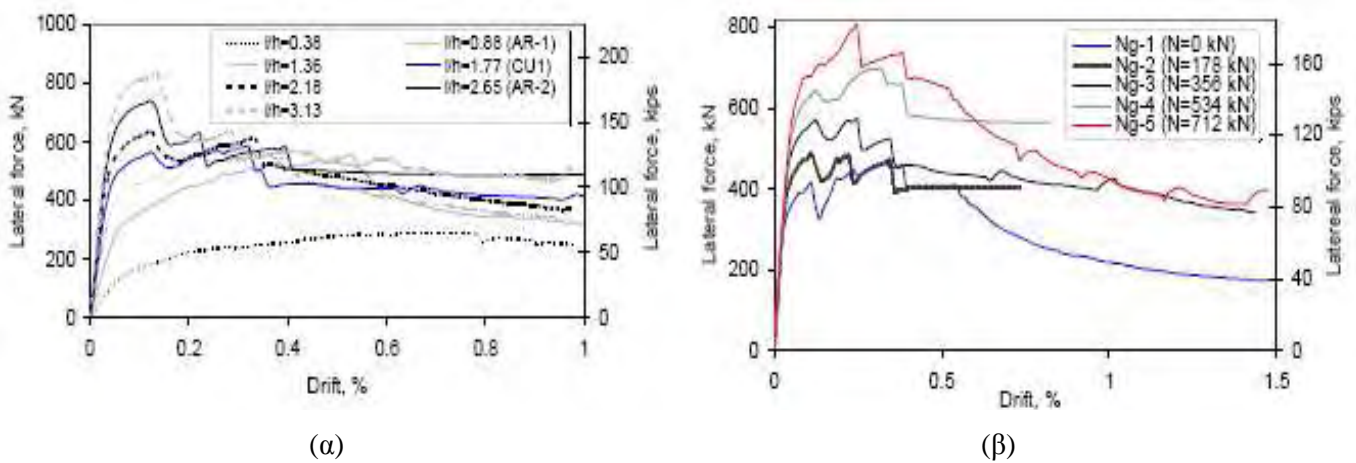
Προκειμένου να βγουν ασφαλή συμπεράσματα για τη συμπεριφορά ενός τοιχοπληρωμένου πλαισίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να φάνει πιο χρήσιμη μια παραμετρική μελέτη από ένα μεμονωμένο πείραμα καθώς οι παράγοντες που την καθορίζουν είναι αρκετοί. Οι A. Stavridis & B. Shing [1] πραγματοποίησαν μια τέτοια μελέτη θεωρώντας:

- μονώροφα πλαίσια με ένα άνοιγμα
- τέσσερα διαφορετικά επίπεδα κατακόρυφης φόρτισης
- έξι διαφορετικούς λόγους διαστάσεων των τοιχοπληρώσεων
- τέσσερα διαφορετικά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού για τα υποστυλώματα.

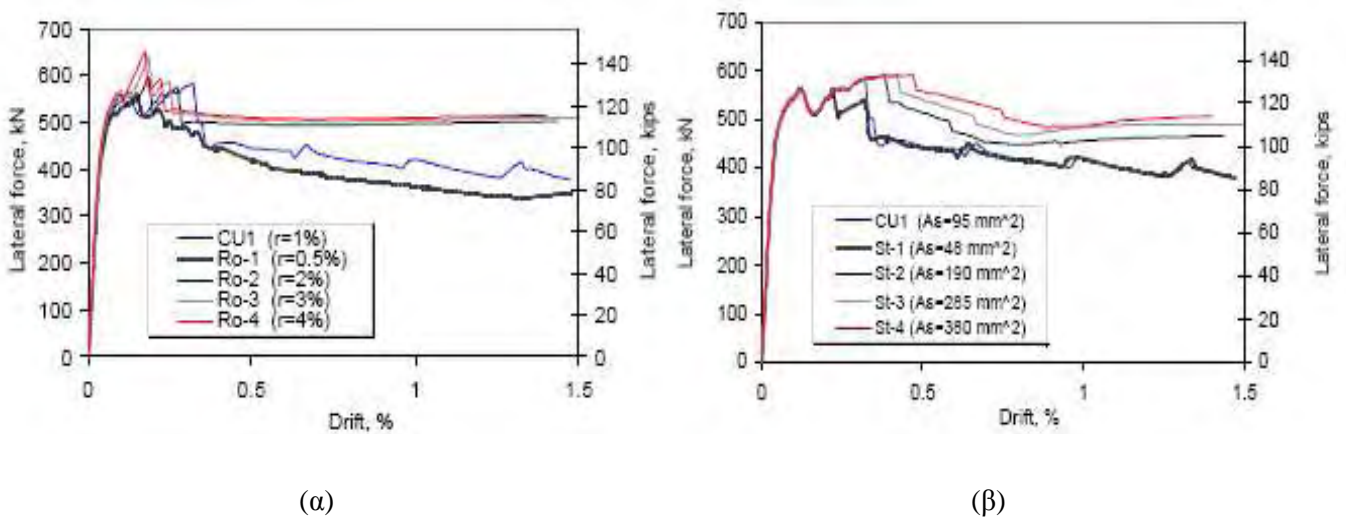
Οι οπλισμικές διατάξεις των δοκών θεωρήθηκε ότι επηρεάζουν αμελητέα τη συμπεριφορά του φορέα γι' αυτό και αμελήθηκαν. Σε κάθε περίπτωση διαφοροποιούταν μια παράμετρος για να διευκολύνει την απευθείας σύγκριση των διαμορφώσεων και την εκτίμηση της επιρροής της.

Οι καμπύλες δύναμης – μετακίνησης για τις περιπτώσεις που μελετήθηκαν φαίνονται στα σχήματα 3.1,3.2. Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον πίνακα 3.1, όπου φαίνεται

η επιρροή της κάθε παραμέτρου στην αρχική δυσκαμψία, στην αντοχή και στο μηχανισμό κατάρρευσης. Είναι ενδιαφέρον να παρατηρηθεί ότι η αρχική δυσκαμψία επηρεάζεται μόνο από το λόγο των πλευρών της τοιχοπλήρωσης. Επιπλέον, η αντοχή επηρεάζεται περισσότερο από το λόγο των πλευρών και το κατακόρυφο φορτίο που είναι παράμετροι που καθορίζουν το θλιπτικό φορτίο που επιβάλλεται στη τοιχοπλήρωση, του οποίου η αντίσταση τριβής καθορίζει την συνολική αντίσταση. Αντίθετα, ο οπλισμός των υποστυλωμάτων δεν επηρεάζει την αντοχή του τοίχου. Όλα αυτά είναι σημαντικά συμπεράσματα που μπορούν να βοηθήσουν στη διαμόρφωση απλοποιητικών σχέσεων για την εκτίμηση της σεισμικής αντίστασης των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.



Σχ.3.1: Καμπύλες δύναμης – μετακίνησης για επιρροή α) του μήκους l προς το ύψος h , l/h , β) του κατακόρυφου φορτίου.

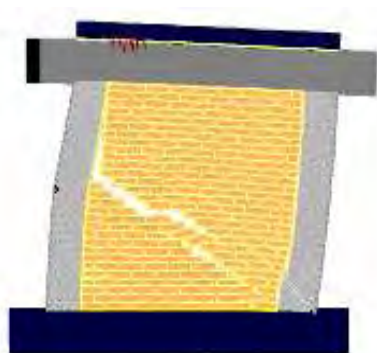


Σχ.3.2: Καμπύλες δύναμης – μετακίνησης για επιρροή α) του % ποσοστού του διαμήκους οπλισμού, β) του εγκάρσιου οπλισμού.

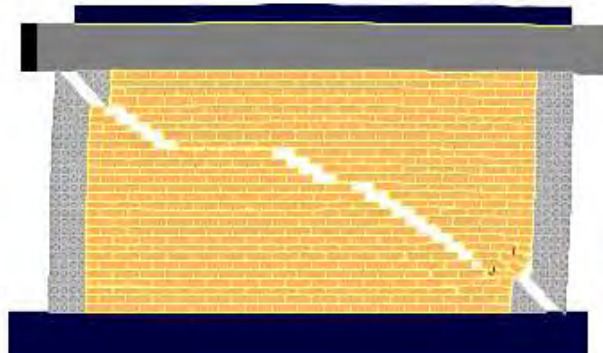
Πιν.3.1: Επιρροή παραμέτρων σχεδιασμού στη συμπεριφορά τοιχοπληρωμένου πλαισίου ωπλισμένου σκυροδέματος.

Parameter	Initial Stiffness	Strength	Failure Mechanism		
			Infill	Windward Column	Leeward Column
Aspect Ratio	Significant	Significant	No effect	Significant	No effect
Vertical load	No effect	Significant	No effect	Some effect	Minor effect
Ratio of Longitudinal Reinforcement	No effect	No effect	Some effect	Some effect	No effect
Area of Transverse Reinforcement	No effect	No effect	No effect	Significant	No effect
Spacing of Transverse Reinforcement	No effect	No effect	No effect	Significant	Minor effect

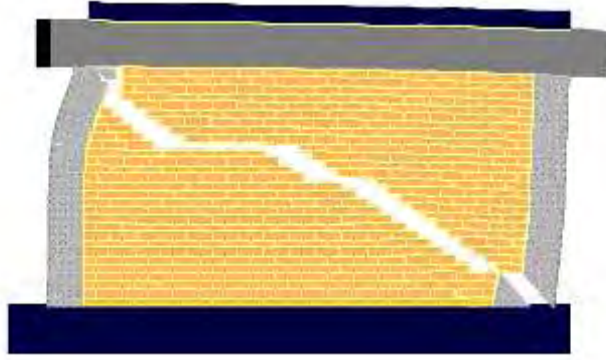
Ο μηχανισμός κατάρρευσης των υποστυλωμάτων επηρεάζεται από πολλές παραμέτρους. Η συμπεριφορά του φορτιζόμενου υποστυλώματος μεταβάλλεται με κάθε αλλαγή των προαναφερθεισών παραμέτρων, εξαιτίας είτε του διαφορετικού αξονικού φορτίου είτε των διαφορετικών λεπτομερειών όπλισης. Γι'αυτό, η διατμητική ρηγμάτωση στη βάση του υποστυλώματος μπορεί να επιβραδυνθεί αυξάνοντας τα κατακόρυφα φορτία ενώ μπορεί να αποφευχθεί αυξάνοντας τον λόγο πλευρών του τοίχου ή τον εγκάρσιο οπλισμό του υποστυλώματος (σχήμα 3.3). Αυτές οι αλλαγές οδηγούν σε καμπτική, άρα όλκιμη αστοχία. Αντίθετα, η συμπεριφορά του αφόρτιστου υποστυλώματος δε φαίνεται να επηρεάζεται ιδιαίτερα από τις παραμέτρους σχεδιασμού και σε όλες τις περιπτώσεις αστοχεί λόγω διάτμησης. Παρόλο που δεν αλλάζει ο μηχανισμός κατάρρευσής του, η αντοχή μπορεί να αυξηθεί με αύξηση του θλιπτικού φορτίου ενώ πιο όλκιμη συμπεριφορά μπορεί να επιτευχθεί με αύξηση του εγκάρσιου οπλισμού.



(α) λόγος πλευρών $h/d = 1,10$



(β) λόγος πλευρών $h/d = 0,55$



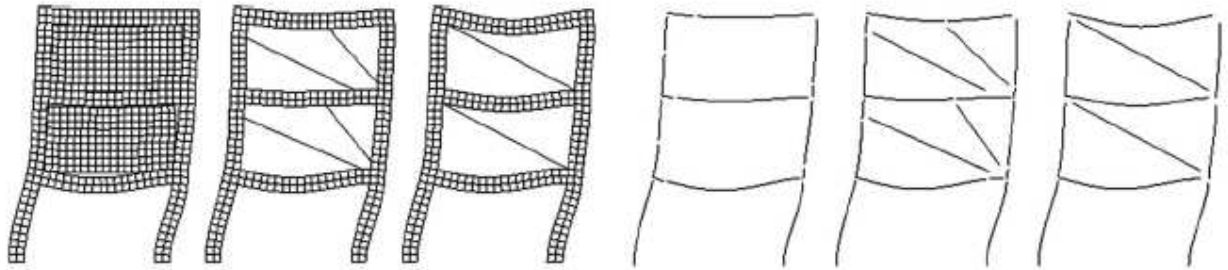
(γ) λόγος πλευρών $h/d = 0,55$ και διπλάσιος εγκάρσιος σπλισμός

Σχ.3.3 Επιρροή παραμέτρων στο διατμητικό ρήγμα του προσάνεμου υποστυλώματος.

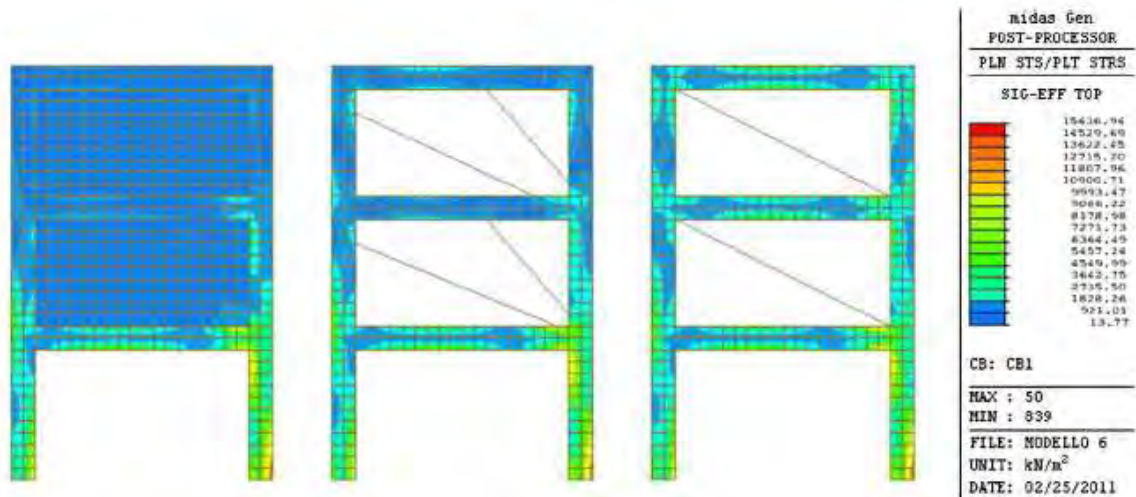
3.1.2 Διώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα

Οι Alessandra Fiore, Adriana Netti και Pietro Monaco [2] προσομοίωσαν ένα διώροφο κτήριο με ένα άνοιγμα και μαλακό όροφο στο ισόγειο με έξι διαφορετικές μεθόδους προκειμένου να συγκρίνουν τα αποτελέσματα. Στις μεθόδους που χρησιμοποιήθηκαν προσομοιώθηκαν:

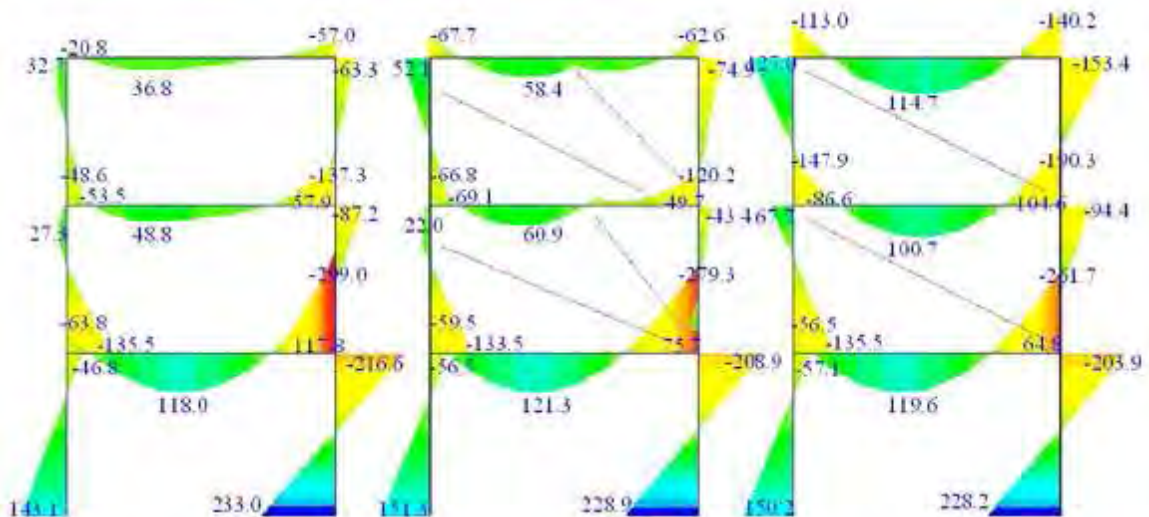
- 1) το πλαίσιο με πεπερασμένα στοιχεία και την τοιχοπλήρωση με πεπερασμένα στοιχεία με στοιχείο δικτυώματος στη διεπιφάνεια
- 2) το πλαίσιο με πεπερασμένα στοιχεία και η τοιχοπλήρωση με δύο διαγώνιους θλιπτήρες
- 3) το πλαίσιο με πεπερασμένα στοιχεία και η τοιχοπλήρωση με έναν διαγώνιο θλιπτήρα
- 4) το πλαίσιο με στοιχεία δοκού και η τοιχοπλήρωση με στοιχεία δικτυώματος στους κόμβους να λειτουργούν σαν τοιχοπλήρωση
- 5) το πλαίσιο με στοιχεία δοκού και η τοιχοπλήρωση με δύο διαγώνιους θλιπτήρες
- 6) το πλαίσιο με στοιχεία δοκού και η τοιχοπλήρωση με έναν διαγώνιο θλιπτήρα. Τα συγκριτικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στα σχήματα 3.4-3.7 και στους πίνακες 3.2, 3.3:



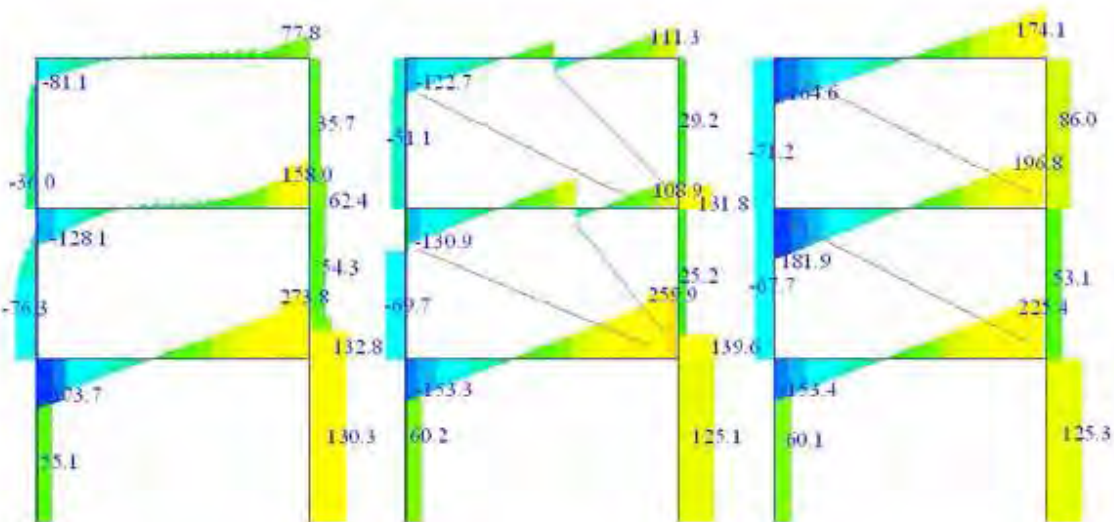
Σχ.3.4: Σύγκριση των 6 μοντέλων σε όρους παραμορφώσεων.



Σχ.3.5: Σύγκριση των 3 μοντέλων με πεπερασμένα πλαίσια σε όρους τάσεων.



Σχ.3.6: Σύγκριση των 3 μοντέλων με πλαίσια με στοιχεία δοκού σε όρους καμπτικών ροπών (kNm).



Σχ.3.7: Σύγκριση των 3 μοντέλων με πλαίσια με στοιχεία δοκού σε όρους τεμνουσών (kN).

Πιν.3.2: Σύγκριση σε όρους μέγιστης κατακόρυφης μετακίνησης (το ποσοστό σφάλματος είναι συγκριτικά με το μοντέλο 1).

	Storey 3	$\Delta\eta$ (%)	Storey 2	$\Delta\eta$ (%)	Storey 1	$\Delta\eta$ (%)
Mod. 1	0.00106		0.00118		0.00237	
Mod. 2	0.001434	+34.90	0.00116	-1.53	0.002244	-5.36
Mod. 3	0.00292	+174.69	0.00221	+87.95	0.00223	-5.95

Πιν.3.3: Σύγκριση σε όρους μετακίνησης ορόφου (το ποσοστό σφάλματος είναι συγκριτικά με το μοντέλο 1).

Storey displacement		Storey 3 (m)	$\Delta\eta$ (%)	Storey 2 (m)	$\Delta\eta$ (%)	Storey 1 (m)	$\Delta\eta$ (%)
Mod. 1	η_{FE}	0.006102		0.005234		0.003675	
Mod. 2	$\eta_{FE2pant}$	0.005748	-5.80	0.005160	-1.41	0.003804	+3.51
Mod. 3	$\eta_{FE1pant}$	0.00647	+6.03	0.005460	+4.32	0.003904	+6.23
Mod. 4	$\eta_{σdistrib}$	0.006728	+10.26	0.005669	+8.31	0.003819	+3.92
Mod. 5	η_{2pant}	0.006146	+0.72	0.005537	+5.79	0.003925	+6.80
Mod. 6	η_{1pant}	0.006176	+1.21	0.005312	+1.49	0.003881	+5.61

Όπως φαίνεται και στα σχήματα 3.5-3.7 και στους πίνακες 3.2, 3.3 γίνονται συγκρίσεις σε όρους μετακινήσεων ορόφων, τάσεων, παραμορφώσεων και δυνάμεων. Τα μοντέλα 2, 5 που έχουν δύο διαγώνιους θλιπτήρες είναι τα πιο κατάλληλα σε τοπική κλίμακα αναπαράγοντας τη συμπεριφορά σε όρους τάσεων, καμπτικών ροπών και τεμνουσών πιο εύστοχα σε σχέση με τα μοντέλα με έναν θλιπτήρα (3, 6). Παρόλο που τα μοντέλα με τον ένα θλιπτήρα σε πολλές περιπτώσεις δίνουν υπέρ της ασφαλείας τιμές καμπτικών ροπών και τεμνουσών στους κόμβους, δεν μπορούν να καλύψουν την αύξηση των εντατικών μεγεθών στα δοκάρια λόγω των τοιχοπληρώσεων. Επίσης, δεν μπορούν να δείξουν σωστά τη παραμόρφωση των δοκών (σχ.3.5 και πιν.3.2) αφού δεν λαμβάνουν υπόψη την ένταση που ασκείται από

την τοιχοπλήρωση στο πλαίσιο με την επιβολή των φορτίων. Τέλος, ένα άλλο μειονέκτημα των μοντέλων με τον έναν θλιπτήρα είναι ότι δεν δείχνουν την αύξηση της τέμνουσας στα υποστυλώματα κοντά στους κόμβους ούτε στα δοκάρια του πρώτου ορόφου των οποίων η συμπεριφορά επηρεάζεται κυρίως από την από πάνω τοιχοπλήρωση (σχ.3.6).

Προκειμένου να μπορεί να χρησιμοποιηθεί το μοντέλο των δύο διαγωνίων θλιπτήρων χωρίς το πλαίσιο να προσομοιώνεται με πεπερασμένα στοιχεία που είναι χρονοβόρα διαδικασία, εισήχθησαν κατάλληλες σχέσεις που καθορίζουν τη θέση των προβλημάτων που προκύπτουν από τις δύο ισοδύναμες διαγώνιους. Οι σχέσεις αυτές προέκυψαν σύμφωνα με τις πιο σημαντικές παραμέτρους που επηρεάζουν τη αλληλεπίδραση πλαισίου – τοιχοπλήρωσης. Η γεωμετρία της τοιχοπλήρωσης και ο αριθμός των ορόφων είναι οι πιο σημαντικές από αυτές. Το σχήμα 3.8 δείχνει τις γεωμετρικές παραμέτρους που λαμβάνονται υπόψη στο μοντέλο. Για τη πρώτη διαγώνιο, οι σχέσεις που προκύπτουν είναι οι εξής:

Για το πρώτο όροφο (Σχ. 3.9 a και b)

$$\begin{aligned} \frac{d_1}{h} &= 0.10834\left(\frac{l}{h}\right)^{-1} + 0.0073141\left(\frac{l}{h}\right)^2 \\ \frac{b_1}{l} &= 0.48689\left(\frac{l}{h}\right)^{-2} + 0.16302\left(\frac{l}{h}\right)^{0.5} \end{aligned} \quad (3.1)$$

Για τους πάνω ορόφους (Σχ. 3.9 c και d)

$$\begin{aligned} \frac{d_1}{h} &= 0.11609\left(\frac{l}{h}\right)^{-1} + 0.0061624\left(\frac{l}{h}\right)^2 \\ \frac{b_1}{h} &= 0.11609\left(\frac{l}{h}\right)^{-1} + 0.1287\left(\frac{l}{h}\right)^{0.5} \end{aligned} \quad (3.2)$$

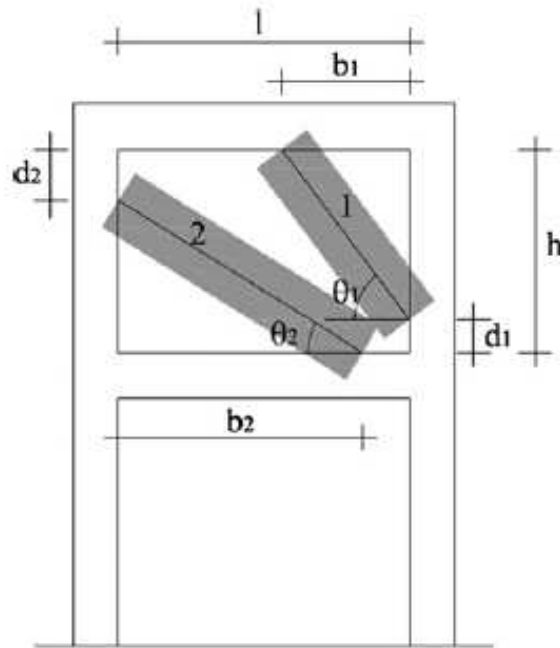
Ανάλογα προκύπτουν οι σχέσεις και για τον δεύτερο θλιπτήρα:

Για το πρώτο όροφο

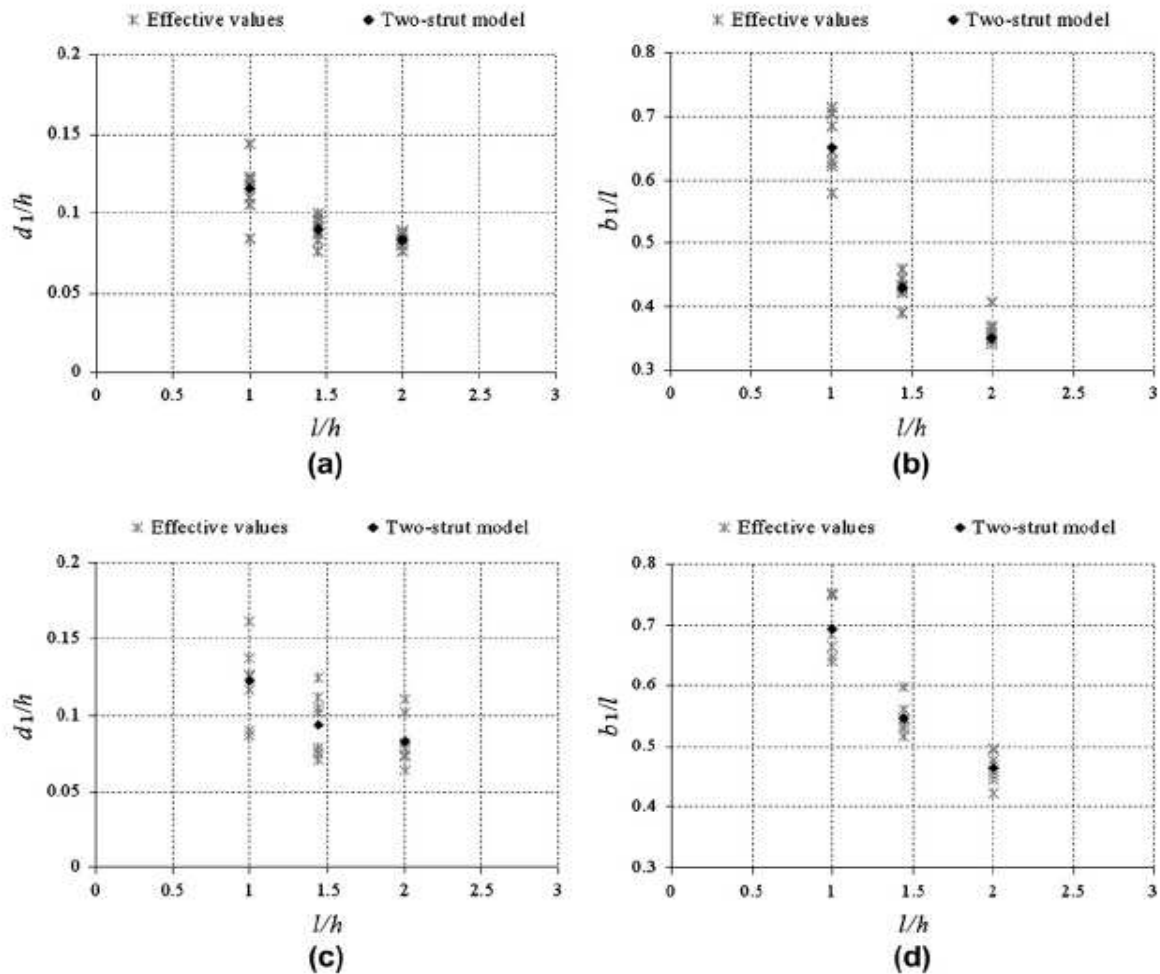
$$\begin{aligned} \frac{d_2}{h} &= 0.157621\left(\frac{l}{h}\right)^{-1} + 0.084484\left(\frac{l}{h}\right)^{0.5} \\ \frac{b_1}{l} &= 0.408621\left(\frac{l}{h}\right)^{-0.5} + 0.44431\left(\frac{l}{h}\right)^{0.5} \end{aligned} \quad (3.3)$$

Για τους πάνω ορόφους

$$\frac{d_2}{h} = 0.1025\left(\frac{l}{h}\right)^{-0.5} + 0.046736\left(\frac{l}{h}\right)^{0.5} e^{\left(\frac{l}{h}\right)^{-0.5}} \quad (3.4)$$
$$\frac{b_2}{l} = 0.312751\left(\frac{l}{h}\right)^{-1.5} + 0.467931\left(\frac{l}{h}\right)^{0.5}$$



Σχ.3.8: Γεωμετρικές παράμετροι και σημεία προβλημάτων.

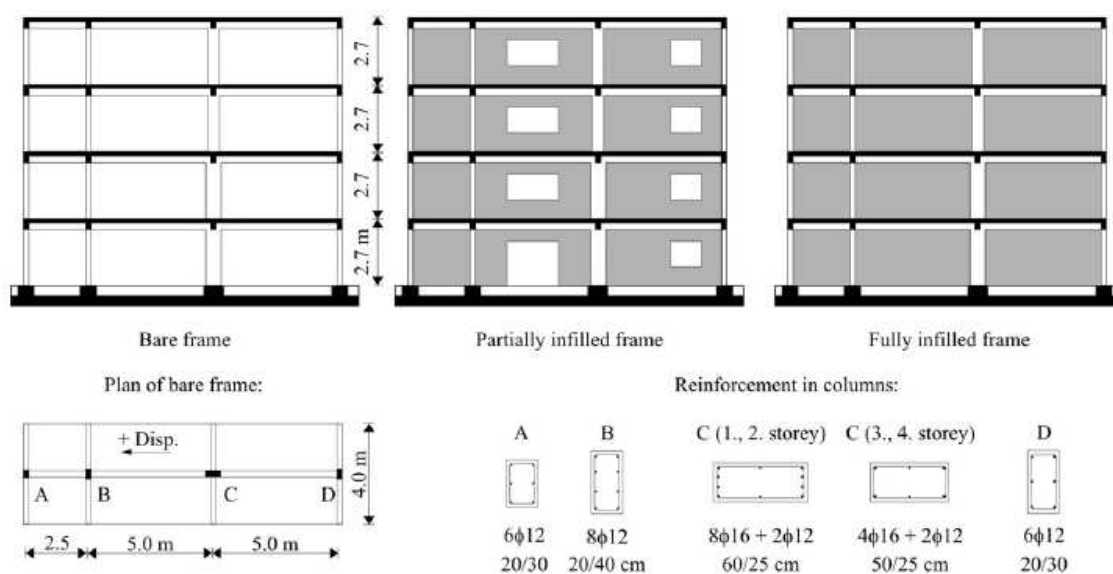


Σχ.3.9: Λόγοι d_1/h (a and c), b_1/l (b and d) σε συνάρτηση με το λόγο των διαστάσεων (l/h) για το πρώτο όροφο (a και b) και τους πάνω ορόφους (c και d).

Οι παραπάνω εκφράσεις εξετάστηκαν σε διαφορετικούς φορείς (γεωμετρία, μηχανικές ιδιότητες και φορτία) όπου προέκυψαν συμβατά αποτελέσματα σε σχέση με τον φορέα που προαναφέρθηκε, τόσο σε γενικό όσο και σε τοπικό επίπεδο. Τέλος, σύμφωνα με τους συγγραφείς οι παραπάνω σχέσεις μπορούν να εφαρμοστούν σε φορείς όπου ο μέγιστος λόγος των διαστάσεων των τοιχοπληρώσεων είναι 2:1 και η κατασκευή να είναι δύσκαμπτη (περίοδος ταλάντωσης κοντά στην T_c). Ωστόσο, τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 4 ήταν διαφορετικά, καθώς για δύσκαμπτο μονώροφο πλαίσιο το μοντέλο του διπλού θλιπτήρα υπερεκτιμούσε τα εντατικά μεγέθη ενώ υποεκτιμούσε την δυσκαμψία.

3.1.3 Τετραώροφο πλαίσιο με τρία ανοίγματα

Οι Matjaz Dolsek και Peter Fajfar [3] μελέτησαν τρεις παραλλαγές μιας τετραώροφης κατασκευής, μια με γυμνά πλαίσια, μία με τοιχοπληρώσεις με ανοίγματα και μια με τοιχοπληρώσεις χωρίς ανοίγματα. Τριών ειδών ανοίγματα προσομοιώθηκαν: μια πόρτα ανοίγματος 2.00x1,75 m, και δύο ειδών παράθυρα (2.00x1,00 , 1,20x1,00 m). Στο σχήμα 3.10 φαίνεται η διάταξη των ανοιγμάτων καθώς και οι οπλισμοί των στοιχείων.



Σχ. 3.10: Όψεις, κάτοψη και οπλισμοί της κατασκευής.

Οι τοιχοπληρώσεις αποτελούνταν από κοίλα τούβλα πάχους 12cm και 1.5cm γύψος και από τις δύο πλευρές. Η μέση αντοχή που λήφθηκε από διαγώνια τεστ κυμαινόταν στα 0.575MPa και το αντίστοιχο μέτρο διάτμησης στα 1.171GPa. Οι τοιχοπληρώσεις, όπως προαναφέρθηκε, μοντελοποιήθηκαν με δύο διαγώνιους θλιπτήρες που φέρουν μόνο θλιπτικά φορτία και τοποθετούνταν στους κόμβους ανάμεσα σε δοκό και υποστύλωμα.

Το κύριο πρόβλημα, το οποίο προκαλεί μεγάλες αβεβαιότητες, είναι το πώς να καθορίζονται τα χαρακτηριστικά αυτών των διαγωνίων, δηλαδή τα διαγράμματα δύναμης – παραμόρφωσης και η υστερητική τους συμπεριφορά. Επιπλέον προβλήματα προκύπτουν από τα ανοίγματα στις τοιχοπληρώσεις. Σε αυτή την μελέτη η αρχική δυσκαμψία K_i υπολογίστηκε χρησιμοποιώντας την απλή διαδικασία που περιγράφεται στο ECOEST-PREC 8 [4]

$$K_i = \frac{G_w L_{in} t_w}{H_{in}} \quad (3.5)$$

Όπου G_w είναι το μέτρο διάτμησης του τοίχου, που προκύπτει από το διαγώνιο τεστ θλίψης, L_{in} και H_{in} είναι το μήκος και το ύψος της τοιχοπλήρωσης αντίστοιχα και t_w το πάχος του τοίχου. Για τον καθορισμό της δύναμης της τοιχοπλήρωσης χρησιμοποιήθηκε μια απλοποιημένη έκφραση που προτάθηκε από τους Zarnic και Gostic[5]:

$$F_{\max} = 0.818 \frac{L_{in} t_w f_{tp}}{C_t} (1 + \sqrt{C_1^2 + 1}, \quad (3.6)$$

$$C_1 = 1.925 \frac{L_{in}}{H_{in}},$$

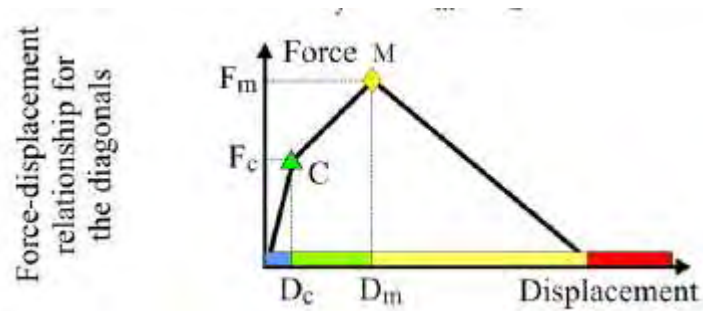
Όπου f_{tp} είναι η αντοχή ρηγμάτωσης της τοιχοπλήρωσης, που προκύπτει από το τεστ διαγώνιας σύνθλιψης. Παρόμοιο αποτέλεσμα προκύπτει και με τη χρήση μιας εναλλακτικής έκφρασης για το καθορισμό της δύναμης τοιχοπλήρωσης [4]:

$$F_{\max} = 1.3 f_{tp} L_{in} t_w \quad (3.7)$$

Η αρχική δυσκαμψία και αντοχή της τοιχοπλήρωσης σύμφωνα με τις σχέσεις (3.5) – (3.7) εφαρμόζεται στην οριζόντια διεύθυνση οπότε για να προκύψει η σχέση δύναμης – μετατόπισης για τους διαγώνιους θλιπτήρες πρέπει να στραφούν στη διεύθυνση της διαγωνίου. Η επιρροή ενός ανοίγματος, λήφθηκε υπόψη χρησιμοποιώντας τον όρο λ_o τον οποίο εισήγαγαν οι Dawe and Seah [6] και χρησιμοποιήθηκε επίσης στην NZSEE [7]:

$$\lambda_o = 1 - \frac{1.5 L_o}{L_{in}} \geq 0 \quad (3.8)$$

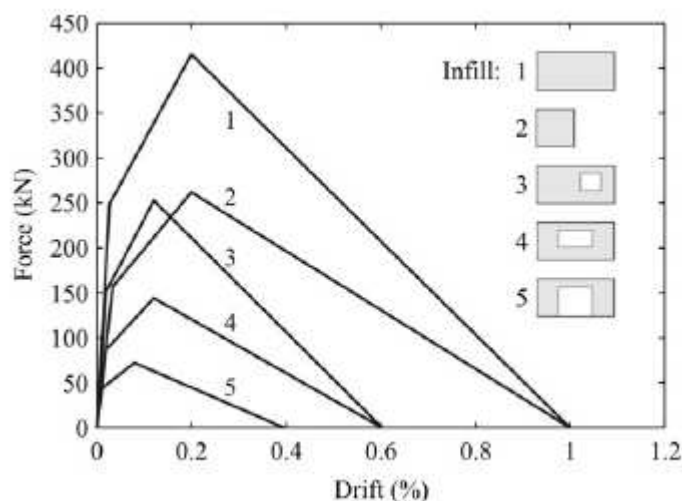
Όπου L_o είναι το οριζόντιο μήκος του ανοίγματος. Η αντοχή και η αρχική δυσκαμψία της τοιχοπλήρωσης μειώνονται πολλαπλασιαζόμενες με το λ_o . Αυτή η προσέγγιση δε διαφοροποιείται σε παράθυρο και πόρτα. Σε αυτή την έρευνα η αντοχή της τοιχοπλήρωσης μειώθηκε αυθαίρετα κατά 50% ώστε να προκύψει καλύτερος συσχετισμός ανάμεσα στις υπολογισμένες και τις μετρημένες χρονοιστορίες μετακίνησης πρώτου ορόφου, κυρίως κοντά στην κατάρρευση. Αυτής της τάξης μείωση για τις πόρτες είναι μεγαλύτερη σε σχέση με αυτή που προτάθηκε σε μια άλλη πειραματική έρευνα [8].



Σχ.3.11 Σχέση δύναμης – παραμόρφωσης για τις διαγώνιους.

Η σχέση δύναμης – παραμόρφωσης της τοιχοπλήρωσης φαίνεται στο σχήμα 3.11. Θεωρήθηκε ότι ο λόγος της δύναμης ρηγμάτωσης και της μέγιστης δύναμης ήταν 0.6, και η μέγιστη δύναμη επιτυγχάνεται για μετακίνηση ορόφου 0.2% για κοντή πλήρωση, 0.15% για πλήρωση με παράθυρο και 0.1% για πλήρωση με πόρτα. Αυτά τα νούμερα ήταν κοντινά σε σχέση με την ψευδοδυναμική μελέτη του πλαισίου με τοιχοπληρώσεις με ανοίγματα, όπου η μετακίνηση του πρώτου ορόφου για τη μέγιστη δύναμη ήταν περίπου 0.15% [9].

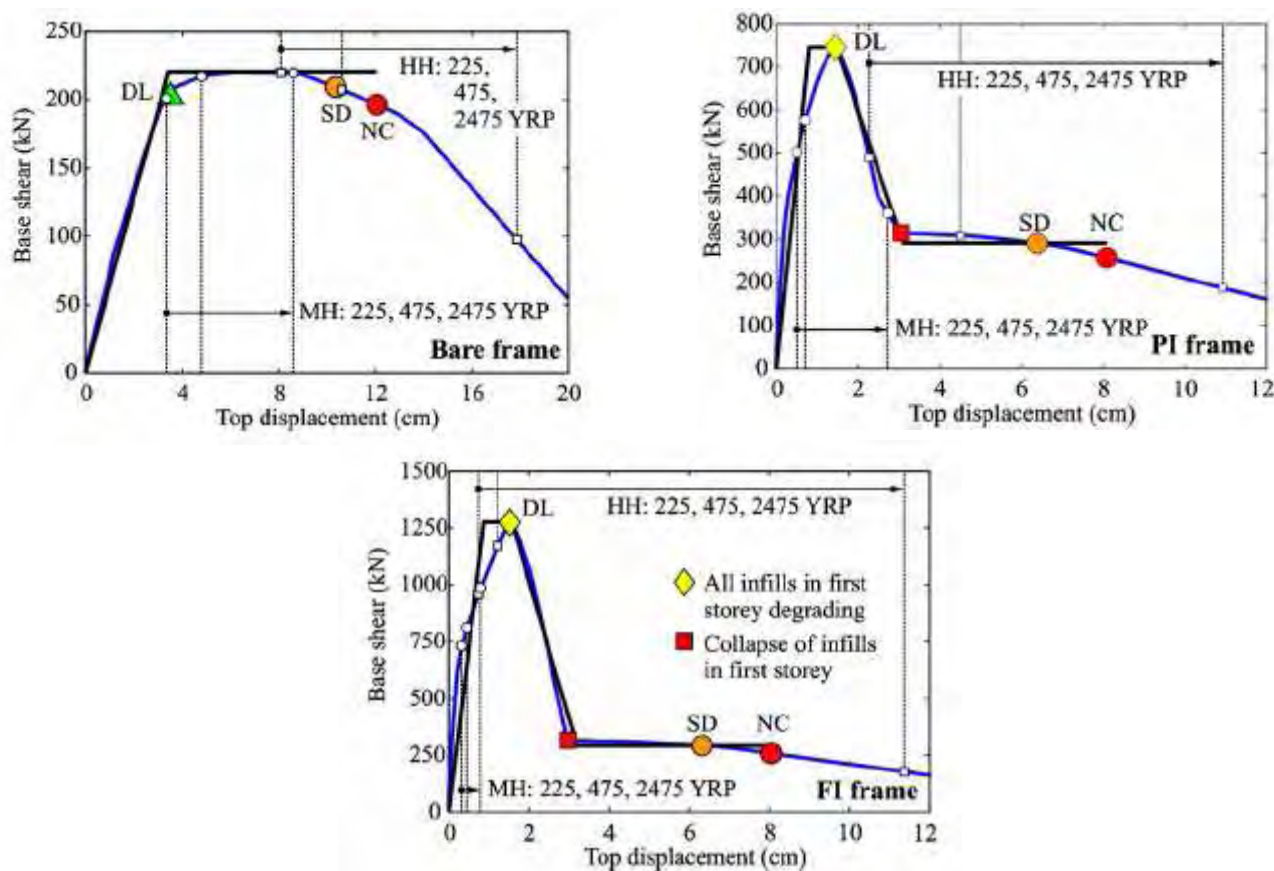
Στο σχήμα 3.12 φαίνονται τα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης των διαγώνιων θλιπτήρων, χρησιμοποιώντας τα χαρακτηριστικά που αναφέρονται πιο πάνω για το κάθε άνοιγμα:



Σχ. 3.12 Σχέση δύναμης – μετακίνησης για τις διαγώνιους για τα διαφορετικά ανοίγματα.

Οι καμπύλες της pushover φαίνονται στο σχήμα 3.13. Μπορεί να παρατηρηθεί ότι η παρουσία των τοιχοπληρώσεων από τούβλο αυξάνει τη δυσκαμψία και την αντοχή του πλαισίου. Ο λόγος της μέγιστης τέμνουσας βάσης προς το βάρος της πληρωμένης με ανοίγματα (0.43) και της πλήρως πληρωμένης (0.73) είναι πολύ μεγαλύτερος από

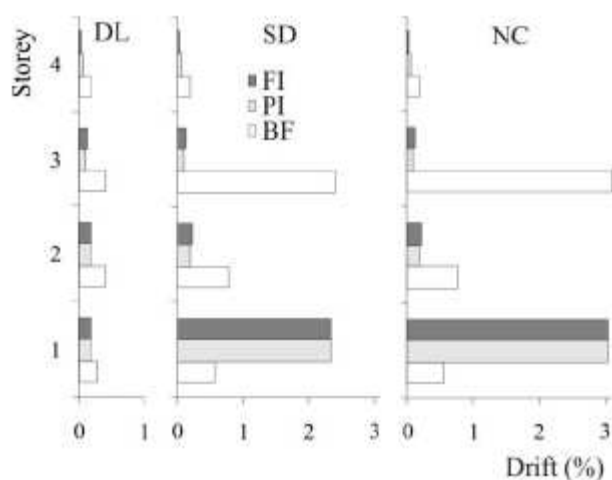
αυτόν του γυμνού πλαισίου (0.13). Επιπλέον, για τις δύο πρώτες περιπτώσεις η μέγιστη δύναμη επιτυγχάνεται σε μια σχετική μικρή μέγιστη μετατόπιση, 1.5 cm και 1,6 cm αντίστοιχα. Με επιπλέον αύξηση της μετατόπισης η αντοχή της τοιχοπλήρωσης αρχίζει να πέφτει. Μεγάλη μείωση στην αντοχή συμβαίνει όταν η τοιχοπλήρωση αστοχεί στο πρώτο όροφο. Αυτή η μείωση είναι της τάξης του 57% και 77% της μέγιστης αντοχής για τις τοιχοπληρώσεις με ανοίγματα και χωρίς ανοίγματα αντίστοιχα.



Σχ.3.13: Καμπύλες pushover για γυμνή, μερικώς πληρωμένη και πλήρως πληρωμένη κατασκευή (damage limitation (DL), of significant damage (SD), and of near collapse (NC)).

Οι μετακινήσεις των ορόφων δείχνουν ότι η κατανομή της βλάβης στο γυμνό πλαίσιο στις επιτελεστικότητες της ‘σχεδόν κατάρρευσης’ (NC) και της ‘σημαντικής βλάβης’ (SD) είναι πολύ διαφορετική από τα τοιχοπληρωμένα πλαίσια. Και για τις τρεις κατασκευές προκύπτει μεν μηχανισμός ορόφου αλλά στο γυμνό πλαίσιο εμφανίζεται στο τρίτο όροφο λόγω της αλλαγής του οπλισμού των υποστρωμάτων εκεί (σχ.3.10) ενώ στις άλλες δύο περιπτώσεις εμφανίζεται στο πρώτο όροφο εξαιτίας της ψαθυρής κατάρρευσης των τοιχοπληρώσεων. Οι μετακινήσεις του ορόφου των

τοιχοπληρωμένων πλαισίων στην NC επιτελεστικότητα είναι 3.05%, 0.2%, 0.1% και 0.05% από τον πρώτο μέχρι τον τελευταίο όροφο αντίστοιχα (σχ.3.14). Σε αυτό το στάδιο οι τοιχοπληρώσεις του ισογείου έχουν αστοχήσει εντελώς, του πρώτου ορόφου αρχίζουν να χάνουν αντοχή ενώ στους άλλους δύο ορόφους παραμένουν στην ελαστική περιοχή ή ξεπερνούν οριακά το όριο ρηγμάτωσης. Παρόμοιοι πλαστικοί μηχανισμοί παρατηρήθηκαν στους ψευδοδυναμικούς ελέγχους [9].



Σχ.3.14: Μετακινήσεις ορόφων για γυμνή, μερικώς πληρωμένη και πλήρως πληρωμένη κατασκευή και για κάθε επιτελεστικότητα (damage limitation (DL), of significant damage (SD), and of near collapse (NC)).

Στα τοιχοπληρωμένα πλαίσια, η DL επιτελεστικότητα ελέγχεται από τη συμπεριφορά των τοίχων. Λαμβάνοντας υπόψη τις δεδομένες σχέσης δύναμης – παραμόρφωσης για τα διαγώνια στοιχεία (σχ.3.11-3.12), όλοι οι τοίχοι του πρώτου ορόφου αρχίζουν να χάνουν αντοχή για μετακίνηση 0.20%, είτε έχουν ανοίγματα είτε όχι, ενώ αστοχούν για μετακίνηση 1.0%. Σε αυτή τη φάση έχει σχηματιστεί ήδη πλαστικός μηχανισμός στο πρώτο όροφο. Αντίθετα, στη περίπτωση του γυμνού πλαισίου, για DL επιτελεστικότητα προκύπτει αισθητά μεγαλύτερη μετακίνηση (0.43%) στην οποία ορισμένες κολώνες και δοκάρια έχουν ξεπεράσει το όριο διαρροής.

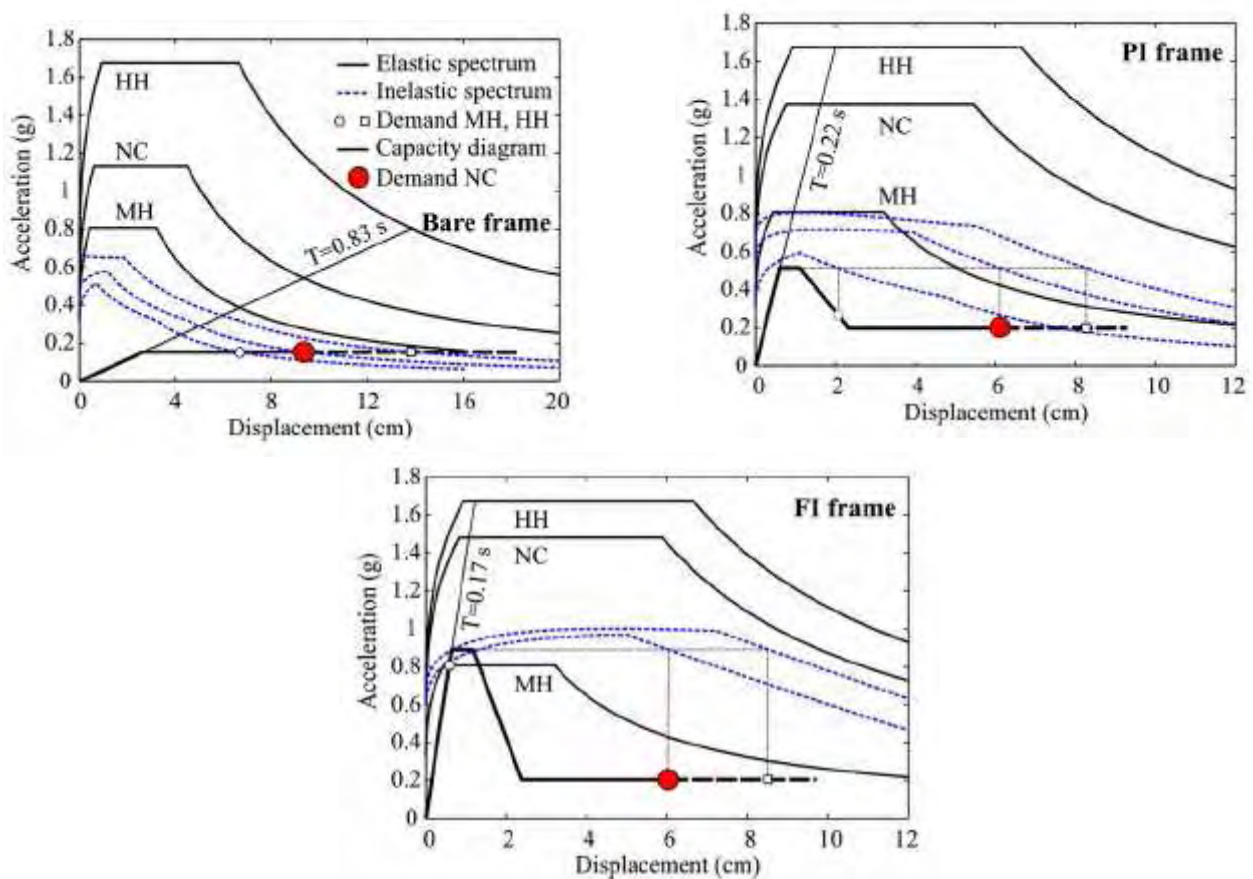
Η απαίτηση για την κάθε κατασκευή καθορίστηκε από εδαφικές επιταχύνσεις με περιόδους επαναφοράς 225, 475 και 2475 χρόνια ανταποκρινόμενες στις επιτελεστικότητες DL, SD και NC σύμφωνα με τον EC8-3. Οι PGA για τις δύο διευθύνσεις φαίνονται στο πίνακα 3.3. Για το γυμνό πλαίσιο χρησιμοποιήθηκε η απλή μέθοδος N2 σύμφωνα με τον EC8 ενώ για τις άλλες δύο η τροποποιημένη μέθοδος, όπως περιγράφηκε παραπάνω [10]. Στο σχήμα 3.15 απεικονίζονται για την κάθε

κατασκευή οι καμπύλες ικανότητας και το ελαστικό φάσμα απαίτησης για περίοδο επαναφοράς 2475 χρόνια.

Πιν.3.4: PGA για κάθε διεύθυνση και για κάθε περίοδο επαναφοράς.

The peak ground accelerations, a_g , YRP, for different return periods, for the moderate (MH) and high hazard (HH) locations

	$a_{g,225}$ (g)	$a_{g,475}$ (g)	$a_{g,2475}$ (g)
MH	0.13	0.18	0.32
HH	0.30	0.40	0.67



Σχ.3.15: Καμπύλες ικανότητας για γυμνή, μερικώς πληρωμένη και πλήρως πληρωμένη κατασκευή.

3.1.4 Πενταώροφο – δεκαώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα

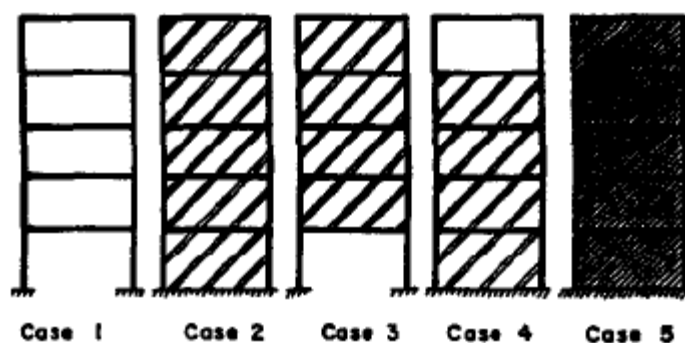
Οι M.Sobaih και M.Abdin [11] μελέτησαν ένα πενταώροφο και ένα δεκαώροφο πλαίσιο με διαφορετικές περιπτώσεις τοιχοπλήρωσης για το κάθε πλαίσιο με χρήση του SAPF (Seismic Analysis of Plane Frame). Τα χαρακτηριστικά του πλαισίου είναι τα εξής:

Ύψος πλαισίου 6.0 m
Ύψος ορόφου 3.0 m
Διαστάσεις υποστυλωμάτων 0.5×0.5 m
Διαστάσεις δοκών 0.25×0.5 m
Πάχος τοίχου 0.25 m
Φορτίο δαπέδου 3 t/m
Περίοδος επαναφοράς του σεισμού 0.02 s
Αριθμός συναρτήσεων σχήματος 3
Συντελεστής απόσβεσης 10%
Σεισμική δράση 50% EI-Centro

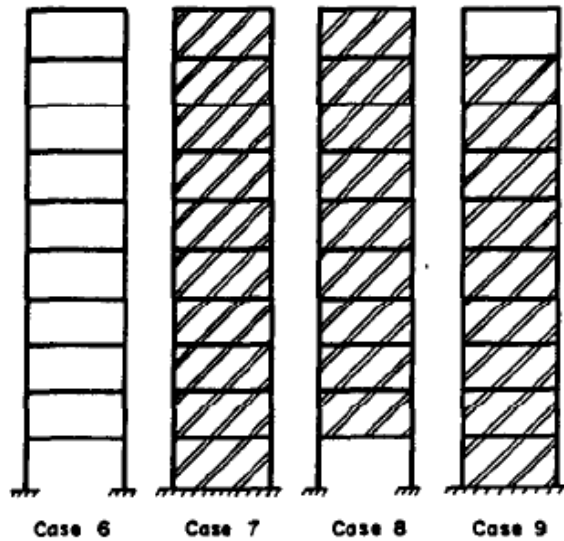
Οι παράμετροι που μελετήθηκαν προκειμένου να γίνει κατανοητή η συμπεριφορά των τοιχοπληρούμενων πλαισίων υπό σεισμική διέγερση είναι:

- Η παρουσία και το είδος της τοιχοπλήρωσης
- Το ύψος της κατασκευής.
- Συνθήκες στήριξης του πλαισίου.
- Πάχος της τοιχοπλήρωσης.
- Ο λόγος του ορθογώνιου πλαισίου.
- Το πάχος του διαγώνιου θλιπτήρα.

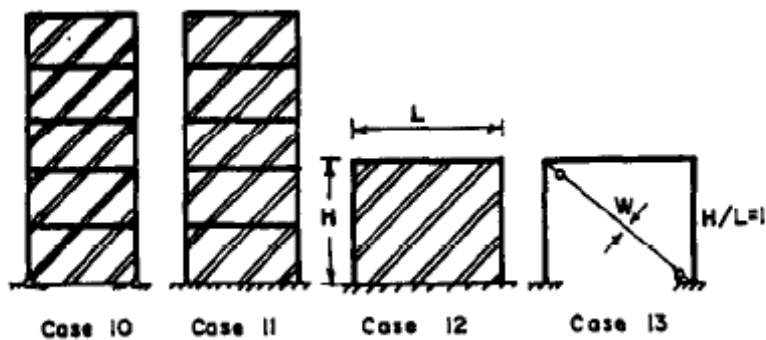
Οι περιπτώσεις που μελετήθηκαν:



Σχ.3.16: Ομάδα Α (Case 5 είναι με οπλισμένη τοιχοποιία).



Σχ.3.17: Ομάδα Β (δεκαώροφο πλαίσιο με σκοπό να μελετηθεί η επιρροή του ύψους του πλαισίου).



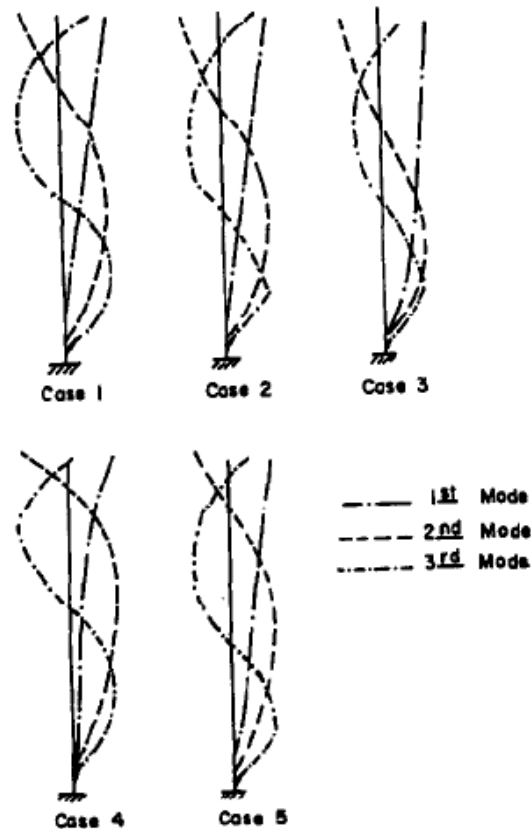
Σχ. 3.18: Ομάδα C (επιρροή του πάχους της τοιχοπλήρωσης, συνθήκες έδρασης, τον λόγο του πλαισίου και το πάχος του διαγώνιου θλιπτήρα).

Οι Cases 10 και 11 είναι ίδια με την Case 2 εκτός του ότι η τοιχοπλήρωση στην Case 10 είναι 0.15 m. Στην Case 12 έχουμε διαφορετικό λόγο H/L ενώ στην Case 13 (ο λόγος H/L είναι ίσος με την μονάδα) το πάχος του διαγώνιου θλιπτήρα κυμαίνεται από $d/8$ έως $d/4$ όπου d είναι το μήκος της διαγωνίου.

Τα αποτελέσματα σε κάθε Case που μελετήθηκαν είναι:

- Η ιδιοπερίοδος και οι συναρτήσεις σχήματος.
- Εντατικά μεγέθη (Ροπές κάμψης, διατμητικές δυνάμεις) σε υποστυλώματα και ορθές δυνάμεις του διαγώνιου θλιπτήρα.
- Μετατοπίσεις των ορόφων.

Οι συναρτήσεις σχήματος για την ομάδα Α είναι οι εξής:



Σχ.3.19: Συναρτήσεις σχήματος για την ομάδα Α.

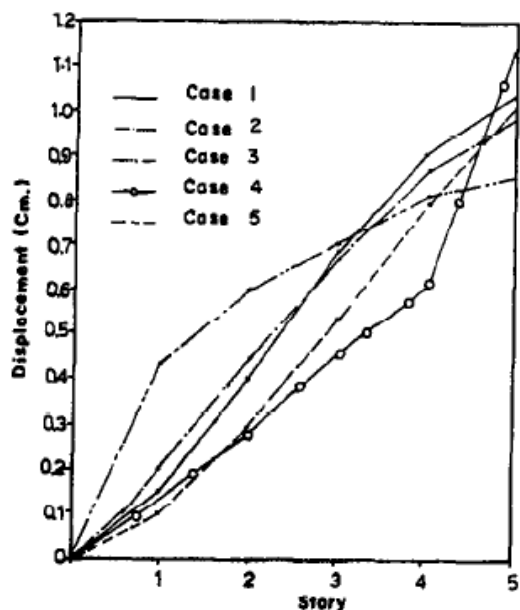
Όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.4 η μέγιστη ιδιοπερίοδος εμφανίζεται στην Case 1 στο γυμνό πλαίσιο ενώ η χαμηλότερη στον πλαίσιο με οπλισμένη τοιχοποιία Case 5.

Πίνακας 3.5: Ιδιοπερίοδοι.

Case	Mode 1	Mode 2	Mode 3
1†	0.364	0.106	0.052
2	0.094	0.029	0.017
3	0.145	0.043	0.009
4	0.115	0.053	0.022
5	0.060	0.013	0.009

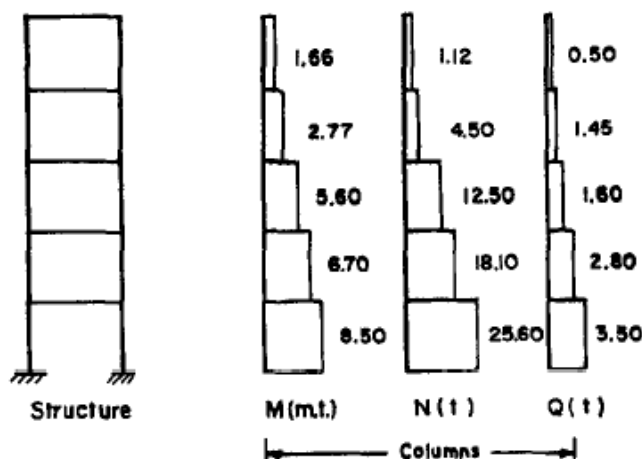
† Bare frame.

Όπως αναμενόταν διαπιστώθηκε ότι η τοιχοπλήρωση καθιστά το πλαίσιο πιο δύσκαμπτο.

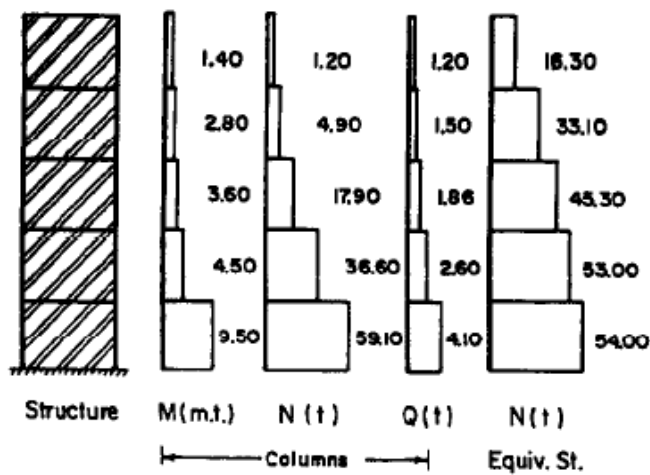


Σχ.3.20 : Μετατοπίσεις ορόφων για την ομάδα Α.

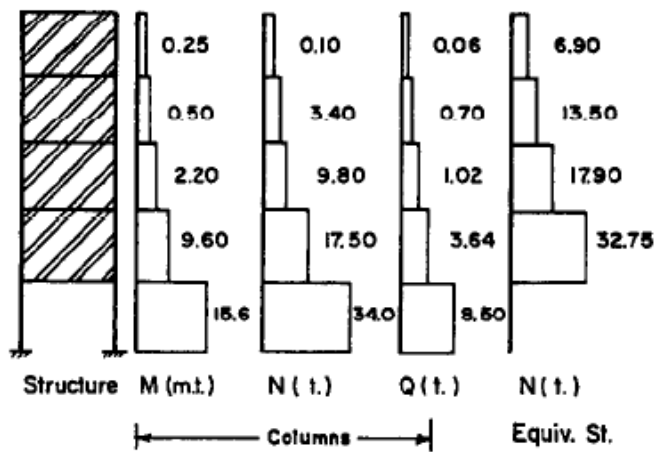
Όταν όλοι οι όροφοι έχουν τοιχοπλήρωση η μέγιστη μετατόπιση στον τελευταίο όροφο μειώνεται. Επιπλέον η έλλειψη τοιχοπληρώσεων στον πρώτο όροφο και η παρουσία τοιχοπληρώσεων σε όλους τους άλλους ορόφους να μεν μειώνει την μετατόπιση στον τελευταίο όροφο αλλά αυξάνει τις μετατοπίσεις σε όλους τους άλλους ορόφους. Αντίστροφη συμπεριφορά παρατηρείται όταν απουσιάζει η τοιχοπλήρωση στον τελευταίο όροφο (Case 4).



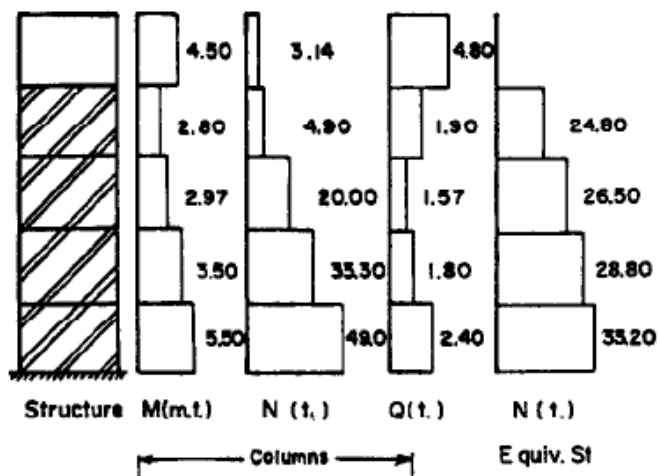
Σχ.3.21 : Εντατικά μεγέθη για την Case 1.



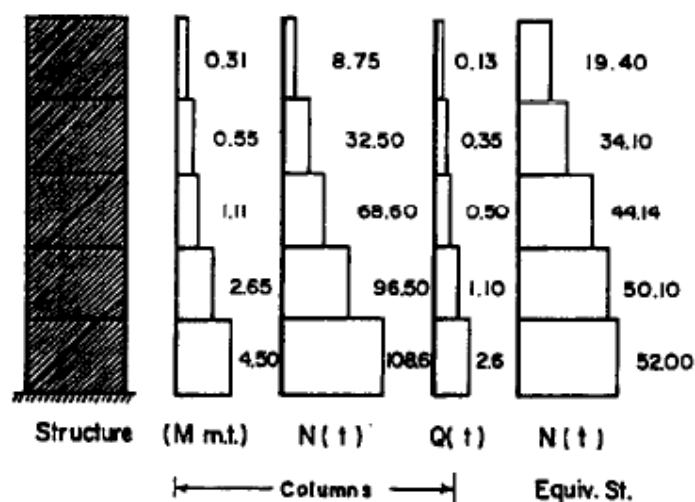
Σχ.3.22 : Εντατικά μεγέθη για την Case 2.



Σχ.3.23 : Εντατικά μεγέθη για την Case 3.



Σχ.3.24 : Εντατικά μεγέθη για την Case 4.



Σχ.3.25 : Εντατικά μεγέθη για την Case 5.

Ο Πίνακας 3.5 συνοψίζει τις μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών για αυτές τις πέντε Cases. Η μέγιστη ροπή στη βάση των υποστυλωμάτων παρατηρείται στην Case 3 ενώ η μικρότερη τιμή στην Case 5.

Πίνακας 3.6: Εντατικά μεγέθη για την ομάδα Α.

Case	Columns			Strut
	M (m.t.)	N (t)	Q (t)	N (t)
1†	8.50	25.60	3.50	—
2	9.50	35.10	4.10	54.00
3	15.60	34.00	8.50	32.75
4	5.50	49.00	4.50	33.30
5	4.50	108.60	2.60	52.00

† Bare frame.

Τα αποτελέσματα για την ομάδα Β είναι παρόμοια με αυτά της ομάδας Α όπως φαίνονται στους πίνακες 3.6 και 3.7.

Πίνακας 3.7: Ιδιοπερίοδοι για την ομάδα Β.

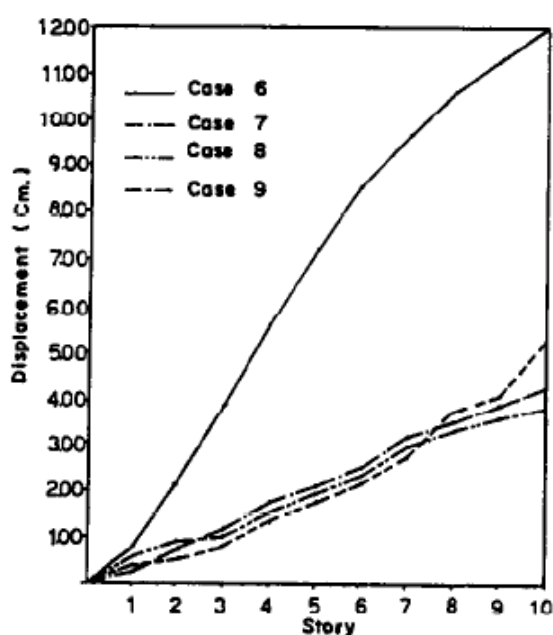
Case	Mode 1	Mode 2	Mode 3
6†	0.781	0.245	0.132
7	0.373	0.121	0.072
8	0.298	0.097	0.042
9	0.266	0.082	0.051

† Bare frame.

Πίνακας 3.8: Εντατικά μεγέθη για την ομάδα Β

Case	Columns			Strut
	M (m.t.)	N (t)	Q (t)	N (t)
6†	27.63	57.30	9.10	—
7	25.30	65.30	10.51	75.60
8	37.80	75.80	15.60	75.50
9	24.80	62.80	10.20	70.80

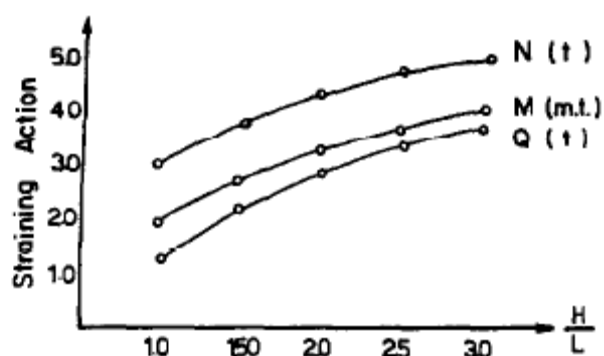
† Bare frame.



Σχ.3.26 : Μετατοπίσεις ορόφων για την ομάδα Β.

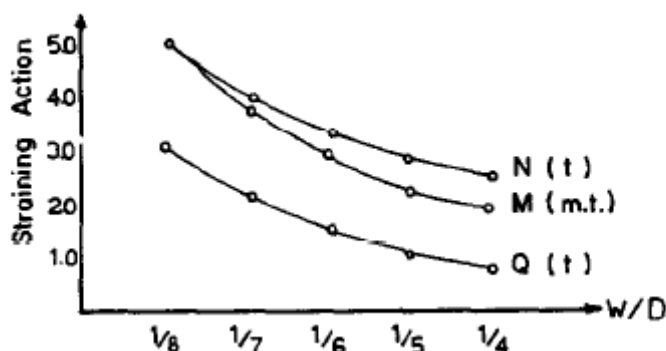
Στην περίπτωση του πενταώροφου πλαισίου η χρήση των τοιχοπληρώσεων μειώνει την ιδιοπερίοδο κατά 52,2% σε σχέση με το δεκαώροφο πλαίσιο. Ενώ οι καμπτικές ροπές στα υποστυλώματα μειώνονται όταν χρησιμοποιούνται τοιχοπληρώσεις, οι ορθές και διατμητικές δυνάμεις στα υποστυλώματα αυξάνονται. Τα εντατικά μεγέθη παρουσιάζουν τις μέγιστες τιμές τους όταν οι τοιχοπληρώσεις παραλείπονται στον πρώτο όροφο. Στο σχήμα 3.26 φαίνεται η μείωση της πλευρικής μετατόπισης σε όλο το πλαίσιο όταν υπάρχουν τοιχοπληρώσεις. Η μείωση μπορεί να φτάσει το 65,8% . Αξίζει να σημειωθεί ότι από την σύγκριση του πενταώροφου με το δεκαώροφο πλαίσιο τα εντατικά μεγέθη αυξάνονται κατά πολύ. Αυτήν η αύξηση φτάνει το 166% στην ροπή 40% στις ορθές δυνάμεις και 150% στις διατμητικές δυνάμεις. Αυτό αποδεικνύει την μεγάλη επιρροή που έχει το ύψος του τοιχοπληρωμένου πλαισίου

στην σεισμική απόκριση. Μειώνοντας το πάχος της τοιχοπλήρωσης (case11), οδηγεί σε αύξηση των εντατικών μεγεθών των υποστυλωμάτων ενώ μειώνεται η ορθή δύναμη του διαγώνιου θλιπτήρα κατά 37,5%. Όπως ήταν αναμενόμενο αυξήθηκε συγκριτικά με την πιο παχιά τοιχοπλήρωση. Τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών για τα υποστυλώματα στην case 12 απεικονίζονται σε σχέση με τον λόγο H/L. Μπορεί να σημειωθεί ότι τα εντατικά μεγέθη στα υποστυλώματα αυξάνονται μη γραμμικά όσο ο λόγος H/L αυξάνει.



Σχ.3.27 : Εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων για διάφορους λόγους H/L (Case 11).

Το πάχος του διαγώνιου θλιπτήρα κυμαίνεται τυπικά από το 1/3 έως το 1/8 του διαγώνιου μήκους του πλαισίου.

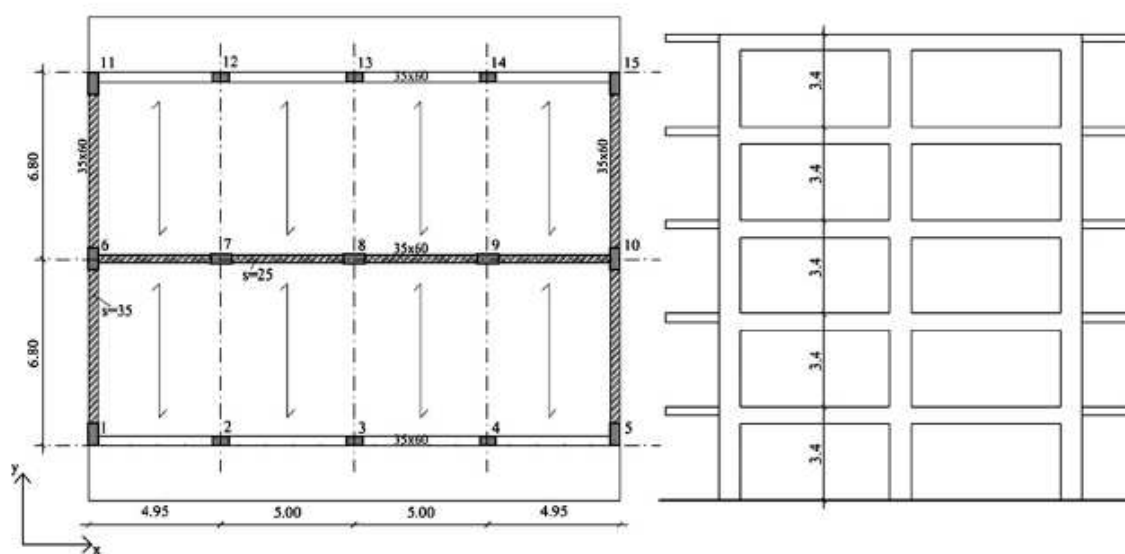


Σχ.3.28: Εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων για διάφορες τιμές του λόγου πάχος/μήκος διαγώνιου θλιπτήρα.

3.1.5 Πενταόροφο πλαίσιο με τέσσερα ανοίγματα

Οι Alessandra Fiore, Adriana Netti και Pietro Monaco [12] μελέτησαν πενταόροφο κτήριο που είναι συμμετρικό στη διαμήκη (x) και την εγκάρσια διάσταση (y).

Αποτελείται από τέσσερα ανοίγματα στη διάσταση x και δύο στη διάσταση y (σχ.3.31). Το ισόγειο είναι ‘γυμνό’ σε αντίθεση με τους υπόλοιπους ορόφους που έχουν τοιχοπληρώσεις κατά μήκος του κεντρικού πλαισίου στη x διεύθυνση (με λόγο διαστάσεων $(l/h)_w=1,5$) και κατά μήκος των περιμετρικών πλαισίων στη y διεύθυνση (με λόγο διαστάσεων $(l/h)_w=2$). Οι περιμετρικές τοιχοπληρώσεις έχουν σημαντικά ανοίγματα που δεν επιτρέπουν τη λειτουργία της θλιβόμενης διαγωνίου. Τα μη-κατασκευαστικά στοιχεία (εσωτερικές μεσοτοιχίες και τοιχοπληρώσεις με πολύ μεγάλα ανοίγματα) αμελούνται. Οι πλάκες θεωρείται ότι έχουν διαφραγματική λειτουργία και η κατασκευή θεωρείται πλήρως πακτωμένη στη βάση.



Σχ. 3.29: Κάτοψη και όψη του πενταώροφου κτηρίου.

Προσομοιώθηκαν λοιπόν τα εξής μοντέλα:

- I. κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις με περίοδο $T = 0.075H^{3/4}$.
- II. κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις με περίοδο υπολογισμένη από ιδιομορφική ανάλυση.
- III. τοιχοπληρωμένη κατασκευή με χρήση του ισοδύναμου διαγωνίου θλιπτήρα με πλάτος ίσο με το 1/10 του μήκους της διαγωνίου (περίοδο από ιδιομορφική ανάλυση).
- IV. τοιχοπληρωμένη κατασκευή με χρήση ισοδύναμου διαγωνίου θλιπτήρα με πλάτος υπολογισμένο σύμφωνα με τον FEMA [13] (περίοδο από ιδιομορφική ανάλυση).

V. τοιχοπληρωμένη κατασκευή με χρήση ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα με πλάτος υπολογισμένο σύμφωνα με το τύπο 3.8:

$$\frac{w}{d} = k \frac{c}{z} \frac{1}{(\lambda^v)^\beta}$$

με:

$$\lambda^v = \frac{E_d}{E_f} \frac{th'}{A_c} \left[\left(\frac{h'}{l'} \right)^2 + \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_h} \frac{l'}{h'} \right]$$

$$k = 1 + (18\lambda^v + 200)\varepsilon_v \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2A_c E_f}$$

$$c = 0.249 - 0.0116\nu + 0,567\nu^2$$

$$\beta = 0.146 + 0.0073\nu + 0.126\nu^2$$

$$z = 1 + 0.25 \left(\frac{l}{h} - 1 \right)$$

όπου E_d και E_f είναι τα μέτρα ελαστικότητας για τοιχοπλήρωση και πλαίσιο αντίστοιχα, ν ο δείκτης Poisson της τοιχοπλήρωσης, A_c και A_h τα εμβαδά των υποστρωμάτων και των δοκών αντίστοιχα, t το πάχος του τοίχου και F_v τα κατακόρυφα φορτία.

VI. τοιχοπληρωμένη κατασκευή με χρήση δύο διαγώνιων θλιπτήρων.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και οι θέσεις των θλιπτήρων στο πλαίσιο υπολογίστηκαν σύμφωνα με τη διαδικασία που προαναφέρθηκε και παρουσιάζονται στους πίνακες 3.8, 3.9:

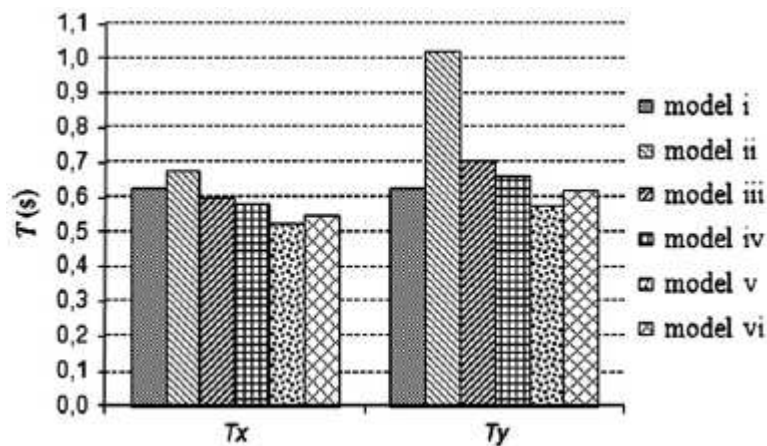
Πιν.3.9: Μέσες τιμές του w και $w/2$ για κάθε πλήρωση.

	s (m)	l (m)	h (m)	Model iii w (m)	Model iv w (m)	Model v w (m)	Model vi $w/2$ (m)
Panel 1	0.25	4.20	2.80	0.60	0.79	1.61	0.81
Panel 2	0.35	5.60	2.80	0.72	0.96	1.72	0.86

Πιν.3.10: Δεδομένα για τους διαγώνιους θλιπτήρες του μοντέλου νι.

	$l/h = 1.5$	First floor	Other levels		$l/h = 2$	First floor	Other levels
Strut 1	d_1/h	0.089	0.091	Strut 1	d_1/h	0.083	0.083
	d_1	0.248	0.256		d_1	0.234	0.232
	b_1/l	0.416	0.534		b_1/l	0.352	0.465
	b_1	1.747	2.244		b_1	1.973	2.602
Strut 2	d_2/h	0.209	0.213	Strut 2	d_2/h	0.209	0.207
	d_2	0.584	0.597		d_2	0.584	0.578
	b_2/l	0.878	0.743		b_2/l	0.917	0.772
	b_2	3.687	3.122		b_2	5.137	4.325

Για κάθε μοντέλο, η περίοδος της κατασκευής υπολογίστηκε στις διευθύνσεις x και y για να γίνει σύγκριση σε γενική κλίμακα (σχ. 9):

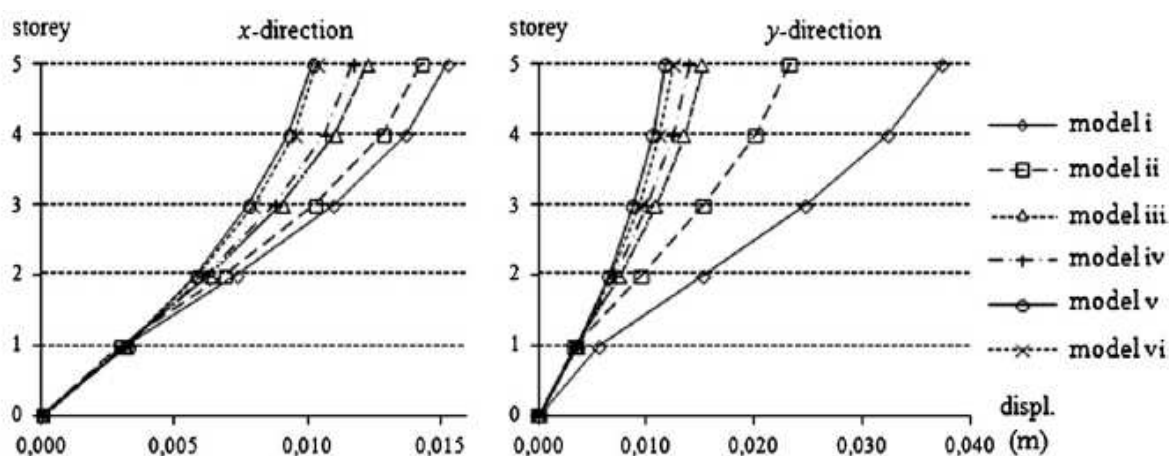


Σχ. 3.30: Περίοδοι για κάθε μοντέλο σε κάθε διεύθυνση.

Συγκρίνοντας τις περιόδους, προκύπτει ότι η συμπεριφορά του γυμνού φορέα διαφέρει σημαντικά από τους φορείς που προσομοιώθηκαν με μονό ή διπλό θλιπτήρα. Η ιδιομορφική ανάλυση της γυμνής κατασκευής (μοντέλο ii) δίνει λιγότερο αξιόπιστα αποτελέσματα καθώς υπερεκτιμά τη περίοδο και αμελεί την επιρροή των τοιχοπληρώσεων.

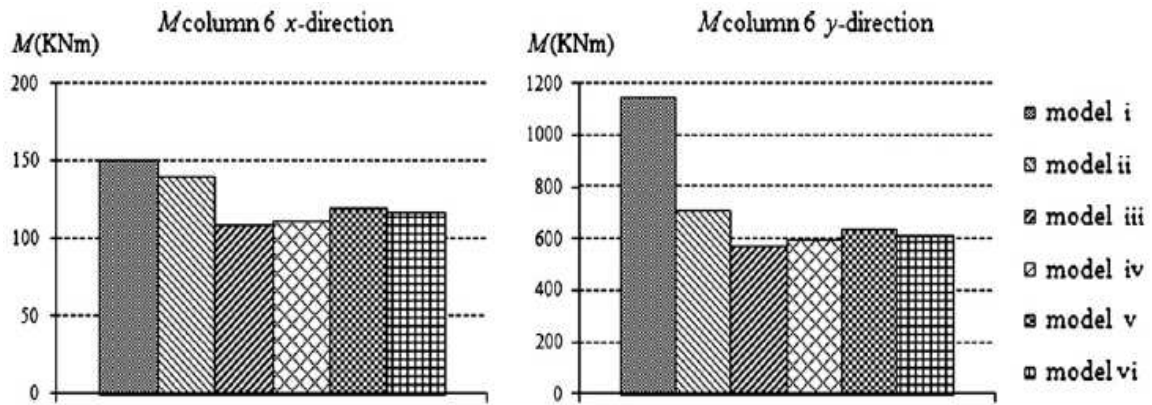
Επιπλέον, γίνεται σύγκριση σε όρους μετακινήσεων. Στη περίπτωση του μοντέλου i, ακόμα και αν τα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να λαμβάνουν υπόψη τη δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων, δεν οδηγούν σε ασφαλή αποτελέσματα καθώς εφαρμόζονται σε μια κατασκευή της οποίας η δυσκαμψία διαφέρει από τη πραγματική, εκτός εάν προκύψει ψαθυρή αστοχία σε όλους τους ορόφους. Στο σχήμα

3.31 φαίνονται οι μετακινήσεις των ορόφων για κάθε μοντέλο και στις δύο διευθύνσεις:

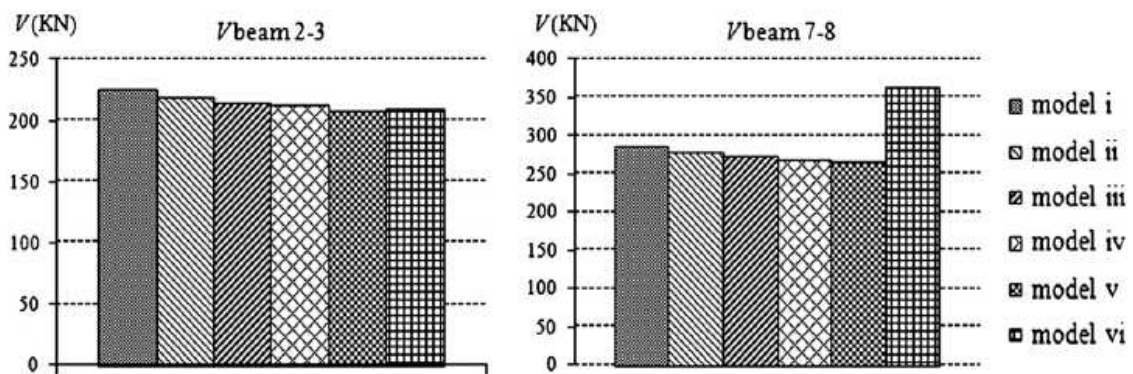


Σχ.3.31 Μετακινήσεις ορόφων για το κάθε μοντέλο σε x, y διεύθυνση.

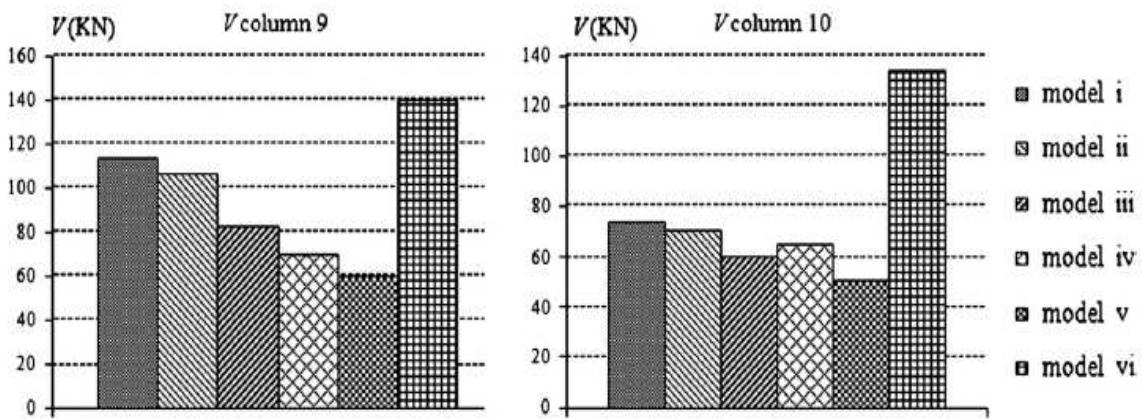
Όσον αφορά τις καμπτικές ροπές και τις τέμνουσες, οι μεγαλύτερες τιμές προκύπτουν στα υποστυλώματα του μαλακού ορόφου. Το σχήμα 3.32 παρουσιάζει τις τιμές για κάθε μοντέλο και στις δύο διευθύνσεις για το υποστύλωμα 6. Εξαιτίας της ακανονικότητας των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος, οι τιμές των ροπών και των τεμνουσών, σε αντιστοιχία με τις δοκούς του ισογείου, επηρεάζονται από έντονα τοπικά φαινόμενα. Το σχήμα 3.33 δείχνει για κάθε μοντέλο τις τιμές των μέγιστων τεμνουσών σε δύο δοκούς του μαλακού ορόφου, τα οποία ανήκουν στο εξωτερικό γυμνό πλαίσιο και στο κεντρικό διαμήκης τοιχοπληρωμένο αντίστοιχα. Στη πρώτη περίπτωση όλα τα μοντέλα δίνουν παρόμοιες τιμές. Αντίθετα, στη δεύτερη περίπτωση το μοντέλο του διπλού διαγώνιου θλιπτήρα μπορεί να αποδώσει την αύξηση της τέμνουσας κοντά στο κόμβο, λόγω αλληλεπίδρασης πλαισίου – τοιχοπλήρωσης. Τέλος, στο σχήμα 3.34 γίνεται σύγκριση τεμνουσών για τα υποστυλώματα 9 και 10 που είναι εσωτερικό και περιμετρικό αντίστοιχα.



Σχ.3.32: Καμπτικές ροπές για κάθε μοντέλο στις 2 διευθύνσεις για το υπ/μα 6.



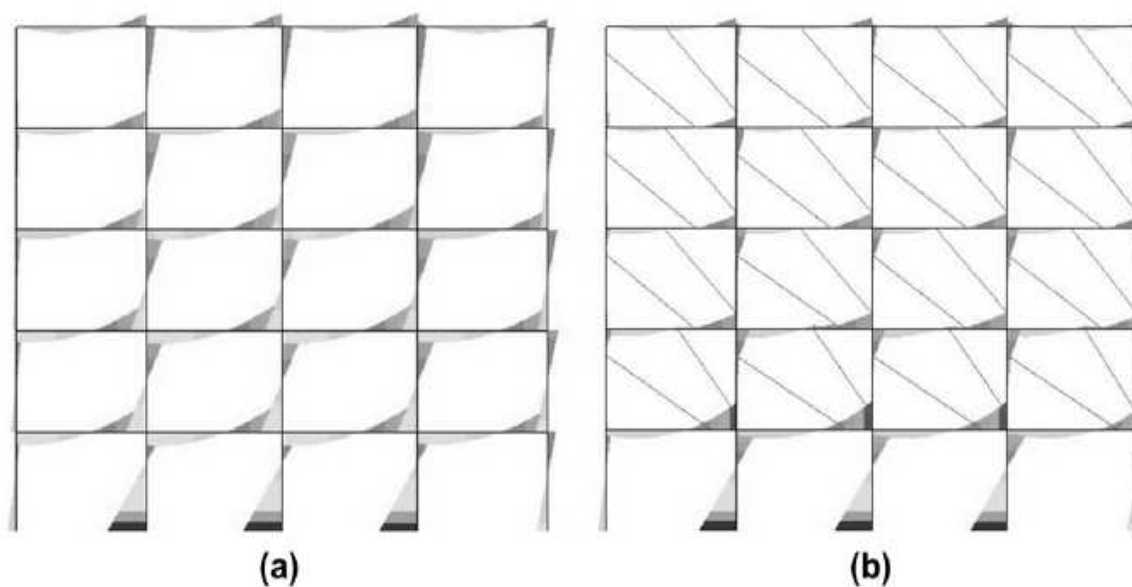
Σχ.3.33: Τέμνουσες για περιμετρικό δοκάρι χωρίς τοιχοπλήρωση και για κεντρικό τοιχοπληρωμένο.



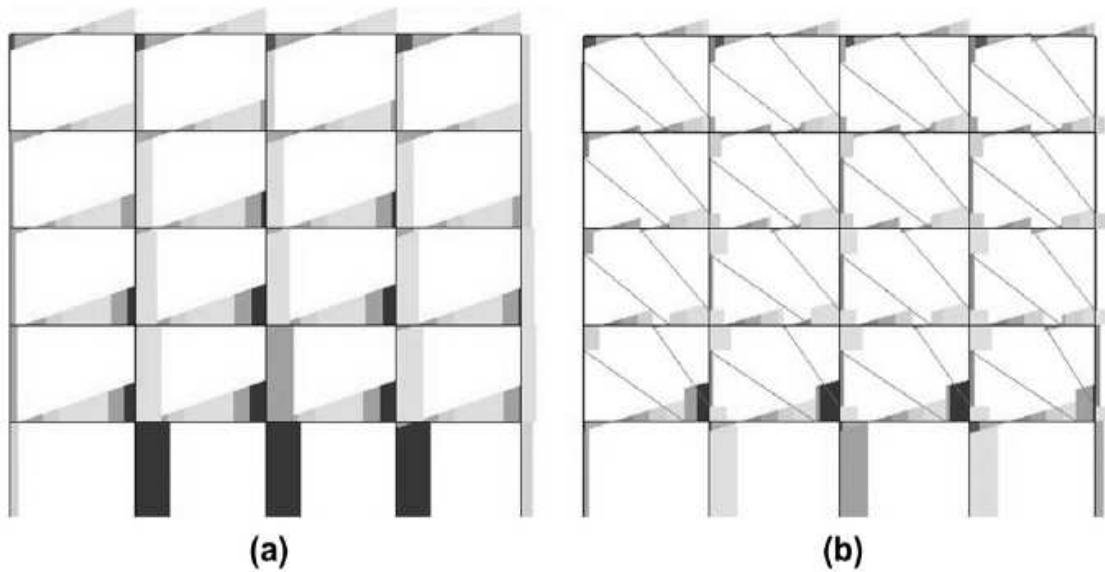
Σχ.3.33: Τέμνουσες για κάθε μοντέλο για τα υπ/μα 9,10.

Η σύγκριση μεταξύ των μεθόδων δείχνει ότι η παράλειψη της συμβολής των τοιχοπληρώσεων μπορεί να οδηγήσει σε επωφελή αποτελέσματα όσον αφορά την

ασφάλεια της κατασκευής. Πράγματι, οι τοιχοπληρώσεις γενικά δίνουν σημαντική συνεισφορά στις καμπτικές ροπές, αλληλεπιδρώντας θετικά με το κτήριο έως ότου έρθει ψαθυρή αστοχία. Αντίθετα, όσον αφορά τις τέμνουσες τα γυμνά πλαίσια τις υποεκτιμούν σε σχέση με τα μοντέλα με τοιχοπληρώσεις. Μόνο το μοντέλο των δύο διαγώνιων μπορεί να επισημάνει αυτή την πτυχή, το οποίο είναι πολύ σημαντικό κυρίως σε περιπτώσεις ακανονικότητας των τοιχοπληρώσεων. Αντίθετα, το μοντέλο του μονού διαγώνιου θλιπτήρα δε μπορεί να δείξει καμία τοπική επίδραση και υποεκτιμά σε σχέση με το μοντέλο του διπλού θλιπτήρα τόσο τις καμπτικές ροπές όσο και τις τέμνουσες. Οι Alessandra Fiore, Adriana Netti και Pietro Monaco [12] λοιπόν προτείνουν να γίνεται εκτίμηση των αποτελεσμάτων από τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τα δύο κύρια μοντέλα: το μοντέλο με τους δύο διαγώνιους θλιπτήρες (iv) και αυτό της γυμνής κατασκευής με μειωμένη περίοδο λόγω τοιχοπληρώσεων (i) (σχ. 3.34,3.35).



Σχ.3.34 Ροπές στο εσωτερικό διαμήκες πλαίσιο για τα μοντέλα i και iv.



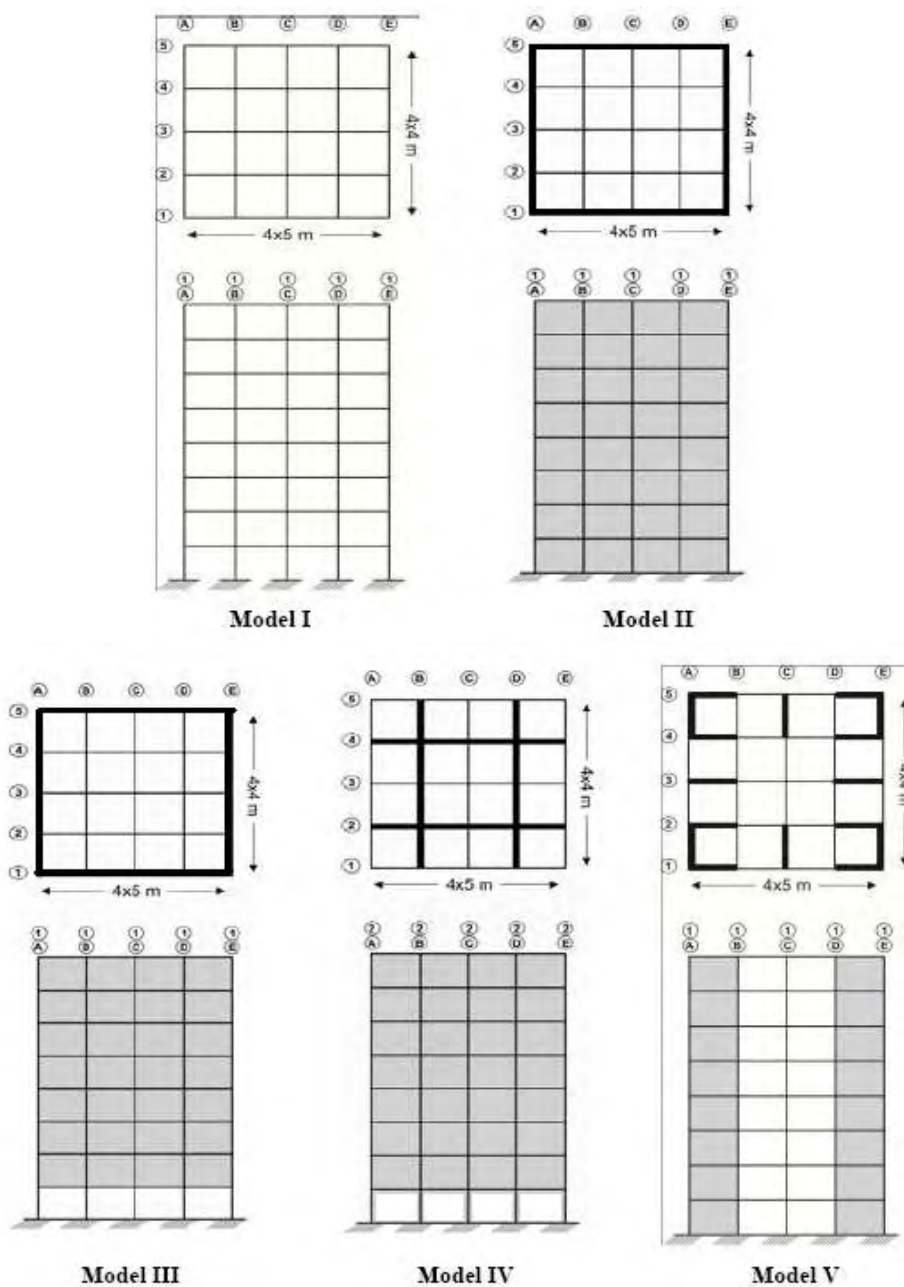
Σχ.3.35 Τέμνουσες στο εσωτερικό διαμήκες πλαίσιο για τα μοντέλα i και iv.

3.1.6 Διαφορετική κατανομή τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη οκταώροφου

Οι Mulgund G. V. και Dr. Kulkarni A. B. [14] πραγματοποίησαν έρευνα σε μια κατασκευή, τοιχοπληρώνοντας το 40% των ανοιγμάτων, κατανέμοντάς τες διαφορετικά κάθε φορά, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.36. Το κτήριο έχει πλαίσια με τέσσερα ανοίγματα σε κάθε όψη με διαστάσεις κάτοψης 20x16 μέτρα και ύψος ορόφου 3 μέτρα. Το μέτρο ελαστικότητας του τούβλου και το πάχος διαγωνίου υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον FEMA (308, 1998) [15], δηλαδή $E_m = 550 \cdot f_m$. Τα ανοίγματα των παραθύρων θεωρήθηκαν μικρά σε σχέση με τον ολόκληρο τοίχο γι' αυτό και δεν λήφθηκαν υπόψη στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής (Jain, *et al.*, 1997 [16]). Τα μοντέλα των Mulgund G. V. και Dr. Kulkarni A. B. [14] ήταν τα εξής:

- Μοντέλο I : Γυμνό πλαίσιο
- Μοντέλο II : Οι τοιχοπληρώσεις τοποθετούνται στην εξωτερική περίμετρο
- Μοντέλο III : Οι τοιχοπληρώσεις τοποθετούνται στην εξωτερική περίμετρο με μαλακό όροφο στο ισόγειο
- Μοντέλο IV : Οι τοιχοπληρώσεις τοποθετούνται συμμετρικά σε εσωτερικά ανοίγματα

- Μοντέλο V : Οι τοιχοπληρώσεις τοποθετούνται κυρίως στις γωνίες, συμμετρικά



Σχ.3.36: Κάτοψη και όψη του κάθε μοντέλου.

Πραγματοποιήθηκε pushover ανάλυση χρησιμοποιώντας δύο διαφορετικά πλευρικά φορτία έως ότου η μετακίνηση της οροφής να φτάσει την επιθυμητή τιμή. Η επίλυση έγινε χρησιμοποιώντας το ETABS 9,5. Τα δύο είδη πλευρικών φορτίων που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα εξής:

1. Ελαστικό πλευρικό φορτίο πρώτης ιδιομορφής

Το ελαστικό φορτίο πρώτης ιδιομορφής σχετίζεται με τη μετακίνηση τη πρώτης ιδιομορφής (Φ). Το πλευρικό φορτίο κάθε ορόφου προκύπτει από το Φ και τη μάζα του κάθε ορόφου i σύμφωνα με τον τύπο:

$$F_i = \frac{m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i} \quad (3.9)$$

2. Κωδικοποιημένο πλευρικό φορτίο

Η μέθοδος χρησιμοποιεί τις ισοδύναμες πλευρικές δυνάμεις από τη θεμελιώδη περίοδο της ταλάντωσης. Το κωδικοποιημένο πλευρικό φορτίο αναπαριστά τις δυνάμεις από τη κυρίαρχη ιδιομορφή της δόνησης και χρησιμοποιεί παραβολική κατανομή καθ' ύψος του κτηρίου. Η ακόλουθη έκφραση χρησιμοποιήθηκε για να υπολογιστεί το πλευρικό φορτίο σύμφωνα με το IS 1893 (Part-I) 2002 [17]:

$$V_B = A_n W \quad (3.10)$$

$$Q_i = V_B \frac{W_i h_i^2}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^2} \quad (3.11)$$

όπου,

V_B η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού σύμφωνα με το IS 1893 (Part-I) 2002 [17],

Q_i το πλευρικό φορτίο στον όροφο i ,

W_i το βάρος του ορόφου i για το σεισμικό συνδυασμό,

h_i το ύψος του ορόφου μετρημένο από τη βάση,

n ο αριθμός ορόφων της κατασκευής.

Τέλος, χρησιμοποιήθηκαν τρία επίπεδα επιτελεσματικότητας, άμεση χρήση μετά το σεισμό (IO), προστασία ζωής (LS) και αποφυγή κατάρρευσης (CP). Σύμφωνα με τον FEMA- 356 2000 [13], τα επίπεδα μετακινήσεων για τα πλαίσια είναι 1%, 2% και 4% για τις τρεις επιτελεσματικότητες αντίστοιχα. Για την άοπλη τοιχοπλήρωση είναι 0.1%, 0.2% και 0.6% αντίστοιχα. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στους πίνακες 3.10-3.12 και στο σχήμα 3.37:

Πιν.3.11: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που προκύπτει από την ανάλυση του Etabs και το πλευρικό φορτίο για το κάθε μοντέλο.

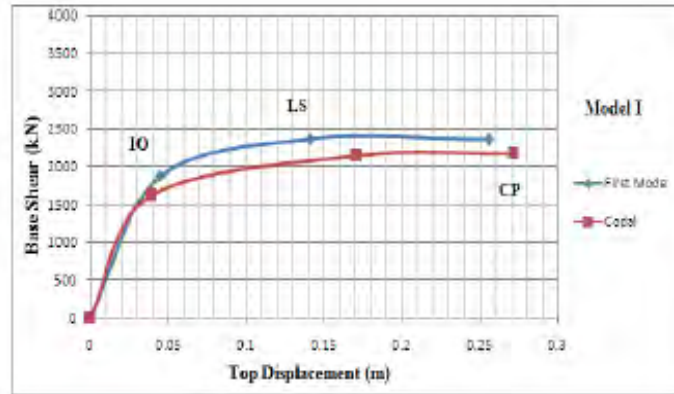
Systems	IO		LS		CP	
	Base Shear	Top Displacement	Base Shear	Top Displacement	Base Shear	Top Displacement
Model I	1868.34	0.0448	2367.21	0.1414	2352.12	0.2557
Model II	2551.74	0.0325	2970.63	0.0616	3474.98	0.1301
Model III	2494.09	0.0327	3153.58	0.0844	3269.43	0.1324
Model IV	2504.95	0.0331	3164.12	0.0860	3275.20	0.1333
Model V	2487.11	0.0327	3160.29	0.0863	3272.21	0.1342

Πιν.3.12: Τέμνουσα βάσης και μέγιστη μετακίνηση λόγω πλευρικού φορτίου πρώτης ιδιομορφής για κάθε επιτελεστικότητα και κάθε μοντέλο.

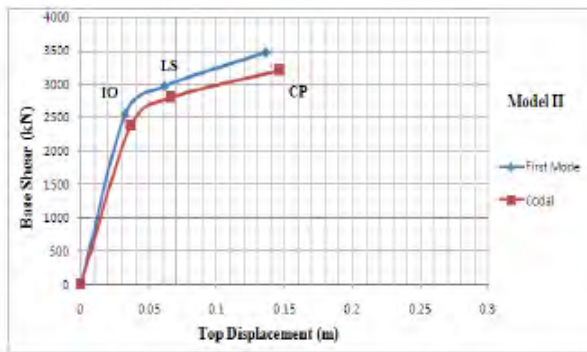
Systems	Model I	Model II	Model III	Model IV	Model V
As per IS 1893:2002	0.8130	0.4830	0.4830	0.4830	0.4830
As per Etabs analysis	1.0941	0.8673	0.8958	0.8954	0.9006

Πιν.3.13: Τέμνουσα βάσης και μέγιστη μετακίνηση λόγω πλευρικού φορτίου για κάθε επιτελεστικότητα και κάθε μοντέλο.

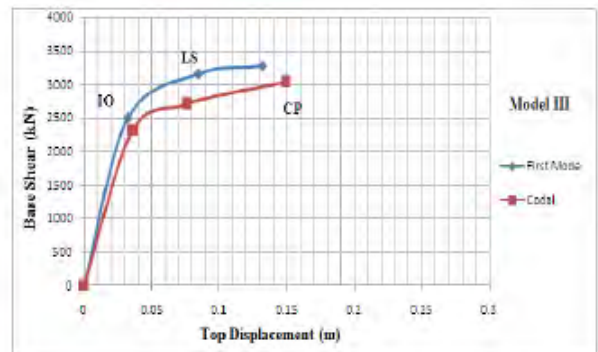
Systems	IO		LS		CP	
	Base Shear	Top Displacement	Base Shear	Top Displacement	Base Shear	Top Displacement
Model I	1615.48	0.0393	2146.94	0.1708	2174.74	0.2718
Model II	2380.11	0.0366	2796.46	0.0664	3209.57	0.1463
Model III	2307.82	0.0364	2704.41	0.0760	3031.15	0.1499
Model IV	2319.93	0.0371	2721.02	0.0728	3028.85	0.1479
Model V	2329.79	0.0376	2730.02	0.0773	3032.99	0.1511



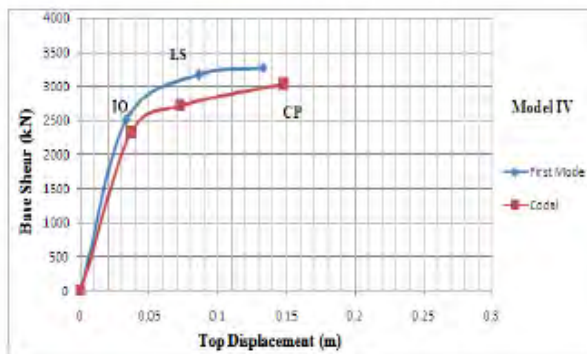
(α) Μοντέλο I



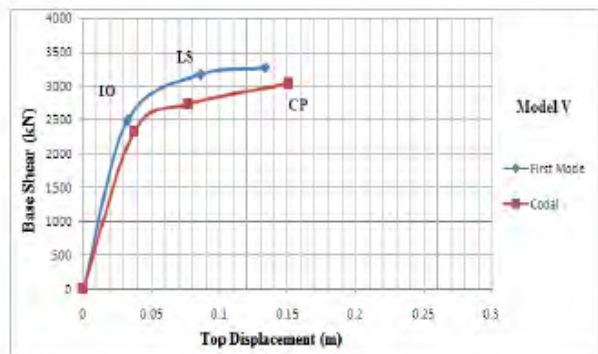
(β) Μοντέλο II



(γ) Μοντέλο III



(δ) Μοντέλο IV



(ε) Μοντέλο V

Σχ.3.37 Καμπύλες pushover που αναπαριστούν τα επίπεδα επιτελεστικότητας.

Όσον αφορά τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο παρατηρείται από το πίνακα 3.10 ότι η περίοδος που προκύπτει από το πρόγραμμα δεν ταυτίζεται με αυτή που προκύπτει από τις εμπειρικές σχέσεις του κώδικα. Η εισαγωγή των τοιχοπληρώσεων μειώνει τη περίοδο ενώ ταυτόχρονα αυξάνει τη δυσκαμψία της κατασκευής. Η προσομοίωση γυμνού πλαισίου οδηγεί σε υπερεκτίμηση των ιδιοπεριόδων αλλά υποεκτίμηση των πλευρικών φορτίων. Το μοντέλο II σε σχέση με το I έχει 25% μείωση στη περίοδο ενώ όλα τα άλλα μοντέλα μαλακού ορόφου (III, IV, V) 20% μείωση.

Όσον αφορά τις μετακινήσεις της οροφής, σύμφωνα με το σχήμα 3.37 φαίνεται ότι οι τοιχοπληρώσεις οδηγούν σε μείωσή τους. Σε αυτή την έρευνα το ελαστικό πλευρικό φορτίο πρώτης ιδιομορφής υπερίσχυε. Από το σχήμα 3.37 και το πίνακα 3.10, για αυτό το φορτίο παρατηρείται μείωση της μέγιστης μετακίνησης της τάξης του 50% συγκρίνοντας το μοντέλο II με το I ενώ μείωση 48% συγκρίνοντας τα μοντέλα III, IV και V με το I για επιτελεστικότητα αποφυγής κατάρρευσης. Για το κωδικοποιημένο φορτίο οι αντίστοιχες μειώσεις μέγιστης μετακίνησης για την επιτελεστικότητα αποφυγής κατάρρευσης είναι 46% και 44% σε σύγκριση με το μοντέλο I πάντα. Στα άλλα δύο επίπεδα επιτελεστικότητας η συμπεριφορά της κατασκευής είναι παρόμοια και για τα δύο πλευρικά φορτία. Η εισαγωγή πάντως των τοιχοπληρώσεων ελέγχει την πλευρική μετακίνηση και τη μετακίνηση του ορόφου. Ωστόσο, στα μοντέλα με το μαλακό όροφο (III, IV και V) υπάρχει αύξηση στη μετακίνηση οροφής της τάξης του 5% σε σχέση με το μοντέλο II για επιτελεστικότητα αποφυγής κατάρρευσης.

Όσον αφορά τη τέμνουσα βάση, το ελαστικό πλευρικό φορτίο πρώτης ιδιομορφής υπερίσχυε και εδώ του κωδικοποιημένου. Από τους πίνακες 3.10, 3.11 φαίνεται ότι συγκρίνοντας το μοντέλο II με το I και εδώ υπάρχει μείωση της τάξης του 48% για την τέμνουσα βάση και 40% για τα υπόλοιπα τρία μοντέλα μαλακού ορόφου, για επιτελεστικότητα αποφυγής κατάρρευσης.

3.2 Πειραματική έρευνα τοιχοπληρώσεων

3.2.1 Μονώροφο πλαίσιο ενός ανοίγματος

3.2.1.1 Μονώροφο πλαίσιο ενός ανοίγματος με εσωτερικά ανοίγματα

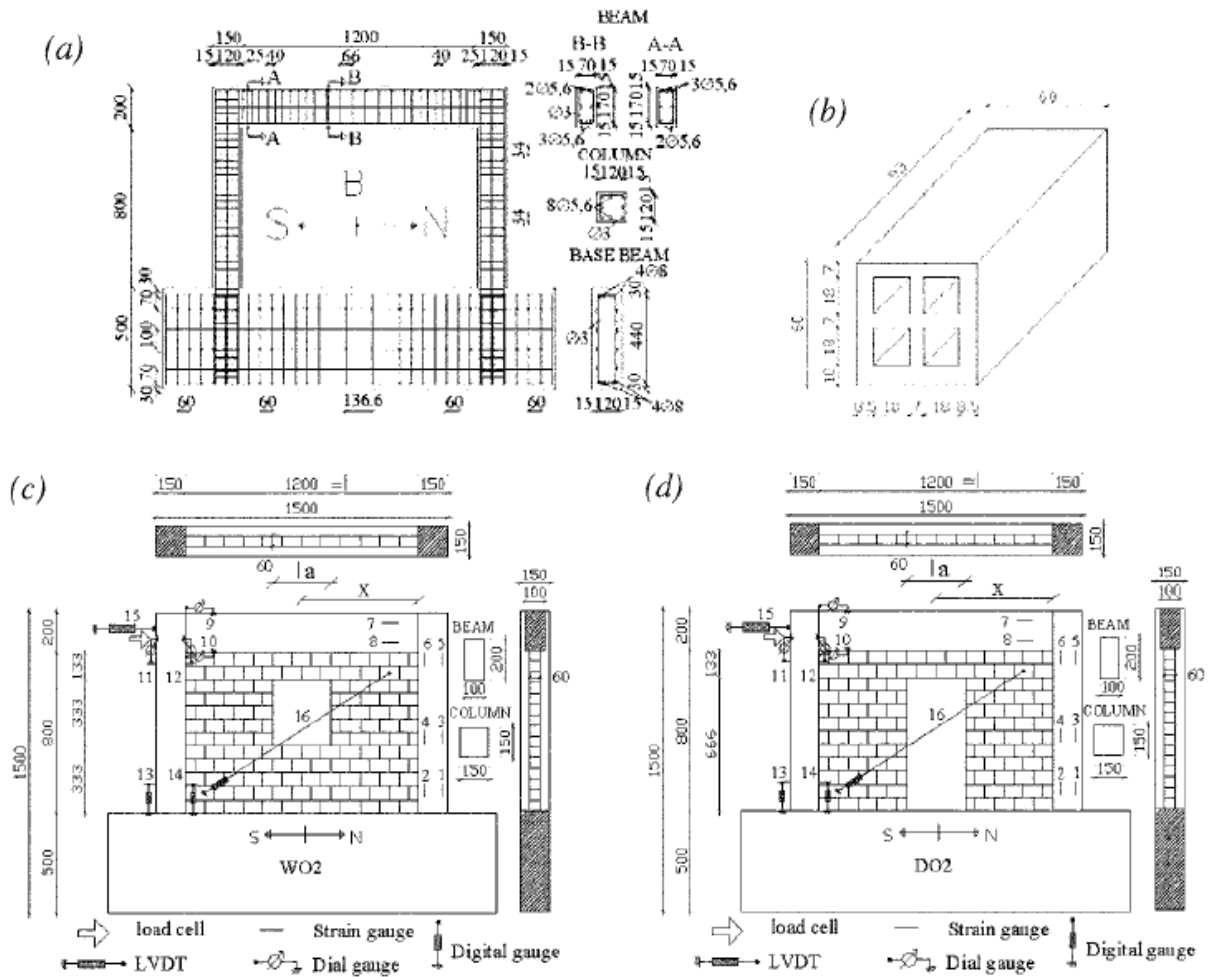
Το πειραματικό πρόγραμμα, όπως φαίνεται στον πίνακα 3.13 και στο σχήμα 3.38, αποτελούσε την εξέταση οκτώ δοκιμίων ενός ορόφου και ενός ανοίγματος κλίμακας 1/3 δοκιμίων πλαισίων ωπλισμένου σκυροδέματος (η κατασκευή έγινε από τους Κακαλέτση και Καραγιάννη [18]). Κάθε πλαίσιο είχε τοιχοπλήρωση με τούβλα και ένα άνοιγμα. Εξετάστηκαν δύο παράμετροι: το σχήμα του ανοίγματος και οι διαστάσεις του. Τα δοκίμια ήταν τα εξής:

- ένα γυμνό πλαίσιο και ένα πλήρως τοιχοπληρωμένο

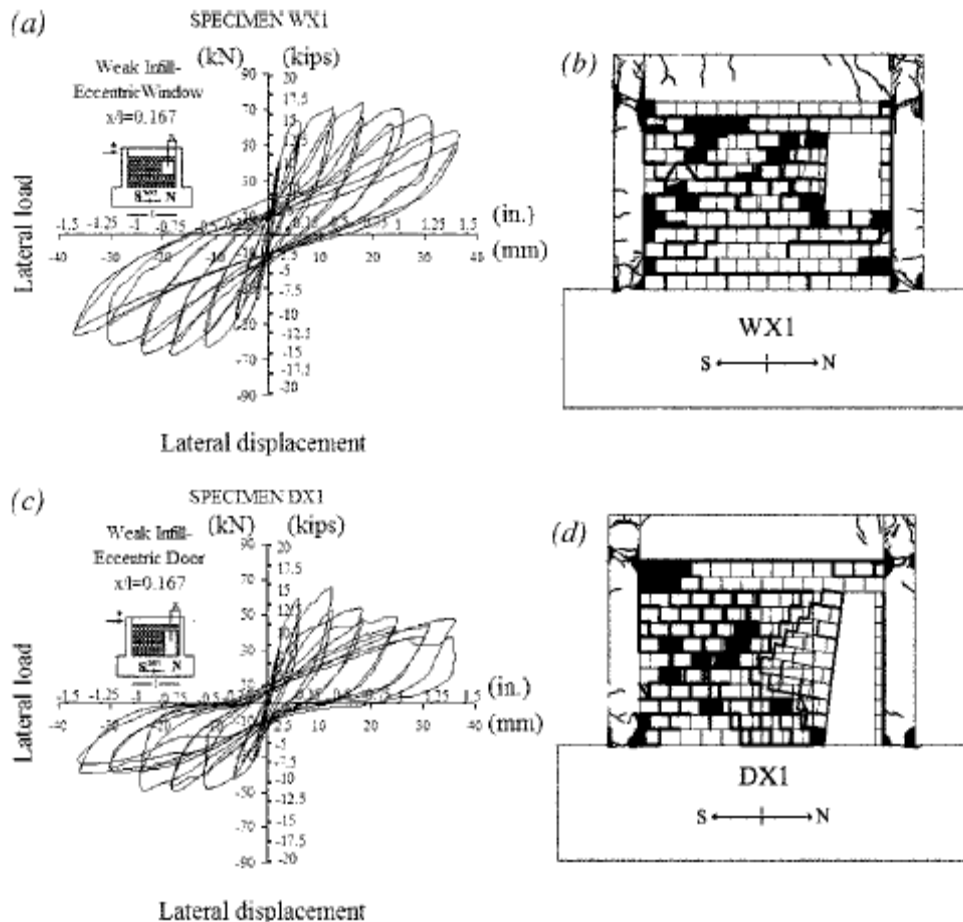
- τρία πλαίσια με ομόκεντρο άνοιγμα παραθύρου διαφορετικών μεγεθών που καθορίζονταν από το λόγο l_a/l ίσο με 0.25, 0.38 και 0.5 αντίστοιχα, όπου l είναι το μήκος της τοιχοπλήρωσης και l_a το πλάτος του ανοίγματος
- τρία πλαίσια με ομόκεντρο άνοιγμα πόρτας με λόγους l_a/l ίσους με 0.25, 0.38 και 0.5 αντίστοιχα
- άλλα δύο εξετασμένα πλαίσια, που φαίνονται στο σχήμα 3.39 και στον πίνακα 3.14, ώστε να εξεταστεί ως παράμετρος η θέση του ανοίγματος, η οποία καθορίζεται από έναν λόγο x/l ίσο με 0.167 όπου l το μήκος της τοιχοπλήρωσης και x η απόσταση ανάμεσα στο κέντρο του ανοίγματος και την παρειά του υποστυλώματος (σχήμα 3.38).

Πίν. 3.13: Ιδιότητες εξεταζόμενων δοκιμίων.

Specimen notation	Opening shape		Opening size l_a/l					Opening location x/l
	Window	Door	0	0.25	0.38	0.5	1	
B	Bare	Bare	—	—	—	—	•	—
S	Solid	Solid	•	—	—	—	—	—
WO2	•	—	—	•	—	—	—	0.5
WO3	•	—	—	—	•	—	—	0.5
WO4	•	—	—	—	—	•	—	0.5
DO2	—	•	—	•	—	—	—	0.5
DO3	—	•	—	—	•	—	—	0.5
DO4	—	•	—	—	—	•	—	0.5
WX1	•	—	—	•	—	—	—	0.167
DX1	—	•	—	•	—	—	—	0.167



Σχ. 3.38: Περιγραφή των πλαισίων: α) λεπτομέρειες όπλισης, β) λεπτομέρεια τούβλου, γ) πλαίσιο με άνοιγμα παραθύρου και εγκατάσταση οργάνων και δ) πλαίσιο με άνοιγμα πόρτας και εγκατάσταση οργάνων, σε mm.



Σχ.3.39: Υστερητικό διάγραμμα πλευρικού φορτίου – μετακίνησης και μορφές αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων με έκκεντρα ανοίγματα με λόγους $x/l = 0,167$ και $l_a/l = 0,25$ για α) και β) πλαίσιο με άνοιγμα παραθύρου και γ) και δ) πλαίσιο με άνοιγμα πόρτας.

Η τοιχοπλήρωση σφηνώθηκε στο πλαίσιο, γεμίζοντας τους αρμούς με κονίαμα ώστε ο τοίχος και το πλαίσιο να είναι σε πλήρη επαφή. Οι ιδιότητες της τοιχοπλήρωσης επιλέχτηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε έχουν την επιθυμητή μικρή πλευρική αντοχή. Η τέμνουσα ρηγμάτωσης τοιχοπλήρωσης χωρίς τον περιορισμό του πλαισίου ήταν:

$$V_{w,u} = f_v t l = 27.3 \text{ kN}$$

όπου f_v είναι η είναι η διατμητική αντοχή της τοιχοπλήρωσης με έκθεση των αρμών σε κανονική τάση f_n , από διαγώνιες δοκιμές σε κανονικού μεγέθους τοιχοποιίες, l το μήκος της τοιχοπλήρωσης και t το πάχος της. Εάν θεωρηθεί ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίστηκαν στο κάτω και πάνω μέρος των υποστλωμάτων, η τέμνουσα του γυμνού πλαισίου που δημιουργείται από την καμπτική αντοχή των υποστλωμάτων ήταν:

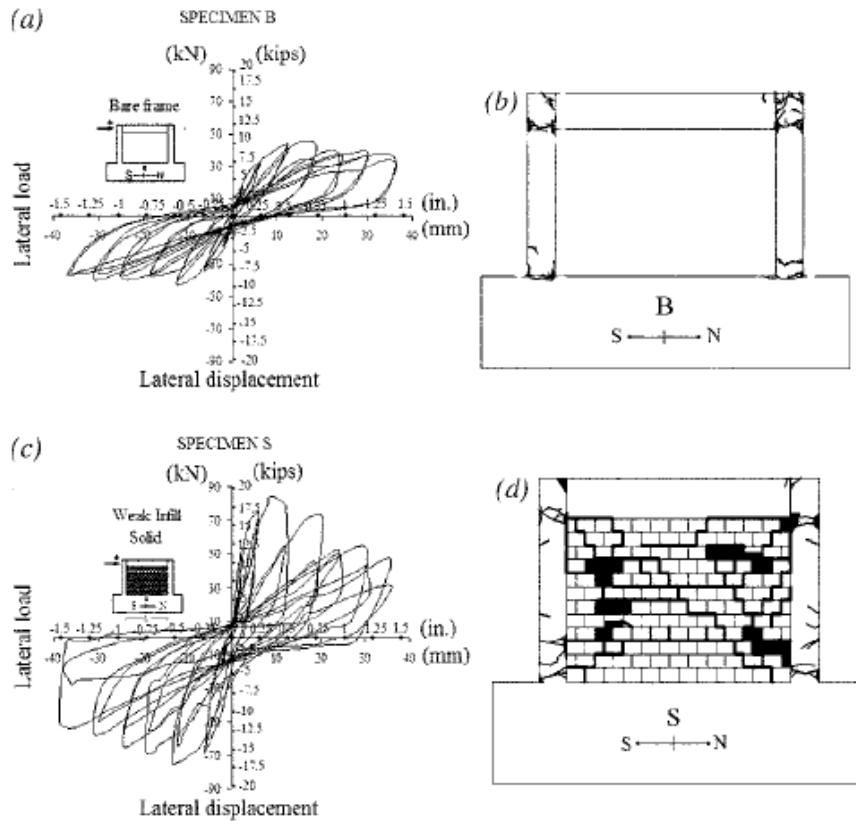
$$F_f = \frac{4M_{pc}}{h} = 42.48kN$$

όπου M_{pc} είναι η πλαστική ροπή του υποστυλώματος λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της αξονικής δύναμης και $h = H - I_p$ με H το ύψος της τοιχοπλήρωσης και I_p το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, ίσο με 0.5 φορές το ύψος της διατομής του υποστυλώματος. Το $V_{w,u}$ ήταν μικρότερο από το F_f κάτι που είναι χαρακτηριστικό του σχεδιασμού στην Ελλάδα προ του 1990 περίπου. Οι λεπτομερείς ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στον πίνακα 3.14:

Πιν.3.14: Μηχανικές ιδιότητες υλικών πειράματος.

Mechanical properties	Measured values
Mortar	
Compressive strength f_m	0.22 ksi (1.53 MPa)
Brick units	
Compressive strength f_{bc}	0.45 ksi (3.10 MPa)
Masonry	
Compressive strength \perp to voids f_c	0.38 ksi (2.63 MPa)
Elastic modulus \perp to voids E	95.89 ksi (660.66 MPa)
Compressive strength \parallel to voids f_{c90}	0.74 ksi (5.11 MPa)
Elastic modulus \parallel to voids E_{90}	97.29 ksi (670.30 MPa)
Friction coefficient μ	0.770
Shear modulus G	37.65 ksi (259.39 MPa)
Shear strength without normal stress f_{v0}	11.61 ksi (0.08 MPa)
Shear strength with normal stress f_v/f_n	55.15 [*] /36.28 [*] psi/psi (0.38 [*] /0.25 [*] MPa/MPa)
	47.90/33.38 psi/psi (0.33/0.22 MPa/MPa)
	56.60/43.54 psi/psi (0.39/0.30 MPa/MPa)
	30.48/53.70 psi/psi (0.21/0.37 MPa/MPa)
	29.03/105.95 psi/psi (0.20/0.73 MPa/MPa)
Frame concrete	
Compressive strength f'_c	4.14 ksi (28.51 MPa)
Steel bars	
Yield/tensile strength of longitudinal steel f_y/f_u	56.67/74.93 ksi/ksi (390.47/516.27 MPa/MPa)
Yield/tensile strength of transverse steel f_y/f_u	30.80/46.60 ksi/ksi (212.20/321.07 MPa/MPa)

Το βασικό αποτέλεσμα του πειράματος ήταν μια καμπύλη φορτίου μετακίνησης για το κάθε πλαίσιο όπως φαίνεται και στα σχήματα 3.39-3.43. Η μέγιστη παραμόρφωση ήταν ίση με 36 mm ανταποκρινόμενη σε μια μετακίνηση 4%. Η αρχική δυσκαμψία, τα κρίσιμα φορτία, οι ικανότητες απορρόφησης ενέργειας και οι κρίσιμες μετακινήσεις που επιτυγχάνονται κατά τη διάρκεια των δοκιμών των οκτώ δοκιμών υπολογίστηκαν από τα πειραματικά δεδομένα. Οι ρηγματώσεις των τοιχοπληρώσεων και του πλαισίου καταγράφηκαν επίσης και παρουσιάζονται στα σχήματα 3.39-3.43. Το δοκίμιο Β ήταν το γυμνό πλαίσιο αναφοράς. Οι πρώτες ρηγματώσεις παρουσιάστηκαν στο κάτω τμήμα του φορτιζόμενου υποστυλώματος, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.41(b), όπου οι ροπές ήταν μέγιστες και η αξονική θλίψη ελάχιστη (για μετακίνηση 0,4%) και ακολούθησε ρηγμάτωση της δοκού κοντά στο υποστύλωμα (για μετακίνηση 0,6%). Σύνθλιψη και θρυμματισμός του σκυροδέματος στα υποστυλώματα παρατηρήθηκε για μετακίνηση 2.8%. Το δοκίμιο S ήταν πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.41(d). Η μη γραμμική συμπεριφορά ξεκινάει με τη ρηγμάτωση της τοιχοπλήρωσης. Αυτές οι ρωγμές ξεκίνησαν από της πάνω γωνίες με κλίση 45° και ενώθηκαν αργότερα με οριζόντιες ρωγμές ολίσθησης στους αρμούς περίπου στο μέσο ύψος του πλαισίου για μετακίνηση 0.3%. Στη συνέχεια σχηματίστηκαν πλαστικές αρθρώσεις στη κορυφή και στη βάση των υποστυλωμάτων για μετακίνηση 1.1%. Η κύρια αστοχία του δοκιμίου ήταν λόγω διαγώνιας ρηγματώσεως της τοιχοπλήρωσης για μετακίνηση 1.9%.



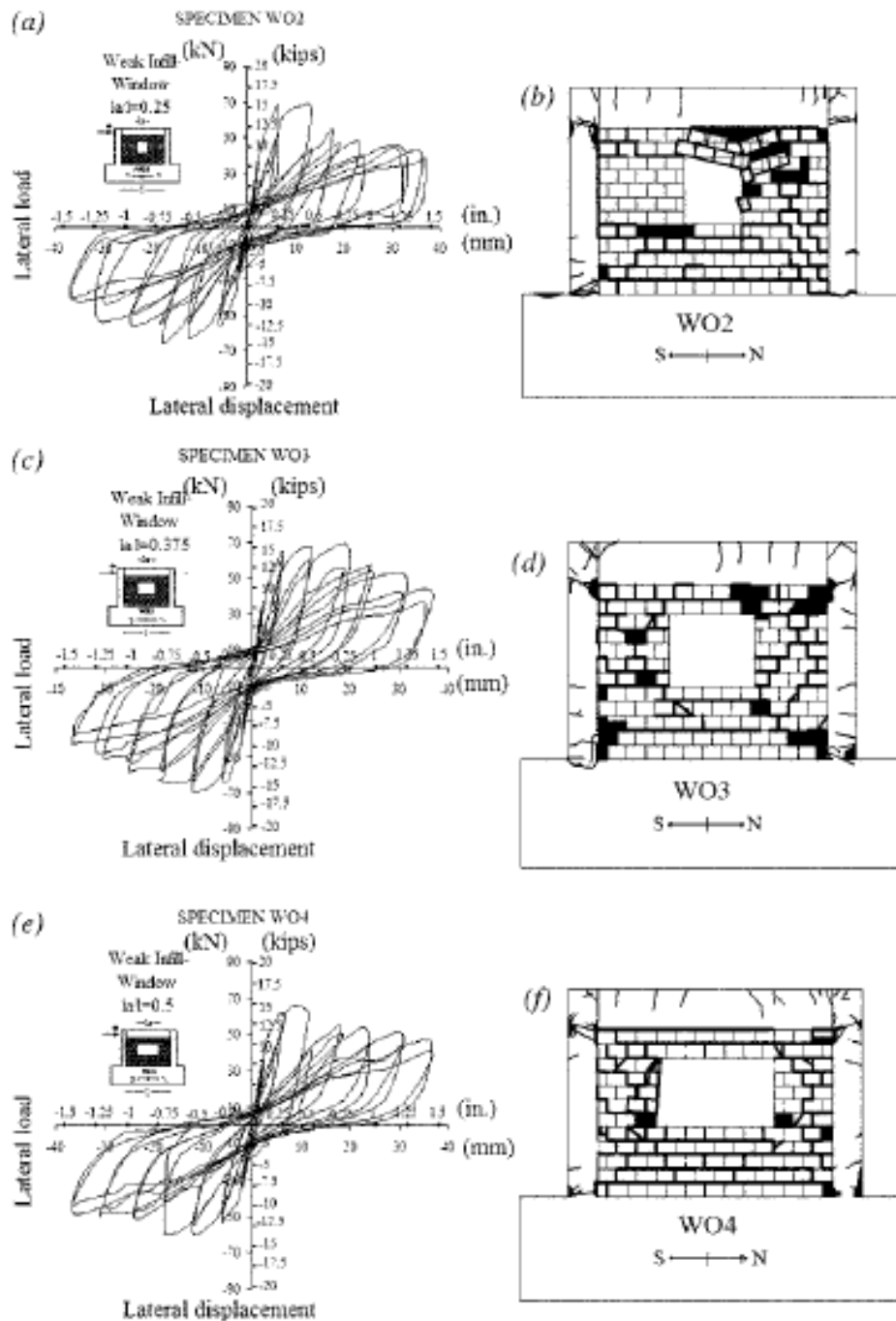
Σχ.3.41: Υστερητικό διάγραμμα πλευρικού φορτίου – μετακίνησης και μορφές αστοχίας πλαισίων (α) και (β) χωρίς τοιχοπλήρωση, (c) και (d) πλήρως τοιχοπληρωμένου.

Τα δοκίμια WO2, WO3 και WO4 είχαν τοιχοπλήρωση με ανοίγματα παραθύρων, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.42. Η πρώτη μεγάλη ρωγή παρατηρήθηκε για μετακίνηση 0.3 – 0.4 %. Πλαστικές αρθρώσεις σχηματίστηκαν στη κορυφή και στη βάση των υποστυλωμάτων για μετακίνηση 0.3 – 0.9%. Η αστοχία της τοιχοπλήρωσης πάνω και κάτω από το παράθυρο εκδηλώθηκε με διατμητικές ρηγματώσεις ολίσθησης των αρμών. Διαγώνια ρήγματα της τοιχοπλήρωσης αριστερά και δεξιά του παραθύρου παρατηρήθηκαν για μετακίνηση 1.3 με 2.7% ή/και παρατηρήθηκε ρηγμάτωση στις γωνίες από καμπτική αστοχία σε ένα από τα δύο τμήματα της τοιχοπλήρωσης αριστερά και δεξιά του ανοίγματος, για μετακίνηση 2 – 3.5%.

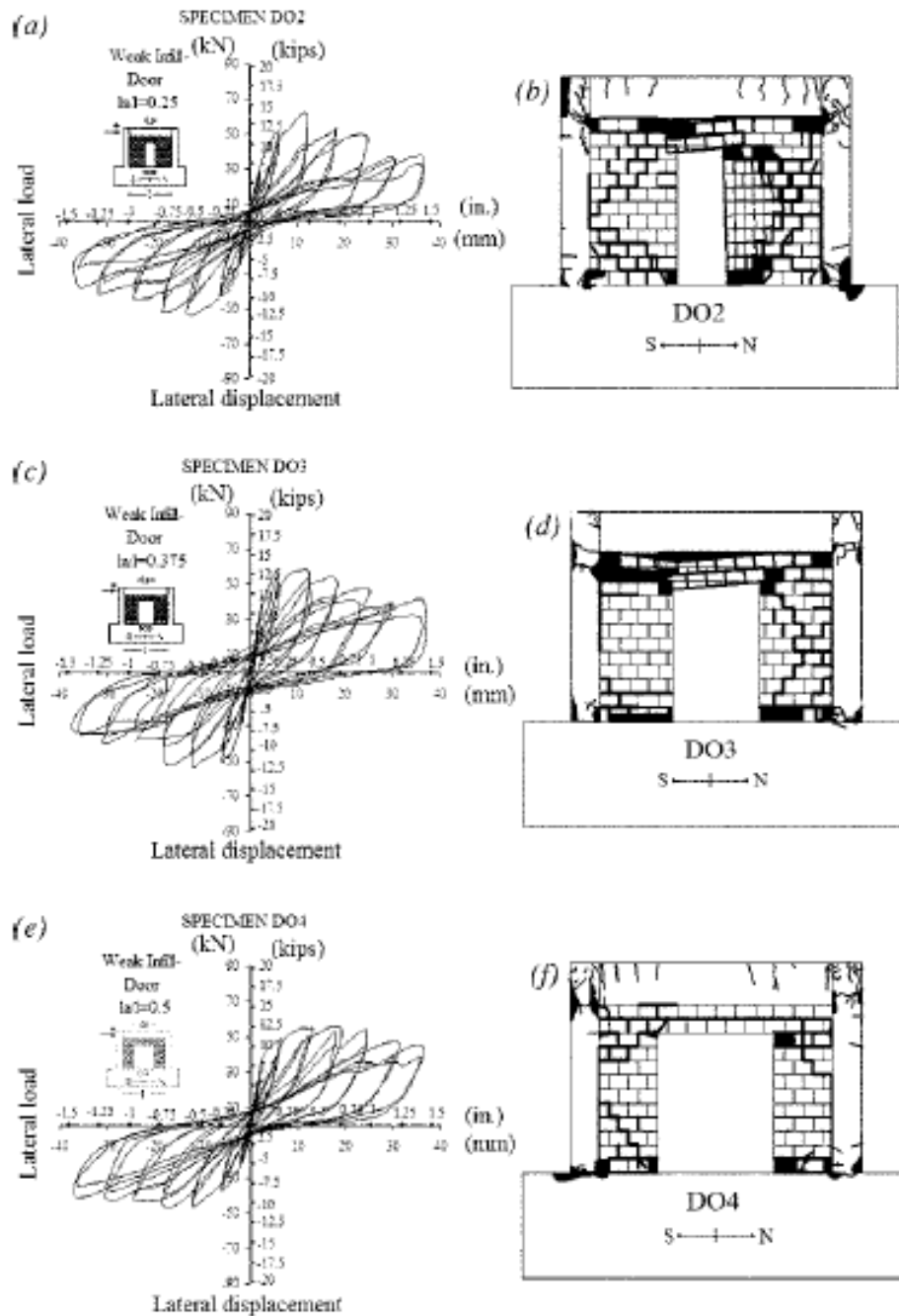
Τα δοκίμια DO2, DO3 και DO4 είχαν τοιχοπλήρωση με ανοίγματα πόρτας, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.45. Το πρώτο μεγάλο ρήγμα παρατηρήθηκε για μετακίνηση 0.3%. Πλαστικές αρθρώσεις σχηματίστηκαν στη κορυφή και στη βάση των υποστυλωμάτων για μετακίνηση 0.4 – 0.6%. Το τμήμα της τοιχοπλήρωσης πάνω από την πόρτα αστόχησε σε διατμητική ολίσθηση κατά μήκος των αρμών. Η τοιχοπλήρωση ανάμεσα στη πόρτα και στο εφελκόμενο υποστύλωμα αστόχησε από

υπέρβαση θλιπτικής και εφελκυστικής αντοχής τόσο στη κορυφή όσο και στη βάση του για μετακίνηση 1.2 – 2%. Το υπόλοιπο τμήμα της τοιχοπλήρωσης ανάμεσα στην πόρτα και στο θλιβόμενο υποστύλωμα οδηγήθηκε σε διαγώνια ρηγμάτωση, για μετακίνηση 1.5 – 2.7%.

Πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς σχηματίστηκαν για μετακινήσεις μεγαλύτερες από 0.9% ή δεν εμφανίστηκαν καθόλου. Γενικά οι τοιχοπληρώσεις προστάτευσαν τις δοκούς από κάμψη και έτσι καθυστέρησε ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων σε αυτά. Διατμητική αστοχία στα υποστυλώματα δεν παρατηρήθηκε όπως αναμενόταν κατά το σχεδιασμό, καθώς οι τοιχοπληρώσεις ήταν αδύναμες σε σχέση με τα πλαίσια οπότε και εμφανίστηκε σε αυτές διαγώνια ρηγμάτωση.



Σχ.3.42: Υστερητικό διάγραμμα πλευρικού φορτίου – μετακίνησης και μορφές αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ανοίγματα παραθύρων διαφορετικών διαστάσεων: (α) και (β) $I_w/l = 0.25$, (c) και (d) $I_w/l = 0.375$, (e) και (f) $I_w/l = 0.5$.



Σχ.3.43: Υστερητικό διάγραμμα πλευρικού φορτίου – μετακίνησης και μορφές αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ανοίγματα πορτών διαφορετικών διαστάσεων: (α) και (β) $l_a/l = 0.25$, (c) και (d) $l_a/l = 0.375$, (e) και (f) $l_a/l = 0.5$.

Τα αποτελέσματα των πειραμάτων παρουσιάζονται αναλυτικά στον πίνακα 3.15, όπου γίνονται συγκρίσεις με το δοκίμιο αναφοράς B, σε όρους μετακινήσεων γ_u , δυσκαμψιών k , πλαστιμότητας $\mu_{0.85}$ και ικανότητας απορρόφησης ενέργειας. Παρόλο που η μετακίνηση αστοχίας μιας γυμνής τοιχοποιίας ήταν 0.09%, όταν η ίδια τοιχοποιία χρησιμοποιήθηκε σαν τοιχοπλήρωση η μετακίνηση αστοχίας της έφτασε

στο 0.92%. Γενικά όσο μεγαλύτερο είναι το άνοιγμα, τόσο μεγαλύτερη είναι η τιμή της γ_u , σαν αποτέλεσμα αργότερης υποβάθμισης αντοχής στη περίπτωση μεγάλων ανοιγμάτων συγκριτικά με την περίπτωση μικρών. Όσον αφορά τη δυσκαμψία, η παρουσία τοιχοπληρώσεων οδήγησε σε αύξησή της σε όλες τις περιπτώσεις. Η παρουσία ανοιγμάτων οδήγησε σε δυσανάλογη μείωση της σε σχέση με τη μείωση του εμβαδού της τοιχοπλήρωσης. Σε μικρές μετακινήσεις η απώλεια δυσκαμψίας των πλαισίων με μεγάλα ανοίγματα είναι μεγαλύτερη συγκριτικά με το γυμνό πλαίσιο. Σε πολύ μεγάλες μετακινήσεις, η απώλεια δυσκαμψίας τείνει ασυμπτωτικά σε αυτή του γυμνού πλαισίου, λόγω του ότι δεν εμφανίστηκε διατμητική αστοχία στα υποστρώματα. Η παρουσία, συμπεριφορά και αστοχία των τοιχοπληρώσεων με ανοίγματα δεν μείωσε την πλαστιμότητα των πλαισίων. Με αύξηση του ανοίγματος του παραθύρου δεν μειώθηκε η πλαστιμότητα με αύξηση όμως του ανοίγματος της πόρτας αυξήθηκε. Γενικά, τα δοκίμια με παράθυρα έδωσαν μικρότερη πλαστιμότητα σε σχέση με αυτά με τις πόρτες. Όσον αφορά τέλος την απορρόφηση ενέργειας, πρέπει να σημειωθεί ότι το μέγεθος του ανοίγματος δεν επηρεάζει σημαντικά τις τιμές απορρόφησης ενέργειας στις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Παρατηρείται ότι σε όλα τα επίπεδα μετακίνησης, όλα τα τοιχοπληρωμένα πλαίσια με ανοίγματα απορρόφησαν πολύ περισσότερη ενέργεια από το γυμνό πλαίσιο αλλά πολύ λιγότερη από το πλήρως τοιχοπληρωμένο.

Πίν. 3.15: Σύγκριση των υστερητικών χαρακτηριστικών των δοκιμίων.

(ν είναι το ποσοστό πλευρικής αντίστασης σε σχέση με το γυμνό πλαίσιο, γ_y το όριο λειτουργικότητας, γ_u η οριακή μετακίνηση, k η αρχική δυσκαμψία τοιχοπληρωμένων πλαισίων ως προς το γυμνό πλαίσιο, ν_{lim} ο λόγος της τέμνουσας στο τέλος της γραμμικότητας προς τη μέγιστη διατμητική αντοχή, $\mu_{0.85}$ ο συντελεστής πλαστιμότητας, β_{res} η απομένουσα αντίσταση των τοιχοπληρωμένων πλαισίων ως προς το γυμνό, V_2/V_1 η μέση τιμή για το εύρος όλων των κύκλων για λόγο μέγιστης καταγραμμένης δύναμης κατά το 2^ο κύκλο προς τη μέγιστη καταγραμμένη δύναμη στον 1^ο κύκλο, W_2/W_1 η μέση τιμή για το εύρος όλων των κύκλων για λόγο απορρόφησης ενέργειας στο δεύτερο κύκλο προς την απορρόφηση ενέργειας στον πρώτο και $\Sigma W/\Sigma W_B$ ο λόγος αθροιστικής απορρόφησης ενέργειας κάθε πλαισίου προς το λόγο αθροιστικής απορρόφησης ενέργειας του γυμνού).

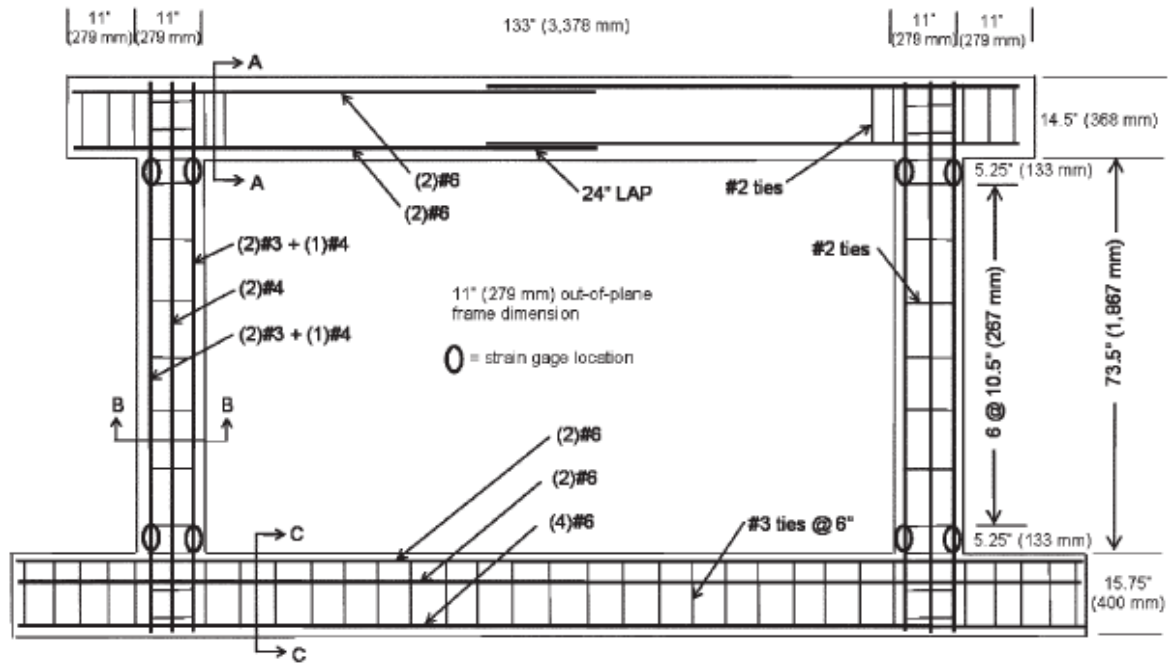
Specimen	Specimen description	ν	γ_y , %	γ_u , %	k	ν_{lim}	$\mu_{0.85}$	β_{res}	V_2/V_1 , mean value	W_2/W_1 , mean value	$\Sigma W/\Sigma W_B$
B	Bare frame	1.00	0.34	3.46	1.00	0.54	3.97	1.00	0.90	0.70	1.00
S	Solid infill	1.84	0.28	1.96	2.48	0.65	4.24	1.34	0.87	0.85	1.57
WO2	Window $l_d/l = 0.25$	1.50	0.39	1.87	1.74	0.76	3.89	1.19	0.85	0.72	1.43
WO3	Window $l_d/l = 0.375$	1.50	0.34	2.69	1.75	0.67	5.28	1.18	0.87	0.75	1.68
WO4	Window $l_d/l = 0.50$	1.47	0.30	1.96	1.99	0.68	3.56	1.30	0.86	0.67	1.39
DO2	Door $l_d/l = 0.25$	1.39	0.28	2.41	1.57	0.53	3.20	1.06	0.87	0.69	1.02
DO3	Door $l_d/l = 0.375$	1.29	0.27	2.59	1.80	0.63	5.83	1.11	0.89	0.79	1.29
DO4	Door $l_d/l = 0.50$	1.25	0.27	3.48	1.80	0.65	5.79	1.26	0.90	0.71	1.12
WX1	Window $x/l = 0.167$	1.64	0.28	2.11	2.14	0.62	5.39	1.58	0.92	0.69	1.49
DX1	Door $x/l = 0.167$	1.46	0.28	1.39	1.62	0.53	3.33	1.36	0.84	0.71	1.33

3.2.1.2 Μονώροφο πλαίσιο ενός ανοίγματος με εσωτερικά έκκεντρα ανοίγματα

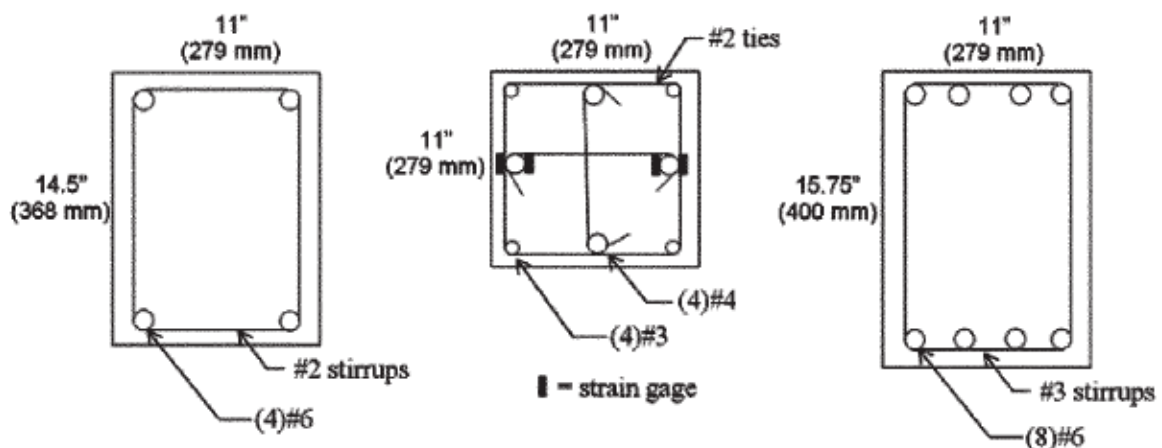
Τα πειράματα που πραγματοποιήθηκαν στο Πανεπιστήμιο του Colorado [18] ήταν τέσσερα τοιχοπληρωμένα πλαίσια κλίμακας 2/3, ένα πλήρως τοιχοπληρωμένο και τα υπόλοιπα τρία με ανοίγματα. Τα ανοίγματα τοποθετήθηκαν έκκεντρα για να εξεταστεί η επιρροή της θέσης τους. Από τη μία πλευρά, τα ανοίγματα ήταν κοντά στα υποστυλώματα, με μια μικρή ποσότητα τούβλων ανάμεσά τους. Στην άλλη πλευρά, η ποσότητα των τούβλων είναι προφανώς μεγαλύτερη το οποίο αναμένεται να έχει σημαντική επιρροή στη συμπεριφορά του υποστυλώματος. Οι τοιχοπληρώσεις είναι μπατικές με κόμβους κονιάματος 9.53 mm. Οι διαστάσεις των τούβλων είναι 197 x 95,3 x 57,2 mm. Τα υλικά του μίγματος των τοιχοπληρώσεων ήταν τσιμέντο/ ασβέστης/ άμμος με αναλογία 1:1:5. Το πρόγραμμα της δοκιμής συνοψίζεται στον πίνακα 3.16, μαζί με τους σχεδιασμούς των τεσσάρων πειραμάτων. Το σχήμα 3.44 παρουσιάζει τη γεωμετρία των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, ενώ το σχήμα 3.45 παρουσιάζει τις λεπτομέρειες όπλισης.

Πιν. 3.16: Παρουσίαση δοκιμών.

Test designation	Opening	Opening dimensions	Test date
S	solid wall - no opening	—	10-10-2007
SW	small window opening	See Fig. 3	03-07-2008
D	door opening	See Fig. 4	03-03-2009
LW	large window opening	See Fig. 5	06-10-2009



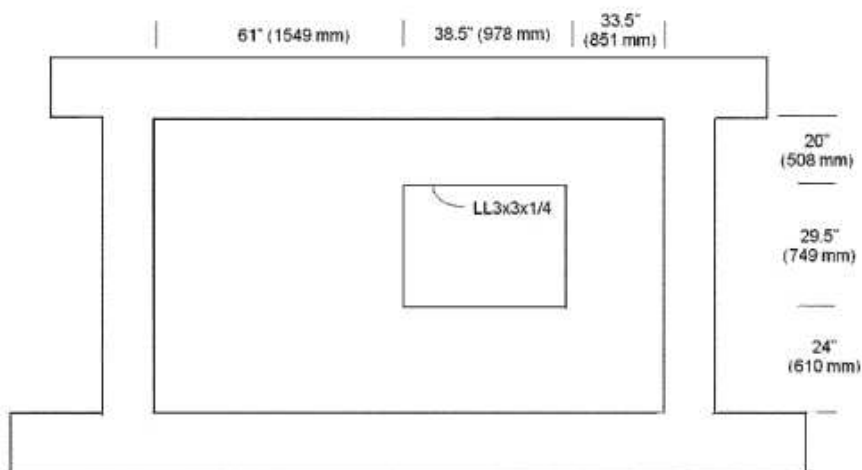
Σχ. 3.44: Γεωμετρία πλαισίων και οπλισμοί.



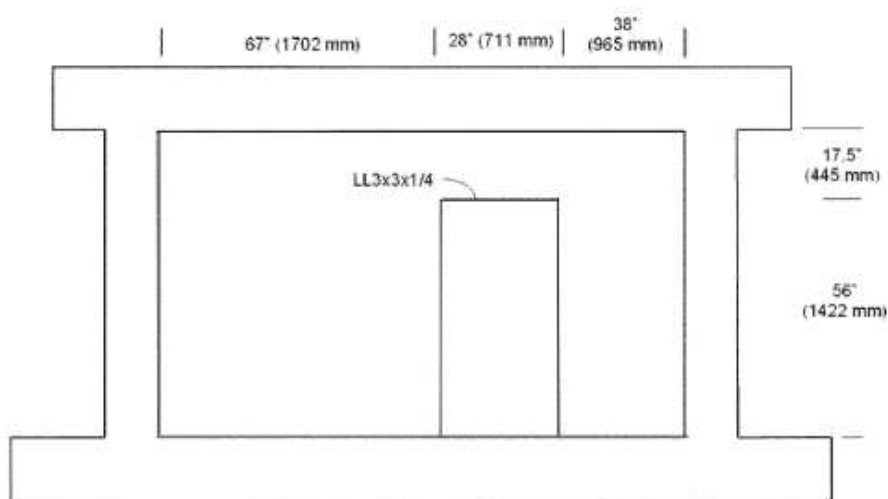
Σχ.3.45: Λεπτομέρειες όπλισης.

Τέσσερα strain gages τοποθετήθηκαν στον οπλισμό του υποστυλώματος στη κορυφή και στο κάτω μέρος της καθεμίας. Από τον οπλισμό που τοποθετούνταν τα πρώτα δύο τα άλλα δύο τοποθετούνταν στον αντίστοιχο απέναντι(σχήμα 3.45) ώστε να αποφευχθούν φαινόμενα κάμψης. Στο σχήμα 3.44 φαίνονται με κύκλο οι θέσεις και των 16 strain gages. Γενικά, λήφθηκε η μέση τιμή των αντίστοιχων τιμών που έδινε το καθένα από τα δύο strain gages, ώστε να υπάρχει στα αποτελέσματα μια τιμή παραμόρφωσης για τον κάθε οπλισμό. Η δοκιμή του S δοκιμίου περιλάμβανε ένα πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο. Ο τοίχος για το δοκίμιο SW είχε ένα μικρό

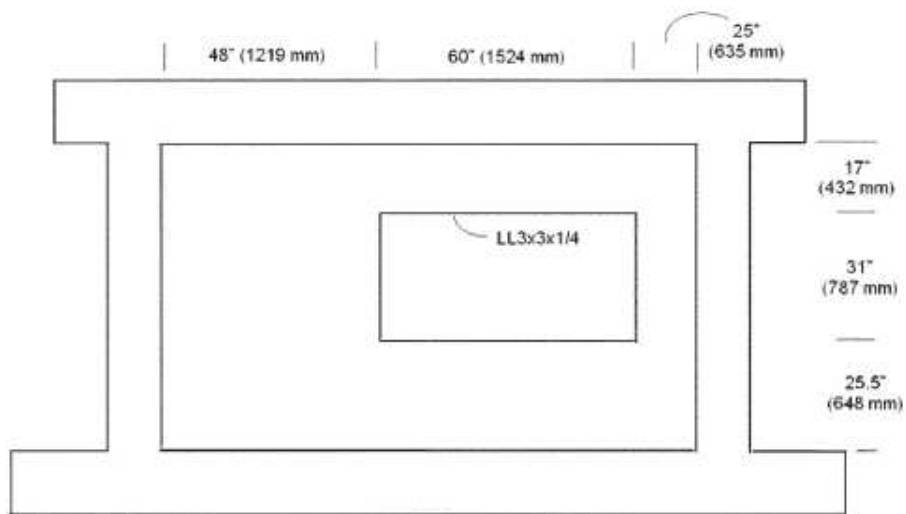
έκκεντρο παράθυρο ανοίγματος 978 mm, το οποίο φαίνεται στο σχήμα 3.46. Το σχήμα 3.47 δείχνει τη γεωμετρία για το δοκίμιο D, με μια πόρτα στην ίδια εκκεντρότητα με πριν. Η γεωμετρία για το δοκίμιο LW φαίνεται στο σχήμα 3.48, με ένα παράθυρο ανοίγματος 1524 mm στην ίδια εκκεντρότητα με το δοκίμιο SW. Τα σενάζ για όλα τα ανοίγματα ήταν LL3 x 3 x 1/4 με μια ελάχιστη προεξοχή 25.4 mm σε κάθε άκρο. Τα όρια ανάμεσα στην τοιχοπλήρωση και στο πλαίσιο ωπλισμένου σκυροδέματος κατασκευάστηκαν με κλασσικό κονίαμα, χωρίς κάποια μαλακή πλήρωση στη κορυφή του τοίχου. Η κάθε τοιχοπλήρωση κατασκευάστηκε περίπου 28 μέρες πριν το πείραμα. Όπως φαίνεται στον πίνακα 3.17, τα πλαίσια ωπλισμένου σκυροδέματος κυμαίνονταν ηλικιακά από 48 έως 300 μέρες. Επιπλέον, στον πίνακα 3.17 παρουσιάζονται οι ιδιότητες των υλικών, που προέκυψαν από τις γνωστές πειραματικές διαδικασίες (καρότα, έλεγχοι θλίψης – εφελκυσμού).



Σχ. 3.46: Δοκίμιο SW με έκκεντρο παράθυρο.



Σχ.3.47: Δοκίμιο D με έκκεντρη πόρτα.



Σχ. 3.48 Δοκίμιο LW με μεγαλύτερο έκκεντρο παράθυρο.

Πίν. 3.17: Μέσες ιδιότητες υλικών ανάλογα με την ηλικία τους.

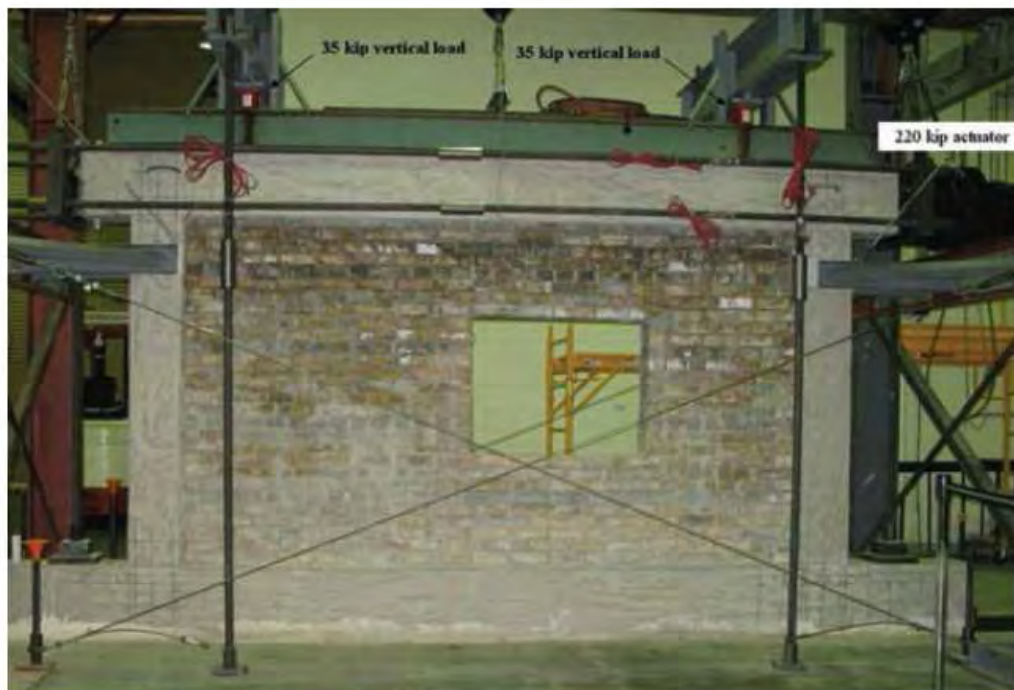
	Age	Strength	Standard deviation	No. of test specimens	ASTM standard
Brick compressive strength	N/A	4840 psi (33.37 MPa)	737 psi (5.08 MPa)	5	C67-07
Mortar compression strength	28 days	1160 psi (8.0 MPa)	26 psi (0.18 MPa)	5	C39/C39M-05
Prism compression strength	28 days	2768 psi (19.1 MPa)	258 psi (1.78 MPa)	3	C1314-03b
Brick/mortar interface tensile strength					
Dry bricks	28 days	18.0 psi (0.12 MPa)	13.6 psi (0.094 MPa)	14	C952-02
Wet bricks	28 days	55.8 psi (0.38 MPa)	14.0 psi (0.097 MPa)	14	
Reinforcing bar yield strength	N/A	66,000 psi (455 MPa)	6700 psi (46.2 MPa)	6	A370-05
Concrete compression strength					
Frame S	28 days	4360 psi (9.38 MPa)	7 psi (0.04 MPa)	2	C39/C39M-05
	66 days*	4420 psi (30.5 MPa)	184 psi (1.27 MPa)	2	
Frame SW	28 days	2530 psi (17.4 MPa)	30 psi (0.21 MPa)	4	
	119 days*	2840 psi (19.6 MPa)	370 psi (2.55 MPa)	3	
Frame D	28 days	1770 psi (12.2 MPa)	59 psi (0.41 MPa)	4	
	217 days	2050 psi (14.1 MPa)	150 psi (1.0 MPa)	3	
	300 days*	2160 psi (14.9 MPa)	190 psi (1.3 MPa)	6	
Frame LW	7 days	1730 psi (11.9 MPa)	120 psi (0.83 MPa)	2	
	28 days	2413 psi (16.6 MPa)	154 psi (1.06 MPa)	2	
	48 days*	2400 psi (16.5 MPa)	81 psi (0.56 MPa)	5	

*Day of infilled frame test.
#Number of test specimens.

Η πρωτότυπη κατασκευή από την οποία προέκυψε ο σχεδιασμός σε κλίμακα 2/3 των πλαισίων ωπλισμένου σκυροδέματος είναι ένα πολυώροφο πλαίσιο του 1920 με τρεις σειρές άοπλη τοιχοπλήρωση από τούβλο. Λόγω της παλιάς εποχής οι συνδετήρες στα υποστυλώματα είναι πολύ αραιοί, συγκριτικά με τις απαιτήσεις καινούριων κανονισμών. Η απόστασή τους στα δοκίμια κλίμακας 2/3 είναι 267 mm, και γίνονται πιο πυκνοί κοντά στους κόμβους. Αυτό οδηγεί σε διατμητική αστοχία των υποστυλωμάτων από τα εφαρμοζόμενα πλευρικά φορτία πολύ πιο εύκολα από ένα σύγχρονα διατμητικά ωπλισμένο υποστύλωμα. Το να είναι ασθενή σε διάτμηση, ωστόσο, δε σημαίνει απαραίτητα ότι το υποστύλωμα αστοχεί ψαθυρά όταν

απουσιάζουν οι τοιχοπληρώσεις. Χωρίς τοιχοπληρώσεις, τα περισσότερα υποστυλώματα θα αστοχήσουν καμπτικά με πλαστικές αρθρώσεις, μηχανισμός ο οποίος είναι όλκιμος. Η παρουσία τοιχοπληρώσεων αλλάζει τον τρόπο αστοχίας. Η ολίσθηση των αρμών προκαλεί εμφάνιση υψηλής τέμνουσας στα υποστυλώματα με αποτέλεσμα εάν είναι ανεπαρκώς ωπλισμένα να παρουσιάζουν απότομη πτώση διατμητικής αντοχής.

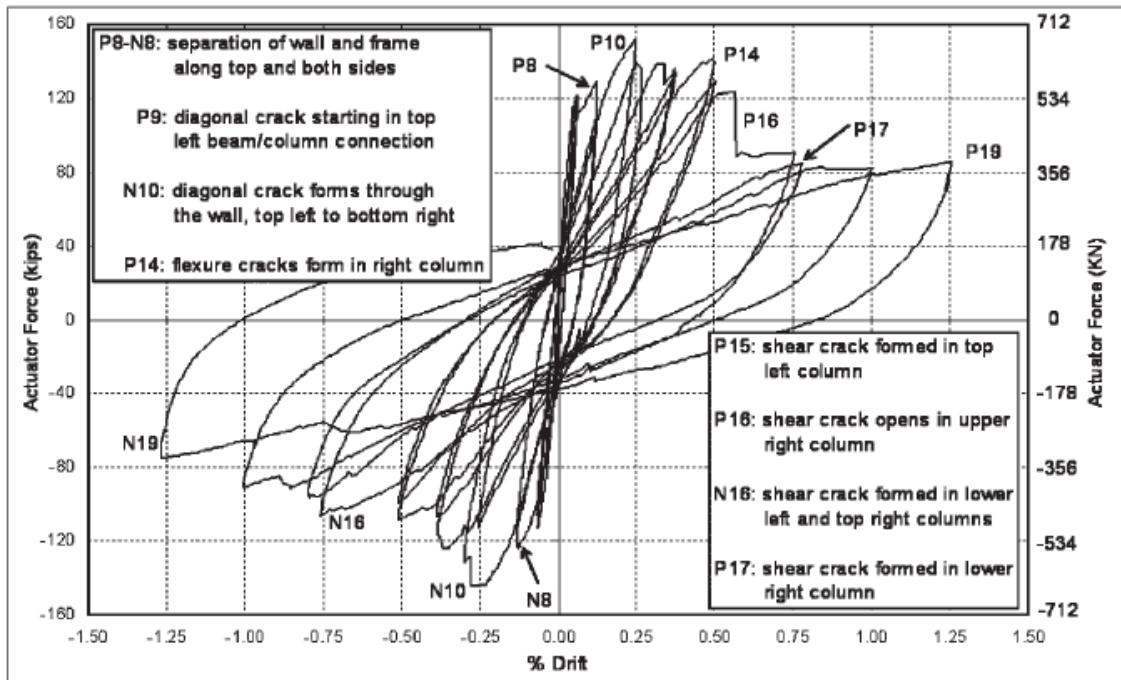
Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στο Πανεπιστήμιο του Colorado είναι ανακυκλιζόμενοι ελεγχόμενης μετακίνησης διατμητικοί έλεγχοι των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Δύο κατακόρυφα σημειακά φορτία 156 kN εφαρμόστηκαν στη κορυφή του πλαισίου μέσω υδραυλικών εμβόλων και με τη χρήση μιας χαλύβδινης δοκού για να διανέμουν τα φορτία στη δοκό ωπλισμένου σκυροδέματος. Τα δύο αυτά φορτία είναι σε απόσταση 4.25 m επικεντρωμένα στο δοκίμιο. Όλες οι λεπτομέρειες του πειράματος φαίνονται στο σχήμα 3.47, το οποίο αναπαριστά το SW δοκίμιο πριν τον έλεγχο του. Οι κύκλοι οριζοντίων μετακινήσεων εφαρμόστηκαν σαν θετικά και αρνητικά ημικύκλια. Στα σχήματα και στα αποτελέσματα που ακολουθούν, τα θετικά ημικύκλια συμβολίζονται με 'P' και τα αρνητικά με 'N'.



Σχ. 3.49: Δοκίμιο SW πριν το πείραμα.

Αποτελέσματα δοκιμίου S

Το πρώτο δοκίμιο αποτελούνταν από ένα πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο χωρίς ανοίγματα. Το διάγραμμα πλευρικής τέμνουσας – μετακίνησης φαίνεται στο σχήμα 3.50. Η υποβάθμιση της δυσκαμψίας ξεκινάει νωρίς στο πείραμα με το διαχωρισμό του τοίχου από το περιβάλλον πλαίσιο ωπλισμένου σκυροδέματος. Το φαινόμενο επιτείνεται καθώς τα ρήγματα γίνονται εμφανή στην τοιχοπλήρωση και σημειώνονται καμπτικά ρήγματα στα υποστυλώματα. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.50, το πλατό της μέγιστης αντοχής σχηματίζεται στη θετική κατεύθυνση (από δεξιά προς τα αριστερά), το οποίο ακολουθείται από μια απότομη πτώση στη διατμητική αντοχή. Αυτή η ψαθυρή συμπεριφορά οφείλεται στη διάτμηση του πάνω τμήματος του μη φορτιζόμενου υποστυλώματος. Μια παραμένουσα αντοχή διατηρείται κατά κύριο λόγο από την τριβή αντίστασης ολίσθησης των αρμών του τοίχου. Η αρνητική κατεύθυνση (από αριστερά προς τα δεξιά) δείχνει μια παρόμοια συμπεριφορά. Η κύρια διάκριση είναι το κοντύτερο πλατό μέγιστης δύναμης με μια πιο βαθμωτή πτώση στην παραμένουσα αντοχή. Η φωτογραφία του δοκιμίου με τα ρήγματα σε σχήμα κλεψύδρας να φαίνονται έντονα παρουσιάζεται στο σχήμα 3.51. Το σχήμα 3.52 δείχνει το πάνω τμήμα του μη φορτιζόμενου υποστυλώματος στο τέλος του πειράματος. Όπως φαίνεται, υπάρχουν έντονα διατμητικά ρήγματα παρόλα αυτά οι συνδετήρες παραμένουν άθικτοι. Αυτό φαινόταν να συμβαίνει στα περισσότερα από τα πειράματα των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Στον κύκλο P16, ο οπλισμός στο κάτω τμήμα του φορτιζόμενου υποστυλώματος άρχισε να διαρρέει. Αυτή ήταν η μόνη πλαστική συμπεριφορά οπλισμού μέχρι σχεδόν το τέλος του πειράματος. Στον κύκλο N19, ο οπλισμός στο πάνω τμήμα του μη φορτιζόμενου υποστυλώματος άρχισε να διαρρέει.



Σχ.3.50 διάγραμμα πλευρικής τέμνουσας – μετακίνησης δοκιμίου S.



Σχ.3.51 Ρωγμές τοιχοπλήρωσης δοκιμίου S μετά το πέρας του πειράματος.

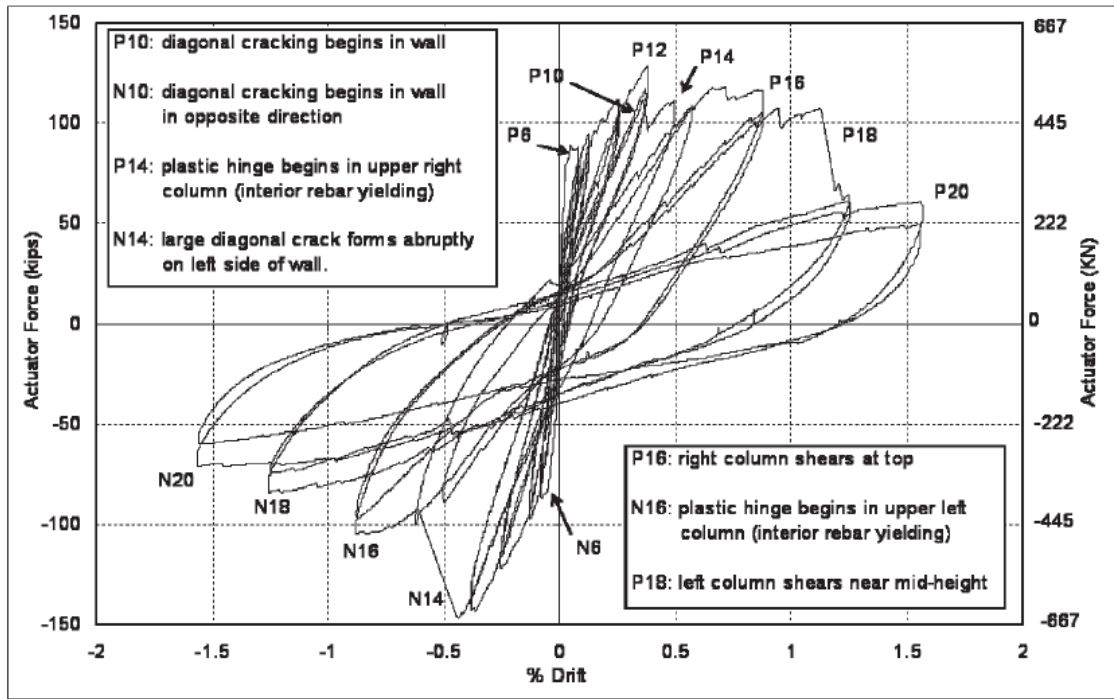


Σχ.3.52 Διατμητική αστοχία πάνω τμήματος του μη φορτιζόμενου υποστυλώματος του δοκιμίου S στο τέλος του πειράματος.

Αποτελέσματα δοκιμίου SW

Το δοκίμιο SW αποτελούνταν από ένα τοιχοπληρωμένο πλαίσιο με τις ίδιες διαστάσεις και οπλισμικές διατάξεις με το πρώτο δοκίμιο. Η διαφορά του ήταν η προσθήκη ενός παραθύρου (σχήμα 3.46). Το διάγραμμα πλευρικής δύναμης – μετακίνησης παρουσιάζεται στο σχήμα 3.53. Η απόκριση είναι αρκετά παρόμοια με αυτή του πλήρως τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Το πλατό στη θετική διεύθυνση είναι μακρύτερο σε σχέση με το δοκίμιο S, η απότομη πτώση της αντοχής στη παραμένουσα είναι παρόμοια όμως. Η απόκριση στην αρνητική διεύθυνση είναι σχεδόν η ίδια με την αντίστοιχη του δοκιμίου S. Η πιο σημαντική διαφορά στα δύο πειράματα είναι ότι η τέμνουσα που προκαλεί τη μεγάλη πτώση αντοχής (κύκλος P18) στη δεύτερη περίπτωση εμφανίστηκε στο μέσο του υποστυλώματος αντί για την κορυφή. Αυτό εξηγεί ότι η μεταβλητότητα στη θέση μέγιστης τέμνουσας στο υποστύλωμα εξαρτάται από τη γεωμετρία και τη θέση κάποιου ανοίγματος. Το σχήμα 3.54 παρουσιάζει το σχήμα της ρωγμής μετά το τέλος του πειράματος. Οι διατμητικές ρωγμές στο μέσο του υποστυλώματος είναι ευδιάκριτες ενώ κοντά στο παράθυρο έχουν σχήμα ‘ωοειδές’. Το σχήμα 3.55 παρουσιάζει τη λεπτομέρεια της ρωγμής στο μέσο του φορτιζόμενου υποστυλώματος και στη κορυφή του μη φορτιζόμενου. Για αυτή τη δοκιμή, η πρώτη πλαστική άρθρωση ξεκίνησε να σχηματίζεται στο πάνω

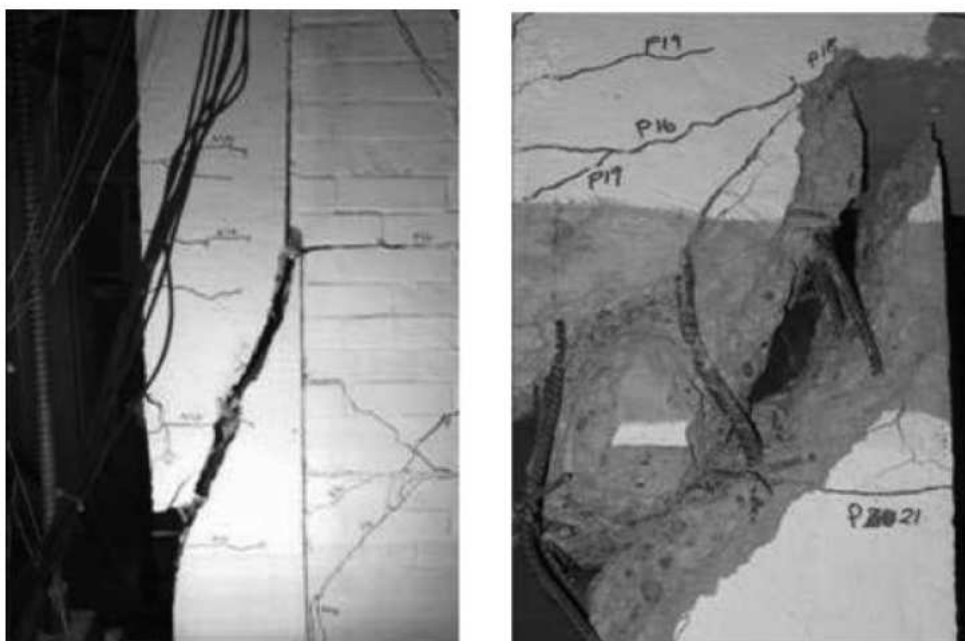
μέρος του μη φορτιζόμενου υποστυλώματος στο κύκλο P14. Αντίστοιχα, στον κύκλο N16, σχηματίζεται πλαστική άρθρωση στη κορυφή του φορτιζόμενου υποστυλώματος.



Σχ.3.53: Διάγραμμα πλευρικής τέμνουσας – μετακίνησης δοκιμίου SW.



Σχ.3.54: Ρωγμές δοκιμίου SW μετά το πέρας του πειράματος.



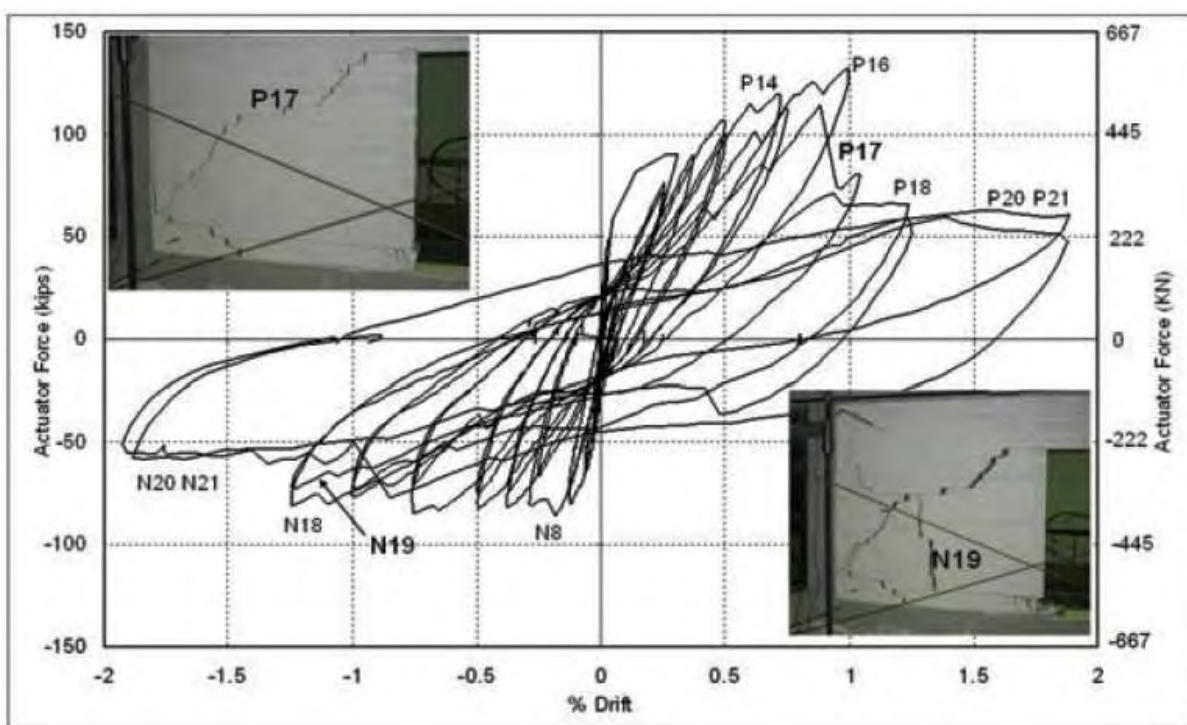
μέσο μη φορτιζόμενου υποστυλώματος κορυφή φορτιζόμενου υποστυλώματος

Σχ.3.55: Λεπτομέρειες ρωγμών δοκιμίου SW.

Αποτελέσματα δοκιμίου D

Η διαφορά του δοκιμίου D από το SW είναι ότι το D στο ίδιο σημείο με το SW έχει άνοιγμα πόρτας και όχι παραθύρου (σχήμα 3.47). Το διάγραμμα πλευρικής δύναμης – μετακίνησης παρουσιάζεται στο σχήμα 3.56 ενώ η ρηγμάτωση μετά το πέρας του πειράματος στο σχήμα 3.57. Και εδώ η ρηγμάτωση στο άνοιγμα έχει σχήμα ‘ωοειδές’. Το ενδιαφέρον που συνέβη στο δοκίμιο D ήταν η απότομη πτώση αντοχής στη θετική διεύθυνση που οφειλόταν σε ένα απότομο μεγάλο ρήγμα στην τοιχοπλήρωση και όχι από διατμητικό ρήγμα στο υποστύλωμα. Αυτό συνέβη στον κύκλο P17 και φαίνεται και στη φωτογραφία του σχήματος 3.56. Το μη φορτιζόμενο υποστύλωμα παρουσίασε διάτμηση στο κάτω μέρος στον κύκλο N21, σε μια αρκετά μεγαλύτερη μετακίνηση σε σχέση με τη μικρή πτώση αντοχής του κύκλου N19. Αυτή είναι μια περίπτωση ψαθυρής συμπεριφοράς πριν την διατμητική αστοχία του υποστυλώματος. Το σχήμα 3.58 απεικονίζει το πάνω και κάτω τμήμα του κάθε υποστυλώματος μετά το πείραμα. Τα διατμητικά ρήγματα στη κορυφή των υποστυλωμάτων είναι εμφανώς λιγότερο έντονα σε σχέση με αυτά στο κάτω μέρος τους. Στο σχήμα 3.59 φαίνεται ότι στο δοκάρι, πάνω από το άνοιγμα της πόρτας δημιουργήθηκε ένα διατμητικό ρήγμα. Αυτό το ρήγμα πρωτοεμφανίστηκε στον

κύκλο P14, αλλά δεν εξελίχθηκε και μοιάζει να έχει μικρή επιρροή στη γενική απόκριση σε τέμνουσα της κατασκευής αν και εισάγει την πιθανότητα διατμητικής αστοχίας της δοκού πάνω από ένα άνοιγμα, το οποίο μπορεί να είναι και σημαντικό αν ληφθεί υπόψη ότι η έλλειψη οπλισμού διάτμησης. Ρήγματα παρουσιάστηκαν και στο σενάζ πάνω από την πόρτα, ξεκινώντας από τον κύκλο P10 σε αντίθεση με τα δύο προηγούμενα δοκίμια όπου έμεινε ανέπαφο. Προφανώς, τα ρήγματα σε δοκό και σενάζ συνδέονται. Μετά το κύκλο 16, παρατηρήθηκαν πλαστικές παραμορφώσεις στον οπλισμό του υποστυλώματος που ξεκίνησαν από την κάτω εξωτερική πλευρά του φορτιζόμενου υποστυλώματος και από την πάνω εσωτερική και των δύο υποστυλωμάτων. Από το σχήμα 3.56 είναι ξεκάθαρο ότι η θέση της πόρτας παίζει σημαντικό ρόλο στην ολκιμότητα της κατασκευής. Στη θετική διεύθυνση πραγματοποιείται πολύ απότομη πτώση διατμητικής αντοχής σε αντίθεση με την αρνητική όπου η συμπεριφορά είναι πολύ πιο όλκιμη.



Σχ. 3.56: διάγραμμα πλευρικής τέμνουσας – μετακίνησης δοκιμίου D.



Σχ.3.57: Ρωγμές δοκιμίου D μετά το πέρας του πειράματος.



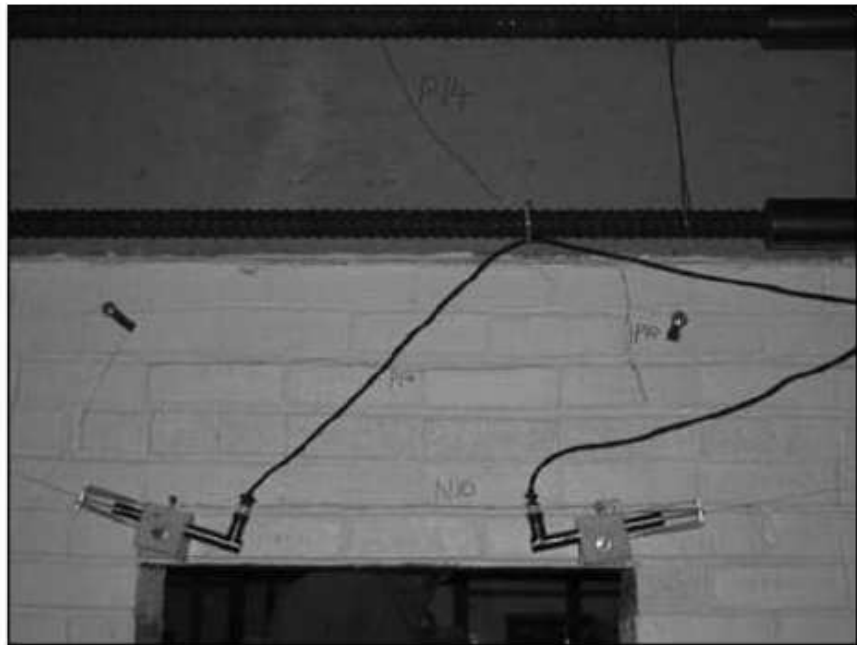
πάνω τμήμα φορτιζόμενου υποστυλώματος



πάνω τμήμα μη φορτιζόμενου υποστυλώματος



κάτω τμήμα φορτιζόμενου υποστυλώματος κάτω τμήμα μη φορτιζόμενου υποστυλώματος
Σχ.3.58: Λεπτομέρειες ρηγμάτωσης υποστυλωμάτων δοκιμίου D.

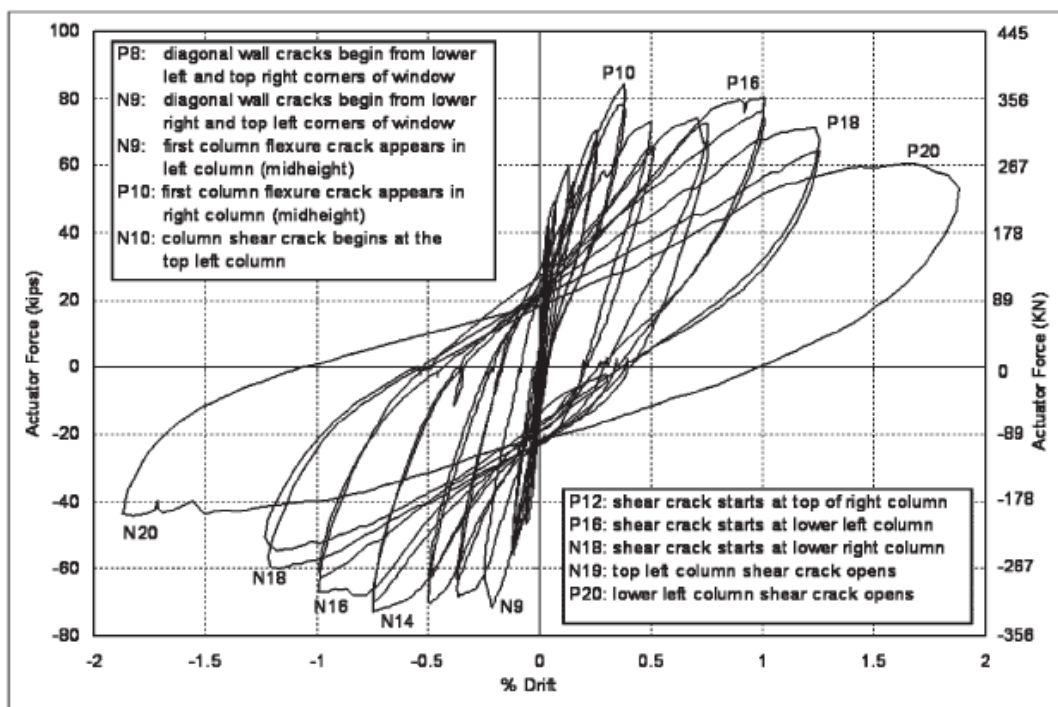


Σχ.3.59: Διατμητική ρηγμάτωση της δοκού πάνω από το άνοιγμα δοκιμίου D.

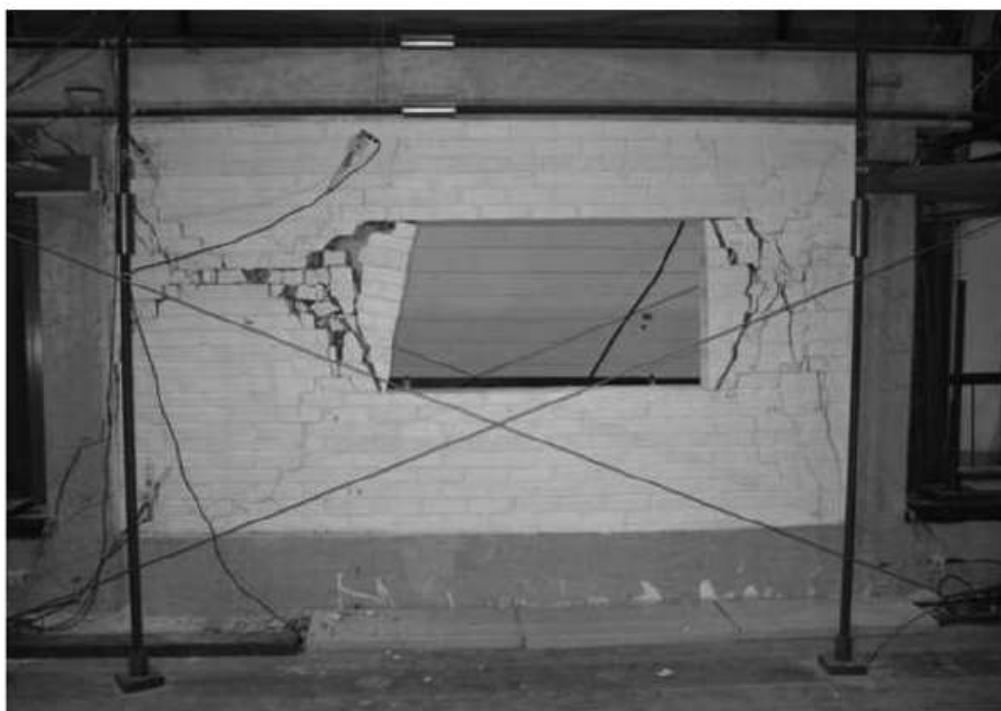
Αποτελέσματα δοκιμίου LW

Ομοίως και το δοκίμιο LW έχει την ίδια γεωμετρία πλαισίου με τα προηγούμενα. Η διαφορά του είναι το μεγαλύτερο άνοιγμα παραθύρου που διαχωρίζει την τοιχοπλήρωση σε ένα μεγάλο κομμάτι αριστερά και σε ένα μικρό δεξιά (σχήμα 3.48). Αυτή η διαφορά στο πλάτος είναι σημαντική γιατί ένα στενό κομμάτι τοιχοπλήρωσης μπορεί να μην έχει τη δυνατότητα να οδηγήσει το υποστύλωμα σε διατμητική αστοχία, όπως παρατηρήθηκε στα προηγούμενα πειράματα. Το σχήμα 3.60

παρουσιάζει το διάγραμμα πλευρικής δύναμης – μετακίνησης και το σχήμα 3.61 τις ρηγματώσεις μετά το πέρας του πειράματος, που είναι αρκετά παρόμοιες με του δοκιμίου SW. Το παρών πείραμα δεν είχε την απότομη πτώση αντοχής που παρατηρήθηκε στα προηγούμενα. Στη θετική κατεύθυνση, υπάρχει μια μικρή πτώση αντοχής μετά τον κύκλο P18, σχετιζόμενη με τη διάτμηση στο κάτω τμήμα του φορτιζόμενου υποστυλώματος. Παρόμοια μικρή πτώση συμβαίνει και στην αρνητική διεύθυνση για ίδιο επίπεδο μετακίνησης με τη θετική, σχετιζόμενη με τη διάτμηση του πάνω τμήματος του φορτιζόμενου υποστυλώματος. Κανένα από τα τοπικά διατμητικά φαινόμενα που παρατηρήθηκαν στα προηγούμενα πειράματα δεν παρουσιάστηκε εδώ, δείχνοντας μια λιγότερο ψαθυρή συμπεριφορά και αυτό φαίνεται και από το σχήμα 3.60. Στο μη φορτιζόμενο υποστυλώμα δεν παρουσιάστηκε κανένα σοβαρό διατμητικό φαινόμενο παρά μικρορηγματώσεις καθ' ύψος του υποστυλώματος. Αυτό, όπως προαναφέρθηκε, οφείλεται στο γεγονός ότι η τοιχοπλήρωση είχε μικρό πλάτος δεξιά του παραθύρου, επιτρέποντας στο υποστυλώμα να καμφθεί παρά να διατμηθεί. Πλαστικές παραμορφώσεις στους οπλισμούς εμφανίζονται στο κύκλο P16 πάνω εξωτερικά του μη φορτιζόμενου υποστυλώματος ενώ ακολούθησε πλαστική διαρροή των οπλισμών στο εξωτερικό κάτω τμήμα του μη φορτιζόμενου υποστυλώματος, για τον κύκλο N16.



Σχ. 3.60 διάγραμμα πλευρικής τέμνουσας – μετακίνησης δοκιμίου LW.

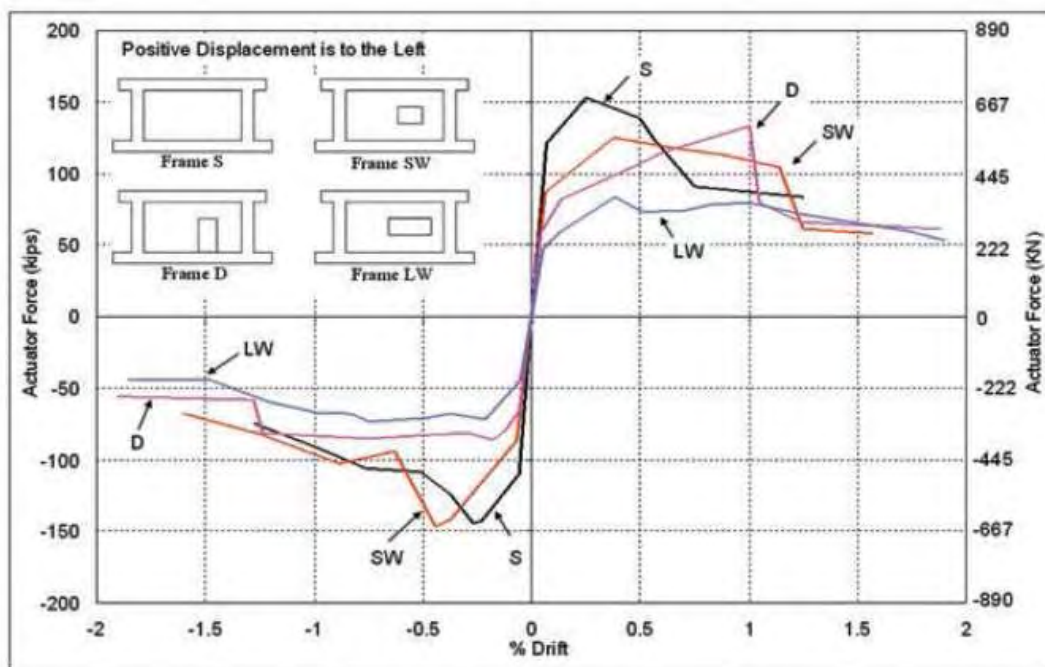


Σχ. 3.61 Ρωγμές δοκιμίου LW μετά το πέρας του πειράματος.

Συγκρίσεις πειραμάτων

Μία σύγκριση των τεσσάρων πειραμάτων παρουσιάζεται στο σχήμα 3.62, με τη μέγιστη και παραμένουσα απόκριση να φαίνεται στον πίνακα 3.18. Όπως ήταν αναμενόμενο, στη θετική διεύθυνση (από δεξιά προς αριστερά) το δοκίμιο με τον συμπαγή τοίχο ανέπτυξε οριακά μεγαλύτερη μέγιστη τιμή δύναμης σε σχέση με τα τρία δοκίμια με ανοίγματα. Ο συμπαγής τοίχος ήταν επίσης πιο ψαθυρός σε σχέση με τους άλλους τρεις με τα ανοίγματα. Αυτό πιθανότατα οφείλεται σε μια πιο σαφή επιρροή της τέμνουσας του υποστύλωματος στη πρώτη περίπτωση. Στην αρνητική διεύθυνση, ο συμπαγής τοίχος και αυτός με ένα μικρό άνοιγμα παραθύρου είχαν σχεδόν ίδια συμπεριφορά και αντίστοιχα οι άλλοι δύο με τα ανοίγματα πόρτας και μεγάλου παραθύρου έδωσαν συγκρίσιμα αποτελέσματα. Υπήρχαν δύο σημαντικές διαφορές στο δοκίμιο D με τα δοκίμια S και SW. Η πρώτη είναι η διατμητική ρωγμή στο δοκάρι πάνω από το άνοιγμα της πόρτας. Παρόλο που δεν εξελίχθηκε σε διατμητική αστοχία του δοκαριού, αυτή θα μπορούσε να έρθει με μια διαφορετική φόρτιση ή διαφορετική γεωμετρία στον τοίχο, κυρίως αν ληφθεί υπόψη και η έλλειψη συνδετήρων στα δοκάρια. Η δεύτερη διάκριση του δοκιμίου D ήταν η ψαθυρή πτώση αντοχής με το ξαφνικό άνοιγμα ρωγμών στη τοιχοπλήρωση και όχι λόγω τέμνουσας

στα υποστυλώματα. Τα υποστυλώματα του δοκιμίου D είχαν διάτμηση αλλά όχι μετά την πτώση της διατμητικής αντοχής στην απομένουσα τιμή. Αυτό δεν παρατηρήθηκε σε καμία άλλη προηγούμενη δοκιμή.



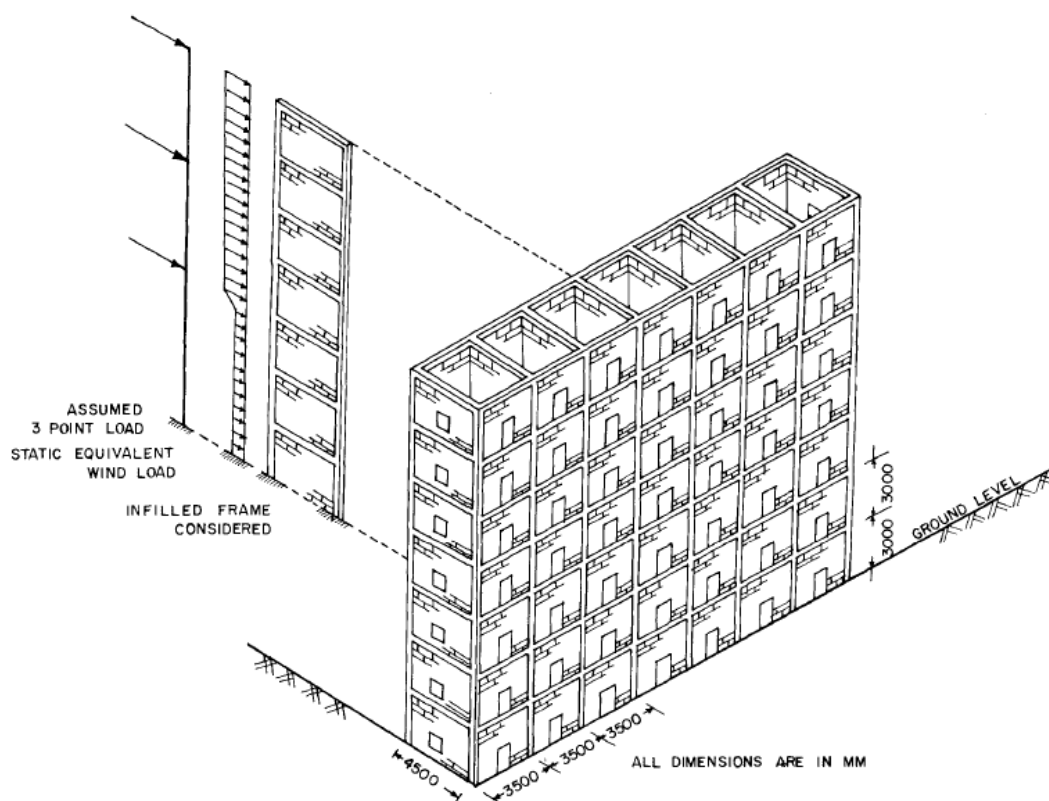
Σχ. 3.62: Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης για τα 4 δοκίμια.

Πίν. 3.18: Τιμές μέγιστης και παραμένουσας δύναμης.

Test	% Drift at peak	Peak load	Residual load at 1.5% drift
S positive	0.25	153 kips (681 kN)	84 kips (374 kN)
S negative	-0.27	-144 kips (-641 kN)	-75 kips (-334 kN)
SW positive	0.38	125 kips (556 kN)	59 kips (262 kN)
SW negative	-0.44	-147 kips (-654 kN)	-72 kips (-320 kN)
D positive	1.0	133 kips (592 kN)	64 kips (285 kN)
D negative	-0.18	-86 kips (-383 kN)	-57 kips (-254 kN)
LW positive	0.38	84 kips (374 kN)	66 kips (294 kN)
LW negative	-0.21	-72 kips (-320 kN)	-44 kips (-196 kN)

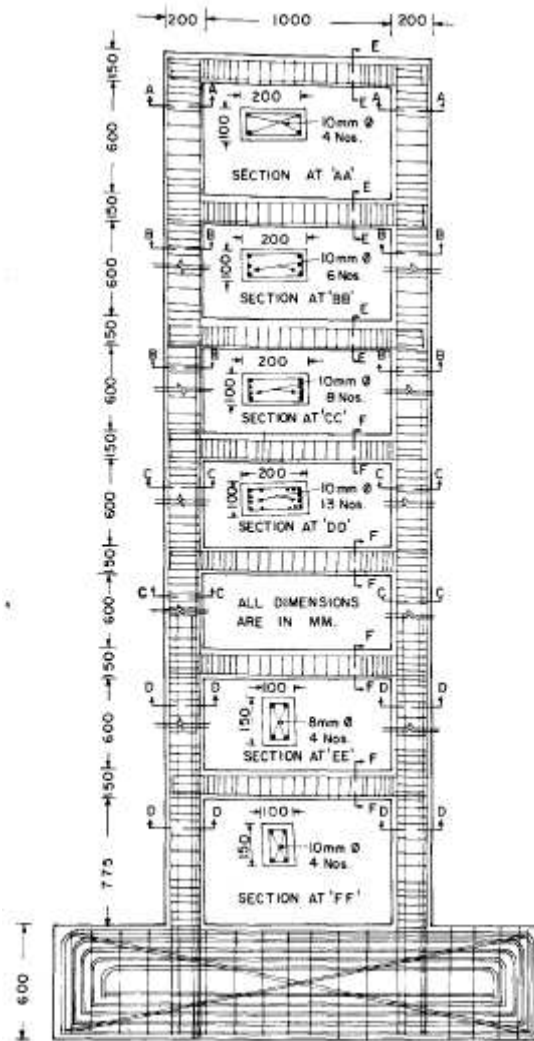
3.2.2 Επτάώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα

Οι Govindan, M. Lakshmirathy και A.R. Santhakumar[20] σύγκριναν τα πειραματικά αποτελέσματα ενός επτάώροφου πλαισίου με τοιχοπληρώσεις με ένα επτάώροφο χωρίς τοιχοπληρώσεις. Στο Σχ.3.63 απεικονίζεται ένα τυπικό επτάώροφο πλαίσιο:



Σχ.3.63: Επτάώροφο πλαίσιο με τοιχοπληρώσεις.

Σε κλίμακα ένα προς τέσσερα σχεδιάστηκε το πλαίσιο με τοιχοπληρώσεις (τούβλα) και με τον οπλισμό όπως φαίνεται στο Σχ.3.64:



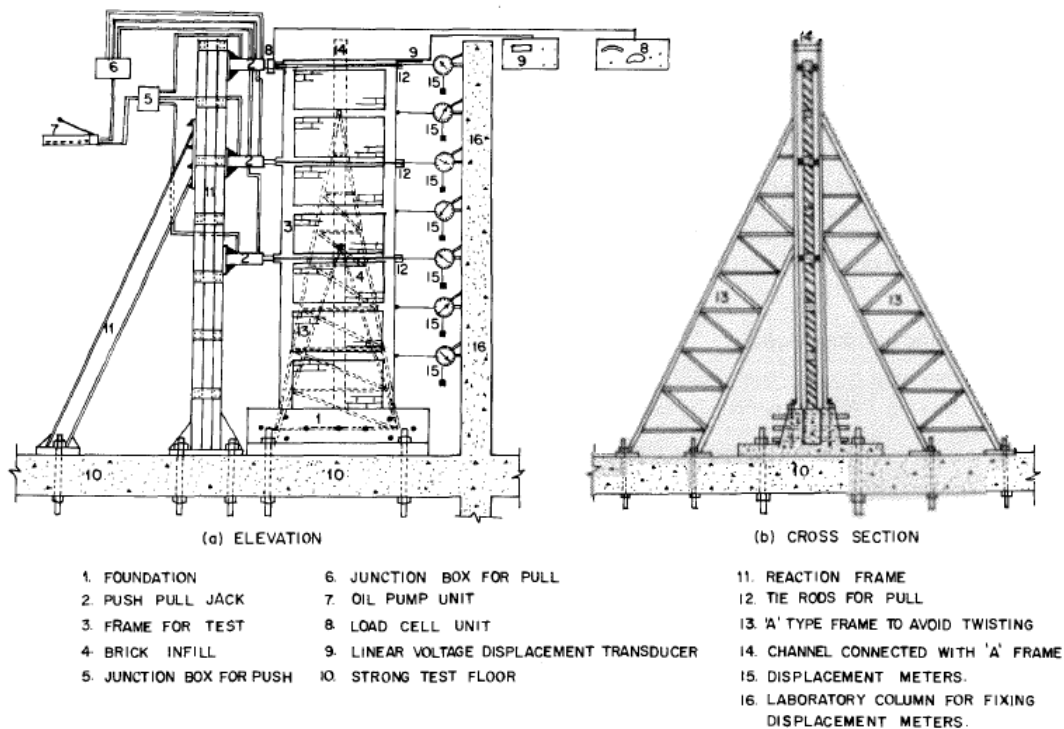
Σχ.3.64: Λεπτομέρειες οπλισμού.

Οι λεπτομέρειες των διατομών και των οπλισμών των δοκών και υποστυλωμάτων του πλαισίου που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.19:

Πίνακας 3.19: Λεπτομέρειες των διατομών του πλαισίου.

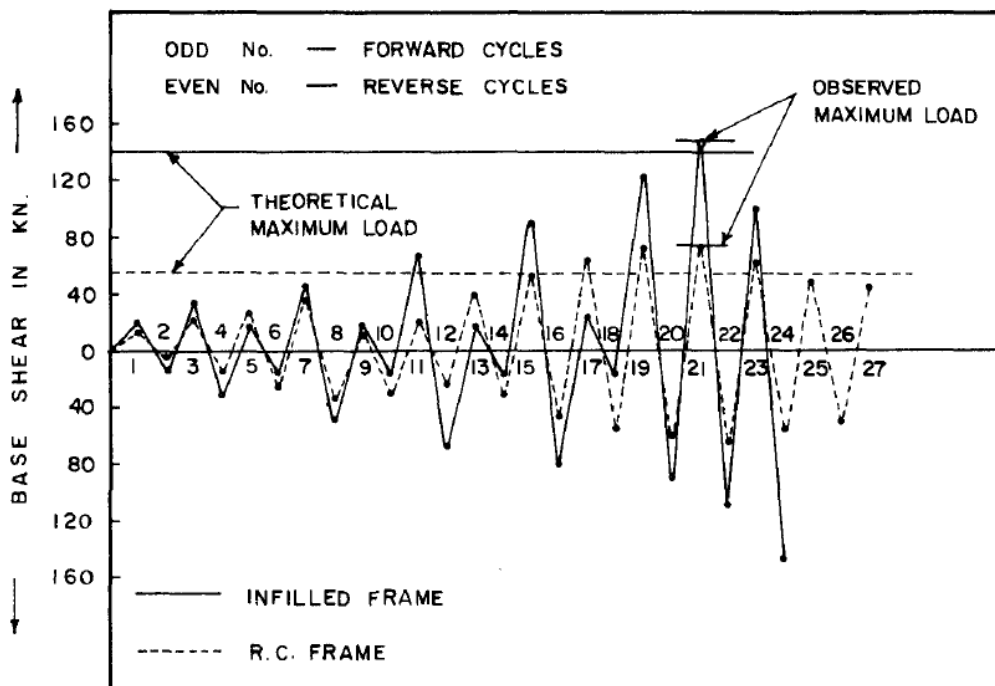
Details	Size, mm	Reinforcements
Beams, Floors 1 to 5	100 x 150	<i>Flexural</i> —two 10 mm diameter bars at top and bottom <i>Stirrups</i> —6 mm diameter, two-legged at 30mm center-to-center in joint regions and 60 mm center-to-center in midspan regions
Beams, Floors 6 and 7	100 x 150	<i>Flexural</i> —two 8 mm diameter bars at top and bottom <i>Stirrups</i> —6 mm diameter, two-legged at 30 mm center-to-center in joint regions and 60 mm center-to-center in midspan regions
Columns	100 x 200	<i>Longitudinal</i> —5.1 \cdot/\cdot at bottom, reduced gradually toward top <i>Hooks</i> —6 mm diameter rectangular hoops at 40 mm center-to-center in joint regions and 80 mm center-to-center in midspan regions

Οι τοιχοπληρώσεις απαρτίζονται από τούβλα πάχους 75 mm και με αναλογία τσιμέντου κονιάματος 1:3. Δύο ταυτόσημα ενισχυμένα πλαίσια ελέγχθηκαν, το ένα γυμνό και το άλλο με τοιχοπληρώσεις (τούβλα). Το γυμνό πλαίσιο σχεδιάστηκε να αντιστέκεται σε πλευρικά φορτία με τέτοιο τρόπο ώστε να δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σε όλους τους ορόφους στις δοκούς, προτού εμφανιστούν πλαστικές παραμορφώσεις στα υποστυλώματα. Στις δοκιμές μελετήθηκε και η συμπεριφορά του πλαισίου όταν προστεθούν οι τοιχοπληρώσεις. Η μέση θλιπτική αντοχή του κυβικού δοκιμίου στα πλαίσια ήταν 22.9N/mm^2 . Η τάση διαρροής των παραμορφωμένων ράβδων ήταν 462N/mm^2 . Η μέση αντοχή του τούβλου ήταν 2.38N/mm^2 , βασισμένη στον πρισματικό έλεγχο διαστάσεων $200 \times 200 \times 400\text{ mm}$. Στο Σχ.3.65 απεικονίζεται η εγκατάσταση της δοκιμής. Το πλαίσιο υποβάλλεται σε πλευρική ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η θεμελίωση σχεδιάστηκε ξεχωριστά για να διασφαλιστεί η στερεότητα στην βάση.



Σχ.3.65: Εγκατάσταση του πειράματος.

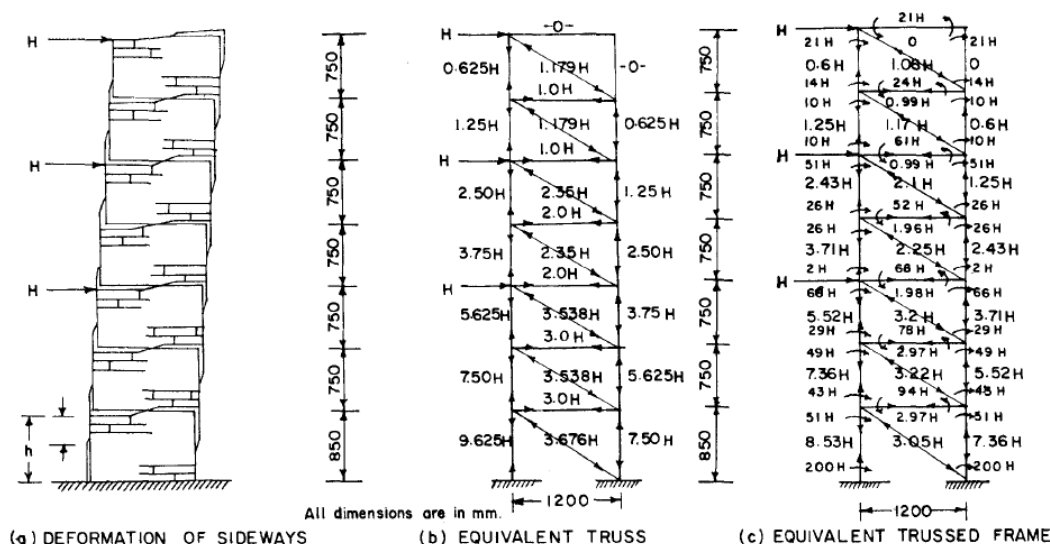
Στην πραγματική κατασκευή, το τοιχοπληρούμενο πλαίσιο δεν μπορεί να λυγίσει εξαιτίας την αντίσταση που παρέχουν οι πλάκες. Για αυτό το λόγο το πείραμα αυτό προσομοιώθηκε παρέχοντας υποστήριξη στο πλαίσιο και επιτρέποντας στην τοιχοπλήρωση να μετακινείται ανάμεσα του (σχήμα 3.65(b)). Η ανακυκλιζόμενη φόρτιση εφαρμόζεται με τρία έμβολα «push-pull» και ελέγχεται από έναν κοινό επεξεργαστή. Κεκλιμένοι θλιπτήρες παρέχουν στήριξη στα έμβολα «push pull» (Σχ.3.65(α)). Ο μετρητής μετατόπισης στερεοποιείται άκαμπτα σε ένα ξεχωριστό πλαίσιο που βρίσκεται στο υποστύλωμα του εργαστήριου. Οι κύκλοι της φόρτισης για τα δύο πλαίσια είναι ίδιοι. Και τα δύο πλαίσια αρχικά υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση για να υποδειχθεί η συμπεριφορά πριν την αστοχία κατά την διάρκεια και μετά την αστοχία στο σχήμα 3.66 φαίνεται η ομοιότητα στους κύκλους.



Σχ.3.66: Διάγραμμα της φόρτισης.

Μετά το σχηματισμό του μηχανισμού αστοχίας(Cycle 19), το φορτίο παραμένει μέχρι οι απαιτήσεις για περιστροφική πλαστιμότητα για όλες τις πλαστικές αρθρώσεις επιτεύχθηκαν για ένα συνολικό συντελεστή πλαστιμότητας 4 η μεγαλύτερο. Μετά τον 19 κύκλο, η δοκιμή ελέγχθηκε στην παραμόρφωση για να προκύψει η ολκιμότητα. Μετά τον 24 κύκλο η δοκιμή δεν συνεχίζεται για το τοιχοπληρούμενο πλαίσιο γιατί η ικανότητα παραμόρφωσης της τοιχοπλήρωσης εξαντλείται. Παρόλου όμως αυτά το πλαίσιο υποβάλλεται επιπλέον κύκλους φόρτισης μέχρι να επέρθει κατάρρευση. Κατά την διάρκεια των δοκιμών παρατηρήθηκαν οι παραμορφώσεις του σκυροδέματος, του οπλισμού και των τούβλων της τοιχοπλήρωσης, καθώς και οι μετατοπίσεις σε κάθε όροφο.

Έγιναν δύο αναλύσεις, στην πρώτη το πλαίσιο προσομοιώθηκε σαν ισοδύναμο δικτύωμα ενώ στη δεύτερη ανάλυση το πλαίσιο θεωρήθηκε ότι έχει άκαμπτους κόμβους με ισοδύναμα διαγώνια στοιχεία δικτυώματος. Και στις δύο αναλύσεις οι τοιχοπλήρωσεις προσομοιώθηκαν με έναν ισοδύναμο θλιπτήρα. Οι δυνάμεις στα διάφορα μέλη παρατηρήθηκαν χρησιμοποιώντας τις δύο αναλύσεις όπως απεικονίζεται στο σχήμα 3.67(b) και Σχ.3.67(c) αντίστοιχα.



Σχ.3.67: Αναλογίες τοιχοπληρωμένου πλαισίου.

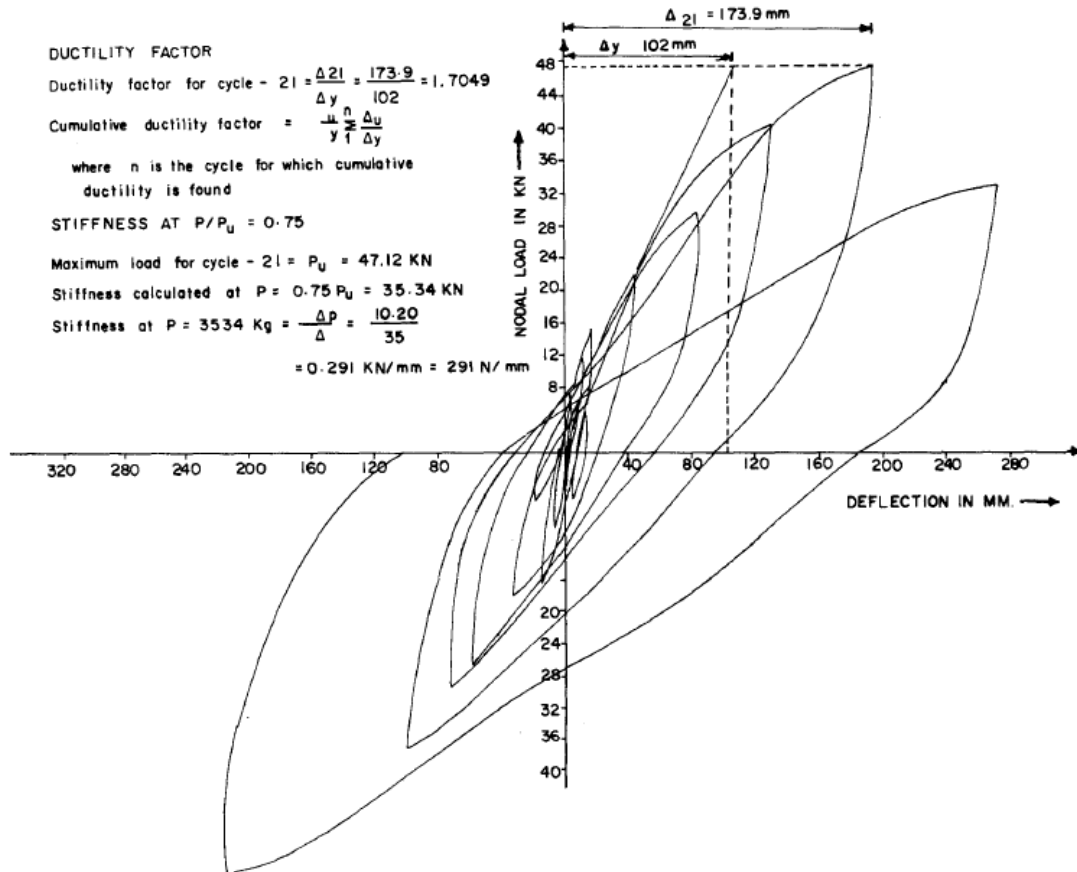
Η τέμνουσα βάσης κατάρρευσης, για τις δύο αναλύσεις είναι 141 και 124,5 kN αντίστοιχα. Κρίνοντας από την προσεγγιστική μέθοδο ανάλυσης του Stafford Smith [21], η απόκλιση είναι περίπου στα 11.7% . Η τέμνουσα βάσης προέκυψε 70.5 kN και 62.25 kN αντίστοιχα. Πραγματοποιήθηκε μόνο ελαστική ανάλυση. Δεν έγινε μη γραμμική ανάλυση και το φορτίο διαρροής εκτιμάται με τον σχηματισμό αρθρώσεων στην σχετική περιοχή.

Η πρώτη ρωγμή παρατηρήθηκε στη βάση του φορτιζόμενου υποστυλώματος όταν η τέμνουσα βάσης ήταν 29 kN. Ρωγμή διαχωρισμού ανάμεσα σε πλαίσιο και τοιχοπλήρωση παρατηρήθηκε στον δεύτερο όροφο όταν η τέμνουσα βάσης ήταν 34 kN. Τα δοκάρια στον πρώτο δεύτερο όροφο υπέστησαν ρωγμές όταν η τέμνουσα βάσης ήταν 51 kN.

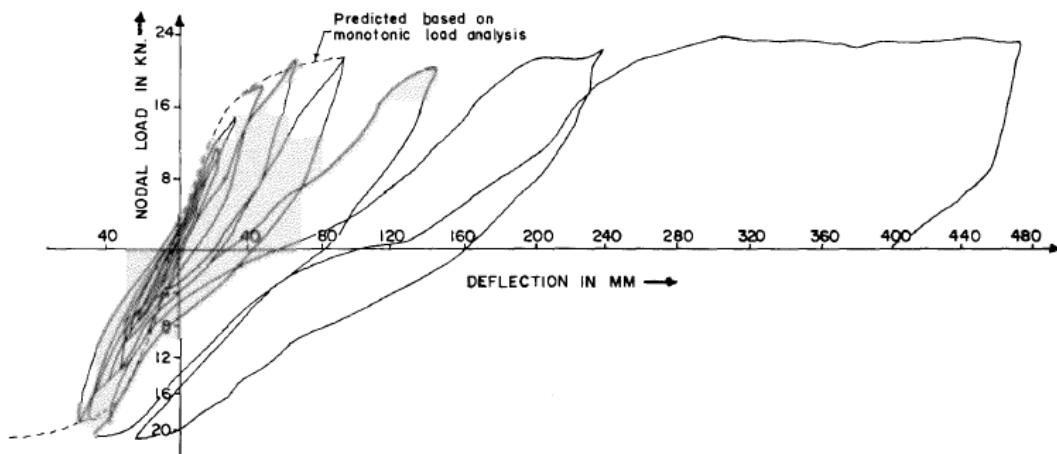
Διατμητικές ρωγμές στην τοιχοπλήρωση παρατηρήθηκαν στον πρώτο δεύτερο και τρίτο όροφο όταν η τέμνουσα βάσης ήταν 64 kN. Το πάχος της ρωγμής στο πλαίσιο με τοιχοπλήρωση στο επίπεδο της θεμελίωσης στο φορτιζόμενο υποστυλώμα ήταν 0.1 mm για φορτίο 70 kN.

Η φέρουσα ικανότητα του πλαισίου ήταν 146.1 kN , ενώ κατά την ανάλυση του Stafford Smith[21] υπολογίστηκε 141 kN. Υπάρχει καλή συσχέτιση μεταξύ των παρατηρούμενων και των προβλεπόμενων τιμών, ακόμη και αν η καμπτική συμπεριφορά των υποστυλωμάτων αγνοείται. Κοντά στο φορτίο διαρροής, ολόκληρο το υποστυλώμα βρίσκεται σε ένταση και η συνεισφορά του στην κάμψη είναι ελάχιστη.

Το διάγραμμα φορτίου - παραμόρφωσης για το τοιχοπληρούμενο πλαίσιο και για το γυμνό πλαίσιο φαίνεται στα σχήματα 3.68(α) και Σχ.3.68(b) αντίστοιχα:



Σχ.3.68(α): Διάγραμμα φορτίου κόμβου σε σχέση με την μετατόπιση στην κορυφή του τοιχοπληρωμένου πλαισίου (κύκλοι 1 έως 24 (αστοχία)).

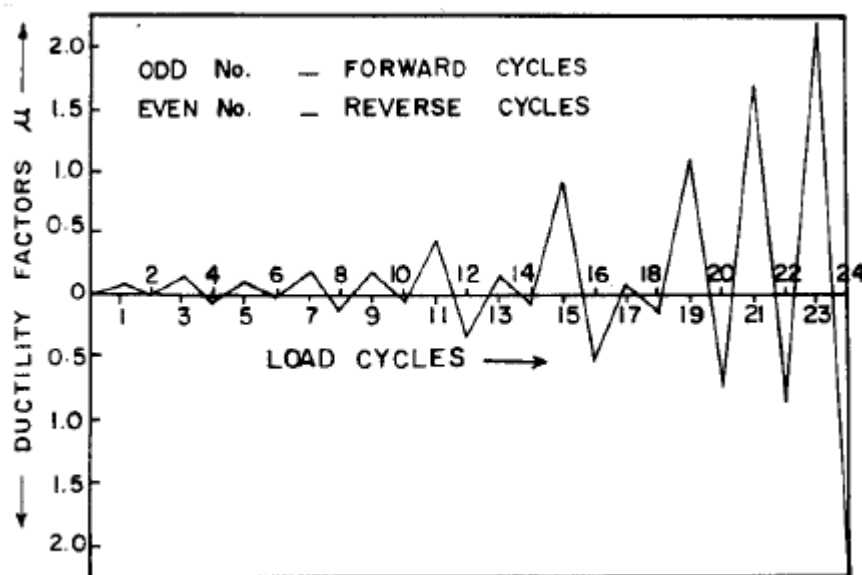


Σχ.3.68(b): Διάγραμμα φορτίου κόμβου σε σχέση με την μετατόπιση στην κορυφή του τοιχοπληρωμένου πλαισίου (κύκλοι 1 έως 27 (αστοχία)).

Παρατηρήθηκε ότι η μετατόπιση στους τελευταίους κύκλους φόρτισης είναι μεγαλύτερη από ότι στους αρχικούς κύκλους. Η πρώτη μετατόπιση διαρροής για το γυμνό πλαίσιο ήταν 20mm, η πρώτη μετατόπιση διαρροής ήταν 102mm. Στο τοιχοπληρούμενο πλαίσιο επιτυγχάνεται μετατόπιση διαρροής στον 19 κύκλο.

Η δυσκαμψία ορίστηκε ως το φορτίο που απαιτείται για να προκαλέσει μοναδιαία μετατόπιση στην κορυφή του πλαισίου. Η δυσκαμψία του τοιχοπληρωμένου πλαισίου βρέθηκε 2500N/mm κατά την διάρκεια του πρώτου κύκλου φόρτισης, με φορτίο 280N/mm, μέχρι τον 23 κύκλο την επαναλαμβανόμενης φόρτισης. Κατά την διάρκεια του πρώτου κύκλου της ανακυκλιζόμενης φόρτισης η τιμή της δυσκαμψίας βρέθηκε 2400 N/mm, η οποία μειώνεται σε 220 N/mm στον 24 κύκλο της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Υπάρχει επιπρόσθετη μείωση της δυσκαμψίας στους μετέπειτα κύκλους φόρτισης.

Ο δείκτης πλαστιμότητας μ είναι η αναλογία της μετατόπισης για οποιοδήποτε φορτίο και της πρώτης μετατόπισης διαρροής. Ο δείκτης πλαστιμότητας κατά την διάρκεια των κύκλων φόρτισης φαίνεται στο σχήμα 3.69:



Σχ.3.69: Δείκτης πλαστιμότητας κατά την διάρκεια των κύκλων φόρτισης.

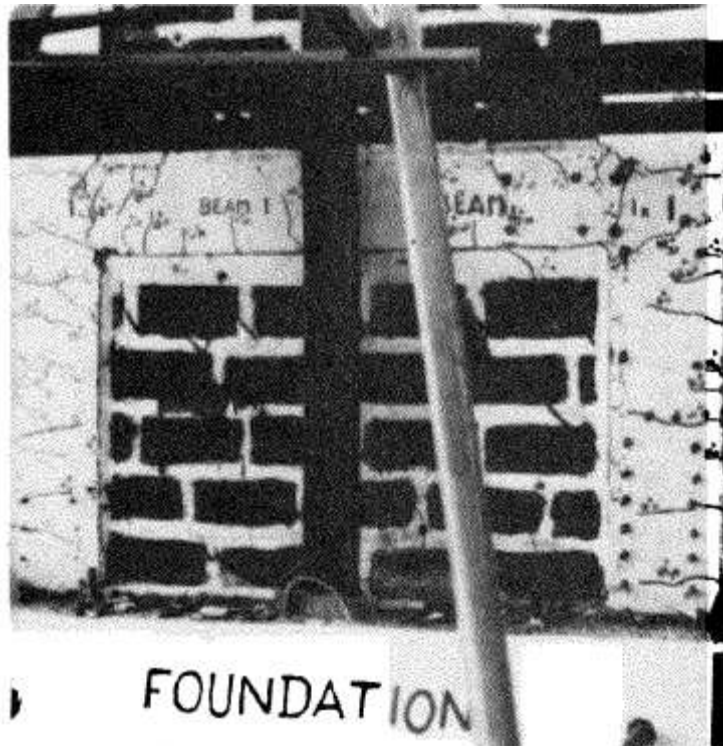
Η πλαστιμότητα ήταν 0.0392 κατά την διάρκεια του πρώτου κύκλου της ανακυκλιζόμενης φόρτισης (θετικά) και 2.4588 κατά την διάρκεια του 23 κύκλου. Κατά την διάρκεια της ανακυκλιζόμενης φόρτισης (αρνητικά) η πλαστιμότητα ήταν

0.0127 στον πρώτο κύκλο και 2.1568 κατά την διάρκεια του 24 κύκλου. Το μέγιστο φορτίο σε κάθε κύκλο πριν την διαρροή βασίστηκε στον προκαθορισμό του βαθμού ρηγματώσης. Επιπλέον, ο δείκτης πλαστιμότητας είναι μικρότερος της μονάδας για όλους τους κύκλους αν και ο δείκτης πλαστιμότητας σε προηγούμενους κύκλους είναι μεγαλύτερος της μονάδας. Η τιμή του φορτίου για τους κύκλους 17 και 18 κρατήθηκε αρκετά χαμηλό για να γίνει η εκτίμηση της μείωσης της δυσκαμψίας που θα συνέβαινε σε προηγούμενους μεγαλύτερους κύκλους (15 και 16).

Όταν η κατασκευή υπόκειται σε έναν αριθμό κύκλων φόρτισης, η αθροιστική πλαστιμότητα για κάθε κύκλο προσδιορίζεται ως το άθροισμα της πλαστιμότητας του μέγιστου φορτίου που παρατηρείται σε κάθε κύκλο μέχρι τον κύκλο που θέλουμε να υπολογίσουμε την πλαστιμότητα, συμπεριλαμβάνοντας και τις θετικές και τις αρνητικές τιμές. Η αθροιστική πλαστιμότητα είναι μια σημαντική παράμετρος για τις αντισεισμικές κατασκευές γιατί παρέχει πληροφορίες πάνω στην ικανότητα πλαστιμότητας της κατασκευής.

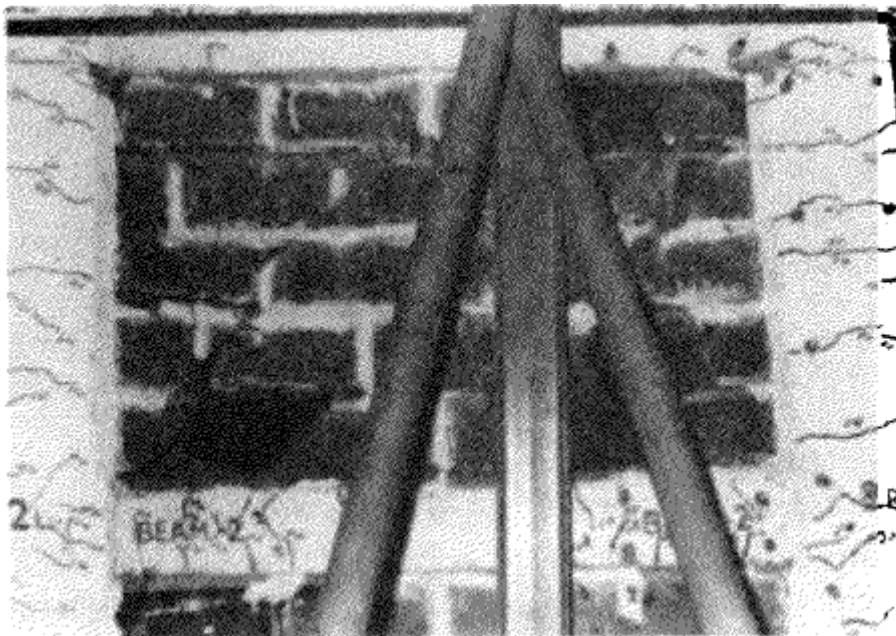
Η απορρόφηση ενέργειας κατά την διάρκεια των κύκλων φόρτισης υπολογίστηκε ως το εμβαδόν που περικλείεται από τον βρόγχο υστέρησης στο διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης. Η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας κατά τον πρώτο κύκλο φόρτισης ήταν 0.009Kn m και κατά τον 24 κύκλο ήταν 10.22kN . Η συνολική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του τοιχοπληρωμένου πλαισίου ήταν 29.414kNm .

Η ανάλυση έδειξε ότι η τοιχοπλήρωση στην βάση του πλαισίου θα αστοχήσει πριν να αστοχήσουν οι τοιχοπληρώσεις στους πάνω ορόφους. Οι ρηγματώσεις που παρατηρούνται κατά τους θετικούς κύκλους μας δείχνουν ότι η τοιχοπλήρωση και το πλαίσιο συμπεριφέρεται σαν ενιαίο σώμα. Κατά την διάρκεια των αρνητικών κύκλων οι ρωγμές που παρατηρήθηκαν στον θετικό κύκλο κλείνουν και καινούργιες ρηγματώσεις παρουσιάζονται κατά την διαγώνιο που βρίσκεται σε ένταση. Στο σχήμα 3.70 απεικονίζεται οι ρηγματώσεις για τις θετικές και αρνητικές φορτίσεις:

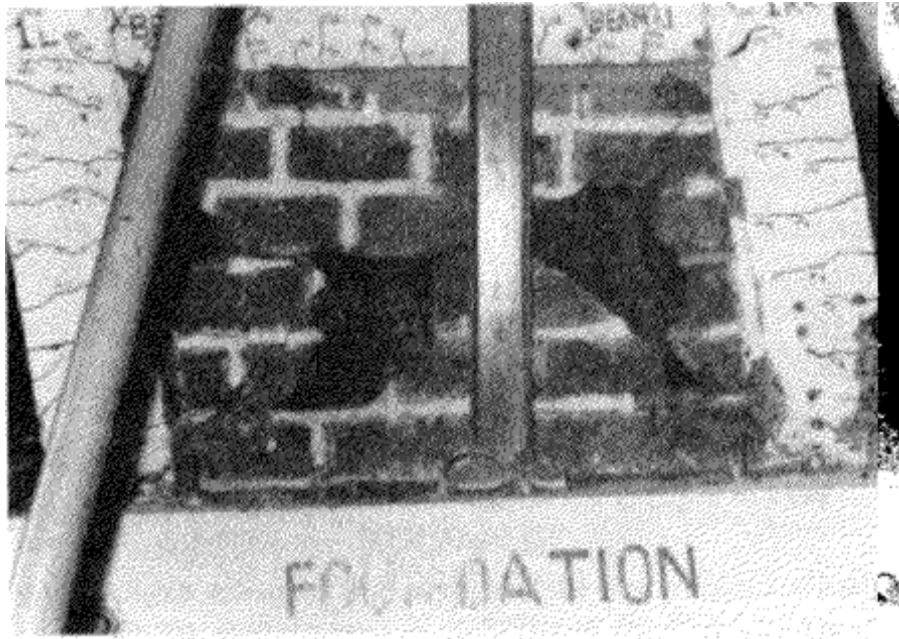


Σχ.3.70: Ρηγματώσεις για τις δύο φορές του φορτίου.

Κατά την αστοχία, παρουσιάζεται θραύση του τούβλου όπως φαίνεται στα σχήματα 3.71(α) και Σχ.3.71(β):

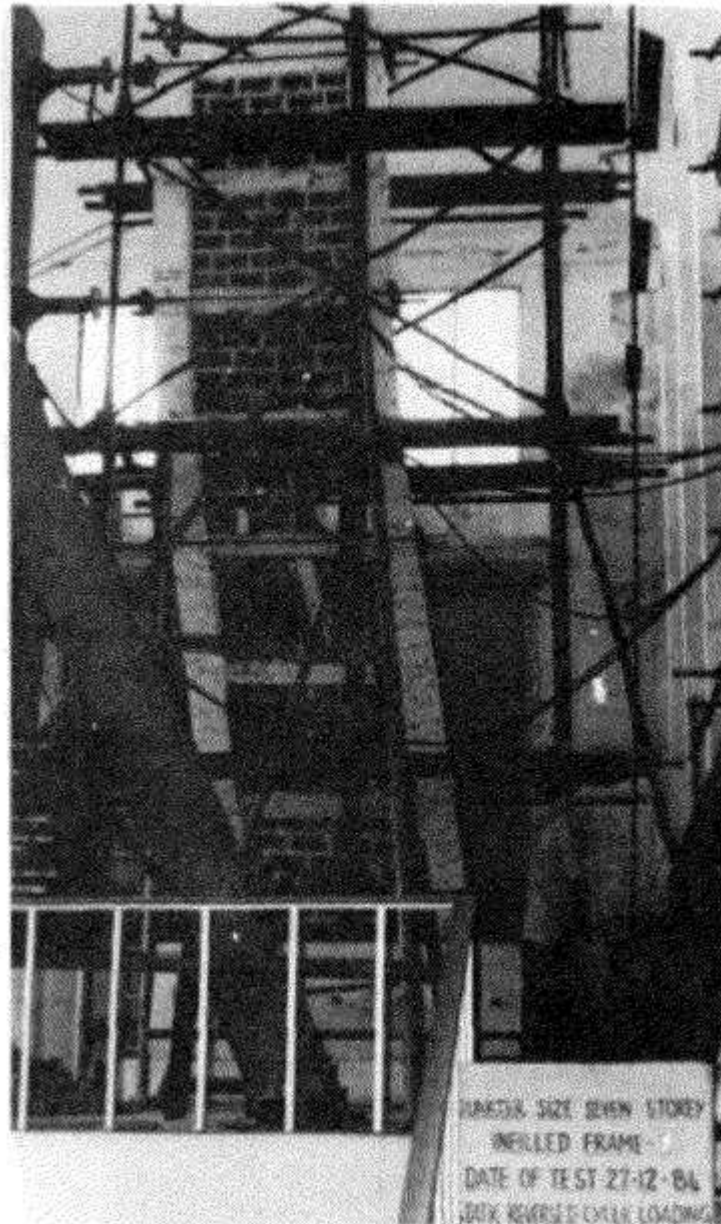


Σχ.3.71(α) : Αστοχία των τούβλων.



Σχ.3.71(b): Αστοχία των τούβλων.

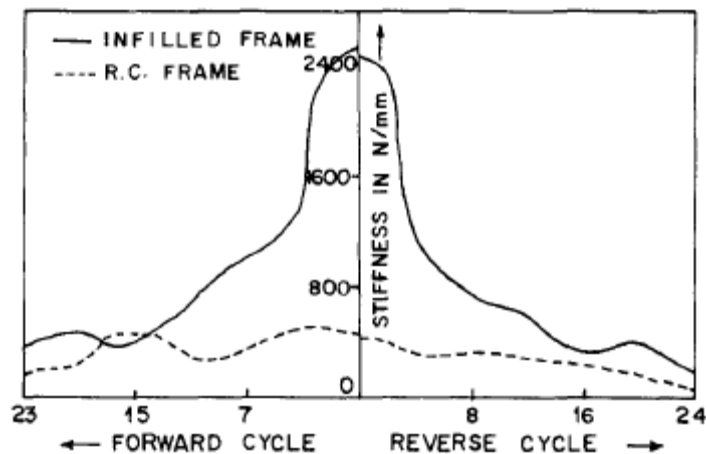
Μετά από αρκετές ρηγματώσεις των τοιχοπληρώσεων στους πρώτους ορόφους του πλαισίου, σχηματίζονται οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών του τρίτου ορόφου. Η δεύτερη, τρίτη, τέταρτη και πέμπτη ομάδα πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσονται στα άκρα των δοκών του δεύτερου τέταρτου και πέμπτου ορόφου αντίστοιχα. Έπειτα εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου. Το υποστύλωμα που δεν ασκείται φόρτιση δέχεται θλίψη λόγω του διαγώνιου θλιπτήρα του πλαισίου. Στις συνδέσεις του διαγώνιου θλιπτήρα, με το υποστύλωμα που δεν δέχεται φόρτιση, και την θεμελίωση, το υποστύλωμα εμφανίζει πρόβλημα τοπικού λυγισμού, από όπου ξεκινά η τελική κατάρρευση. Παρόλο που ο λόγος λυγηρότητας του υποστυλώματος είναι μικρότερος του δώδεκα η τελική αστοχία επέρχεται εξαιτίας του τοπικού λυγισμού στο υποστύλωμα που δεν δέχεται φόρτιση. Αυτό συμβαίνει όταν το φορτίο φτάσει το φορτίο διαρροής και η κατασκευή έχει δεχτεί μεγάλη μετατόπιση στην κορυφή της. Πλαστικές αρθρώσεις δεν αναπτύχθηκαν στα δοκάρια του έκτου και έβδομου ορόφου. Η τοιχοπλήρωση του πέμπτου ορόφου παρουσίασε ελαφρές καταστροφές, αλλά στον έκτο και έβδομο όροφο οι τοιχοπληρώσεις έμειναν άθικτες. Επίσης οι ρωγμές διαχωρισμού της τοιχοπλήρωσης με το πλαίσιο παρατηρήθηκαν στον έκτο και έβδομο όροφο. Στο σχήμα 3.72 φαίνεται η ολική αστοχία του πλαισίου με τοιχοπλήρωση:



Σχ.3.72: Αστοχία πλαισίου με τοιχοπλήρωση.

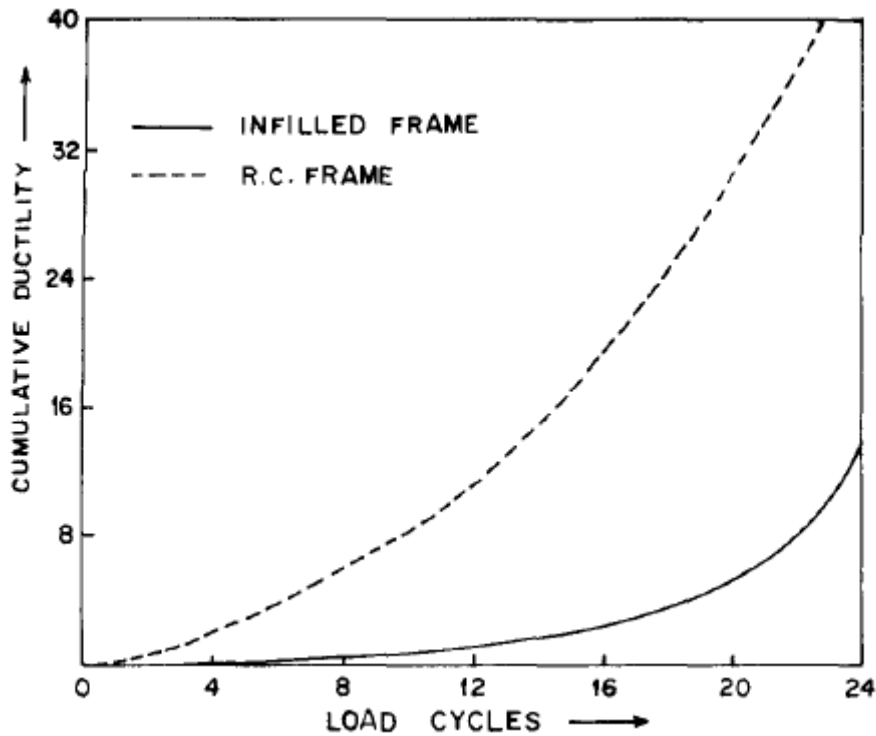
Το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο με το γυμνό πλαίσιο διαφέρουν μόνο στην παρουσία τοιχοπλήρωσης. Ο σκοπός του πειράματος ήταν να αξιολογηθεί η συμπεριφορά της. Η ιστορία του φορτίου φαίνεται στο σχήμα 3.66. Στο ίδιο σχήμα παρουσιάζεται η θεωρητική τέμνουσα βάση διαρροής για τα δύο πλαίσια. Και τα δύο πλαίσια άντεξαν μεγαλύτερο φορτίο από ό,τι είχε προβλεφθεί. Το πλαίσιο με την τοιχοπλήρωση άντεχει διπλάσιο φορτίο από ό,τι το γυμνό πλαίσιο, όπου το

αποτέλεσμα αυτό δείχνει σαφώς ότι η μεγαλύτερη αντοχή του τοιχοπληρωμένου πλαισίου από ότι το γυμνό πλαίσιο οφείλεται καθαρά στην παρουσία της τοιχοπλήρωσης.



Σχ.3.73: Σύγκριση της δυσκαμψίας των δύο πλαισίων.

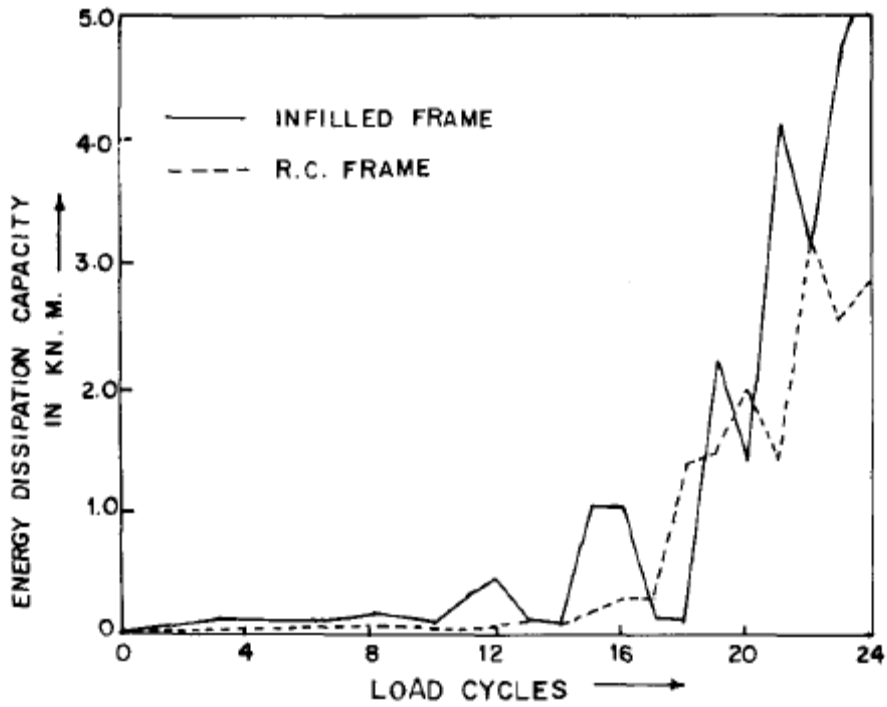
Στο σχήμα 3.73 παρουσιάζεται η σύγκριση της δυσκαμψίας των δύο πλαισίων. Στα αρχικά στάδια φόρτισης (πριν την ρηγμάτωση) το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο έχει πέντε φορές μεγαλύτερη δυσκαμψία από ότι το γυμνό πλαίσιο. Το γυμνό πλαίσιο παρέχει φορτίο περίπου 36kN. Με αυτό το φορτίο η δυσκαμψία του τοιχοπληρωμένου πλαισίου είναι 2.67 φορές την δυσκαμψία του γυμνού πλαισίου, επίσης το φορτίο διαρροής του τοιχοπληρωμένου πλαισίου είναι 146.1 kN. Με αυτήν την βάση εκτιμάται ότι το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο θα λειτουργήσει ικανοποιητικά για φορτίο 73.05kN. Για αυτό το φορτίο η δυσκαμψία του τοιχοπληρωμένου πλαισίου είναι σχεδόν η ίδια με το γυμνό πλαίσιο.



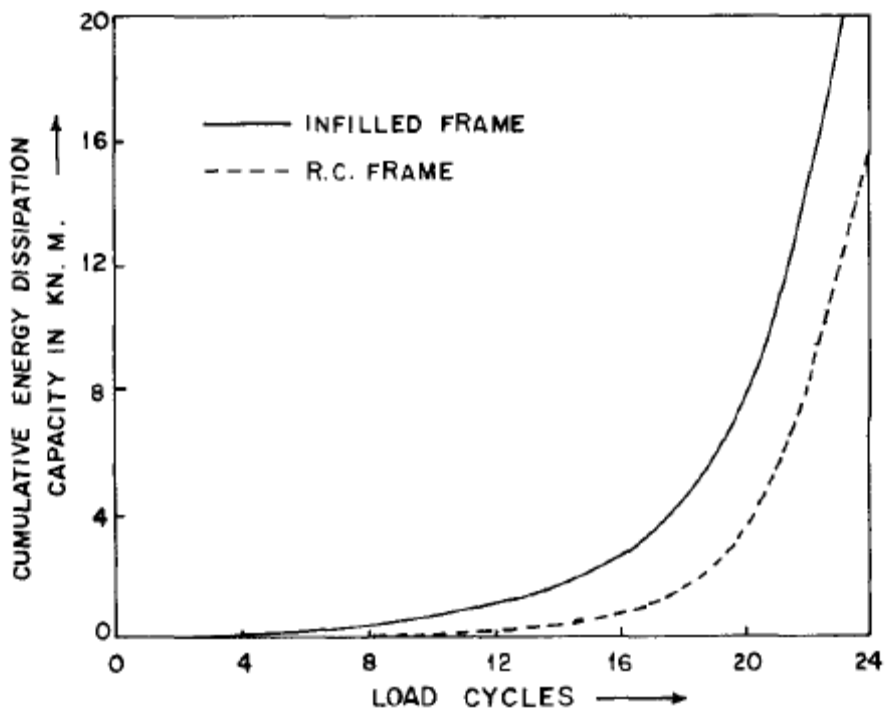
Σχ.3.74: Σύγκριση της αθροιστικής πλαστιμότητας για τα δύο πλαίσια.

Στο σχήμα 3.74 φαίνεται η σύγκριση της αθροιστικής πλαστιμότητας των δύο πλαισίων. Η τελική αθροιστική πλαστιμότητα του τοιχοπληρωμένου πλαισίου ήταν σημαντικά μικρότερη. Το γυμνό πλαίσιο έδωσε 3.29 φορές καλύτερη αθροιστική πλαστιμότητα.

Στο σχήμα 3.77(α) φαίνεται η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας κατά την διάρκεια διαφορετικών κύκλων φόρτισης για το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο και το γυμνό πλαίσιο. Η αθροιστική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας των δύο πλαισίων συγκρίνεται στο Σχ.3.77(β). Το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο δείχνει μεγαλύτερη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, λόγω του μεγάλου φορτίου αστοχίας του.



Σχ.3.77(α): Σύγκριση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας.



Σχ.3.77(β) : Σύγκριση της συνολικής ικανότητας απορρόφησης ενέργειας.

3.3 Συμπεράσματα

Όλες οι αναλύσεις που περιγράφονται στην παράγραφο 3.1 έγιναν με χρήση ανελαστικής ανάλυσης. Η ελαστική ανάλυση δεν είναι επαρκής για την προσομοίωση της ρεαλιστικής συμπεριφοράς της τοιχοπλήρωσης. Η ανελαστική ανάλυση αντίθετα είναι ικανή να προβλέψει την αλληλουχία των πλαστικών αρθρώσεων του πλαισίου και τις ρηγματώσεις της τοιχοπλήρωσης.

Τα αποτελέσματα των μελετών έδειξαν ότι οι τοιχοπληρώσεις αυξάνουν πολύ τη δυσκαμψία και την αντοχή της κατασκευής με τον όρο ότι η σεισμική διέγερση δεν ξεπερνά την ικανότητα παραμόρφωσής τους. Αν συμβεί αυτό στη περίπτωση που η συνεισφορά τους είναι σημαντική, προκαλείται σημαντική πτώση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.73, στα αρχικά στάδια φόρτισης (πριν την ρηγμάτωση) το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο έχει πέντε φορές μεγαλύτερη δυσκαμψία από ότι το γυμνό πλαίσιο. Αυτή η συνεισφορά τους στην αύξηση της δυσκαμψίας οδηγεί σε μείωση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, συγκριτικά με το γυμνό πλαίσιο. Η προσομοίωση γυμνού πλαισίου οδηγεί σε υπερεκτίμηση των ιδιοπεριόδων αλλά υποεκτίμηση των πλευρικών φορτίων. Επιπλέον, ο λόγος των διαστάσεων της τοιχοπλήρωσης, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.1, επηρεάζει σημαντικά την δυσκαμψία και την αντοχή της κατασκευής.

Είναι επίσης σημαντικό να λαμβάνεται υπόψη όχι απλά η συνεισφορά στη δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων, αλλά και πιθανά τοπικά φαινόμενα. Οι οριζόντιες μετακινήσεις, οι στροφές, αλλά και οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων του φορέα με τοιχοπληρώσεις εμφανίζονται αρκετά μικρότερες από τις αντίστοιχες του γυμνού πλαισίου. Όταν όλοι οι όροφοι έχουν τοιχοπλήρωση η μέγιστη μετατόπιση στον τελευταίο όροφο μειώνεται. Επιπλέον η έλλειψή τους στον πρώτο όροφο και παρουσία σε όλους τους άλλους ορόφους να μην μειώνει την μετατόπιση στον τελευταίο όροφο αλλά αυξάνει τις μετατοπίσεις σε όλους τους άλλους ορόφους. Στο σχήμα 3.26 φαίνεται η μείωση της πλευρικής μετατόπισης σε όλο το πλαίσιο με την παρουσία τοιχοπληρώσεων.

Όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη των στοιχείων του πλαισίου, τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι τοιχοπληρώσεις μειώνουν σημαντικά τις καμπτικές ροπές των υποστυλωμάτων και των δοκών, συνεργαζόμενες θετικά με τη κατασκευή μέχρι τη ρηγμάτωσή τους (σχήμα 3.6). Όσον αφορά τις τέμνουσες, αυξάνονται με την

παρουσία τους ενώ η συνεισφορά τους είναι μερικές φορές ανεπιθύμητη λόγω των μη αμελητέων αυξήσεων στην εγγύτητα των κόμβων. Αυτό το φαινόμενο δε μπορεί να παρασταθεί εύστοχα με το μοντέλο της μονής ισοδύναμης διαγωνίου και είναι ιδιαίτερα σημαντικό σε περίπτωση ακανονικότητας των τοιχοπληρώσεων. Αξίζει να σημειωθεί ότι από την σύγκριση του πενταώροφου με το δεκαώροφο πλαίσιο στο κεφάλαιο 3.1.4, τα εντατικά μεγέθη αυξάνονται κατά πολύ. Αυτήν η αύξηση φτάνει το 166% στην ροπή 40% στις ορθές δυνάμεις και 150% στις διατμητικές δυνάμεις. Αυτό αποδεικνύει την μεγάλη επιρροή που έχει το ύψος του τοιχοπληρωμένου πλαισίου στην σεισμική απόκριση. Η μείωση τέλος στο πάχος της τοιχοπλήρωσης (case11), οδηγεί σε αύξηση των εντατικών μεγεθών των υποστυλωμάτων ενώ μειώνεται η ορθή δύναμη του διαγώνιου θλιπτήρα κατά 37,5%.

Όταν η κατασκευή υπόκειται σε έναν αριθμό κύκλων φόρτισης, η αθροιστική πλαστιμότητα για κάθε κύκλο προσδιορίζεται ως το άθροισμα της πλαστιμότητας του μέγιστου φορτίου που παρατηρείται σε κάθε κύκλο μέχρι τον κύκλο που θέλουμε να υπολογίσουμε την πλαστιμότητα, συμπεριλαμβάνοντας και τις θετικές και τις αρνητικές τιμές. Η αθροιστική πλαστιμότητα είναι μια σημαντική παράμετρος για τις αντισεισμικές κατασκευές γιατί παρέχει πληροφορίες πάνω στην ικανότητα πλαστιμότητας της κατασκευής. Στο σχήμα 3.74 φαίνεται η σύγκριση της αθροιστικής πλαστιμότητας γυμνού και τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Η τελική αθροιστική πλαστιμότητα του δεύτερου ήταν σημαντικά μικρότερη. Η αθροιστική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας των δύο πλαισίων συγκρίνεται στο Σχ.3.77(b). Το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο δείχνει μεγαλύτερη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, λόγω του μεγάλου φορτίου αστοχίας του.

Η παρουσία ανοιγμάτων οδήγησε σε δυσανάλογη μείωση της δυσκαμψίας σε σχέση με τη μείωση του εμβαδού της τοιχοπλήρωσης (σχήμα 3.12). Σε μικρές μετακινήσεις η απώλεια δυσκαμψίας των πλαισίων με μεγάλα ανοίγματα είναι μεγαλύτερη συγκριτικά με το γυμνό πλαίσιο (πίνακας 3.15). Για μικρές πλευρικές μετατοπίσεις, η απορρόφηση ενέργειας είναι μεγαλύτερη στα δοκίμια με ανοίγματα από ότι στο γυμνό πλαίσιο. Για υψηλές πλευρικές μετατοπίσεις, η απορρόφηση ενέργειας μειώνεται για τα δοκίμια με ανοίγματα ενώ αντίθετα παραμένει σταθερή για το γυμνό πλαίσιο. Σε αυτή τη περίπτωση η τοιχοπλήρωση σταματάει να απορροφά ενέργεια και ξεκινάει να απορροφάται από τα στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος. Γενικά, σε όλα τα επίπεδα μετακίνησης, τα τοιχοπληρωμένα πλαίσια με ανοίγματα

απορρόφησαν πολύ περισσότερη ενέργεια από το γυμνό πλαίσιο αλλά πολύ λιγότερη από το πλήρως τοιχοπληρωμένο (πίνακας 3.15).

Χωρίς τοιχοπληρώσεις, τα περισσότερα υποστυλώματα θα αστοχήσουν καμπτικά με πλαστικές αρθρώσεις, μηχανισμός ο οποίος είναι όλκιμος. Η παρουσία τοιχοπληρώσεων αλλάζει τον τρόπο αστοχίας. Οι τοιχοπληρώσεις μπορούν να μειώσουν αισθητά τις βλάβες, αλλά και την κατανομή των βλαβών στη κατασκευή. Αυτό μπορεί να έχει και αρνητικά αποτελέσματα, κυρίως με σχηματισμό μηχανισμού μαλακού ορόφου λόγω ακανονικότητας στη κατανομή τους, ή εμφάνιση υψηλής τέμνουσας στα υποστυλώματα λόγω ολίσθησης των αρμών, με αποτέλεσμα εάν είναι ανεπαρκώς ωπλισμένα να παρουσιάζουν απότομη πτώση διατμητικής αντοχής. Παρόλα αυτά η επιρροή τους στη σεισμική απόκριση είναι θετική τόσο για την DL (περιορισμός βλαβών) όσο και για την NC (αποφυγή κατάρρευσης) επιτελεστικότητα. Οι ρηγματώσεις που παρατηρούνται κατά τους θετικούς κύκλους μας δείχνουν ότι η τοιχοπλήρωση και το πλαίσιο συμπεριφέρεται σαν ενιαίο σώμα. Κατά την διάρκεια των αρνητικών κύκλων οι ρωγμές που παρατηρούνται στον θετικό κύκλο κλείνουν και καινούργιες ρηγματώσεις παρουσιάζονται κατά την ισοδύναμη διαγώνιο που βρίσκεται σε ένταση (σχήμα 3.70).

Η δυσκαμψία του κατασκευαστικού συστήματος αρχίζει να μειώνεται με το ξεκίνημα των πρώτων ρωγμών στην τοιχοπλήρωση και με τον μικρό διαχωρισμό ανάμεσα σε τοίχο και πλαίσιο. Όσο το εύρος των μετατοπίσεων αυξάνει, αρχίζουν να εμφανίζονται καμπτικά ρήγματα στα υποστυλώματα μαζί με το ξεκίνημα των διατμητικών. Καθώς αυξάνονται τα ρήγματα η αντίσταση φτάνει μία μέγιστη τιμή. Η σημαντική πτώση της αντοχής προκαλείται συνήθως από απότομη διάτμηση του υποστυλώματος, ωστόσο, σύμφωνα και με τα πειράματα του Πανεπιστημίου του Colorado (κεφάλαιο 3.2.1.2) παρατηρήθηκε ότι προκαλείται περισσότερο από σημαντικά ρήγματα στη τοιχοπλήρωση (δοκίμια D, SW). Μετά τη μέγιστη τιμή, η διατμητική αντοχή μειώνεται μέχρι μια παραμένουσα τιμή λόγω τριβής ολίσθησης των αρμών. Όπως φαίνεται στα σχήματα 3.50, 3.53, 3.56 και 3.60 τα τοιχοπληρωμένα πλαίσια διατηρούν ένα πλατό μέγιστης αντοχής σε κάποιες περιπτώσεις. Σε άλλες περιπτώσεις, η μέγιστη αντοχή είναι ένα σύντομο φαινόμενο με τη ψαθυρή πτώση να συμβαίνει αμέσως μετά της ή η συμπεριφορά είναι πολύ πιο όλκιμη (δοκίμιο LW). Όταν το υποστυλώμα αστοχεί διατμητικά, αυτό μπορεί να συμβεί σε οποιοδήποτε σημείο του καθ' ύψος, ανάλογα με την ύπαρξη και τη γεωμετρία των ανοιγμάτων. Παρατηρήθηκε ότι χρειάζεται μια συγκεκριμένη ποσότητα τοιχοπλήρωσης για να

υποκινήσει ένα διατμητικό μηχανισμό αστοχίας υποστυλώματος. Στο δοκίμιο D παρατηρήθηκε διατμητική αστοχία του φορτιζόμενου υποστυλώματος, υπό τη παρουσία μεγάλης ποσότητας τοιχοπλήρωσης αριστερά του ανοίγματος ενώ αντίθετα το μη φορτιζόμενο υποστυλώμα δεν αστόχησε διατμητικά λόγω μικρής ποσότητας τοιχοπλήρωσης δεξιά του ανοίγματος. Επιπλέον, στο δοκίμιο D, η ψαθυρή πτώση αντοχής της κατασκευής συνέβη λόγω ενός μεγάλου ρήγματος στην τοιχοπλήρωση και ακολούθησε η διάτμηση στο υποστυλώμα. Στο δοκίμιο LW παρατηρήθηκαν επίσης αστοχίες στο φορτιζόμενο υποστυλώμα και όχι στο άλλο για τον ίδιο λόγο με το δοκίμιο D.

Σε κάθε περίπτωση, υπάρχει μια σημαντική επιπλέον αντίσταση που προσφέρεται από τις τοιχοπληρώσεις. Η παρουσία τους όμως μπορεί να οδηγήσει και σε αρνητικές επιπτώσεις. Έτσι, η υπόθεση ότι οι πληρώσεις θεωρούνται σαν μη-κατασκευαστικά στοιχεία δεν είναι ούτε σωστή ούτε συντηρητική.

Βιβλιογραφία

- [1] A. Stavridis, B. Shing, Simplified Modeling of Masonry-Infilled RC Frames Subjected to Seismic Loads, 15 WCEE, Lisboa 2012
- [2] Alessandra Fiore , Adriana Netti, Pietro Monaco, The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frame buildings, Politecnico di Bari, Department of Science of Civil Engineering and Architecture, Via Orabona 4, 70125 Bari, Italy, 2012
- [3] Matjaz Dolsek, Peter Fajfar, “The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame—a deterministic assessment”, University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Jamova 2, SI-1000 Ljubljana, Slovenia, 2008.
- [4] Fardis MN, editor, “Experimental and numerical investigations on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions”, ECOEST/PREC 8, Rep. No. 6. LNEC. Lisbon; 1996.
- [5] Zarnic R, Gostic S., “Masonry infilled frames as an effective structural subassemblage”, nn: Fajfar, Krawinkler, editors. Seismic design methodologies for the next generation of codes. Rotterdam: Balkema; 1997. p. 335–46.

- [6] Dawe JL, Seah CK., “Lateral load resistance of masonry panels in flexible steel frames”, In: Proceedings of the eighth international brick and block masonry conference. Trinity College; 1988.
- [7] NZSEE. Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes. Study Group Draft. New Zealand Society for Earthquake Engineering; 2005.
- [8] Anil O, Altin S., “An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames”, *Engineering Structures* 2007;29:449–60.
- [9] Carvalho EC, Coelho E, editors, “Seismic assessment, strengthening and repair of structures”, ECOEST2-ICONS report no. 2, European Commission — Training and Mobility of Researchers Programme; 2001.
- [10] Dolsek M, Fajfar P. Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2005;34:49–66.
- [11] M. Sobaih and M. M. Abdin, “Seismic analysis of infilled reinforced concrete frames”, Structural Engineering Department, Faculty of Engineering, Cairo University, Giza, Egypt, *Computers and Structures* Vol. 30, No. 3, pp. 457-464. 1988.
- [12] Alessandra Fiore, Adriana Netti, Pietro Monaco, “The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frame buildings”, Politecnico di Bari, Department of Science of Civil Engineering and Architecture, Via Orabona 4, 70125 Bari, Italy, 2012.
- [13] FEMA 356 (2000), “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*”, Washington D.C.
- [14] Mulgund G. V.1 and Dr. Kulkarni A. B., “Seismic assesement of RC frame buildings with brick masonry infills”, (IJAEST) INTERNATIONAL JOURNAL OF ADVANCED ENGINEERING SCIENCES AND TECHNOLOGIES Vol No. 2, Issue No. 2, 140 – 147.
- [15] FEMA 308 (1998), “Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry buildings”, *Federal Emergency Management Agency*”, Washington D.C.
- [16] Jain, S. K., Murty C.V.R., Arlekar, J.N., Sinha, R., Goyal, A., and Jain, C.K., (1997), “Some Observations on Engineering Aspects of the Jabalpur Earthquake of 22 May 1997”, *EERI Special Earthquake Report*, EERI Newsletter, Vol.31, No.8, August 1997, pp 1-8.
- [17] I.S. 1893(Part I)-2002, Criteria for Earthquake Resistant Design of Structure, General Provisions and Buildings, *Bureau of Indian Standards, New Delhi*.

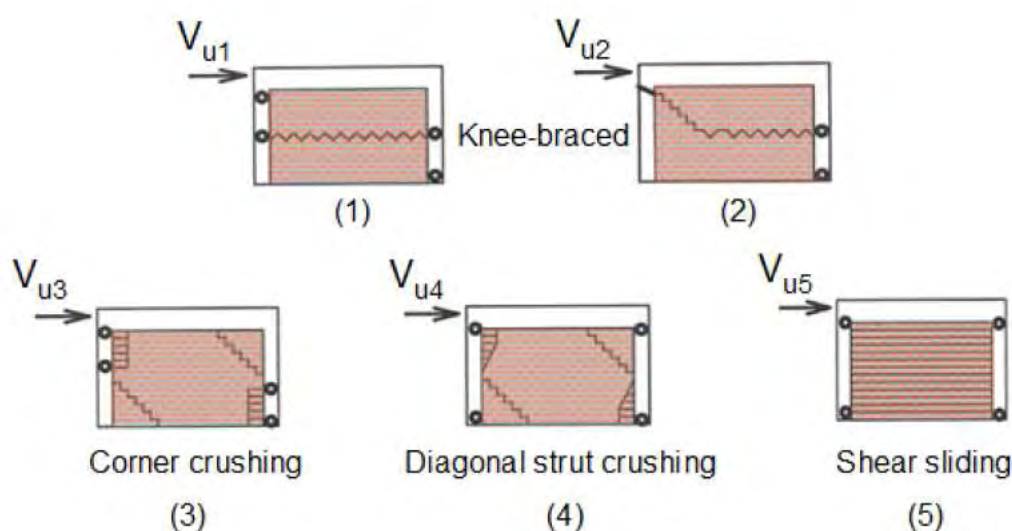
- [18] Demetrios J. Kakaletsis and Christos G. Karayannis, “Experimental Investigation of Infilled Reinforced Concrete Frames with Openings”, ACI Structural Journal, Technical Paper, Title no. 106-S14 .
- [19] B. Blackard, K. Willam, and S. Mettupalayam, Experimental Observations of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames with Openings, University of Colorado, USA, SP-265—9.
- [20] Govindan, M. Lakshmipathy and A. R. Santhakumar, “Ductility of Infilled Frames”, ACI Journal, title no. 83-50, 1986.
- [21] Smith, B. Stafford, and Carter, C., "A Method of Analysis for Infilled Frames", Institution of Civil Engineers (London), V. 44, Sept. 1969, pp. 31-48.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗΣ

Προκειμένου να γίνει εύστοχη προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων, ώστε να αποδίδεται όσο το δυνατόν καλύτερα η επιρροή τους σε μια κατασκευή ωπλισμένου σκυροδέματος σε περίπτωση σεισμού, πραγματοποιήθηκαν δοκιμές σε απλούστερους φορείς για τους οποίους διατίθενται πειραματικά δεδομένα. Οι φορείς αυτοί είναι δυσδιάστατοι και αποτελούνται από δύο μονώροφα και ένα διώροφο με ένα άνοιγμα πλαίσια, πλήρως τοιχοπληρωμένα. Η μοντελοποίηση τους έγινε στο SAP 2000, με χρήση διαφόρων μεθόδων προσομοίωσης, προκειμένου τα αποτελέσματα της ανάλυσης να προσεγγίζουν τα πειραματικά αποτελέσματα, όσον αφορά την δυσκαμψία, τις μετακινήσεις και τους τρόπους αστοχίας.

4.1 Επικρατέστερες μορφές αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων

Θεωρήθηκαν οι πέντε επικρατέστεροι τρόποι αστοχίας των τοιχοπληρωμένων πλαισίων σύμφωνα με τους Shing and Mehrabi [1], όπως φαίνονται και στο σχήμα 4.1:



Σχ. 4.1: Επικρατέστερες μορφές αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων [1].

Ο πρώτος μηχανισμός αστοχίας συμβαίνει με ολίσθηση της τοιχοπλήρωσης στο μέσον της με ταυτόχρονο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στο μέσον των

υποστυλωμάτων. Ο Mehrabi [2] πρότεινε την εξίσωση 4.1 για τον υπολογισμό της πλευρικής αντοχής V_{ul} :

$$V_{ul} = V_{wr} + F_{cc} + F_{ct} \quad (4.1)$$

όπου,

F_{cc} και F_{ct} είναι οι διατμητικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο μέσον του θλιβόμενου και εφελκόμενου υποστυλώματος αντίστοιχα, οι οποίες ισούνται με $4M_R/h$, όπου M_R η καμπτική αντοχή του υποστυλώματος και h το ύψος του,

V_{wr} [3] η εναπομένουσα διατμητική αντοχή της ρηγματωμένης τοιχοπλήρωσης που ισούται με:

$$V_{wr} = \frac{\frac{\mu_r P}{A_w + 2A_{ceq}} A_w}{1 - \frac{\mu_r h}{L}} \quad (4.2)$$

όπου,

μ_r ο συντελεστής τριβής ολίσθησης τούβλου – κονιάματος που αν δεν είναι γνωστός λαμβάνεται ίσος με 0,7 [4],

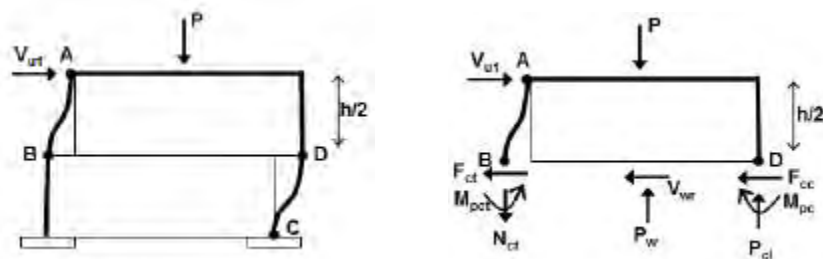
P το κατακόρυφο φορτίο,

$A_w = L_w t_w$ (L_w μήκος και t_w πάχος τοιχοπλήρωσης),

$A_{ceq} = A_c E_c / E_w$ (E_c και E_w το μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος και τοιχοπλήρωσης αντίστοιχα και A_c το εμβαδόν διατομής του υποστυλώματος)

h το ύψος του πλαισίου,

L το μήκος του πλαισίου.



(α) μορφή αστοχίας

(β) διάγραμμα ελευθέρου σώματος

Σχ. 4.2: Πρώτη μορφή αστοχίας [3].

Ο δεύτερος μηχανισμός αστοχίας συμβαίνει με ολίσθηση της τοιχοπλήρωσης στο μέσον της με διατμητική αστοχία στο πέρας του εφελκόμενου (φορτιζόμενου)

υποστυλώματος και πλαστική άρθρωση στο μέσον του θλιβόμενου υποστυλώματος. Μια παραλλαγή αυτής της αστοχίας είναι η διατμητική αστοχία στο πέρας και των δύο υποστυλωμάτων και ολίσθηση της τοιχοπλήρωσης (βλέπε Εικόνα 4.1α). Ο Mehrabi [2] πρότεινε την εξίσωση 4.2 για τον υπολογισμό της πλευρικής αντοχής V_{u2} :

$$V_{u2} = V_{wr}' + V_{rd,s} + F_{ct}$$

ή

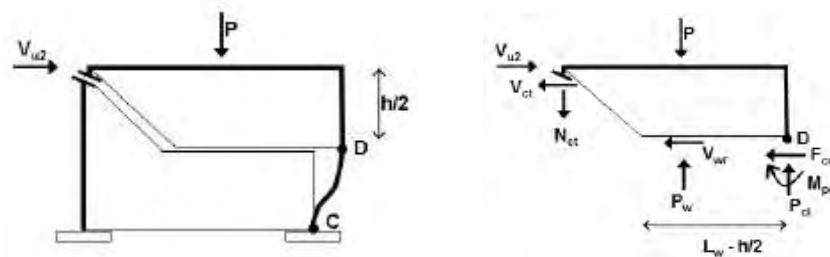
$$V_{u2} = V_{wr}' + 2V_{rd,s}$$

(4.2)

όπου,

V_{wr}' θεωρείται η μισή εναπομένουσα διατμητική αντοχή της ρηγματωμένης τοιχοπλήρωσης καθώς θεωρείται ότι η κατακόρυφη συνιστώσα της διαγώνιας δύναμης αναλαμβάνεται μισή από το τμήμα της τοιχοπλήρωσης πάνω από την διαγώνια ρωγή και η άλλη μισή από το κάτω τμήμα, $V_{rd,s}$ η αντοχή του υποστυλώματος σε τέμνουσα που υπολογίζεται από τον Ευρωκώδικα 8 [5],

F_{ct} η διατμητική δύναμη που αναπτύσσεται στο μέσον του δεξιού υποστυλώματος η οποία ισούται με $4M_R/h$, όπου M_R η καμπτική αντοχή του υποστυλώματος και h το ύψος του.



(α) μορφή αστοχίας

(β) διάγραμμα ελευθέρου σώματος

Σχ. 4.3: Δεύτερη μορφή αστοχίας [3].

Ο τρίτος μηχανισμός αστοχίας βασίζεται στην μέθοδο πλαστικής ανάλυσης των Liauw και Kwan [5], όπου η σύνθλιψη της τοιχοπλήρωσης γίνεται στο μήκος επαφής y , οδηγώντας σε πλαστικές αρθρώσεις στα σημεία που φαίνονται στο σχήμα 4.4. Θεωρώντας ομοιόμορφη κατανομή της θλιπτικής τάσης της τοιχοπλήρωσης κατά μήκος y , με ισορροπία ροπών προκύπτει η εξίσωση 4.3:

$$y = \sqrt{\frac{4M_{pc}}{f'_m t_w}} \quad (4.3)$$

όπου,

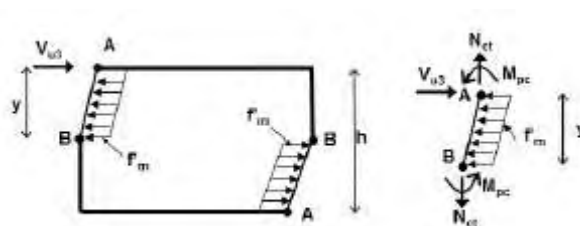
M_{pc} η ροπή αντοχής του υποστυλώματος

f'_m η θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης

t_w το πάχος της τοιχοπλήρωσης.

Οπότε με ισορροπία στον άξονα x , προκύπτει η πλευρική αντοχή V_{u3} :

$$V_{u3} = y f'_m t_w \quad (4.4)$$



(α) μορφή αστοχίας (β) διάγραμμα ελευθέρου σώματος

Σχ. 4.4: Τρίτη μορφή αστοχίας [3].

Ο τέταρτος μηχανισμός αστοχίας συμβαίνει με σύνθλιψη της τοιχοπλήρωσης στις γωνίες και σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων. Βασισόμενη στην μέθοδο πλαστικής ανάλυσης των Liauw και Kwan [6] και θεωρώντας παραβολική κατανομή της θλιπτικής τάσης της τοιχοπλήρωσης σε απόσταση ah , προκύπτει η πλευρική αντοχή V_{u4} :

$$V_{u4} = 2/3 f'_m t_w ah + 2F_c \quad (4.6)$$

Το ah προκύπτει από την σχέση (7-16) του FEMA 356 [7] και το F_c από ισορροπία ροπών ως προς το σημείο A στο σχήμα 4.5:

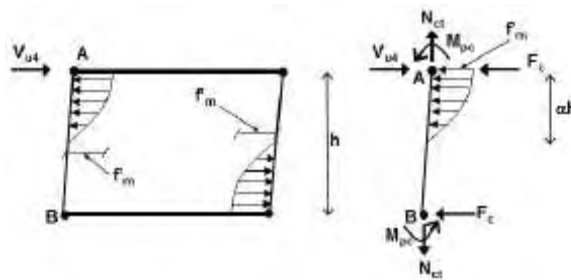
$$a_h = l_{ceff} = \frac{a}{\cos \theta_c} \quad (4.7)$$

$$\text{όπου } \tan \theta_c = \frac{h_{inf} - \frac{a}{\cos \theta_c}}{L_{inf}}$$

a : πάχος του θλιπτήρα

h_{inf} : ύψος τοιχοπλήρωσης

$$F_c h + \frac{2}{3} f'_m t_w a h \frac{3}{8} a h = 2M_{pc} \quad (4.8)$$



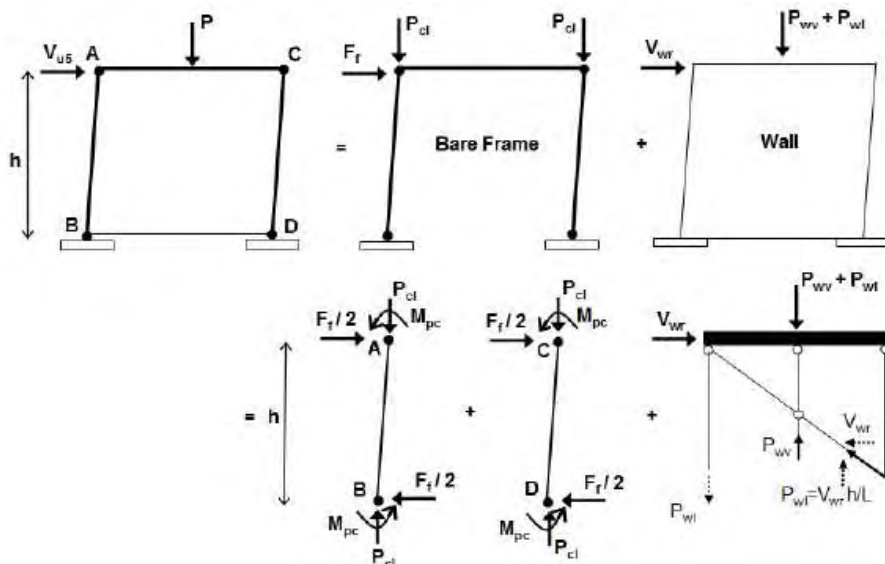
(α) μορφή αστοχίας (β) διάγραμμα ελευθέρου σώματος

Σχ. 4.5: Τέταρτη μορφή αστοχίας [3].

Ο πέμπτος μηχανισμός αστοχίας προκύπτει από συνδυασμό ολίσθησης της τοιχοπλήρωσης με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των υποστυλωμάτων. Η πλευρική αντοχή V_{u5} που πρότεινε ο Mehrabi [2] δίνεται από την σχέση 4.9:

$$V_{u5} = V_{wr} + F_f \quad (4.9)$$

όπου F_f το άθροισμα της καμπτικής αντοχής των υποστυλωμάτων και ισούται με $4M_R/h$, όπου M_R η καμπτική αντοχή του υποστυλώματος και h το ύψος του.



Σχ. 4.6: Πέμπτη μορφή αστοχίας [3].

Σε κάθε περίπτωση λοιπόν, υπολογίστηκαν οι παραπάνω πλευρικές αντοχές και συγκρινόμενες με τις πειραματικές αστοχίες, αποτέλεσαν κριτήριο για την αξιοπιστία της προσομοίωσης.

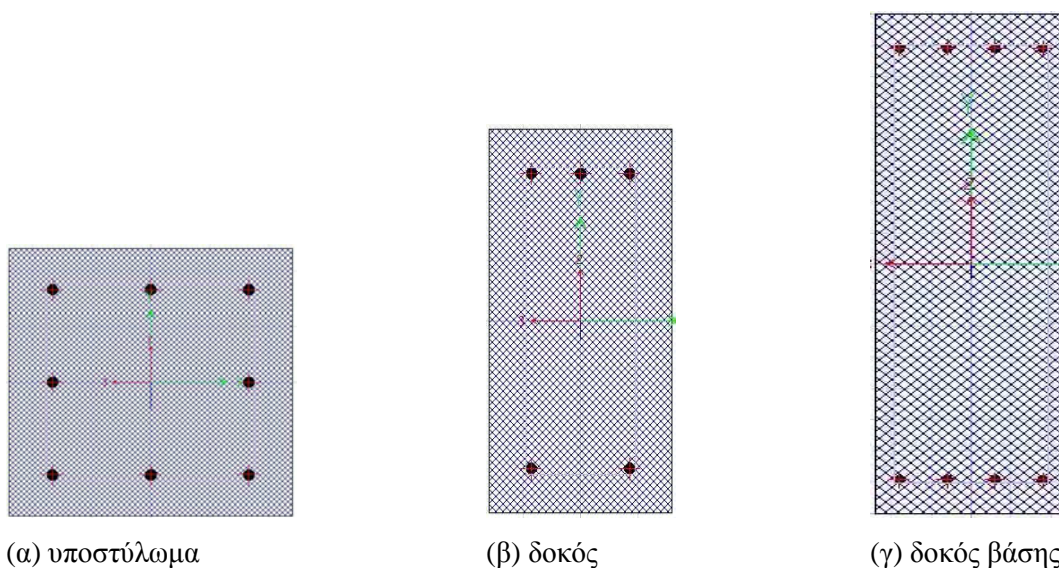
4.2 Εύκαμπτο μονώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα

4.2.1 Δεδομένα πειράματος και αναλυτική προσομοίωση

Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν από τους Κακαλέτση και Καραγιάννη [9] οι οποίοι, όπως παρουσιάστηκε και στο κεφάλαιο 3, εξέτασαν 8 διαφορετικά μονώροφα πλαίσια ωπλισμένου σκυροδέματος ενός ανοίγματος σε κλίμακα 1:3. Αυτό που χρησιμοποιήθηκε ως πλαίσιο αναφοράς για την μοντελοποίηση ήταν το πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο των δοκιμών τους, καθώς τα άλλα εμπεριείχαν ανοίγματα των οποίων η επιρροή δεν εξετάστηκε στην παρούσα εργασία.

Το πλαίσιο είχε διαστάσεις 1,00 x 1,50 m με πάχος τοιχοπλήρωσης 0,06 m και διατομές:

- υποστύλωμα διαστάσεων 0,15 x 0,15 m με διαμήκη οπλισμό 8Φ5,6 και συνδετήρες Φ3/0,05
- δοκός διαστάσεων 0,10 x 0,20 m με διαμήκη εφελκόμενο οπλισμό 3Φ5,6 και θλιβόμενο 2Φ5,6 και συνδετήρες Φ3/0,05
- δοκός βάσης διαστάσεων 0,15 x 0,5 m με διαμήκη οπλισμό 8Φ8 και συνδετήρες Φ3/0,06.



Σχ. 4.7: Διατομές πλαισίου.

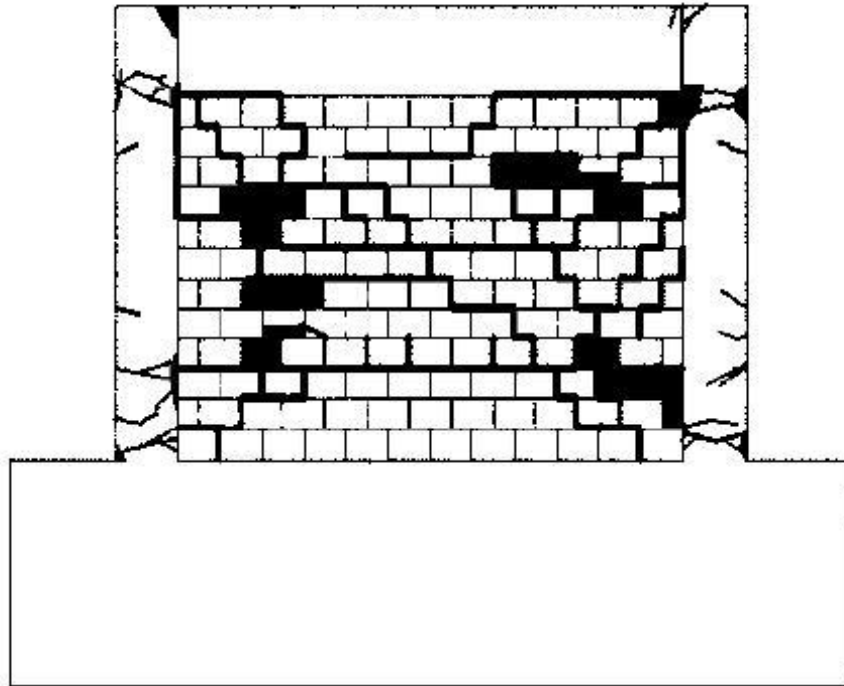
Στο σχήμα 4.7 παρουσιάζονται οι διατομές που δόθηκαν κατά την ανάλυση με βάση τα δεδομένα. Η δυσκαμψία των στοιχείων του πλαισίου δόθηκε μειωμένη σύμφωνα με τον λόγο K_{eff} / EI , όπου E το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος, I η ροπή αδρανείας του στοιχείου που μελετάται και K_{eff} η δυσκαμψία που προκύπτει από την παράγραφο Α.3.2.4 (5) του Ευρωκώδικα 8 [5]:

$$K_{eff} = \frac{M_y L_v}{3\theta_y}, \quad (4.10)$$

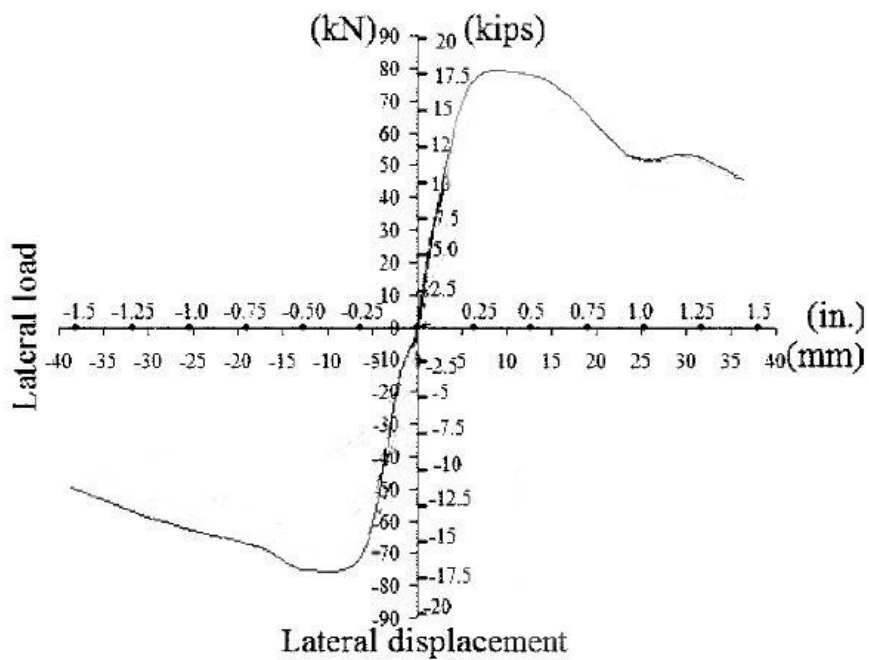
όπου M_y η ροπή αντοχής του στοιχείου που μελετάται, L_v απλοποιητικά το μισό του μήκους του και θ_y η γωνία στροφής χορδής διαρροής του.

Οι μηχανικές ιδιότητες (σκυροδέματος, χάλυβα και τοιχοπλήρωσης) που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 3.14. Το μόνιμο φορτίο του πλαισίου ήταν 50 kN σε κάθε υποστύλωμα και το πλευρικό φορτίο αστοχίας που προέκυψε από την ανακυκλιζόμενη φόρτιση ήταν 80 kN. Αυτή η τιμή θα χρησιμοποιηθεί ως πλευρικό φορτίο στο πλαίσιο προκειμένου να γίνει η ελαστική ανάλυση.

Όσον αφορά τις αστοχίες που παρατηρήθηκαν, αρχικά για μετακίνηση 0,3% εμφανίστηκαν ρωγμές με κλίση 45° στις πάνω γωνίες της τοιχοπλήρωσης καθώς και οριζόντιες ρωγμές ολίσθησης κοντά στο μέσο της. Για μετακίνηση 1,1% δημιουργήθηκαν βλάβες στα άκρα των υποστυλωμάτων και τέλος για 1,9% ήταν έντονη η διαγώνια σύνθλιψη της τοιχοπλήρωσης. Στα σχήματα 4.8 και 4.9 παρουσιάζονται οι αστοχίες που εμφανίστηκαν και το διάγραμμα περιβάλλουσας δύναμης – μετακίνησης του πλαισίου.



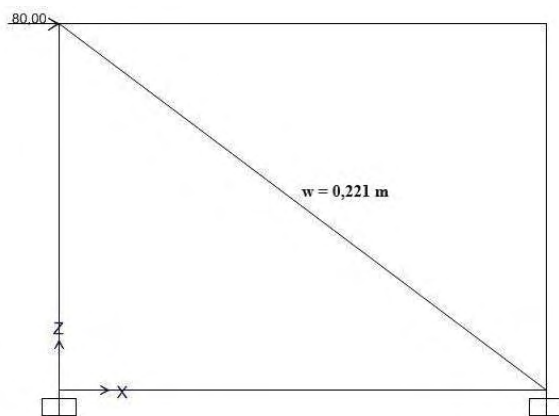
Σχ. 4.8: Μορφές αστοχίας πλαισίου [9].



Σχ. 4.9: Διάγραμμα περιβάλλουσας δύναμης – μετατόπισης [9].

4.2.2 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με μονό θλιπτήρα

Η τοιχοπλήρωση προσομοιώθηκε με έναν θλιπτήρα κατά μήκος της διεύθυνσης της κύριας διαγωνίου, το οποίο φέρει μόνον αξονικές δυνάμεις, όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.10:



Σχ. 4.10: Προσομοίωση μονού θλιπτήρα.

Το πλάτος w του θλιπτήρα υπολογίστηκε σύμφωνα με τον τύπο 4.11 της FEMA 356 [7]:

$$w = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} = 0.175 \left[\left(\frac{E_{inf} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_f I_{col} h_{inf}} \right)^{\frac{1}{4}} h_{col} \right]^{-0.4} r_{inf} = 0.221m \quad (4.11)$$

Το μέτρο ελαστικότητας ήταν γνωστό σε διεύθυνση 0° και 90° από τα πειραματικά δεδομένα. Σύμφωνα με τους El – Dakhakhni et al [8] πρέπει να υπολογιστεί το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας στην διεύθυνση της διαγωνίου, $E_{infill-\theta}$, βάσει της εξίσωσης 4.12:

$$E_{infill\theta} = \frac{1}{\frac{1}{E_{infill0}} \cos^4\theta + \left[-\frac{2\nu_{0-90}}{E_{infill0}} + \frac{1}{G} \right] \cos^2\theta \cdot \sin^2\theta + \frac{1}{E_{infill90}} \sin^4\theta} \quad (4.12)$$

όπου,

$E_{infill-0}$ το μέτρο ελαστικότητας κάθετα στις οπές του τούβλου,

$E_{infill-90}$ μέτρο ελαστικότητας παράλληλα στις οπές του τούβλου,

G το μέτρο διάτμησης, που αν δεν υπάρχουν ακριβή δεδομένα θεωρείται $0,4E_{\text{infill-90}}$ [7],

ν ο λόγος Poisson.

Η τιμή που προκύπτει είναι $E_{\text{infill-}\theta} = 628438 \text{ kPa}$. Ο λόγος Poisson υπολογίζεται πειραματικά καθώς διαφέρει ανάλογα με την σύσταση της τοιχοπλήρωσης. Αυτή η διαδικασία πραγματοποιήθηκε από τους Mohamad et al [11], για διάφορους τύπους κονιάματος, τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται στον πίνακα 4.1:

Πιν. 4.1: Λόγος Poisson για διάφορους τύπους κονιάματος [11].

Type	Lateral stress	Poisson ratio	
		Initial stress level	Ultimate stress level
1:0.25:3	0, 0.5, 1	0.20	0.20
	2.5	0.10	0.10
1:0.5:4.5	0	0.10	0.14
	1	0.13	0.17
	2.5	0.09	0.24
1:1:6	0	0.10	0.37
	0.5	0.07	0.11
	2.5	0.05	0.09
	4	0.02	0.09
1:1:6	0	0.17	0.14
	0.5	0.04	0.17
	1	0.05	0.07

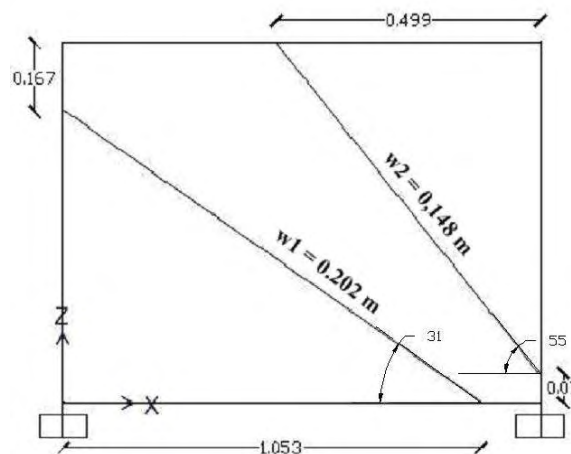
Απλοποιητικά, λόγω έλλειψης δεδομένων θεωρήθηκε μια μέση τιμή του ν για όλα τα παραδείγματα, ίση με 0,15. Τα w, $E_{\text{infill-}\theta}$ και ν λοιπόν, είναι τα απαραίτητα δεδομένα για την τοιχοπλήρωση προκειμένου να γίνει η ελαστική ανάλυση.

Αρχικά, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (πάνω δεξιά) προκύπτει από την ανάλυση 0,0144 m, τιμή αρκετά ικανοποιητική, όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.9. Αυτό σημαίνει ότι από άποψη δυσκαμψίας το αναλυτικό μοντέλο προσεγγίζει ικανοποιητικά το πειραματικό. Χρησιμοποιώντας τις ροπές αντοχής που προκύπτουν από την ανάλυση, υπολογίζονται οι επικρατέστερες μορφές αστοχίας, σύμφωνα με την παράγραφο 4.1. Από αυτές προκύπτει ως κρισιμότερη η πέμπτη, ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των υποστυλωμάτων, πράγμα που ανταποκρίνεται στα πειραματικά αποτελέσματα. Ωστόσο, η V_{u5} προκύπτει σχεδόν η μισή σε σχέση με το οριακό φορτίο αστοχίας, που προκύπτει πειραματικά.

$$V_{u5} = V_{wr} + F_f = \frac{\mu_r P}{\frac{A_w + 2A_{ceq}}{1 - \frac{\mu_r h}{L}}} A_w + 4 \frac{M_R}{h} = \frac{0.77 \cdot 100}{1 - \frac{0.77 \cdot 1}{1.35}} \cdot 0.072 + 4 \frac{8.31}{1} = 39.63 \text{ kN} < V_b = 80 \text{ kN}$$

4.2.3 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με διπλό θλιπτήρα

Σε αυτό το μοντέλο, τοποθετήθηκαν δύο θλιπτήρες εκατέρωθεν της διεύθυνσης της κύριας διαγωνίου. Οι ακριβείς θέσεις τους υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις εξισώσεις 3.1 – 3.4 των Alessandra Fiore, Adriana Netti και Pietro Monaco [12] (βλέπε σχήμα 3.8) και παρουσιάζονται στο σχήμα 4.11:



Σχ. 4.11: Προσομοίωση με διπλό θλιπτήρα.

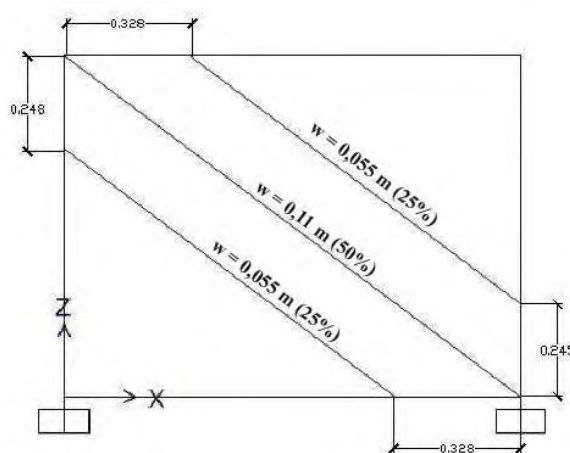
Ανάλογα με την γωνία του κάθε θλιπτήρα, υπολογίστηκε το w και το $E_{\text{infill-}\theta}$ με τις διαδικασίες που αναλύθηκαν στην παράγραφο 4.2.2. Προέκυψε λοιπόν $w_1 = 0.202 \text{ m}$, $E_{\text{infill-}\theta 1} = 627532 \text{ kPa}$, $w_2 = 0,1478 \text{ m}$ και $E_{\text{infill-}\theta 2} = 635043 \text{ kPa}$.

Η μετακίνηση στον κόμβο ελέγχου είναι $0,0129 \text{ m}$, τιμή κοντινή τόσο στην προσομοίωση με την μονή θλιβόμενη διαγώνιο όσο και στο πειραματικό αποτέλεσμα. Ταυτόσημα είναι τα αποτελέσματα και στο θέμα των αστοχιών, με την πέμπτη να προκύπτει η κρισιμότερη, ενώ η τιμή της V_{u5} είναι ελαφρώς μεγαλύτερη από την αντίστοιχη της μονής θλιβόμενης διαγωνίου, άρα και πιο κοντά στο πειραματικό φορτίο αστοχίας.

$$V_{u5} = V_{wr} + F_f = 6.39 + 35.18 = 41.57 \text{ kN} < V_b = 80 \text{ kN}$$

4.2.4 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με τριπλό θλιπτήριο

Σε αυτό το μοντέλο τοποθετήθηκαν τρεις διαγώνιοι θλιπτήρες, ένας στη διεύθυνση της κύριας διαγωνίου και άλλοι δύο εκατέρωθεν του, οι θέσεις των οποίων προκύπτουν από την σχέση 4.7 του FEMA 356 [7] που προαναφέρθηκε:



Σχ. 4.12: Προσομοίωση με τριπλό θλιπτήριο.

Υπολογίστηκε το w και το $E_{infill-\theta}$ όπως στην περίπτωση του μονού θλιπτήρα και για τις τρεις θλιβόμενες διαγώνιους. Ωστόσο, οι δυσκαμψίες τους στην ανάλυση θεωρήθηκαν έτσι ώστε το άθροισμα τους να ισοδυναμεί με την δυσκαμψία του μονού θλιπτήρα. Ο κεντρικός θλιπτήρας θεωρείται ότι συνεισφέρει κατά 50% ενώ οι δύο εκατέρωθεν κατά 25%. Έτσι, $w_{κεντρικού} + 2w_{εκατέρωθεν} = 0,11 + 2*0,055 = 0,221$ m (τιμή που υπολογίστηκε από την εξίσωση 4.11 για τον μονό θλιπτήρα).

Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου προέκυψε 0,015 m, πράγμα που δείχνει ότι το μοντέλο είναι πιο εύκαμπτο σε σχέση με τα προηγούμενα δύο χωρίς να ξεφεύγει από την μετακίνηση που προέκυψε από τα πειραματικά αποτελέσματα (σχ. 4.9). Τέλος, παρόμοια με τα προηγούμενα δύο μοντέλα είναι η εικόνα των μορφών αστοχίας, με την πέμπτη αστοχία να προκύπτει κρισιμότερη. Συνεπώς, από αυτό το πείραμα δεν μπορεί να προκύψει κάποιο ξεκάθαρο συμπέρασμα για το ποια προσομοίωση είναι η καταλληλότερη.

$$V_{u5} = V_{wr} + F_f = 6.39 + 35.26 = 41.25 \text{ kN} < V_b = 80 \text{ kN}$$

Στον πίνακα 4.2 φαίνονται συνοπτικά οι μορφές αστοχίας που παρατηρήθηκαν σε κάθε προσομοίωμα καθώς και τα φορτία αστοχίας και οι μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου σε κάθε περίπτωση.

Πιν. 4.2: Μορφές αστοχίας για τα προσομοιώματα του εύκαμπτου μονώροφου πλαισίου με ένα άνοιγμα.

ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ	ΜΟΝΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ	ΔΙΠΛΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ	ΤΡΙΠΛΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ
Φορτίο αστοχίας: 80 kN Μετακίνηση κόμβου ελέγχου: 0,012m	39,63 kN 0,0144 m	41,57kN 0,0129 m	41,65kN 0,015 m
Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με πλαστικές αρθρώσεις στο μέσο των υποστύλωμάτων	$V_{u1} = 64,42 \text{ kN}$	$V_{u1} = 69,31 \text{ kN}$	$V_{u1} = 69,08 \text{ kN}$
Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με διατμητική αστοχία στο ένα υποστύλωμα και πλαστική άρθρωση στο μέσο του άλλου (ή διατμητική αστοχία)	$V_{u2} = 53,89 \text{ kN}$	$V_{u2} = 55,83 \text{ kN}$	$V_{u2} = 55,92 \text{ kN}$
Ψαθυρή αστοχία γωνιών τοιχοπλήρωσης και πλαστική άρθρωση στο υποστύλωμα σε απόσταση y	$V_{u3} = 100,95 \text{ kN}$	$V_{u3} = 103,86 \text{ kN}$	$V_{u3} = 103,98 \text{ kN}$
Σύνθλιψη τοιχοπλήρωσης στις γωνίες και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστύλωμάτων	$V_{u4} = 74,08 \text{ kN}$	$V_{u4} = 76,02 \text{ kN}$	$V_{u4} = 76,11 \text{ kN}$
Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των υποστύλωμάτων	$V_{u5} = 39,63 \text{ kN}$	$V_{u5} = 41,57 \text{ kN}$	$V_{u5} = 41,65 \text{ kN}$

4.3 Δύσκαμπτο μονώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα

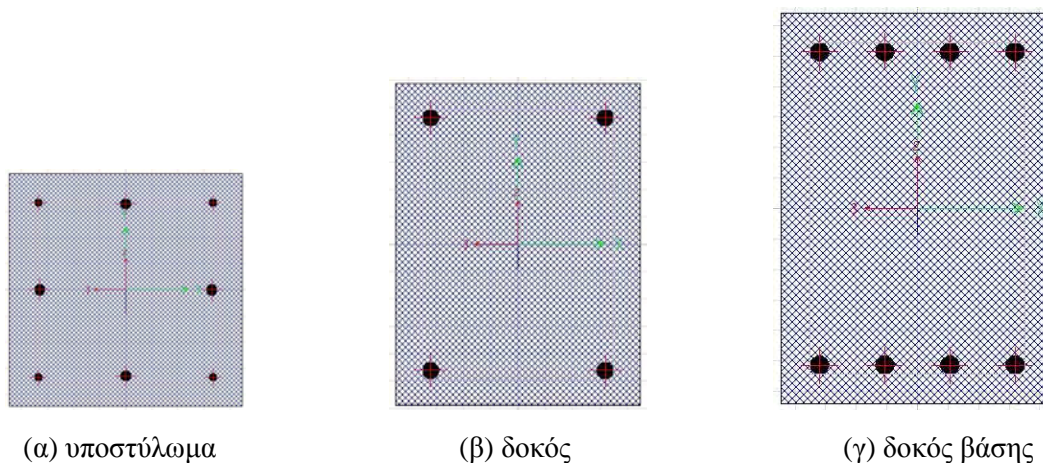
4.3.1 Δεδομένα πειράματος και αναλυτική προσομοίωση

Οι B. Blackard, K. Willam και S. Mettupalayam [13], όπως παρουσιάστηκε και στο κεφάλαιο 3, εξέτασαν 4 μονώροφα πλαίσια, ένα πλήρως τοιχοπληρωμένο και τρία με ανοίγματα. Το πλήρως τοιχοπληρωμένο αποτέλεσε το αντικείμενο μελέτης στην παρούσα εργασία όπου συγκριτικά με το πλαίσιο της παραγράφου 4.2.1 είχε μεγαλύτερες διαστάσεις, διατομές και αρκετά πιο ισχυρή τοιχοπλήρωση.

Το πλαίσιο είχε ύψος 2,235 m και μήκος 3,936 m με πάχος τοιχοπλήρωσης 0,10 m και διατομές:

- υποστύλωμα διαστάσεων 0,279 x 0,279 m με διαμήκη οπλισμό 4Φ9,5 + 4Φ12 και συνδετήρες Φ6/0,15
- δοκός διαστάσεων 0,279 x 0,368 m με διαμήκη εφελκυσμένο οπλισμό 2Φ19 και θλιβόμενο 2Φ19 και συνδετήρες Φ6/0,15

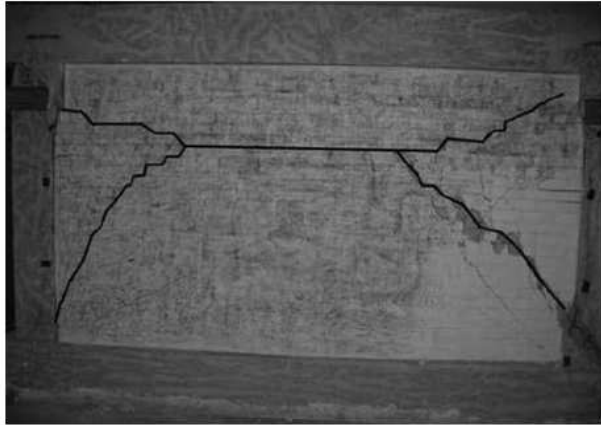
- δοκός βάσης διαστάσεων 0,279 x 0,4 m με διαμήκη οπλισμό 8Φ19 και συνδετήρες Φ9,5/0,15.



Σχ. 4.13: Διατομές πλαισίου.

Στο σχήμα 4.13 παρουσιάζονται οι διατομές που δόθηκαν κατά την ανάλυση με βάση τα δεδομένα. Η δυσκαμψία των στοιχείων δόθηκε μειωμένη σύμφωνα με τον λόγο K_{eff}/EI , όπου K_{eff} η δυσκαμψία που προκύπτει από εξίσωση 4.10 του Ευρωκώδικα 8 [5], E το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και I η ροπή αδρανείας του στοιχείου που μελετάται. Όσον αφορά την τοιχοπλήρωση, τα δεδομένα ήταν ελλειπή καθώς ήταν γνωστή μόνο η θλιπτική αντοχή της. Οπότε, το μέτρο ελαστικότητας παράλληλα στις οπές του τούβλου θεωρήθηκε $E_{infill-90} = 550f_m$ [7], όπου f_m η θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης. Το μέτρο ελαστικότητας κάθετα στις οπές θεωρήθηκε $E_{infill-0} = 2E_{infill-90}$ [14], το μέτρο διατμήσεως $G = 0,4E_{infill-90}$ [7], το $\nu = 0,15$ [11] και το $\mu = 0,7$ [3].

Τα μόνιμα (αξονικά) φορτία που επιβλήθηκαν ήταν 156 kN σε κάθε υποστύλωμα, ενώ το πλευρικό φορτίο αστοχίας που εφαρμόστηκε στην ελαστική ανάλυση ήταν 667 kN, το μέγιστο πειραματικό από την ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Οι αστοχίες που παρατηρήθηκαν παρουσιάζονται στην εικόνα 4.1. Πρόκειται για διατμητική αστοχία στο πέρας του αριστερού και στην αρχή του δεξιού υποστυλώματος, ενώ στην τοιχοπλήρωση παρατηρήθηκε λοξή ρηγμάτωση που ξεκινούσε από τις γωνίες του πλαισίου και κατέληγε σε μια οριζόντια ρωγμή ολίσθησης περίπου στο μέσον της. Τέλος, στο σχήμα 4.14 δίνεται το διάγραμμα περιβάλλουσας δύναμης – μετακίνησης του πλαισίου.

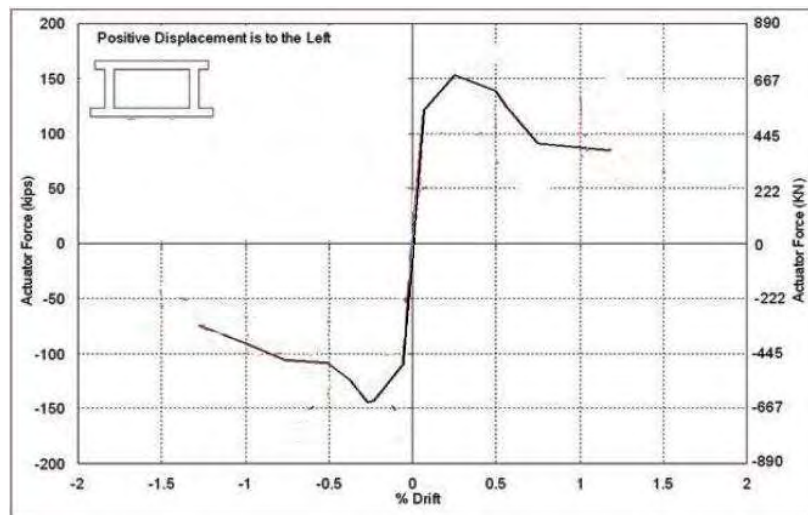


(α) ρηγάτωση τοιχοπλήρωσης



(β) διαμητική αστοχία υποστύλωματος

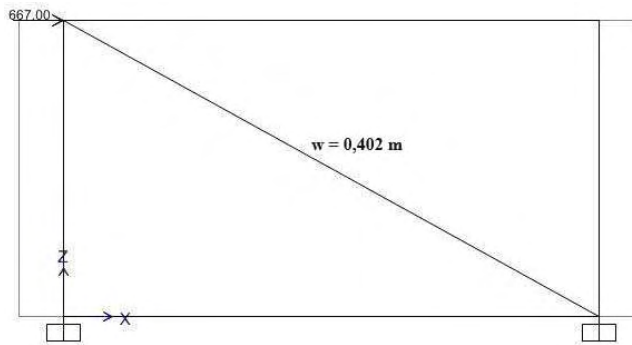
Εικ. 4.1 Μορφές αστοχίας πλαισίου [13].



Σχ. 4.14: Διάγραμμα περιβάλλουσας δύναμης – μετατόπισης [13].

4.3.2 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με μονό θλιπτήρα

Η τοιχοπλήρωση προσομοιώθηκε με έναν θλιπτήρα κατά μήκος της διεύθυνσης της κύριας διαγωνίου, το οποίο φέρει μόνο αξονικές δυνάμεις, όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.15:



Σχ. 4.15: Προσομοίωση μονού θλιπτήρα.

Το πλάτος w του θλιπτήρα υπολογίστηκε σύμφωνα με τον τύπο 4.11 του FEMA 356 [7] και προέκυψε 0,431 m. Το μέτρο ελαστικότητας στη γωνία της διαγωνίου υπολογίστηκε από τον τύπο 4.9, $E_{\text{infill-}\theta} = 9446235 \text{ kPa}$.

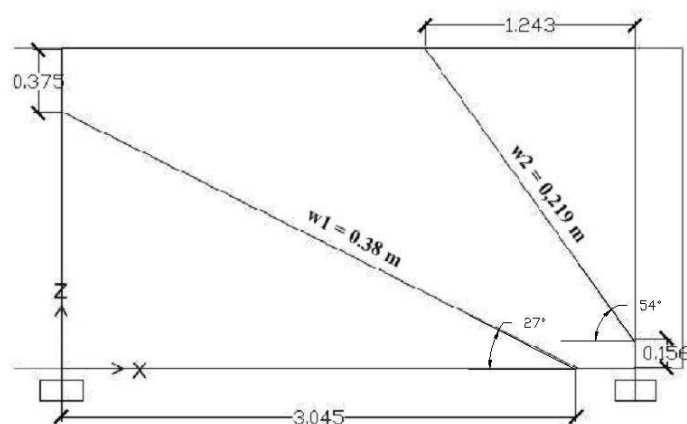
Αρχικά, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (πάνω δεξιά) για πλευρικό φορτίο $P = 667 \text{ kN}$ προκύπτει από την ανάλυση 0,0079 m, τιμή κοντινή σε σχέση με την μετακίνηση που έδωσε το πείραμα (0,0056 m). Αυτό σημαίνει ότι από άποψη δυσκαμψίας το αναλυτικό μοντέλο προσεγγίζει ικανοποιητικά το πειραματικό. Χρησιμοποιώντας τις ροπές αντοχής που προκύπτουν από την ανάλυση, υπολογίζονται οι επικρατέστερες μορφές αστοχίας, σύμφωνα με την παράγραφο 4.1. Από αυτές προκύπτει ως κρισιμότερη και πάλι η πέμπτη, ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα. Η τιμή της είναι κοντινή στην δεύτερη αστοχία, ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με διατμητικές αστοχίες στα υποστυλώματα, που εμφανίστηκε στο πείραμα, ωστόσο υπάρχει αρκετή διαφορά σε σχέση με το πειραματικό φορτίο αστοχίας:

$$\begin{aligned}
 V_{u2} &= V_{wr} + V_{rd,s} + F_{cR} = \\
 &= \frac{0.7 \cdot 312}{1 - 2 \frac{0.7 \cdot 2.35}{3.657}} 0.338 + \frac{0.9 \cdot (0.279 - 0.04) \cdot 500000 \cdot 3 \cdot 0.00003165}{0.15} + \frac{4 \cdot 52.74}{2.235} = \\
 &= 115.05 + 68 + 94.39 = 277.52 \text{ kN} < V_b = 667 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.3.3 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με διπλό θλιπτήρα

Σε αυτό το μοντέλο, τοποθετήθηκαν δύο θλιπτήρες εκατέρωθεν της διεύθυνσης της κύριας διαγωνίου. Οι ακριβείς θέσεις τους υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις εξισώσεις

3.1 – 3.4 των Alessandra Fiore, Adriana Netti και Pietro Monaco [12] (βλέπε σχήμα 3.8) και παρουσιάζονται στο σχήμα 4.16:



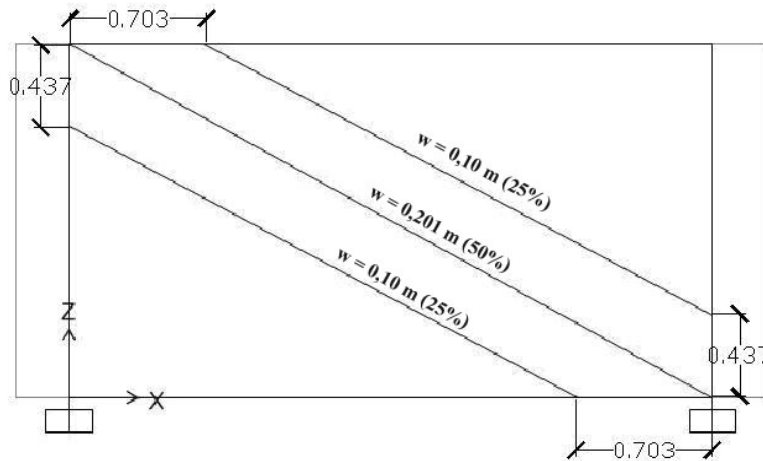
Σχ. 4.16: Προσομοίωση με διπλό θλιπτήρα.

Ανάλογα με την γωνία του κάθε θλιπτήρα, υπολογίστηκε το w και το $E_{infill-\theta}$ με τις διαδικασίες που αναλύθηκαν στην παράγραφο 4.2.2. Προέκυψε λοιπόν $w_1 = 0.38$ m, $E_{infill-\theta 1} = 9408700$ kPa, $w_2 = 0,219$ m και $E_{infill-\theta 2} = 11466317$ kPa.

Η μετακίνηση στον κόμβο ελέγχου είναι 0,0135 m, σχεδόν διπλάσια από την μετατόπιση του πλαισίου που προέκυψε πειραματικά. Αυτό σημαίνει ότι έχει γίνει υποεκτίμηση της δυσκαμψίας. Οπότε, η προσομοίωση με τον διπλό θλιπτήρα σε αυτή την περίπτωση δεν αποδίδει εύστοχα τη συμπεριφορά του πλαισίου.

4.3.4 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με τριπλό θλιπτήρα

Σε αυτό το μοντέλο τοποθετήθηκαν τρεις διαγώνιοι θλιπτήρες, ένας στη διεύθυνση της κύριας διαγωνίου και άλλοι δύο εκατέρωθεν του, οι θέσεις των οποίων προκύπτουν από την σχέση 4.7 του FEMA 356 [7] που προαναφέρθηκε:



Σχ. 4.17: Προσομοίωση με τριπλό θλιπτήριο.

Υπολογίστηκε το w και το $E_{infill-\theta}$ όπως στην περίπτωση του μονού θλιπτήρα και για τις τρεις θλιβόμενες διαγώνιους. Ωστόσο, οι δυσκαμψίες τους στην ανάλυση θεωρήθηκαν έτσι ώστε το άθροισμα τους να ισοδυναμεί με την δυσκαμψία του μονού θλιπτήρα. Ο κεντρικός θλιπτήρας θεωρείται ότι συνεισφέρει κατά 50% ενώ οι δύο εκατέρωθεν κατά 25%. Έτσι, $w_{\text{κεντρικού}} + 2w_{\text{εκατέρωθεν}} = 0,201 + 2*0,100 = 0,401 \text{ m}$ (τιμή που υπολογίστηκε από την εξίσωση 4.11 για τον μονό θλιπτήρα).

Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου προέκυψε 0,009 m, τιμή κοντινή στην πειραματική μετακίνηση (0,0054 m). Υπολογίζοντας τις αστοχίες της παραγράφου 4.1 προκύπτει το ίδιο αποτέλεσμα με τον μονό θλιπτήρα:

$$V_{u2} = V_{wr}' + V_{rd,s} + F_{cR} = 115.05 + 68 + 105.84 = 288.97 \text{ kN} < V_b = 667 \text{ kN}$$

Στον πίνακα 4.3 φαίνονται συνοπτικά οι μορφές αστοχίας που παρατηρήθηκαν σε κάθε προσομοίωμα καθώς και τα φορτία αστοχίας και οι μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου σε κάθε περίπτωση.

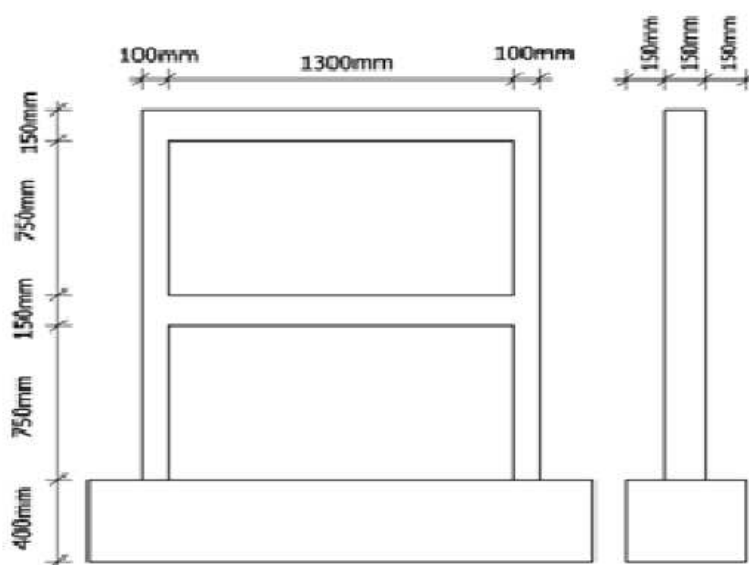
Πιν. 4.3: Μορφές αστοχίας για τα προσομοιώματα του δύσκαμπτου μονώροφου πλαισίου με ένα άνοιγμα.

ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ	ΜΟΝΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ	ΔΙΠΛΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ	ΤΡΙΠΛΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ
Φορτίο αστοχίας: 667kN Μετακίνηση κόμβου ελέγχου: 0,0054m	252,45kN 0,0079m	278,09kN 0,0135m	263,90kN 0,009m
Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με πλαστικές αρθρώσεις στο μέσο των υποστυλωμάτων	$V_{u1} = 320,65 \text{ kN}$	$V_{u1} = 357,52 \text{ kN}$	$V_{u1} = 332,10 \text{ kN}$
Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με διατμητική αστοχία στο ένα υποστύλωμα και πλαστική άρθρωση στο μέσο του άλλου (ή διατμητική αστοχία)	$V_{u2} = 277,52 \text{ kN}$	$V_{u2} = 303,16 \text{ kN}$	$V_{u2} = 288,97 \text{ kN}$
Ψαθυρή αστοχία γωνιών τοιχοπλήρωσης και πλαστική άρθρωση στο υποστύλωμα σε απόσταση y	$V_{u3} = 604,47 \text{ kN}$	$V_{u3} = 681,65 \text{ kN}$	$V_{u3} = 640,1 \text{ kN}$
Σύνθλιψη τοιχοπλήρωσης στις γωνίες και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων	$V_{u4} = 439,51 \text{ kN}$	$V_{u4} = 464,96 \text{ kN}$	$V_{u4} = 450,88 \text{ kN}$
Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των υποστυλωμάτων	$V_{u5} = 252,45 \text{ kN}$	$V_{u5} = 278,09 \text{ kN}$	$V_{u5} = 263,90 \text{ kN}$

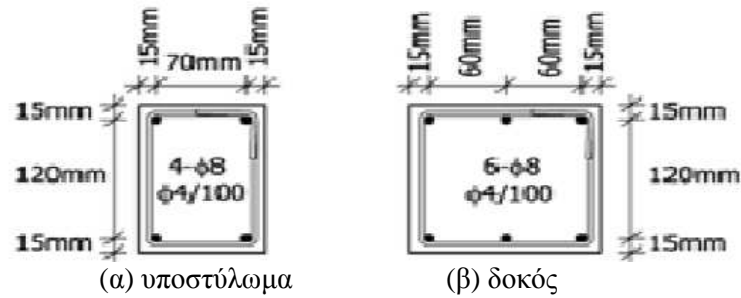
4.4 Διώροφο πλαίσιο με ένα άνοιγμα

4.4.1 Δεδομένα πειράματος και αναλυτική προσομοίωση

Οι Mehmet Baran και Tugce Sevil [14] πραγματοποίησαν δοκιμές σε διώροφα πλαίσια ενός ανοίγματος. Πλαίσιο αναφοράς και σε αυτή την περίπτωση αποτέλεσε το πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο. Η γεωμετρία του πλαισίου και οι διατομές των στοιχείων παρουσιάζονται στα σχήματα 4.18 και 4.19 αντίστοιχα:



Σχ. 4.18: Γεωμετρία φορέα [14].



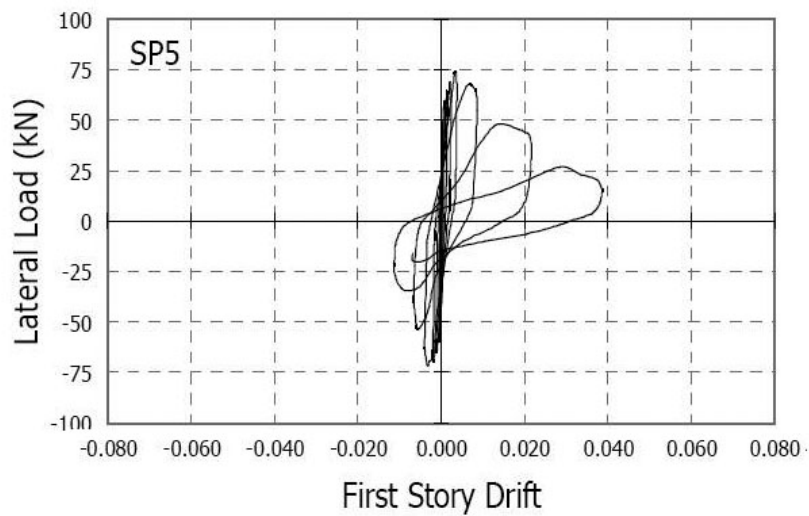
Σχ. 4.19: Διατομές στοιχείων [14].

Η δυσκαμψία των στοιχείων δόθηκε μειωμένη σύμφωνα με τον λόγο K_{eff} / EI , όπου K_{eff} η δυσκαμψία που προκύπτει από εξίσωση 4.10 του Ευρωκώδικα 8 [5], E το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και I η ροπή αδρανείας του στοιχείου. Όσον αφορά την τοιχοπλήρωση, είχε πάχος 0,09 m και ήταν γνωστή η κατακόρυφη (f_{m-0}) και οριζόντια (f_{m-90}) θλιπτική αντοχή της, ίση με 3,4 MPa. Οπότε, τα μέτρα ελαστικότητας παράλληλα και κάθετα στις οπές του τούβλου θεωρήθηκαν $E_{infill-90} = 550f_{m-90}$ και $E_{infill-0} = 550f_{m-0}$ [7]. Το μέτρο διατμήσεως θεωρήθηκε $G = 0,4E_{infill-90}$ [7], το $\nu = 0,15$ [10] και το $\mu = 0,7$ [3].

Τα μόνιμα (αξονικά) φορτία που επιβλήθηκαν σε κάθε υποστύλωμα ήταν 58,85 kN. Στην ελαστική ανάλυση εφαρμόστηκε το πλευρικό πειραματικό φορτίο αστοχίας που ήταν συνολικά 74,2 kN, όπως προκύπτει από την ανακυκλιζόμενη φόρτιση, από το οποίο τα 2/3 ασκήθηκαν στον δεύτερο όροφο και το 1/3 στον πρώτο [14]. Οι αστοχίες που παρατηρήθηκαν παρουσιάζονται στην εικόνα 4.2. Το αριστερό υποστύλωμα του πρώτου ορόφου αστόχησε διατμητικά στην κορυφή του λόγω της χαμηλής ποιότητας του σκυροδέματος. Στην τοιχοπλήρωση παρουσιάστηκαν ρωγμές ολίσθησης, ενώ υπήρξε και τοπική σύνθλιψη στη δεξιά πάνω γωνία του πρώτου ορόφου. Όσον αφορά τον δεύτερο όροφο, δεν παρατηρήθηκε κάποια αστοχία στο πλαίσιο και στην τοιχοπλήρωση. Στο σχήμα 4.20 φαίνεται το διάγραμμα ανακυκλήσεων του φορέα για τον πρώτο όροφο.



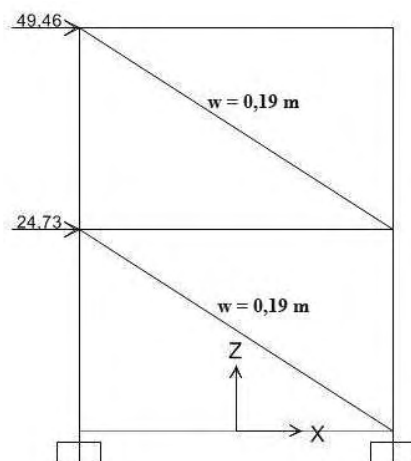
Εικ. 4.2: Μορφές αστοχίας του πλαισίου [14].



Σχ. 4.20: Διάγραμμα περιβάλλουσας δύναμης – μετατόπισης [14].

4.4.2 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με μονό θλιπτήριο

Οι τοιχοπληρώσεις προσομοιώθηκαν μέσω θλιπτήρων κατά μήκος της κύριας διαγωνίου όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.21:



Σχ. 4.21: Προσομοίωση μονού θλιπτήρα.

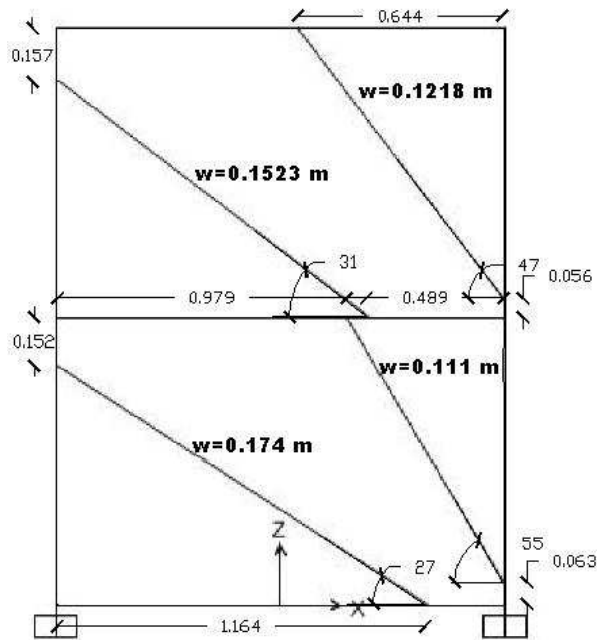
Το πλάτος w του θλιπτήρα υπολογίστηκε σύμφωνα με τον τύπο 4.11 της FEMA 356 και προέκυψε $0,19 \text{ m}$. Το μέτρο ελαστικότητας στη γωνία της διαγωνίου υπολογίστηκε από τον τύπο 4.9, $E_{\text{infill-}\theta} = 1802417 \text{ kPa}$.

Αρχικά, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (πάνω δεξιά) προκύπτει από την ανάλυση $0,0089 \text{ m}$, τιμή κοντινή σε σχέση με την μετακίνηση που έδωσε το πείραμα ($0,0062 \text{ m}$). Αυτό σημαίνει ότι το αναλυτικό μοντέλο προσεγγίζει ικανοποιητικά την δυσκαμψία. Χρησιμοποιώντας τις ροπές αντοχής που προκύπτουν από την ανάλυση, υπολογίζονται οι επικρατέστερες μορφές αστοχίας, σύμφωνα με την παράγραφο 4.1. Και εδώ προκύπτει η πέμπτη αστοχία πιο κρίσιμη με την τιμή της σχεδόν να ταυτίζεται με την επιθυμητή δεύτερη αστοχία, ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με διατμητικές αστοχίες στα υποστυλώματα..

$$V_{u2} = V_{wr} + V_{rd,s} + F_{cR} = 15.47 + 15.85 + 17.55 = 48.88 \text{ kN} < V_b = 74.2 \text{ kN}$$

4.4.3 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με διπλό θλιπτήρα

Σε αυτό το μοντέλο, τοποθετήθηκαν δύο θλιπτήρες εκατέρωθεν της διεύθυνσης της κύριας διαγωνίου. Οι ακριβείς θέσεις τους υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις εξισώσεις 3.1 – 3.4 των Alessandra Fiore, Adriana Netti και Pietro Monaco [12] (βλέπε σχήμα 3.8) και παρουσιάζονται στο σχήμα 4.22. Αξίζει να σημειωθεί, ότι οι θέσεις των θλιπτήρων του πρώτου ορόφου διαφέρουν σε σχέση με τη θέση των αντίστοιχων του δεύτερου.



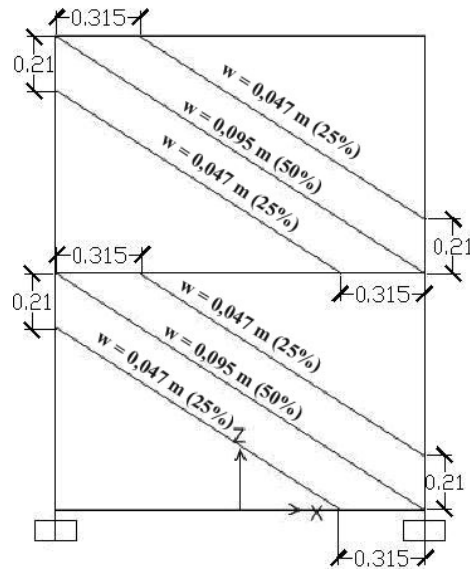
Σχ. 4.22: Προσομοίωση με διπλό θλιπτήρα.

Ανάλογα με την γωνία του κάθε θλιπτήρα, υπολογίστηκε το w και το $E_{infill-\theta}$ με τις διαδικασίες που αναλύθηκαν στην παράγραφο 4.2.2. Προέκυψε λοιπόν $w_1 = 0.174$ m, $E_{infill-\theta 1} = 1810043$ kPa, $w_2 = 0,111$ m και $E_{infill-\theta 2} = 1790143$ kPa, $w_3 = 0,1523$ m και $E_{infill-\theta 3} = 1799294$ kPa και $w_4 = 0,1218$ m και $E_{infill-\theta 4} = 1781435$ kPa.

Η μετακίνηση στον κόμβο ελέγχου είναι $0,0105$ m, σχεδόν διπλάσια από την μετατόπιση του πλαισίου που προέκυψε πειραματικά. Αυτό σημαίνει ότι έχει γίνει υποεκτίμηση της δυσκαμψίας.

4.4.4 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με τριπλό θλιπτήρα

Σε αυτό το μοντέλο τοποθετήθηκαν τρεις διαγώνιοι θλιπτήρες, ένας στη διεύθυνση της κύριας διαγωνίου και άλλοι δύο εκατέρωθεν του, οι θέσεις των οποίων προκύπτουν από την σχέση 4.7 του FEMA 356 [7] που προαναφέρθηκε:



Σχ. 4.23: Προσομοίωση με τριπλό θλιπτήριο.

Υπολογίστηκε το w και το $E_{infill-\theta}$ όπως στην περίπτωση του μονού θλιπτήρα και για τις τρεις θλιβόμενες διαγώνιους. Ωστόσο, οι δυσκαμψίες τους στην ανάλυση θεωρήθηκαν έτσι ώστε το άθροισμα τους να ισοδυναμεί με την δυσκαμψία του μονού θλιπτήρα. Ο κεντρικός θλιπτήρας θεωρείται ότι συνεισφέρει κατά 50% ενώ οι δύο εκατέρωθεν κατά 25%. Έτσι, $w_{\text{κεντρικού}} + 2w_{\text{εκατέρωθεν}} = 0,095 + 2 \cdot 0,047 = 0,191 \text{ m}$ (τιμή που υπολογίστηκε από FEMA 356 [7] για τον μονό θλιπτήρα).

Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου προέκυψε $0,0099 \text{ m}$, τιμή που προσεγγίζει χειρότερα την πειραματική μετακίνηση ($0,0062 \text{ m}$) σε σχέση με τον μονό θλιπτήρα.

Όσον αφορά τις αστοχίες βγαίνουν τα ίδια αποτελέσματα με τον μονό θλιπτήρα.

$$V_{u2} = V_{wr} + V_{rd,s} + F_{cR} = 15.47 + 15.85 + 17.55 = 48.88 \text{ kN} < V_b = 74.2 \text{ kN}$$

Στον πίνακα 4.4 φαίνονται συνοπτικά οι μορφές αστοχίας που παρατηρήθηκαν σε κάθε προσομοίωμα καθώς και τα φορτία αστοχίας και οι μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου σε κάθε περίπτωση. Το γεγονός ότι στον δεύτερο όροφο δεν παρουσιάστηκαν βλάβες επαληθεύεται από τις αναλύσεις.

Πιν. 4.4: Μορφές αστοχίας για τα προσομοιώματα του διώροφου πλαισίου με ένα άνοιγμα.

	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ	ΜΟΝΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ	ΔΙΠΛΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ	ΤΡΙΠΛΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ
	Φορτίο αστοχίας: 74,19kN Μετακίνηση κόμβου ελέγχου: 0,0039m	48,50kN 0,0053m	50,77kN 0,0063m	48,50kN 0,0059m
Πρώτου ορόφου	Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με πλαστικές αρθρώσεις στο μέσο των υποστυλωμάτων	$V_{u1} = 62,96\text{kN}$	$V_{u1} = 68,76\text{kN}$	$V_{u1} = 62,96\text{kN}$
	Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με διατμητική αστοχία στο ένα υποστύλωμα και πλαστική άρθρωση στο μέσο του άλλου (ή διατμητική αστοχία)	$V_{u2} = 48,88\text{kN}$	$V_{u2} = 51,15\text{kN}$	$V_{u2} = 48,88\text{kN}$
	Ψαθυρή αστοχία γωνιών τοιχοπλήρωσης και πλαστική άρθρωση στο υποστύλωμα σε απόσταση y	$V_{u3} = 69,53\text{kN}$	$V_{u3} = 73,89\text{kN}$	$V_{u3} = 69,53\text{kN}$
	Σύνθλιψη τοιχοπλήρωσης στις γωνίες και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων	$V_{u4} = 53,06\text{kN}$	$V_{u4} = 55,93\text{kN}$	$V_{u4} = 53,06\text{kN}$
	Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των υποστυλωμάτων	$V_{u5} = 48,50\text{kN}$	$V_{u5} = 50,77\text{kN}$	$V_{u5} = 48,50\text{kN}$
		ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ	ΜΟΝΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ	ΔΙΠΛΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ
	Φορτίο αστοχίας: 46,49kN Μετακίνηση κόμβου ελέγχου: 0,0062m	54,93kN 0,0089m	54,99kN 0,0105m	54,93kN 0,0099m
Δεύτερου ορόφου	Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με πλαστικές αρθρώσεις στο μέσο των υποστυλωμάτων	$V_{u1} = 74,39\text{kN}$	$V_{u1} = 74,59\text{kN}$	$V_{u1} = 74,39\text{kN}$
	Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με διατμητική αστοχία στο ένα υποστύλωμα και πλαστική άρθρωση στο μέσο του άλλου (ή διατμητική αστοχία)	$V_{u2} = 55,31\text{kN}$	$V_{u2} = 55,37\text{kN}$	$V_{u2} = 55,31\text{kN}$
	Ψαθυρή αστοχία γωνιών τοιχοπλήρωσης και πλαστική άρθρωση στο υποστύλωμα σε απόσταση y	$V_{u3} = 81,27\text{kN}$	$V_{u3} = 81,37\text{kN}$	$V_{u3} = 81,27\text{kN}$
	Σύνθλιψη τοιχοπλήρωσης στις γωνίες και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων	$V_{u4} = 59,49\text{kN}$	$V_{u4} = 60,15\text{kN}$	$V_{u4} = 59,49\text{kN}$
	Ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των υποστυλωμάτων	$V_{u5} = 54,93\text{kN}$	$V_{u5} = 54,99\text{kN}$	$V_{u5} = 54,93\text{kN}$

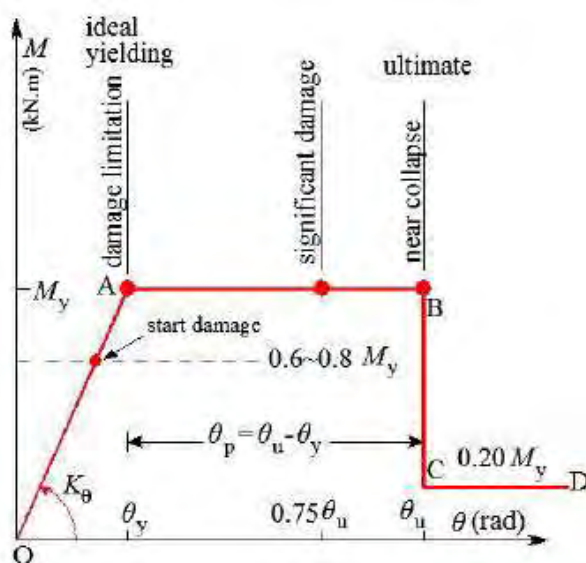
Από τους τρεις τρόπους προσομοίωσης, απορρίπτεται ο διπλός θλιπτήρας, καθώς στις δύο από τις τρεις περιπτώσεις υποεκτιμάται η δυσκαμψία του πλαισίου. Όσον αφορά τις αστοχίες, η πέμπτη μορφή αστοχίας, ολίσθηση τοιχοπλήρωσης με πλαστικές

αρθρώσεις στα άκρα των υποστυλωμάτων, προκύπτει και στις τρεις περιπτώσεις κρίσιμη επειδή βγαίνει χαμηλή τιμή. Αμέσως επόμενη κρίσιμη προκύπτει σε κάθε περίπτωση αυτή που προέκυψε και πειραματικά. Ωστόσο, οι οριακές τιμές αστοχίας που υπολογίστηκαν είναι σε όλες τις περιπτώσεις μικρότερες από τις αντίστοιχες πειραματικές.

4.4 Αποτίμηση αντοχής τοιχοπληρωμένης κατασκευής

Προκειμένου να γίνει αποτίμηση της αντοχής μιας κατασκευής, είναι απαραίτητη η μη γραμμική ανάλυση, είτε με χρήση χρονοϊστοριών είτε με ανάλυση pushover. Για αυτό τον λόγο είναι απαραίτητο να δοθούν μη γραμμικές ιδιότητες τόσο στα γραμμικά στοιχεία όσο και στην τοιχοπλήρωση.

Αρχικά, τοποθετούνται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς και στα υποστυλώματα. Οι ιδιότητές τους προκύπτουν από το διάγραμμα ροπής – στροφής που δίνεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [15]:



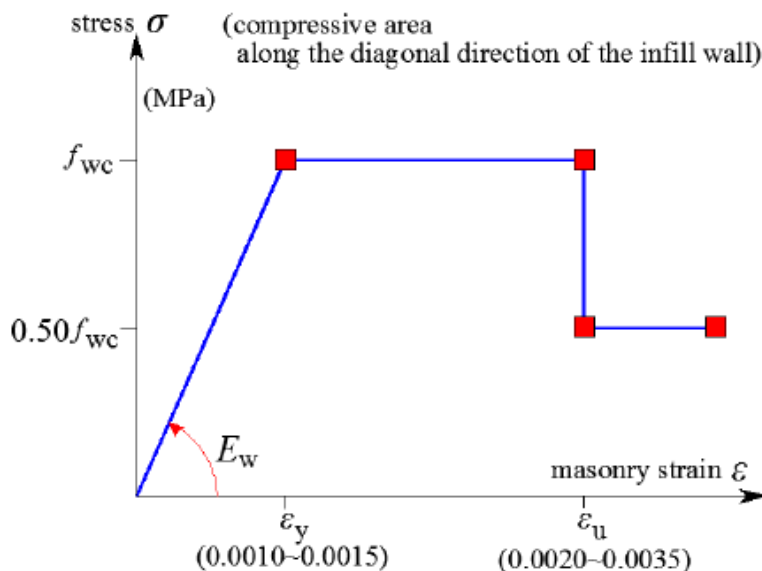
Σχ. 4.24: Διάγραμμα ροπής – στροφής διατομής σκυροδέματος.

Σαν M_y θεωρείται η ροπή αντοχής της διατομής ενώ τα θ_y , θ_u υπολογίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 [5]:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,00135 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b f_{yk}}{6 \sqrt{f_{ck}}} \quad (4.13)$$

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{ελ}} 0,016 (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_{ck} \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{(a_{ρ_{ελ}} \frac{f_{yk}}{f_{ce}})} \quad (4.14)$$

Όσον αφορά την τοιχοπλήρωση, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [15] το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων δίνεται από το σχήμα 4.25:



Σχ.4.25: διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης άοπλης τοιχοπλήρωσης.

Ύστερα από δοκιμές στα παραπάνω πλαίσια, επιλέχθηκε για τις ε_y και ε_u να λαμβάνεται μία μέση τιμή, δηλαδή $\varepsilon_y = 0,00125$ και $\varepsilon_u = 0,00275$.

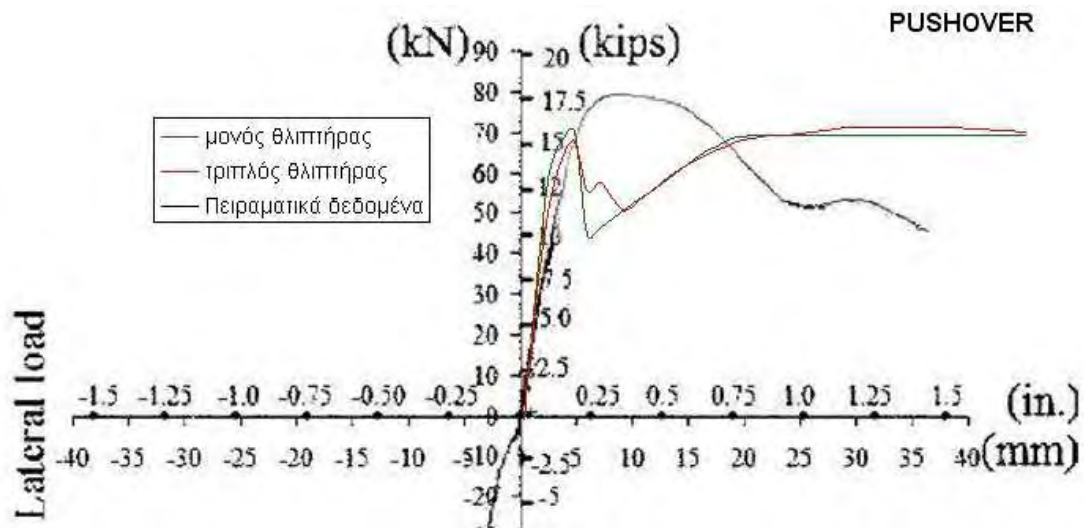
Για να περαστούν αυτές οι ιδιότητες στο SAP, χρησιμοποιείται το “multilinear plastic link element”. Τα ζητούμενα για αυτό το στοιχείο είναι η ενεργός δυσκαμψία και το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης. Η ενεργός δυσκαμψία ισούται με:

$$K_{eff} = \frac{E_{inf,\theta} \cdot w \cdot t}{r_{inf}} \quad (4.15)$$

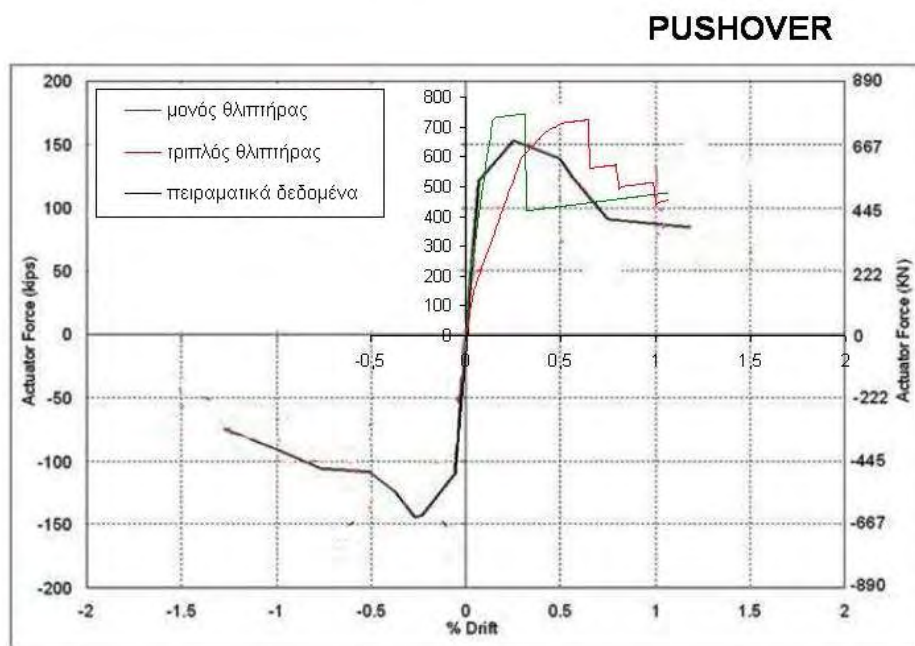
όπου $E_{inf,\theta}$ είναι το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης στη διεύθυνση της διαγωνίου, w το πλάτος του θλιπτήρα, t το πάχος της τοιχοπλήρωσης και r_{inf} το μήκος της διαγωνίου. Όσον αφορά το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης, χρησιμοποιείται το σχήμα 4.25, με την διαφορά ότι η τάση μετατρέπεται σε δύναμη ($f_{wc} \cdot w \cdot t$) και οι παραμορφώσεις σε μετακινήσεις ($\varepsilon \cdot r_{inf}$).

Η αποτίμηση για το κάθε πλαίσιο έγινε με μη γραμμική ανάλυση pushover. Η προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης έγινε με δύο διαγώνιους θλιπτήρες “χιαστί” αλλά και με 6 θλιπτήρες “χιαστί” στη διεύθυνση της κάθε διαγωνίου, ώστε να γίνει σύγκριση των δύο μεθόδων. Στα σχήματα 4.26 – 4.28 παρουσιάζεται για το κάθε

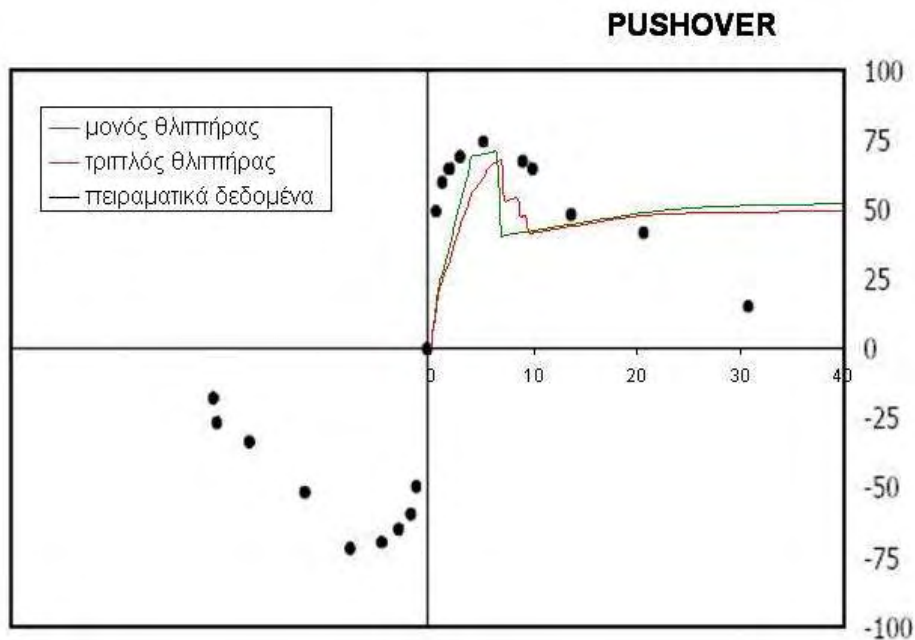
πλαίσιο η καμπύλη pushover για τους δύο τρόπους προσομοίωσης και γίνεται σύγκριση με την πειραματική καμπύλη δύναμης – μετακίνησης:



Σχ.4.26: Σύγκριση καμπύλων μονώροφου εύκαμπτου πλαισίου.



Σχ.4.27: Σύγκριση καμπύλων μονώροφου δύσκαμπτου πλαισίου.



Σχ.4.28: Σύγκριση καμπύλων διώροφου πλαισίου.

Στο δύσκαμπτο μονώροφο το φορτίο αστοχίας από την ανάλυση προκύπτει μεγαλύτερο από το πειραματικό σε αντίθεση με το εύκαμπτο μονώροφο και το διώροφο. Οι τιμές είναι κοντινές κάτι που δείχνει ότι η προσομοίωση είναι αρκετά εύστοχη. Όσον αφορά την δυσκαμψία, στο δύσκαμπτο μονώροφο για μονό θλιπτήρα σχεδόν ταυτίζεται με την πειραματική ενώ για τριπλό προκύπτει αρκετά μικρότερη. Στο εύκαμπτο μονώροφο για τριπλό θλιπτήρα η δυσκαμψία είναι ελαφρώς πιο κοντά στην πειραματική ενώ στο διώροφο το αντίστροφο. Για την αποτίμηση της κατασκευής λοιπόν επιλέγεται ο μονός θλιπτήρας επειδή δίνει ελαφρώς καλύτερα αποτελέσματα από τον τριπλό. Στον πίνακα 4.5 παρουσιάζονται συγκεντρωμένα τα φορτία αστοχίας και οι μετακινήσεις για την κάθε περίπτωση.

Πίνακας 4.5: Σύγκριση φορτίων αστοχίας και μετακινήσεων

ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ	ΜΟΝΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ	ΤΡΙΠΛΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ
ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΜΟΝΩΡΟΦΟ Φορτίο αστοχίας: 80kN Μετακίνηση: 12 mm	ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΜΟΝΩΡΟΦΟ Φορτίο αστοχίας: 67,4kN Μετακίνηση: 6 mm	ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΜΟΝΩΡΟΦΟ Φορτίο αστοχίας: 67,12kN Μετακίνηση: 20 mm
ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ ΜΟΝΩΡΟΦΟ Φορτίο αστοχίας: 667kN Μετακίνηση: 5,4 mm	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ ΜΟΝΩΡΟΦΟ Φορτίο αστοχίας: 744kN Μετακίνηση: 5,8 mm	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ ΜΟΝΩΡΟΦΟ Φορτίο αστοχίας: 724kN Μετακίνηση: 12 mm
ΔΙΩΡΟΦΟ Φορτίο αστοχίας: 74,19kN Μετακίνηση: 6,2 mm	ΔΙΩΡΟΦΟ Φορτίο αστοχίας: 68,8kN Μετακίνηση: 6,4 mm	ΔΙΩΡΟΦΟ Φορτίο αστοχίας: 66,29kN Μετακίνηση: 6,8 mm

Βιβλιογραφία

- [1] Shing, P.B., Mehrabi, A.B. (2002), “Behavior and Analysis of Masonry-Infilled Frames”, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), pp. 320-331.
- [2] Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., and Noland, J.L. (1994), “Performance of Masonry-Infilled R/C Frames under In-Plane Lateral Loads”, *Report No.CU/SR-94-6*, Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder, CO.
- [3] Marios A. Kyriakides, “Seismic retrofit of unreinforced masonry infills in non-ductile reinforced concrete frames using engineered cementitious composites”, A dissertation submitted to the Department of Civil and Environmental Engineering and the committee on graduate studies of Stanford University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, March 2011.
- [4] FEMA 308 (1998), “Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry buildings”, *Federal Emergency Management Agency*, Washington D.C.
- [5] “ENV-1998-1: 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings”.
- [6] Liauw, T.C. and Kwan, K.H. (1985), “Unified Plastic Analysis for Infilled Frames”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 111(7), pp. 1427-1448.
- [7] FEMA 356, “Prestandard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 2000, Washington, DC.

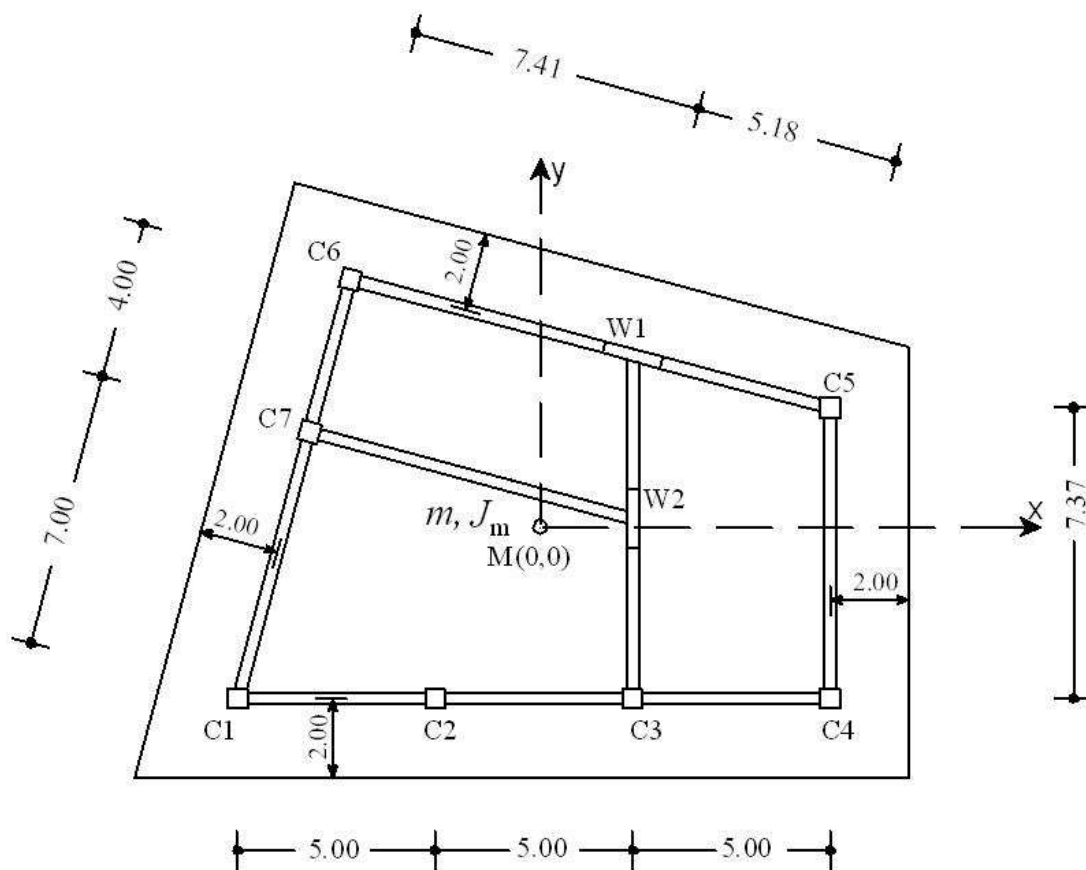
- [8] El-Dakhakhni WW, Elgaaly M, Hamid AA, “Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames”, J. Struct. Eng., pp. 177-185, February 2003.
- [9] Demetrios J. Kakaletsis and Christos G. Karayannis, “Experimental Investigation of Infilled Reinforced Concrete Frames with Openings”, ACI Structural Journal, Technical Paper, Title no. 106-S14 .
- [10] Eurocode 6, Part 1,1 - ENV1996-1-1, Jun1995.
- [11] Gihad Mohamad, Paulo B. Lourenco, Humberto R. Roman, “Mechanics of hollow concrete block masonry prisms under compression: Review and prospects”, Department of Civil Engineering, University of Minho, CAPES-MEC-UNIVALI UNESC, Azurem, 4800-058 Guimaraes, Portugal Civil Engineering Department of Federal University of Santa Catarina, 88049-900 Florianopolis, Brazil, 2006.
- [12] Alessandra Fiore , Adriana Netti, Pietro Monaco, The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frame buildings, Politecnico di Bari, Department of Science of Civil Engineering and Architecture, Via Orabona 4, 70125 Bari, Italy, 2012.
- [13] B. Blackard, K. Willam, and S. Mettupalayam, Experimental Observations of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames with Openings, University of Colorado, USA, SP-265—9.
- [14] Mehmet Baran¹ and Tugce Sevil², “Analytical and experimental studies on infilled RC frames”, ¹Department of Civil Engineering, Kirikkale University, Yahsihan, Kirikkale, Turkey, ²Department of Civil Engineering, Maltepe University, Maltepe, Istanbul, Turkey, 27 September 2010.
- [15] ΚΑΝ.ΕΠΕ. – Κανονισμός Επεμβάσεων 2012.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – ΜΟΝΩΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ

5.1 Διαστασιολόγηση Μονώροφου

5.1.1 Φορτία κατασκευής

Η διαστασιολόγηση της κατασκευής έγινε με την χρήση του προγράμματος SAP. Η γεωμετρία του φορέα παρουσιάζεται στο σχήμα 5.1:

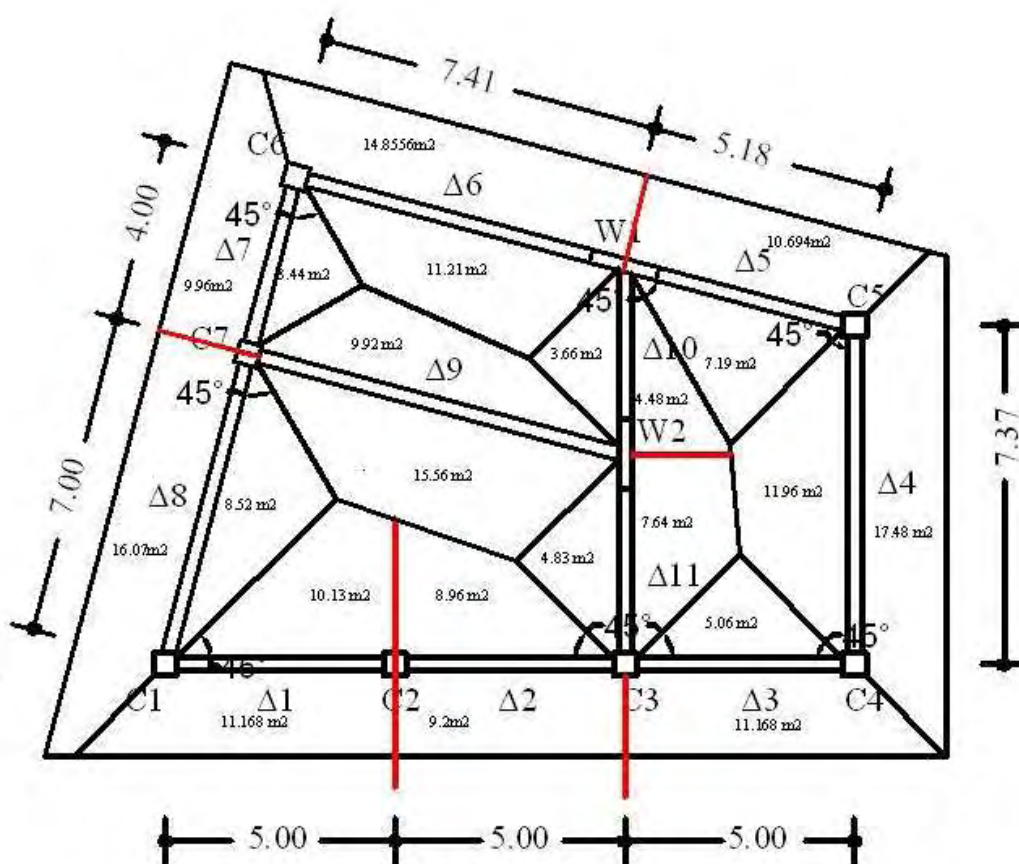


Σχ. 5.1: Κάτοψη φορέα.

Όπως φαίνεται και από την κάτοψη, το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο και ο λόγος που επιλέχθηκε έτσι ήταν ώστε να είναι έντονη η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων. Αυτό φαίνεται και από το ότι το ποσοστό της μάζας που συμμετέχει στην πρώτη ιδιομορφή (62,78%) είναι μεγαλύτερο από τις άλλες ιδιομορφές (δες Παράρτημα 5.1). Θεωρήθηκε κατηγορία περιβάλλοντος XD 1 άρα η επικάλυψη των στοιχείων είναι

3.5 cm. Τα δομικά υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα C30/37 και χάλυβας B500s.

Αρχικά επιλέχθηκε το ελάχιστο πάχος πλάκας προς αποφυγή ελέγχου βελών κάμψης, ίσο με 23 cm. Εκτός από τα ίδια βάρη των στοιχείων, θεωρήθηκαν φορτία επικάλυψης ίσα με 1.5 kN/m^2 , κινητά φορτία 2 kN/m^2 για τις εσωτερικές πλάκες και 5 kN/m^2 για τους προβόλους. Θεωρήθηκαν επιπλέον τοιχοπληρώσεις από οπτοπλινθοδομή στις θέσεις των δοκών, μπατικές στην περίμετρο του κτιρίου ($g = 3.56 \text{ kN/m}^2$) και δρομικές κατά μήκος των δύο εσωτερικών δοκών ($g = 1.78 \text{ kN/m}^2$). Το ύψος του ορόφου είναι 3.50 m. Ο τρόπος που μεταφέρθηκαν αυτά τα φορτία από τις πλάκες στις δοκούς σύμφωνα με τα εμβαδά επιρροής φαίνεται στο σχήμα 5.2:



Σχ. 5.2: Εμβαδά επιρροής φορέα.

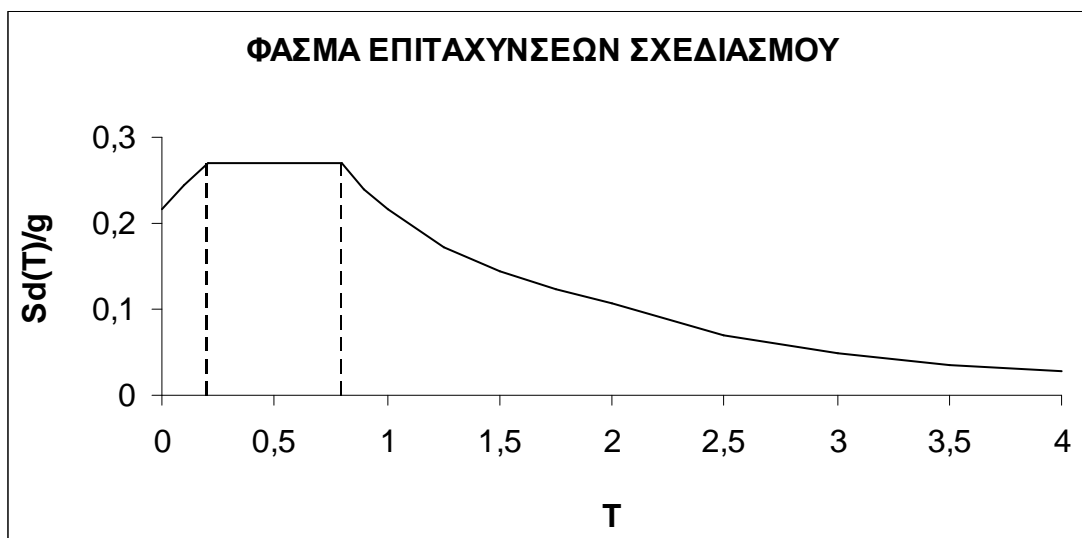
Εκτός από τα οιονεί μόνιμα φορτία ($g+0.3q$) έγιναν άλλοι 4 συνδυασμοί δυσμενών ($1.35g+1.5q$) και ευμενών (g) φορτίσεων.

Όσον αφορά τον σεισμό σχεδιασμού, λήφθηκαν υπόψη οι εξής παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II

- Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου II
- Κατηγορία εδάφους Δ
- Δείκτης σεισμικής συμπεριφοράς $q = k_w \cdot q_0 = 3$ (στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα για ΚΠΥ με $\alpha_0 = 2.33$ άρα $k_w = 1$).

Λαμβάνοντας υπόψη αυτές τις παραδοχές προκύπτει το φάσμα σχεδιασμού που παρουσιάζεται στο σχήμα 5.3 με $T_b = 0.2$ και το $T_c = 0.8$:

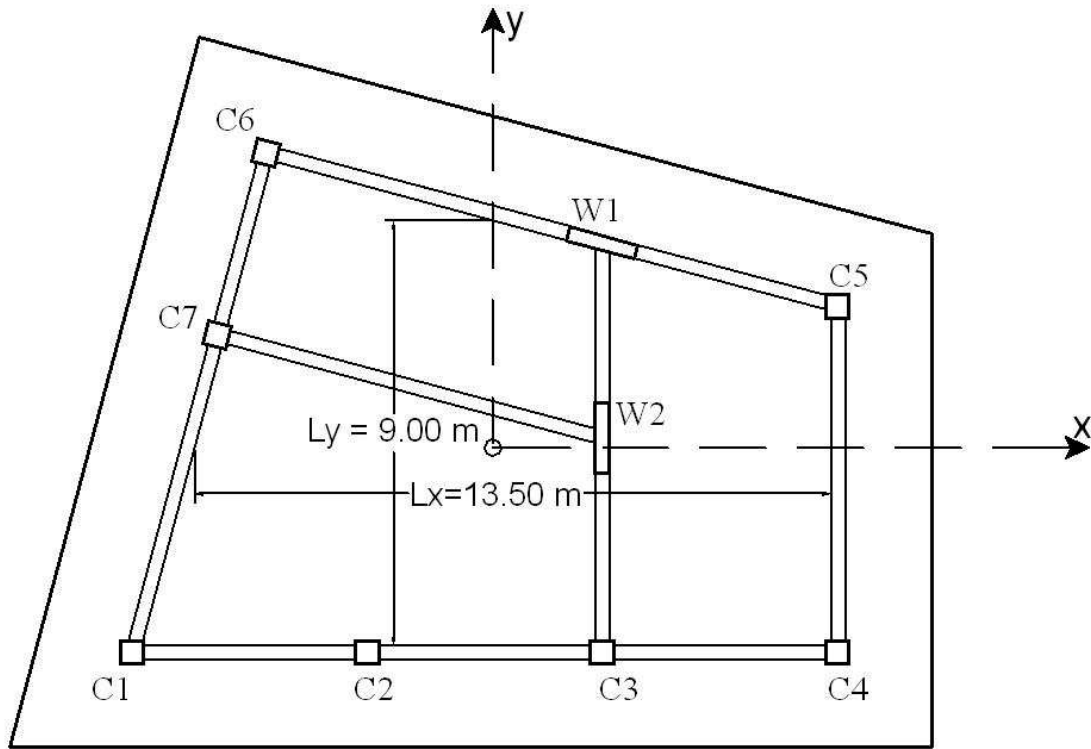


Σχ. 5.3: Φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού.

Για να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στην κατανομή των μαζών, επιβάλλεται ως φορτίο και η ροπή στρέψης λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας κατά x και y . Σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 [1] η τυχηματική εκκεντρότητα λόγω σεισμού, e_{ai} , προκύπτει από τον τύπο 5.1:

$$e_{ai} = \pm 0,05L_i \quad (5.1)$$

όπου L_i είναι η διάσταση της κάτοψης του ορόφου που είναι κάθετη στην διεύθυνση του σεισμού. Οι διαστάσεις L_x και L_y που ελήφθησαν για τον υπολογισμό των e_{ai} φαίνονται στο σχήμα 5.4:



Σχ. 5.4: L_x , L_y ορόφου.

Προκύπτει λοιπόν, $e_{ax} = \pm 0,675$ m και $e_{ay} = \pm 0,45$ m. Η τέμνουσα βάσης της κατασκευής, F_b , και για τις δύο κατευθύνσεις σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 [1] δίνεται από τον τύπο 5.2 :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.2)$$

όπου $S_d(T_1)$ είναι η τεταγμένη του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού με T_1 την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής, m η συνολική μάζα του κτιρίου και $\lambda = 1$ για μονώροφα κτίρια. Η μάζα του κτιρίου προέκυψε 232.16 tn ($\Sigma(g+0.3q)$). Από την ιδιομορφική ανάλυση προέκυψε θεμελιώδης ιδιοπερίοδος $T_1 = 0.3417$ sec για την οποία από το φάσμα σχεδιασμού προέκυψε $S_d(T_1) = 0,27g$. Αντικαθιστώντας τα δεδομένα στην εξίσωση 5.2 προκύπτει τέμνουσα βάσης $F_b = 653,13$ kN. Η τυχαματική ροπή στρέψης γύρω από τον κατακόρυφο άξονα z σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 [1] δίνεται από την εξίσωση (5.3):

$$M_{ai} = e_{ai} F_i \quad (5.3)$$

Για μονώροφο η F_i , που είναι η οριζόντια δράση του σεισμού σε κάθε όροφο, ισούται με την τέμνουσα βάσης F_b . Οπότε προκύπτει:

$$M_{ax} = e_{ay} F_b = 0.45 \cdot 653.13 = 293,90 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = e_{ax} F_b = 0.645 \cdot 653.13 = 440,86 \text{ kNm}$$

5.1.2 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος

Σε αυτή την παράγραφο γίνεται η αναλυτική διαστασιολόγηση του υποστυλώματος C5 (σχ. 5.1) για το οποίο προέκυψαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Ομοίως έγινε και η διαστασιολόγηση των υπόλοιπων υποστυλωμάτων.

Επελέγη διάσταση υποστυλώματος 40 x 40 cm. Το κρίσιμο ύψος του υποστυλώματος είναι $1,5 \max(b,h) = 60 \text{ cm}$. Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού που προέκυψαν από την ανάλυση είναι τα εξής:

- $N_{Ed} = -599.55 \text{ kN}$ και αξονική σεισμικού συνδυασμού $N_{Ed} = 419.167 \text{ kN}$
- $V_{Edy} = 73.69 \text{ kN}$, $V_{Edx} = 65.22 \text{ kN}$
- $M_{Edy} = 133.69 \text{ kNm}$, $M_{Edx} = 138.89 \text{ kNm}$

Η διαστασιολόγηση σε κάμψη γίνεται μέσω του section designer του SAP. Υπολογίζεται ότι για τις δύο ροπές στις δύο διευθύνσεις που προέκυψαν η συνιστώσα είναι

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{Edx}^2 + M_{Edy}^2} = 192.77 \text{ kNm}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{133.69}{138.89}\right) = 43.9^\circ$$

Η απαίτηση είναι ροπή 192.77 υπό γωνία 43.9°. Τοποθετείται λοιπόν διαμήκης οπλισμός 12 Φ14 (18.46 cm²) ομοιόμορφα στην διατομή, ο οποίος δίνει αντοχή διατομής 209.62 kNm > 192.77 kNm. Το γεωμετρικό ποσοστό του οπλισμού είναι

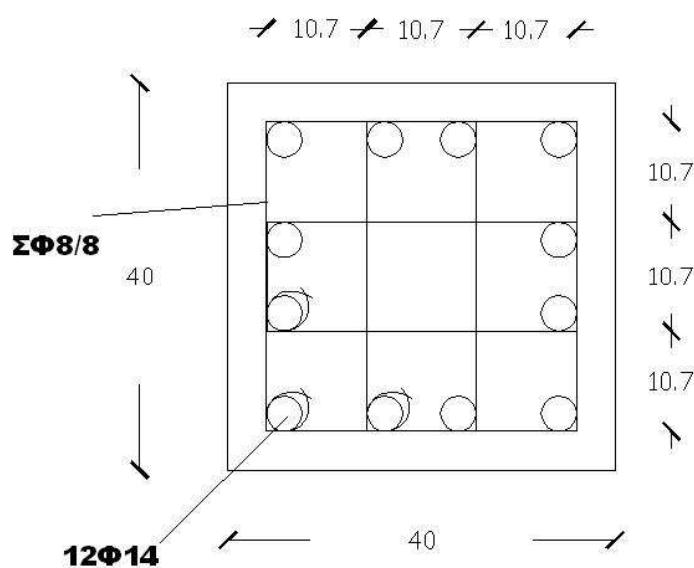
$$\rho = \frac{18.46}{35 \cdot 40} = 0.01318 > \rho_{\min} = 0.01.$$

Παρατηρείται ότι η διατομή θα μπορούσε να μειωθεί. Όμως η διάσταση 40x40 κρίθηκε τελικώς αναγκαία ώστε να ικανοποιούνται οι έλεγχοι κόμβου και εξασφάλισης αγκύρωσης των διαμήκων οπλισμών της δοκού.

Ο εγκάρσιος οπλισμός υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΚ8-1[1]. Αρχικά προβλέπεται ότι:

- Εντός κρίσιμης περιοχής, $d_{bw} > 0.4d_{bl} = 5,6 \text{ mm}$ και $s_{max} < 6d_{bl} = 8.4 \text{ cm}$.
- Εκτός κρίσιμης περιοχής, $d_{bw} > 0.25d_{bl} = 3,5 \text{ mm}$ και $s_{max} < 12d_{bl} = 16.8 \text{ cm}$.

Επιλέγεται λοιπόν για την κρίσιμη περιοχή $\Phi 8/8$ και εκτός κρίσιμης περιοχής $\Phi 8/16$. Αρχικά γίνεται ο έλεγχος περισφίξεως στο κρίσιμο ύψος. Ο ΕΚ8-1[1] προβλέπει ότι για ΚΠΥ, η μέγιστη απόσταση κορυφών με συνδετήρα δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 150 mm. Για να ικανοποιείται αυτός ο περιορισμός, επιλέγεται τετράτμητος συνδετήρας και στις δύο διευθύνσεις (σχ. 5.5) ώστε $b_i = 107 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$:



Σχ. 5.5: Περισφισμένη διατομή υποστυλώματος.

Ακολουθούν οι υπολογισμοί:

$$a = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_c h_c}\right) = \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 32.19}\right)^2 \left(1 - \frac{12 \cdot 10.73^2}{6 \cdot 32.19^2}\right) = 0.558$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{κλ.συνδ.}}{V_{σκυρ.πυρ.}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{(2(3 \cdot 10.73 + 32.19) + 4(10.73 + 32.19)) \cdot 0.5}{32.19 \cdot 32.19 \cdot 8} \frac{1.15}{1.5} =$$

$$= 0.4358 > 0.12(\text{ΚΠΥ})$$

$$T_1 = 0.342 \text{ sec} < T_c$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q-1) \frac{T_c}{T_1} = 1 + 2(3-1) \frac{0.8}{0.342} = 10.35$$

$$\begin{aligned} a\omega_{wd} &= 0.2435 > 30\mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 = \\ &= 30 \cdot 10.35 \cdot \frac{418.207}{40 \cdot 40 \cdot 20000} \cdot 0.00217 \cdot \frac{40}{30} - 0.035 = 0.0827 \end{aligned}$$

Οπότε ικανοποιείται ο έλεγχος περισφιγξης για την διατομή. Ακολουθεί ο έλεγχος σε διάτμηση. Αρχικά θα υπολογιστεί η αντοχή της διατομής σε λοξή θλίψη:

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} v f_{cd} b_w z = \frac{1}{2} \cdot 0.6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) \frac{30}{1.5} \cdot 40 \cdot 0.9 \cdot 35 = 665.28 \text{ kN} \gg V_{Ed}.$$

Δεν υπάρχει πρόβλημα στη διατομή έναντι λοξής θλίψης. Στη συνέχεια θα υπολογιστεί η αντοχή σε διάτμηση του υποστυλώματος χωρίς οπλισμό διάτμησης:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = \\ &= [0.12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{300}}\right) (100 \cdot 0.01318 \cdot 30)^{1/3} + 0.15 \frac{599550}{40 \cdot 40}] 40 \cdot 35 = 179.21 \text{ kN} \end{aligned}$$

Όπως παρατηρείται, $V_{Rd,c} > V_{Ed} = 73.69 \text{ kN}$ που σημαίνει ότι δεν χρειάζονται συνδετήρες για να αναλάβουν την τέμνουσα του υποστυλώματος. Ωστόσο, με δεδομένους τους συνδετήρες που προέκυψαν από τον έλεγχο περισφιγξέως, η συνεισφορά του οπλισμού διατμήσεως είναι:

$$\text{Εντός ΚΠ: } V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} = 4 \frac{0.5}{8} 0.9 \cdot 35 \cdot \frac{500000}{1.15} = 344.03 \text{ kN}$$

$$\text{Εκτός ΚΠ: } V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} = 3 \frac{0.5}{16} 0.9 \cdot 35 \cdot \frac{500000}{1.15} = 129.013 \text{ kN}$$

Και οι συνδετήρες λοιπόν είναι ικανοί να φέρουν την V_{Ed} .

Όσον αφορά τους ικανοτικούς ελέγχους, επειδή πρόκειται για μονώροφη κατασκευή δεν χρειάζεται να γίνει ο ικανοτικός κόμβου ενώ η ικανοτική τέμνουσα προκύπτει πολύ μικρή λόγω του ότι στους κόμβους συντρέχει ένα υποστύλωμα.

5.1.3 Διαστασιολόγηση δοκού

Σε αυτή την παράγραφο παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση της δοκού Δ6 (σχ.5.2) στην οποία προέκυψαν τα κρίσιμότερα εντατικά μεγέθη. Όμοια διαδικασία ακολουθήθηκε και για τις υπόλοιπες δοκούς.

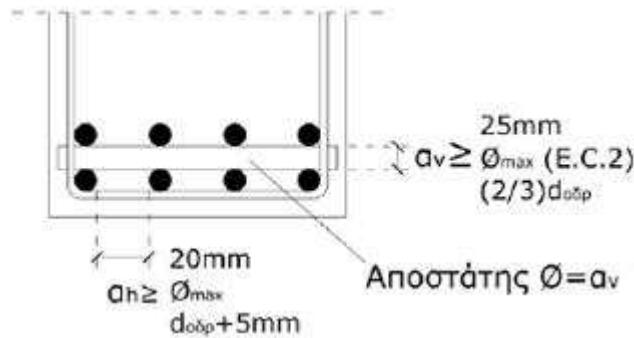
Επελέγη διάσταση $b_w = 30$ cm, ύψος Η πλακοδοκός Δ6 έχει διαστάσεις $b_w = 30$ cm , ύψος $h = 60$ cm, ύψος πλάκας $h_f = 23$ cm και ενεργό πλάτος επιρροής $b_{eff} = 150$ cm κοινές για όλες τις δοκούς. Για επικάλυψη 3,5 cm προκύπτει στατικό ύψος 55 cm. Το μήκος της πλακοδοκού είναι 6,44 m. Το κρίσιμο μήκος της πλακοδοκού είναι $1,5h = 90$ cm. Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού που προέκυψαν από την ανάλυση είναι τα εξής για την δεξιά στήριξη(ένωση με το τοίχωμα W1):

- $N_{Ed} = 0$ kN
- $V_{Ed} = 305.69$ kN και $V_{Ed,d} = 266.625$ kN
- $M_{Ed} = 420.15$ kNm

Η διαστασιολόγηση σε κάμψη έγινε μέσω του section designer από το SAP ώστε να πληρούνται οι έλεγχοι που επιβάλλει ο Ευρωκώδικας 2 (π.χ για το ποσοστό οπλισμού ρ' και ρ). Τοποθετείται λοιπόν διαμήκης οπλισμός στο αριστερό άκρο 12Φ14 (18.47 cm²) άνω και 6Φ14 (9.24 cm²) κάτω έτσι ώστε ότι η ροπή αντοχής της διατομής που δίνει το SAP ($M_{Rd} = 471.63$ kNm) να είναι μεγαλύτερη από αυτής της σεισμικής δράσης ($M_{Ed} = 420.15$ kNm). Οι σχέσεις που απαιτεί ο ΕΚ8-1 [1] να ισχύουν για τον θλιβόμενο και εφελκόμενο οπλισμό αντίστοιχα είναι:

$$\rho = \frac{0.001847}{0.441} = 0.00418 > \rho_{min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.5 \frac{2.9}{500} = 0.0029$$
$$\rho < \rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_{\varphi}} \frac{f_{yd}}{E_s} \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.00209 + \frac{0.0018}{10.356} \frac{20}{434.782} \frac{20}{434.782} = 0.005771$$
$$\rho' = \frac{0.000923}{0.441} = 0.00209 = 0.5\rho$$

Όσον αφορά την τοποθέτηση των διαμήκων ράβδων, ΕΚ2 [2] προβλέπει οι αποστάσεις τους οφείλουν να είναι σύμφωνα με το σχήμα 5.6:



Σχ.5.6: Ελάχιστες αποστάσεις διαμήκων ράβδων.

Ο εγκάρσιος οπλισμός υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 [1]. Αρχικά προβλέπεται ότι:

- Εντός κρίσιμης περιοχής, $s_{\max} < 6 \min d_{bl} = 8.4 \text{ cm}$ (για $d_{bl} = 14 \text{ mm}$).
- Εκτός κρίσιμης περιοχής, $s_{\max} < \min(0.75d, 0.6) = 41.2 \text{ cm}$.

Η αντοχή της διατομής σε λοξή θλίψη είναι:

$$V_{Rd, \max} = \frac{1}{2} v f_{cd} b_w z = \frac{1}{2} \cdot 30 \left(1 - \frac{30}{250}\right) \frac{30}{1.5} \cdot 0.6 \cdot 0.9 \cdot 55 = 784.08 \text{ kN} \gg V_{Ed}$$

Δεν υπάρχει πρόβλημα στη διατομή έναντι λοξής θλίψης. Στη συνέχεια θα υπολογιστεί η αντοχή σε διάτμηση της δοκού χωρίς οπλισμό διάτμησης σε απόσταση d από την παρειά:

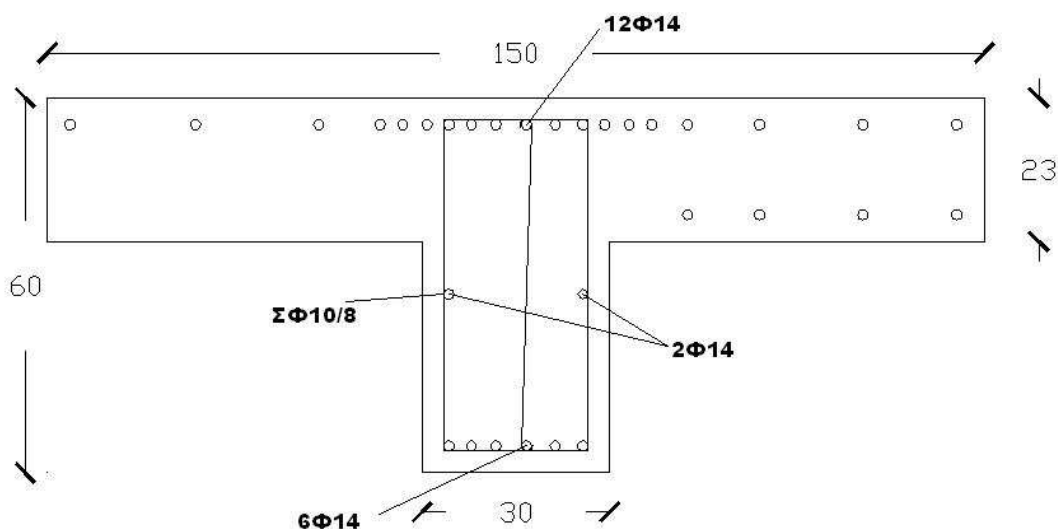
$$\begin{aligned} V_{Rd, c} &= [C_{Rd, c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] A_c = \\ &= [0.12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{550}}\right) (100 \cdot 0.00418 \cdot 30)^{1/3} + 0.15 \frac{0}{30 \cdot 60}] 4410 = 195.54 \text{ kN} \end{aligned}$$

Όπως παρατηρείται, $V_{Rd, c} < V_{Ed, d} = 266.52 \text{ kN}$ που σημαίνει ότι χρειάζονται συνδετήρες για να αναλάβουν την τέμνουσα της δοκού. Επιλέγεται λοιπόν αρχικά για την κρίσιμη περιοχή τρίμητος ΣΦ8/8:

$$V_{Rd, s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} = \frac{3}{8} \cdot 0.504 \cdot 0.9 \cdot 55 \cdot \frac{500000}{1.15} = 405.469 \text{ kN} > V_{Ed, d}$$

Παρατηρούμε ότι οι συνδετήρες είναι ικανοί να φέρουν την V_{Ed} .

Στο σχήμα 5.7 παρουσιάζεται η όπλιση της διατομής της δοκού Δ6 στην στήριξη:



Σχ.5.7: Όπλιση δοκού Δ6 στην στήριξη.

5.1.4 Διαστασιολόγηση τοιχώματος

Επελέγη διατομή τοιχώματος W1 διαστάσεων 30 x 150 cm. Για επικάλυψη 3,5 cm προκύπτει στατικό ύψος $0,9 \cdot 150 = 135$ cm. Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού που προέκυψαν από την ανάλυση είναι τα εξής:

- $N_{Ed} = -644.979$ kN για στατικό συνδυασμό και $N_{Ed} = -434.53$ kN για σεισμό
- $V_{Ed} = 353.98$ kN
- $M_{Ed} = 1018.035$ kNm

Η διαστασιολόγηση σε κάμψη γίνεται με χρήση του section designer του SAP. Η κάμψη στο τοίχωμα παραλαμβάνεται από τα άκρα, τα οποία διαμορφώνονται ως κρυφοκολώνες, των οποίων το μήκος αρχικά προεκτιμάται βάση του ΕΚ8-1 [1], $l_c > \max(0,15l_w, 1,5b_w) = 45$ cm. Επιλέγεται $l_c = 55$ cm. Μία ένδειξη για τον οπλισμό των άκρων είναι η εξής:

$$As \cdot f_{yd} \cdot (l_w - l_c) > M_{sd} \Rightarrow As > \frac{M_{sd}}{f_{yd} (l_w - l_c)}$$

$$\Rightarrow As > \frac{1018.035}{500000(1.50 - 0.55)} = 21.4 \text{ cm}^2$$

Τοποθετείται λοιπόν στο κάθε άκρο διαμήκης οπλισμός 10 Φ14 (15,39 cm²), ώστε να μην υπάρχει και πρόβλημα με τις αποστάσεις των ράβδων στον έλεγχο περισφίξεως. Βάζοντας αυτόν τον οπλισμό στο section designer προκύπτει ροπή αντοχής M_{Rd} = 1052.49kNm > 1018.035 kNm.

Το γεωμετρικό ποσοστό του οπλισμού είναι

$$\rho = \frac{15.39}{30 \cdot 50} = 0.01026 > \rho_{\min} = 0.005.$$

Ο εγκάρσιος οπλισμός υπολογίζεται από τον έλεγχο περισφίξεως στο κρίσιμο ύψος, σύμφωνα με τον ΕΚ8-1. Προβλέπεται ότι για ΚΠΥ, η μέγιστη απόσταση κορυφών με συνδετήρα δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 150 mm. Για να ικανοποιείται αυτός ο περιορισμός, επιλέγεται τετράμητος συνδετήρας Φ8/8 στην x διεύθυνση και τρίμητος Φ8/8 στην y ώστε b_{ix} = 147 mm < 150 mm και b_{iy} = 111,1 mm < 150 mm. Ακολουθούν οι υπολογισμοί:

$$a = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_c h_c}\right) = \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 20}\right) \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 45}\right) \left(1 - \frac{4 \cdot 11.1^2 + 6 \cdot 14.7^2}{6 \cdot 20 \cdot 45}\right) = 0.487$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{κλ.συνδ.}}{V_{σκυρ.πυρ.}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{(2(2 \cdot 11.1 + 45) + 2(20 + 14.7)) \cdot 0.5}{20 \cdot 45 \cdot 8} \frac{500}{\frac{30}{1.5}} =$$

$$= 0.309 > 0.12(\text{ΚΠΥ})$$

$$T_1 = 0.342 \text{ sec} < T_c$$

$$\mu_\varphi = 1 + 2(q-1) \frac{T_c}{T_1} = 10.36$$

$$a\omega_{wd} = 0.1506 > 30\mu_\varphi v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 =$$

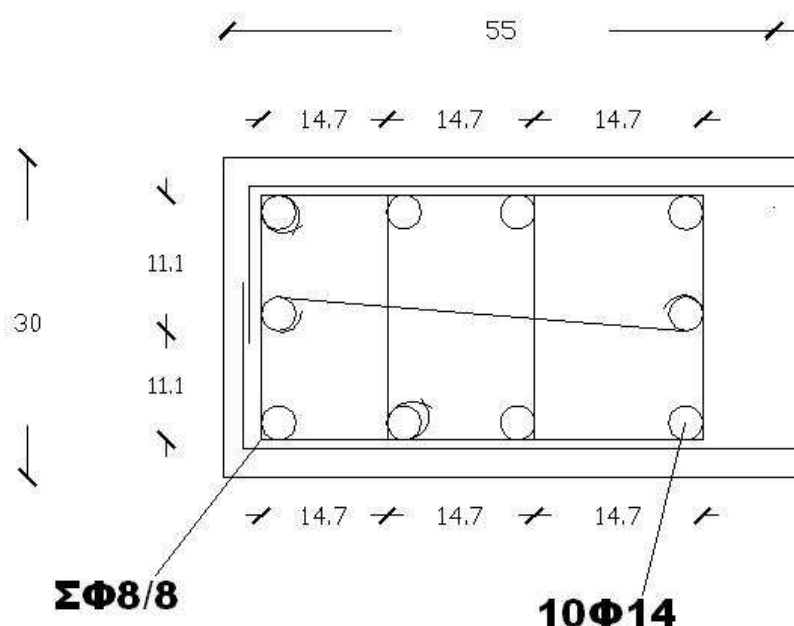
$$= 30 \cdot 10.36 \cdot \frac{434530}{30 \cdot 150 \cdot 20000} \cdot 0.00217 \cdot \frac{30}{20} - 0.035 = 0.0139$$

Οπότε ικανοποιείται ο έλεγχος περίσφιγξης για την διατομή. Στο τοίχωμα επιπλέον θα πρέπει να ελεγχθεί αν το μήκος της κρυφοκολώνας που επιλέχθηκε είναι αρκετό ώστε το μη περισφιγμένο σκυρόδεμα να μην κινδυνεύει να αποφλοιωθεί λόγω υψηλών θλιπτικών τάσεων:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} = \left(0.048 + \frac{9}{30 \cdot 40} \cdot \frac{434782}{20000} \right) \frac{150 \cdot 30}{20} = 47.5 \text{ cm}$$

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) = 47.5 \left(1 - \frac{0.0035}{0.0035 + 0.1 \cdot 0.1506} \right) = 38.5 \text{ cm} < 55 \text{ cm} .$$

Η λεπτομέρεια της κρυφοκολώνας παρουσιάζεται στο σχήμα 5.8:



Σχ.5.8: Συνδετήρες κρυφοκολώνας.

Ακολουθεί η όπλιση του κορμού του τοιχώματος το οποίο αναλαμβάνει την τέμνουσα. Η δράση που προκύπτει από την ανάλυση επαυξάνεται πολλαπλασιαζόμενη με ένα συντελεστή ε . Σε ένα τοίχωμα μετά την διαρροή μπορεί να συμβεί και 50% αύξηση των τεμνουσών οπότε αυτή η επαύξηση εμπεριέχει την φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού. Στο συγκεκριμένο τοίχωμα ισχύει $H_w/L_w > 2$, οπότε ο συντελεστής ε , υπολογίζεται σύμφωνα με τον τύπο:

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 3 \sqrt{\left(\frac{1.20}{3} \cdot \frac{1052.49}{1018.035}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{3.357}{3.357}\right)^2} = 1.54$$

Οπότε η δράση προκύπτει $V_{Ed} = \varepsilon V_{Ed}' = 1.54 \cdot 353.98 = 545.63 \text{ kN}$. Βάση αυτής θα γίνει η διαστασιολόγηση του κορμού. Αρχικά θα υπολογιστεί η αντοχή της διατομής σε λοξή θλίψη. Εκτός κρίσιμης περιοχής ισχύει:

$$V_{Rd,max} = 0.24 \nu f_{cd} b_w l_w = 0.24 \cdot 0.6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) \frac{30}{1.5} \cdot 30 \cdot 1.5 = 1900.8 \text{ kN} \gg V_{Ed}.$$

Εντός κρίσιμης περιοχής θεωρείται ως αντοχή το 40% της $V_{Rd,max}$ εκτός κρίσιμης περιοχής, άρα $0.4 \cdot 1900.8 = 760.32 \text{ kN} > V_{Ed}$. Δεν υπάρχει πρόβλημα στη διατομή έναντι λοξής θλίψης.

Στη συνέχεια θα υπολογιστεί ο οπλισμός του κορμού. Κριτήριο για τους υπολογισμούς είναι ο λόγος διάτμησης του τοιχώματος, που στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι

$$a_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} \cdot l_w} = \frac{1018.035}{545.63 \cdot 1.50} = 1.24 < 2.$$

Εντός κρίσιμης περιοχής λοιπόν για ΚΠΥ και $a_s < 2$ ισχύει:

$$\rho_h \geq \frac{\frac{4}{3} V_{Ed} - k V_{Rd,c}}{f_{yd} b_{wo} a_s l_w}$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d =$$

$$= [0.12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{1350}}\right) (100 \cdot 0.01025 \cdot 30)^{1/3} + 0.15 \frac{434530}{30 \cdot 150}] 30 \cdot 135 = 297.98 \text{ kN}$$

$$\rho_h \geq \frac{\frac{4}{3} 545.63 - 297.98}{\frac{500000}{1.15} 22.2 \cdot 1.24 \cdot 150} = 0.002385 > \rho_{min} = 0.002.$$

$$s_h < \frac{A_{s_h}}{\rho_h b_w} = \frac{0.000157}{0.002385 \cdot 0.30} = 21.94 \text{ cm}$$

$$\rho_v \geq \rho_h - \frac{N_{Ed}}{0.8 b_{wo} l_w f_{yd}} = 0.002385 - \frac{644.97}{0.8 \cdot 22.2 \cdot 150 \cdot \frac{500000}{1.15}} = 0.$$

Οπότε τοποθετείται $A_{s_h} \# \Phi 10/20$ και $A_{sv,min} = 9 \text{ cm}^2$ άρα $\# \Phi 10/8$.

Για ΚΠΥ είναι αναγκαίος επιπλέον ο έλεγχος έναντι διατμητικής ολίσθησης. Η ανίσωση έχει ως εξής:

$$V_{Ed} < V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{fd}$$

με:

$$V_{dd} = \min \left\{ 1.3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}}, 0.25 f_{yd} \Sigma A_{sj} \right\}$$

$$V_{fd} = \min \left\{ 0.7 [(\Sigma A_{sj} f_{yd} + N_{Ed}) \xi + \frac{M_{Ed}}{z}], 0.5 v \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w b_{wo} \right\}$$

$$V_{dd} = \min \left\{ 1.30 \cdot 18.28 \sqrt{\frac{30}{1.5} \frac{500}{1.15}}, 0.25 \frac{500}{1.15} 18.28 \right\}$$

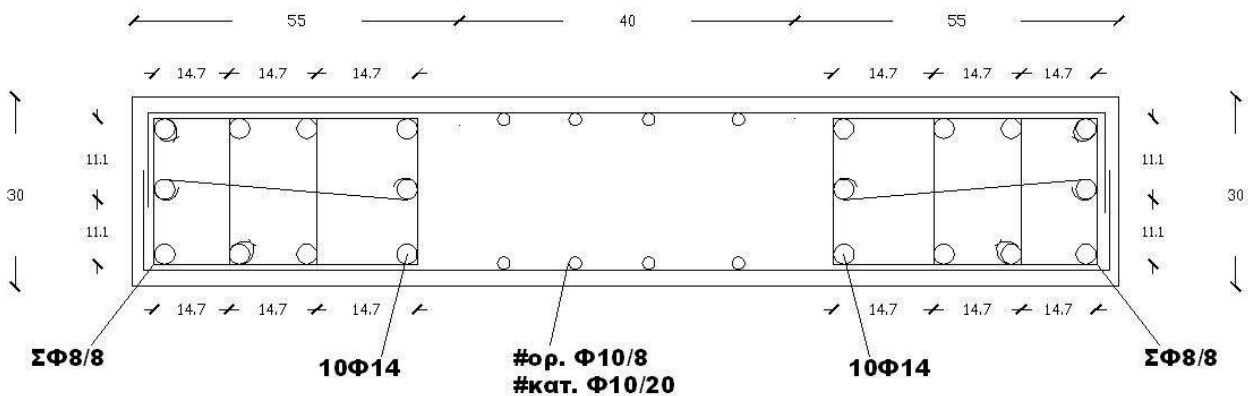
$$V_{fd} = \min \left\{ 0.6 \left[\left(18.28 \frac{500}{1.15} + 644.98 \right) \frac{74.5}{135} + \frac{940.65}{0.9 \cdot 135} \right], 0.5 \cdot 0.6 \left(1 - \frac{30}{250} \right) \cdot \frac{30}{1.5} \cdot \frac{47.5}{135} \cdot 150 \cdot 22.2 \right\}$$

$$V_{dd} = \min \{ 221.21, 198.34 \}$$

$$V_{fd} = \min \{ 1141.85, 619.26 \}$$

Οπότε $V_{Rd,S} = 198.69 + 619.26 = 817.61 \text{ kN} > V_{Ed}$.

Στο σχήμα 5.9 παρουσιάζεται ο συνολικός οπλισμός τοιχώματος που προέκυψε:



Σχ.5.9: Οπλισμός τοιχώματος W_1 .

Ομοίως προκύπτει και ο οπλισμός για το τοίχωμα W_2 .

5.1.5 Έλεγχος κόμβου

Σε αυτή την παράγραφο παρουσιάζεται ο έλεγχος κόμβου για το υποστυλώμα C5 και τις δοκούς που συντρέχουν (Δ8 – Δ9). Τα δεδομένα που χρειάζονται είναι τα εξής:

Άνω οπλισμός δοκού: $A_{s1}=13.85 \text{ cm}^2$,

Κάτω οπλισμός δοκού: $A_{s2}=7.69 \text{ cm}^2$,

Τέμνουσα υπερκείμενου υποστυλώματος: $V_c = 0 \text{ kN}$,

Αξονική υπερκείμενου υποστυλώματος: $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$,

Ανοιγμένη αξονική υποστυλώματος: $v_{Ed} = \frac{419.67}{0.4 \cdot 0.4 \cdot 20000} = 0.1311$.

Η δρώσα τέμνουσα στον κόμβο είναι:

$$V_{jhd} = 1.2(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c = 1.2(0.00138 + 0.000769)434782.6 - 73.69 \\ = 1050.157 \text{ kN}$$

Με αυτή την τιμή γίνεται ο έλεγχος διαγώνιας θλίψης για τον κόμβο:

$$V_{jhd} < 0.6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{0.6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)}} b_j \cdot h_{jc} = \\ = 0.6\left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \sqrt{1 - \frac{0.1311}{0.6\left(1 - \frac{30}{250}\right)}} 0.4 \cdot 0.308 = 1127.29 \text{ kN} > V_{jhd}$$

Άρα δεν υπάρχει πρόβλημα έναντι λοξής θλίψης.

Ο επόμενος έλεγχος είναι ο περιορισμός της μέγιστης εφελκυστικής τάσης:

$$A_{sh} > \frac{\gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd}(1 - 0.8v_d)}{f_{ywd}} = \frac{1.2(0.001385 + 0.00076) \cdot 434782(1 - 0.8 \cdot 0.13114)}{434782} \Rightarrow$$

$$A_{sh} > 0.002314 \text{ m}^2 \Rightarrow \frac{4 \cdot 0.5 \cdot 60}{s} > 23.14 \Rightarrow s < 5 \text{ cm}.$$

Οπότε εντός κόμβου τοποθετούνται ΣΦ8/5. Ο επαρκής κατακόρυφος οπλισμός στον κόμβο υπολογίζεται:

$$A_{sv,i} > \frac{2}{3} A_{sh} \left(\frac{h_{jc}}{h_{jw}} \right) = \frac{2}{3} 0.002314 \left(\frac{0.308}{0.508} \right) = 0.00093 m^2$$

Άρα απαιτούνται $\frac{9.3}{4} = 2.325 cm^2 < 4\Phi 14 = 6.15 cm^2$ που διατίθενται.

Τέλος γίνεται και ο έλεγχος αποφυγής αστοχίας συνάφειας. Επειδή το κτίριο σχεδιάζεται σε υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας, $K_D = 1$. Το ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμός της δοκού ισούται με $\rho' = 0.001744$ ενώ το μέγιστο ποσοστό οπλισμού για την δοκό ισούται με $\rho_{max} = 0.005422$, όπως υπολογίστηκε στην παράγραφο 5.1.3.

$$d_{bL} < \frac{7.5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0.8 \nu_d}{1 + 0.75 k_D \frac{\rho'}{\rho_{max}}} h_c =$$

$$= \frac{7.5 \cdot 2900}{1.2 \cdot 434782} \cdot \frac{1 + 0.8 \cdot 0.1311}{1 + 0.75 \frac{0.001744}{0.005422}} \cdot 0.4 = 0.0148 m = 14.8 mm$$

Η διάμετρος των ράβδων στα δοκάρια είναι Φ14 άρα δεν παρατηρείται αστοχία λόγω συνάφειας.

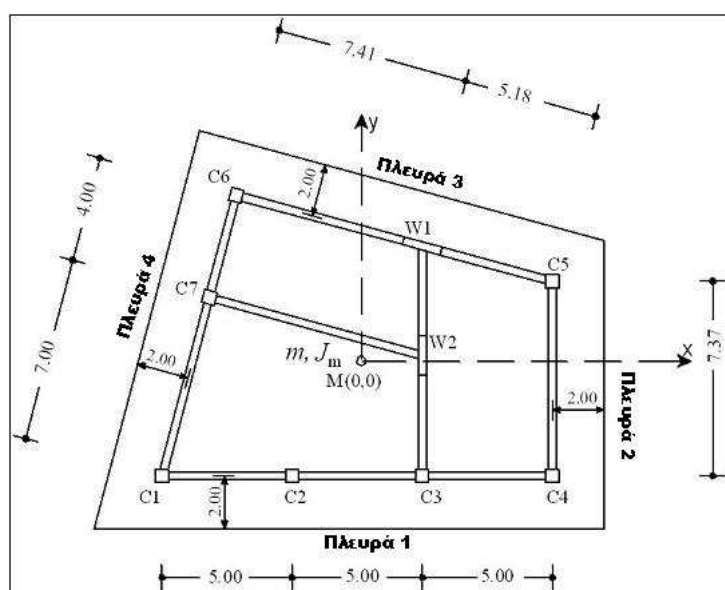
5.2 Αποτίμηση μονώροφου

5.2.1 Διαμόρφωση φορέα και ιδιότητες υλικών

Η αποτίμηση της κατασκευής που σχεδιάστηκε γίνεται με α) μη γραμμική στατική ανάλυση pushover και β) μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστοριών. Σε αυτή την φάση εξετάζεται η κατασκευή:

1. χωρίς τοιχοπληρώσεις
2. με τοιχοπληρώσεις
3. χωρίς τις τοιχοπληρώσεις των πλευρών 1, 2
4. χωρίς τις τοιχοπληρώσεις των πλευρών 3, 4

ώστε να προκύψουν συμπεράσματα από την σύγκριση των επιλύσεων των φορέων. Οι επιλύσεις αυτές πραγματοποιήθηκαν επιπλέον θεωρώντας το κτίριο δύστρεπτο κατά x και κατά y, ώστε να καταγραφεί το κατά πόσο επηρεάζει η στρεπτική ευκαμψία του τα αποτελέσματα.



Σχ.5.10: Συμβολισμός πλευρών τοιχοπλήρωσης.

Αρχικά καθορίζονται οι ιδιότητες των υλικών κατά την αποτίμηση. Θεωρείται επίπεδο γνώσης 2, δηλαδή μειωτικός συντελεστής $CF_{EΓ1} = 1.20$ και μέσες τιμές υλικών (EK8-3) οπότε:

$$f_{cm}' = \frac{f_{cm}}{CF_{EΓ1}} = \frac{38}{1.20} = 31.67 \text{ MPa}$$

$$f_{yd}' = \frac{f_{ym}}{CF_{EΓ1}} = \frac{550}{1.20} = 458.33 \text{ MPa}$$

Ο χάλυβας είναι κατηγορίας C, οπότε θεωρείται μια μέση τιμή του συντελεστή κράτνσης $k=1.25$, οπότε για $\varepsilon_u = 0.075$ προκύπτει

$$f_{uk} = 1.25 \cdot f_{yk} = 1.25 \cdot 458.33 = 572.92 \text{ MPa}$$

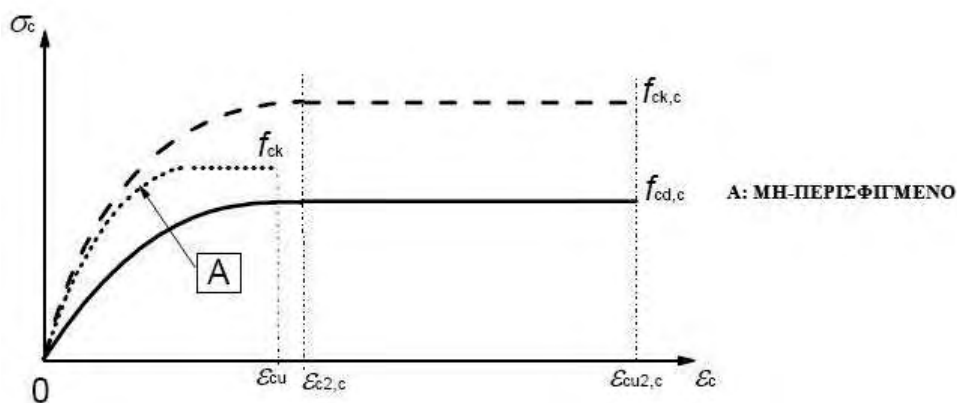
Το σκυρόδεμα του πυρήνα των στοιχείων θεωρείται περισφιγμένο. Τα χαρακτηριστικά περισφιγμένου σκυροδέματος λαμβάνονται από τις σχέσεις του ΕΚ8-3 [3]:

$$f_{ck,c} = f_{ck}' \left[1.0 + 3.7 \left(\frac{a \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yk}'}{f_{ck}'} \right)^{0.86} \right]$$

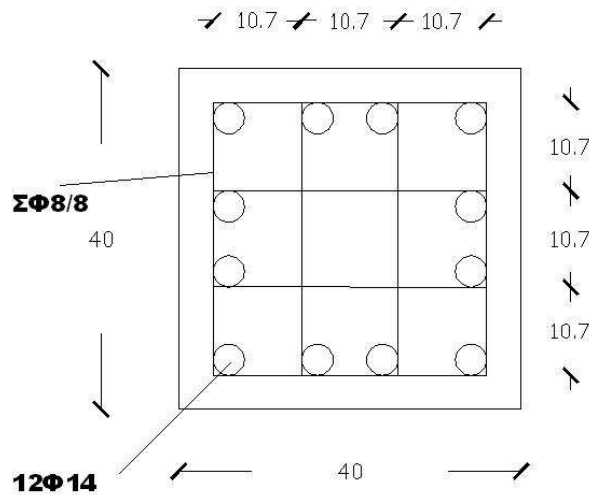
$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}' \left[1 + 5 \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}'} - 1 \right) \right]$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.004 + 0.5 \frac{a \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yk}'}{f_{ck,c}} \quad (5.4)$$

$$\varepsilon_{c2}' = 0.002$$



Σχ.5.11: Νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος.



Σχ.5.12: Διατομή Υποστυλώματος.

Για δεδομένη την διατομή του υποστυλώματος που υπολογίστηκε προκύπτουν:

$$a = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_c h_c}\right) = \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 30}\right)^2 \left(1 - \frac{12 \cdot 10.73^2}{6 \cdot 30^2}\right) = 0.559$$

$$\rho_{sx} = \frac{As_x}{b_w s_h} = \frac{4 \cdot 0,5}{40 \cdot 8} = 0.00628$$

$$f_{ck,c} = 31.667 \left[1.0 + 3.7 \left(\frac{0.559 \cdot 0.00628 \cdot 458.33}{31.667} \right)^{0.86} \right] = 40.702 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{40.702}{31.667} - 1 \right) \right] = 0.0049$$

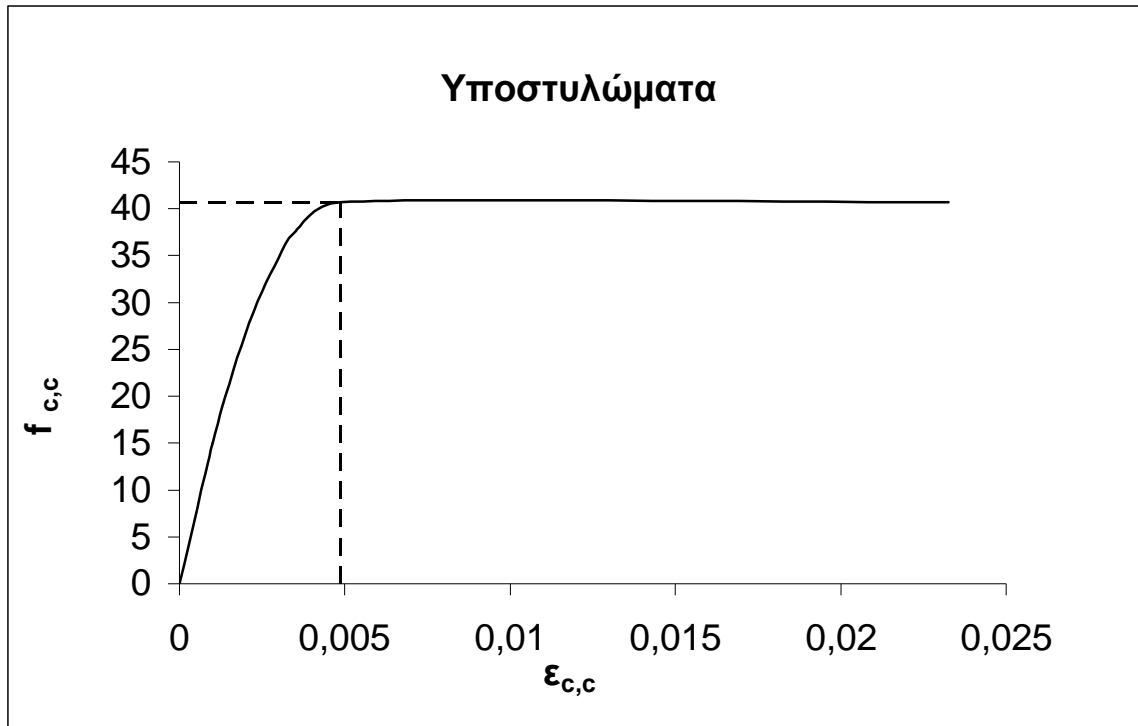
$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.5 \frac{0.559 \cdot 0.00628 \cdot 416.7}{40.702} = 0.023$$

Η καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης του περισφιγμένου σκυροδέματος δίνεται από τις εξισώσεις του ΕΚ8-3 [3]:

$$\sigma_c = f_{ck,c} \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} - \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{cc}^2} \right), \text{ για } \varepsilon_c < \varepsilon_{c2,c}$$

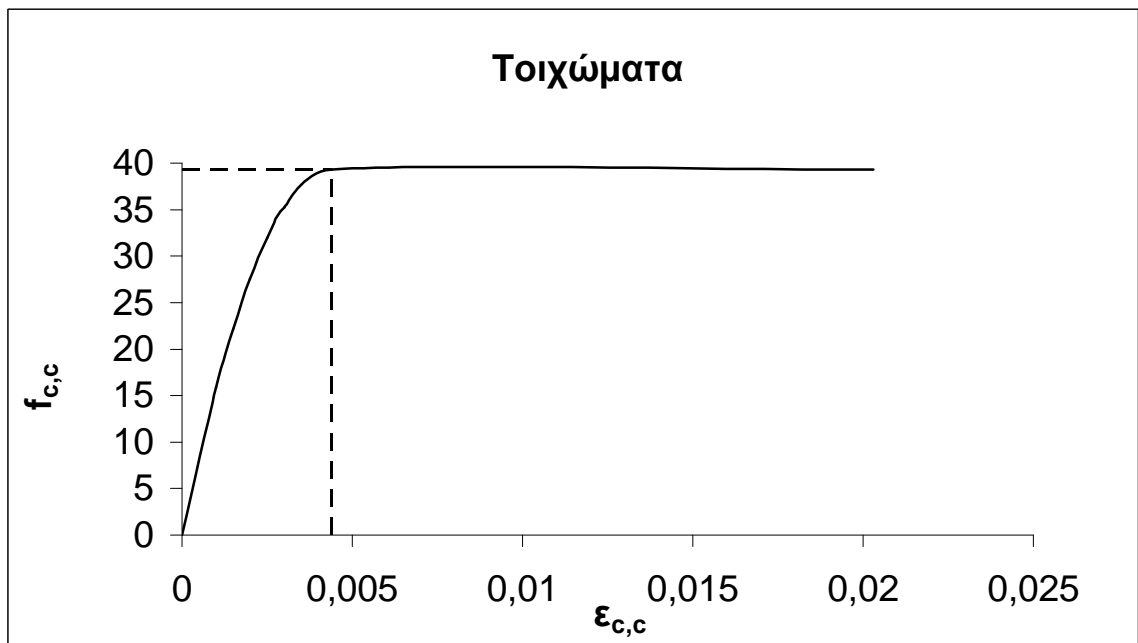
$$\sigma_c = f_{ck,c}, \text{ για } \varepsilon_c > \varepsilon_{c2,c} \quad (5.5)$$

Αντικαθιστώντας τις τιμές προκύπτει η καμπύλη του σχήματος 5.13:

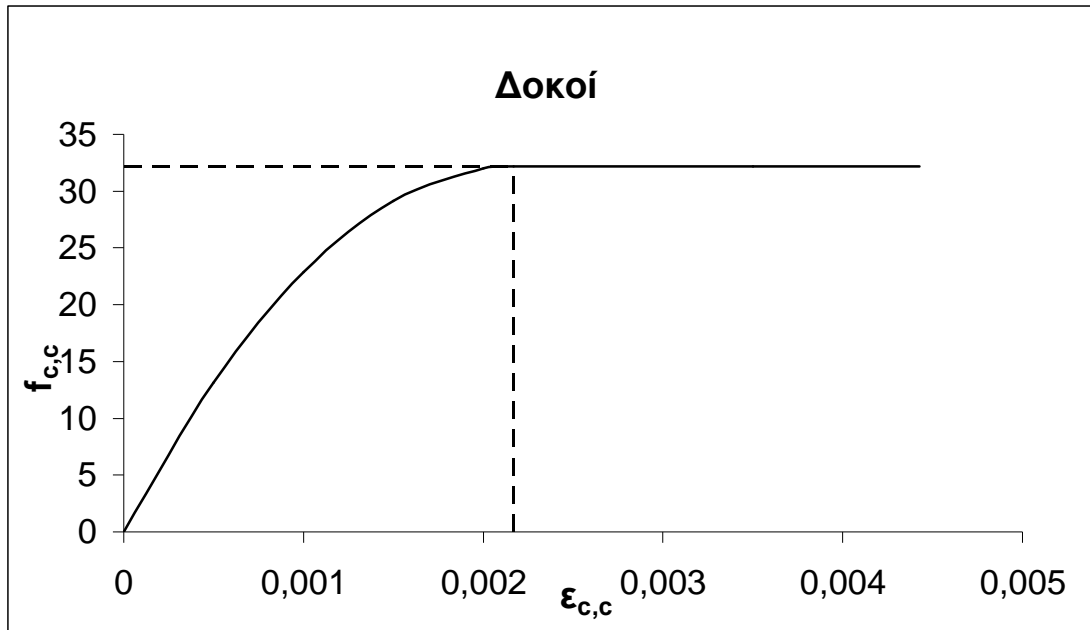


Σχ.5.13: Καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης περισφιγμένου σκυροδέματος υποστυλώματος.

Ομοίως για τις κρυφοκολώνες του τοιχώματος και για τις δοκούς προκύπτουν:

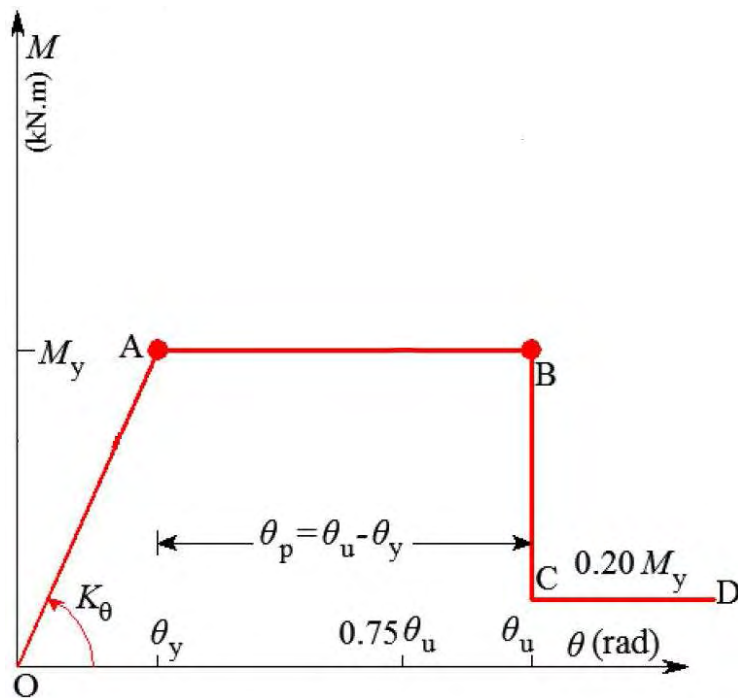


Σχ.5.14: Καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης περισφιγμένου σκυροδέματος τοιχώματος.



Σχ.5.15: Καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης περισφιγμένου σκυροδέματος δοκού.

Στη συνέχεια καθορίστηκαν οι πλαστικές αρθρώσεις του φορέα. Σαν πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων θεωρήθηκαν τα άκρα των υποστυλωμάτων (0.0856L και 0.914L) και των δοκών (0.04L και 0.96L) και η βάση του τοιχώματος (0.0856L), θεωρώντας ότι η διατομή του παραμένει σταθερή καθ' ύψος. Οι ιδιότητες τους προέκυψαν από το διάγραμμα του κεφαλαίου 7.2.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [4]:



Σχ.5.16: Καμπύλη Ροπής – στροφής για καμπτική αστοχία.

Στα υποστυλώματα τοποθετήθηκε πλαστική άρθρωση για την ροπή αντοχής κατά x και κατά y με τις αρνητικές τιμές να ισούνται με τις θετικές. Στο τοίχωμα τοποθετήθηκε πλαστική άρθρωση μόνο στην διεύθυνση της μεγάλης τιμής της ροπής, με το διάγραμμα Ροπής – στροφής και εδώ να είναι συμμετρικό για αρνητικές τιμές. Τέλος, στα δοκάρια θεωρήθηκε ότι οι θετικές τιμές του διαγράμματος Ροπής – στροφής αντιπροσωπεύουν την ροπή αντοχής για εφελκυσμό της κάτω ίνας και οι αρνητικές της πάνω ίνας. Με αυτή την προσομοίωση λοιπόν, έγινε δυνατή η ακριβής αποτύπωση του μηχανισμού κατάρρευσης του φορέα κατά την ανάλυση pushover και τις αναλύσεις των χρονοϊστοριών.

Η δυσκαμψία των στοιχείων δόθηκε μειωμένη σύμφωνα με τον τύπο της παραγράφου Α.3.2.4 (5) του ΕΚ8-3 [3]:

$$K_{eff} = \frac{M_y L_v}{3\theta_y} \quad (5.6)$$

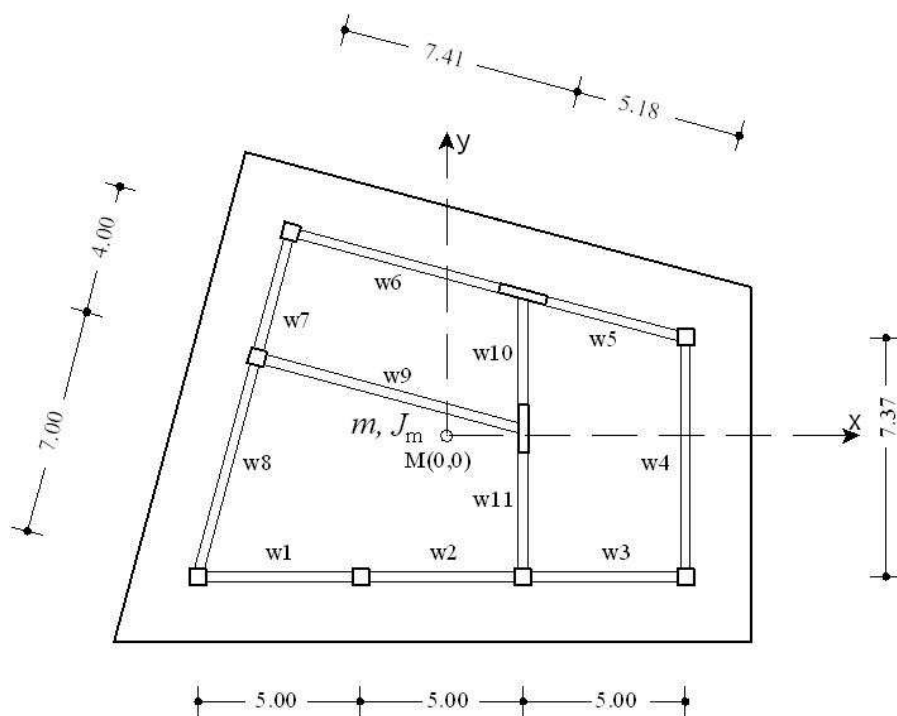
όπου M_y η ροπή αντοχής της διατομής, L_v απλοποιητικά το μισό του μήκους του στοιχείου για υποστυλώματα και δοκούς και ολόκληρο το μήκος του για το τοίχωμα και θ_y η στροφή χορδής στη διαρροή, που υπολογίζεται αναλυτικά στην παράγραφο 5.2.3. Στις δοκούς η M_y προκύπτει ως ο μέσος όρος των ροπών των άκρων για τις δύο φορές του σεισμού. Αναλυτικά οι υπολογισμοί των ενεργών δυσκαμψιών όλων των στοιχείων παρουσιάζονται στο Παράρτημα (5.2). Στον πίνακα 5.1 γίνεται μία σύγκριση των ιδιοπεριόδων της κατασκευής ανάλογα με την δυσκαμψία του φορέα στην κάθε ανάλυση:

Πίνακας 5.1: Ιδιοπερίοδοι κατασκευής.

Χωρίς τοιχοπληρώσεις			
Ιδιοπερίοδοι T	Μειωμένες δυσκαμψίες 50%	Δυσκαμψίες ΕΚ8-3 [3]	Αρηγμάτωτες διατομές (100%)
1	0,342	0,556	0,244
2	0,232	0,458	0,169
3	0,171	0,341	0,125
Με τοιχοπληρώσεις			
Ιδιοπερίοδοι T	Μειωμένες δυσκαμψίες 50%	Δυσκαμψίες ΕΚ8-3 [3]	Αρηγμάτωτες διατομές (100%)
1	0,177	0,213	0,157
2	0,162	0,192	0,135
3	0,129	0,170	0,106

5.2.2 Ιδιότητες τοιχοπληρώσεων

Οι τοιχοπληρώσεις της κατασκευής παρουσιάζονται στο σχήμα 5.17:



Σχ.5.17: Συμβολισμός τοιχοπληρώσεων κατασκευής.

Οι τοίχοι w_1 - w_8 είναι μπατικοί (πάχος 20 cm) ενώ οι w_9 - w_{11} δρομικοί (10 cm). Η θλιπτική αντοχή τους στην διεύθυνση της διαγώνιου δίνεται από την εξίσωση (5.7) που δίνεται στον Πίνακα 3.3 του ΕΚ6 [5]:

$$f_{wc} = \frac{\lambda_s \cdot \lambda_m \cdot \lambda_c \cdot k \cdot f_{bc}^{0.7} \cdot f_{mc}^{0.3}}{CF} \quad (5.7)$$

όπου,

λ_s συντελεστής που ισούται με 0,7 και μετατρέπει την αντοχή από κατακόρυφη στην διεύθυνση της διαγώνιου,

λ_m συντελεστής που ισούται με 1,5 και μετατρέπει την αντοχή της τοιχοπλήρωσης σε μέση,

λ_c αυξητικός συντελεστής ίσος με 1,2 για την ευμενή επιρροή της περισφιγξης την οποία εξασφαλίζουν τα περιβάλλοντα την τοιχοπλήρωση δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος,

k εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την ομάδα στην οποία κατατάσσονται τα τούβλα και το είδος του κονιάματος δομήσεως. Για συνήθη κονιάματα, ο συντελεστής παίρνει τιμές από 0.35 έως 0.55,

f_{bc} η μέση θλιπτική αντοχή του τούβλου (γύρω στα 5,5 MPa για τα τούβλα στην Ελλάδα),

f_{mc} η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος (γύρω στα 3,5 MPa για τα κονιάματα στην Ελλάδα) και

CF μειωτικός συντελεστής ανάλογα με το επίπεδο γνώσης (1,2 για επίπεδο γνώσης 2).

Για τα ελληνικά δεδομένα λοιπόν προκύπτει:

$$f_{wc} = \frac{\lambda_s \cdot \lambda_m \cdot \lambda_c \cdot k \cdot f_{bc}^{0.7} \cdot f_{mc}^{0.3}}{CF} = \frac{0.7 \cdot 1.5 \cdot 1.2 \cdot 5.5^{0.7} \cdot 3.5^{0.3}}{1.2} = 2.269 MPa$$

Το μέτρο ελαστικότητας όταν δεν υπάρχουν πειραματικά δεδομένα, όπως έχει προαναφερθεί ισούται με $E_{wc} = K_E f_{wc}$, με το K_E να κυμαίνεται από 500 έως 1000 [5].

Λαμβάνοντας μια μέση τιμή υπολογίζεται:

$$E_{wc} = 750 \cdot 2.269 = 1701.9 MPa .$$

Για το κάθε άνοιγμα υπολογίστηκαν το πλάτος του θλιπτήρα σύμφωνα με τον τύπο 2.20 του FEMA 356 [6]:

$$w = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} = 0.175 \left[\left(\frac{E_{wc} t \sin 2\theta}{4E_f I_{col} h_{inf}} \right)^{\frac{1}{4}} h_{col} \right]^{-0.4} r_{inf} \quad (5.8)$$

Στη συνέχεια υπολογίστηκε η δυσκαμψία του κάθε τοίχου σύμφωνα με τον τύπο:

$$K_{wc} = E_{wc} \cdot w \cdot t . \quad (5.9)$$

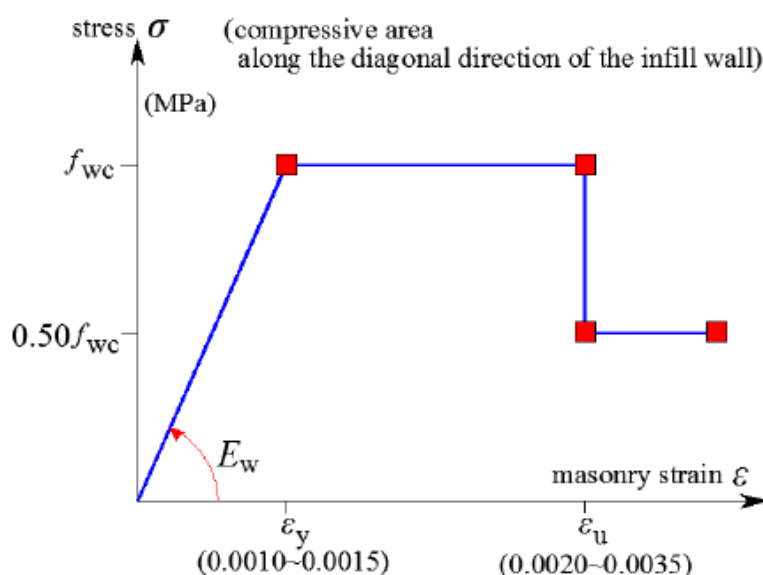
Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [4], ανάλογα το επίπεδο επιτελεστικότητας θεωρείται στην ανάλυση διαφορετικό ποσοστό της δυσκαμψίας που υπολογίστηκε. Για γραμμικά ελαστικές αναλύσεις (επιτελεστικότητα Α) θεωρείται το $0,5K_{wc}$ ενώ για μη γραμμικές αναλύσεις (επιτελεστικότητα Β) θεωρείται $0,68K_{wc}$. Συνεπώς, στην συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιείται το $0,68K_{wc}$ καθώς οι αναλύσεις pushover και των χρονοϊστοριών είναι μη γραμμικές.

Στο πρόγραμμα οι τοιχοπληρώσεις περνούν με την χρήση του “multilinear plastic link element”, όπως περιγράφηκε στο κεφάλαιο 4. Τα ζητούμενα για αυτό το στοιχείο

είναι η ενεργός δυσκαμψία και το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης. Η ενεργός δυσκαμψία ισούται με:

$$K_{eff} = \frac{E_{wc} \cdot w \cdot t}{r_{inf}} \quad (5.10)$$

όπου E_{wc} είναι το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης στη διεύθυνση της διαγωνίου, w το πλάτος του θλιπτήρα, t το πάχος της τοιχοπλήρωσης και r_{inf} το μήκος της διαγωνίου. Όσον αφορά το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης, χρησιμοποιείται το σχήμα 5.18, με την διαφορά ότι η τάση μετατρέπεται σε δύναμη ($f_{wc} \cdot w \cdot t$) και οι παραμορφώσεις σε μετακινήσεις ($\varepsilon \cdot r_{inf}$).



Σχ.5.18: διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης άοπλης τοιχοπλήρωσης.

Όπως προαναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 4, ύστερα από δοκιμές επιλέχθηκε για τις ε_y και ε_u να λαμβάνεται μία μέση τιμή, δηλαδή $\varepsilon_y = 0,00125$ και $\varepsilon_u = 0,00275$. Για παράδειγμα, για τον τοίχο w_1 γίνονται οι εξής υπολογισμοί:

$$r_{inf} = \sqrt{l^2 + h^2} = \sqrt{5^2 + 3.13^2} = 5.90m$$

$$w = 0.175 \left[\left(\frac{E_{wc} t \sin 2\theta}{4E_f I_{col} h_{inf}} \right)^{\frac{1}{4}} h_{col} \right]^{-0.4} r_{inf} =$$

$$= 0.175 \left[\left(\frac{1701.9 \cdot 0.20 \cdot \sin(2 \cdot 32.06)}{4 \cdot 32836.57 \cdot 0.0021 \cdot 3.13} \right)^{\frac{1}{4}} \cdot 3.50 \right]^{-0.4} \cdot 5.90 = 0.69m$$

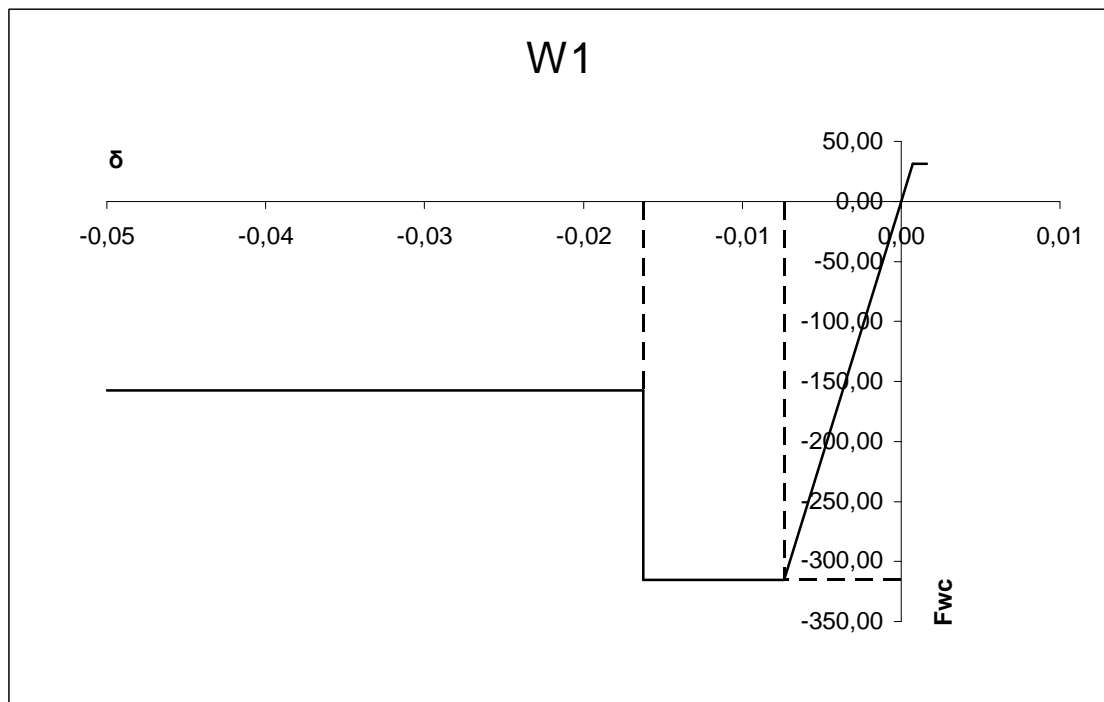
$$K_{wc} = 0.68 \cdot E_{wc} \cdot w \cdot t = 0.68 \cdot 1701.9 \cdot 0.69 \cdot 0.20 = 160823.83 \frac{kN}{m}$$

$$F_{wc} = f_{wc} \cdot w \cdot t = 2.269 \cdot 0.69 \cdot 0.20 = 315.34kN$$

$$\delta_y = \varepsilon_y \cdot r_{inf} = 0.00125 \cdot 5.90 = 0.0074m$$

$$\delta_u = \varepsilon_u \cdot r_{inf} = 0.00275 \cdot 5.90 = 0.0162m$$

Το διάγραμμα φορτίου μετακίνησης παρουσιάζεται στο σχήμα 5.19:



Σχ.5.19: διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης τοιχοπλήρωσης w₁.

Για τις υπόλοιπες τοιχοπληρώσεις οι υπολογισμοί παρουσιάζονται αναλυτικά στο παράρτημα. Εκτός από το “multilinear plastic link element”, λόγω ασταθειών που προέκυψαν κατά τις μη γραμμικές αναλύσεις, οι τοιχοπληρώσεις προσομοιώθηκαν επίσης με χρήση του “beam element”, στο οποίο τοποθετήθηκε πλαστική άρθρωση στο μέσον, οι ιδιότητες της οποίας δόθηκαν σύμφωνα με το σχήμα 5.19. Όπως θα φανεί και στην συνέχεια, δεν υπάρχει ουσιαστική διαφορά στις προσομοιώσεις, αλλά

σε αυτές που χρησιμοποιήθηκε το “beam element”, η ανάλυση έτρεξε μέχρι τέλους σε όλες τις περιπτώσεις.

Στη συνέχεια, έγινε μια προσπάθεια συσχέτισης των ιδιοτήτων των τοιχοπληρώσεων με τους τρόπους αστοχίας των τοιχοπληρωμένων πλαισίων που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 4 [7]. Από αυτές επιλέγονται η πρώτη (V_{u1}) και η τέταρτη (V_{u4}) μορφή αστοχίας, αφενός γιατί οι τιμές τους είναι πιο κοντά στο πειραματικό φορτίο αστοχίας των πλαισίων που μελετήθηκαν στο κεφάλαιο 4 και αφετέρου γιατί η κάθε μια περιγράφει μια διαφορετική μορφή αστοχίας της τοιχοπλήρωσης, ολίσθηση και σύνθλιψη γωνιών αντίστοιχα με πλαστικές αρθρώσεις στα στοιχεία του πλαισίου. Ο στόχος ήταν να λειτουργούν τα πλαίσια ενιαία μέχρι την υπολογισμένη τιμή αστοχίας της τοιχοπλήρωσης και όχι απλά μια τιμή που προκύπτει από τις μέσες ιδιότητες των υλικών και στην συνέχεια να λειτουργεί το πλαίσιο ως γυμνό. Σε αυτή τη φάση δεν εξετάζονται τα ανοίγματα που το πλαίσιο τους περιλαμβάνει τοίχωμα, καθώς η υψηλή αντοχή τους επηρεάζει αρνητικά τους υπολογισμούς. Συγκρίνονται λοιπόν τα φορτία αστοχίας V_{u1} και V_{u4} και επιλέγεται η μικρότερη τιμή, από την οποία προκύπτει και η θλιπτική αντοχή της διαγωνίου της τοιχοπλήρωσης. Για παράδειγμα, για τον τοίχο w_1 :

$$V_{u1} = V_{wr} + F_{cL} + F_{cR} = \frac{\frac{\mu_r P}{L \cdot t + 2 \frac{A_c E_c}{E_{wc}}}}{1 - \frac{\mu_r h}{L}} L \cdot t + \frac{4M_{RL}}{h} + \frac{4M_{RR}}{h} =$$

$$= \frac{0.7 \cdot 236.90}{5 \cdot 0.20 + 2 \frac{0.40^2 \cdot 32836568}{1701913}} \cdot 5 \cdot 0.20 + \frac{4 \cdot 137.54}{3.50} + \frac{4 \cdot 147.20}{3.50} = 370.74 kN$$

$$F_c = \frac{2M_{pc} - \frac{2}{3} f_{wc} \cdot t \cdot a_h \cdot \frac{3}{8} a_h}{h} = \frac{2 \cdot 147.20 - \frac{2}{3} \cdot 2.269 \cdot 0.20 \cdot 0.77 \cdot \frac{3}{8} \cdot 0.77}{3.50} = 65.06 kN$$

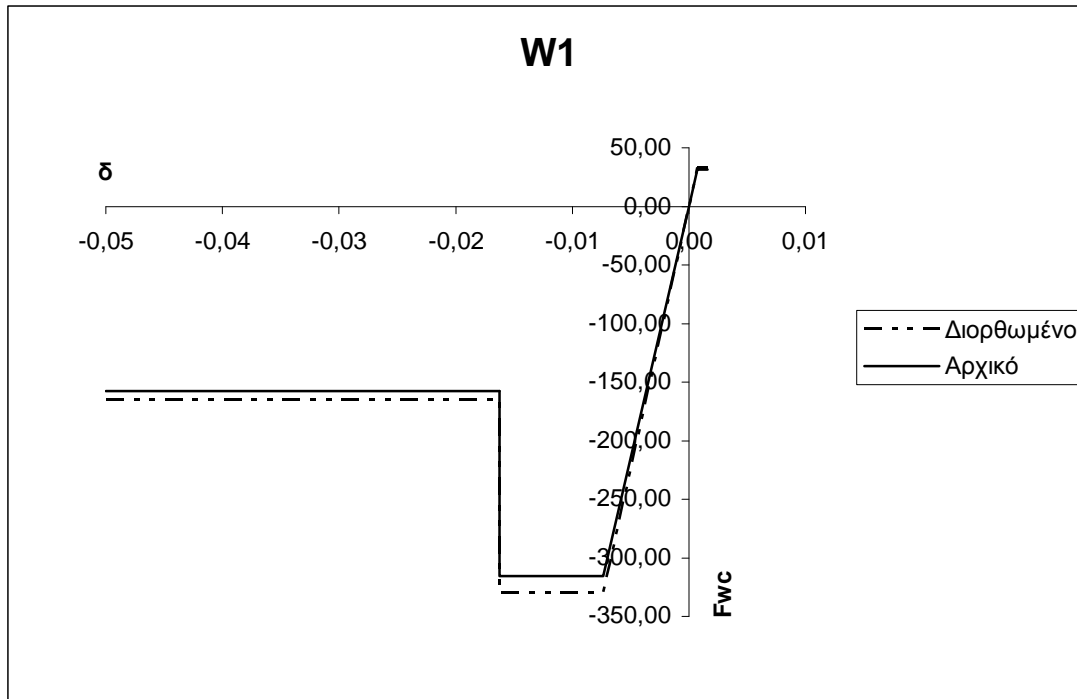
$$V_{u4} = \frac{2}{3} f_{wc} \cdot t_w \cdot a_h + 2F_c = \frac{2}{3} \cdot 2269 \cdot 0.20 \cdot 0.77 + 2 \cdot 65.06 = 362.08 kN$$

$$\min(V_{u1}; V_{u4}) = \min(370.74; 362.08) = 362.08 kN$$

$$N_{link \cos \theta} = V_{u4} - V_{left_column} - V_{right_column} = 362.08 - 26.11 - 56.39 = 279.58 kN$$

$$N_{link} = \frac{N_{link \cos \theta}}{\cos \theta} = \frac{279.58}{\cos(32.06)} = 329.90 kN$$

Προέκυψε λοιπόν ότι η δύναμη αντοχής του διαγώνιου στοιχείου που υπολογίσθηκε είναι μεγαλύτερη σε σχέση με αυτή που είχε εκτιμηθεί αρχικά, όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.20:



Σχ.5.20: Διορθωμένο διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης τοιχοπλήρωσης w_1 .

Η διαδικασία πραγματοποιήθηκε για τους τοίχους w_1 , w_2 , w_3 , w_4 , w_7 και w_8 και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συνοπτικά στον πίνακα 5.2:

Πιν. 5.2: Διορθωμένες τιμές δύναμης αντοχής διαγώνιου θλιπτήρα.

Τοίχος	Nlink (αρχικό)	min(Vu1,Vu4)	Nlinkcosθ	Nlink
1	313,00	362,08	279,58	329,90
2	313,00	358,05	247,53	292,08
3	313,00	375,91	264,59	312,21
4	435,00	435,08	284,39	309,00
7	267,00	366,92	247,22	313,99
8	417,00	404,73	312,31	342,14

5.2.3 Έλεγχος $M_y < V_R L_s$

Πριν γίνουν οι μη γραμμικές αναλύσεις, ήταν απαραίτητος ο έλεγχος έναντι ψαθυρών μορφών αστοχίας. Η μετελαστική διατμητική αντοχή των στοιχείων, V_R , με μοχλοβραχίονα το L_s , που αποτελεί την απόσταση στην οποία το διάγραμμα ροπών αλλάζει πρόσημο, δημιουργούν μια ροπή στο στοιχείο. Αυτή η ροπή οφείλει να είναι μεγαλύτερη από την καμπτική αντοχή του στοιχείου, προκειμένου να προηγηθεί η καμπτική αστοχία της διατμητικής. Σε δοκούς και υποστυλώματα θεωρείται

απλοποιητικά $L_s = L/2$ ενώ στα τοιχώματα επειδή είναι μονόροφος ο φορέας θεωρείται $L_s = L$. Για παράδειγμα, γίνεται ο έλεγχος για το υποστύλωμα 1, του οποίου η διατομή παρουσιάζεται στο σχήμα 5.5:

$$\min M_R = 167.85 \text{ kNm}$$

$$\varphi_y = (1/r)_y = 0.0089.$$

$$N_{Ed} = 240.05 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{R,c} &= [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{cd,c})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = \\ &= [0.12 (1 + \sqrt{\frac{200}{300}}) (100 \cdot 0.01318 \cdot \frac{40.702}{1.5})^{1/3} + 0.15 \frac{240050}{40 \cdot 40}] 40 \cdot 35 = 128.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{M_y}{L_v} = \frac{167.85}{1.75} = 95.91 < V_{Rd,c}$$

άρα $\alpha_v = 0$. Στην αντίθετη περίπτωση θα παίρναμε την τιμή 1 για το α_v .

$$\begin{aligned} \theta_y &= \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0.00135 (1 + 1.5 \frac{h}{L_v}) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b f'_{yd}}{6 \sqrt{f_{cd,c}}} = \\ &= 0.0089 \frac{1.75}{3} + 0.00135 (1 + 1.5 \frac{0.40}{1.75}) + \frac{0.00199}{0.35 - 0.05} \frac{0.014 \cdot 398.55}{6 \sqrt{27.13}} = 0.0082 \end{aligned}$$

$$\rho_{sx} = \frac{A_{s_x}}{b_w s_h} = \frac{4 \cdot 0.5}{40 \cdot 8} = 0.00628$$

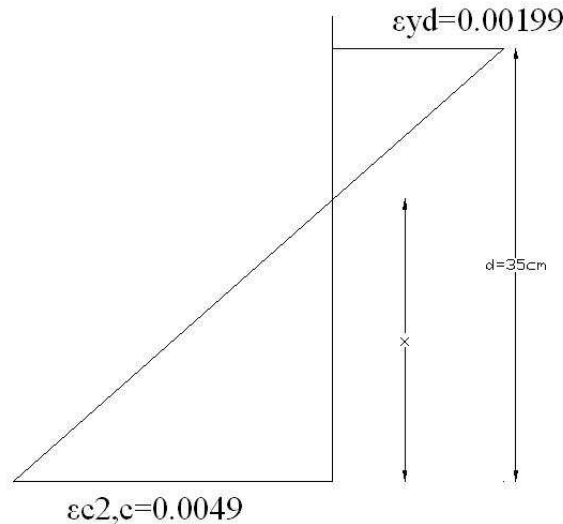
$$v = \frac{N_{sd}}{b h f_{ck,c}} = \frac{241}{0.4 \cdot 0.4 \cdot 40702} = 0.037$$

$$\rho = \frac{18.46}{40 \cdot 35} = 0.01318$$

$$\omega = \omega' = 0.01318 \frac{458.33}{40.702} = 0.148$$

$$\begin{aligned} \theta_{um} &= \frac{1}{\gamma_{\varepsilon\lambda}} 0.016 (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_{cd,c} \right]^{0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{(a \rho_{sx} \frac{f'_{yd}}{f_{cd,c}})} = \\ &= \frac{1}{1.5} 0.016 (0.3^{0.037}) \left[\frac{\max(0.01; 0.148)}{\max(0.01; 0.148)} \cdot 27.13 \right]^{0.225} \left(\frac{1.75}{0.40} \right)^{0.35} 25^{(0.559 - 0.00628 \frac{398.55}{27.13})} = 0.0415 \end{aligned}$$

$$\mu_{\delta}^{pl} = \frac{\theta_{um} - \theta_y}{\theta_y} = \frac{0.0415 - 0.0082}{0.0082} = 4.05$$



Σχ.5.21: Ύψος θλιβόμενης ζώνης.

$$\frac{0.00199}{0.35 - x} = \frac{0.0049}{x} \Rightarrow x = 0.248\text{m}$$

$$\begin{aligned} V_R &= \frac{1}{\gamma_{ελ}} \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0.55A_c f_{cd,c}) + \\ &+ (1 - 0.05 \min(5; \mu_s^{pl})) [0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \cdot \\ &(1 - 0.16 \min(5; \frac{L_v}{h})) \sqrt{f_{cd,c}} A_c + \rho_w b_w (d - d') f'_{yd}] = \\ &= \frac{1}{1.15} \frac{0.4 - 0.248}{2 \cdot \frac{3.5}{2}} \min(0.241; 0.55 \cdot 0.14 \cdot 27.13) + \\ &+ (1 - 0.05 \min(5; 4.07)) [0.16 \max(0.5; 1.94) \cdot \\ &(1 - 0.16 \min(5; \frac{1.75}{0.4})) \sqrt{27.13} \cdot 0.14 + 0.00628 \cdot 0.4 \cdot (0.35 - 0.05) \cdot 398.55] = \\ &= 207.14\text{kN}. \end{aligned}$$

$$V_R L_s = 207.14 \cdot 1.75 = 362.5\text{kNm} > M_R = 167.85\text{kNm}.$$

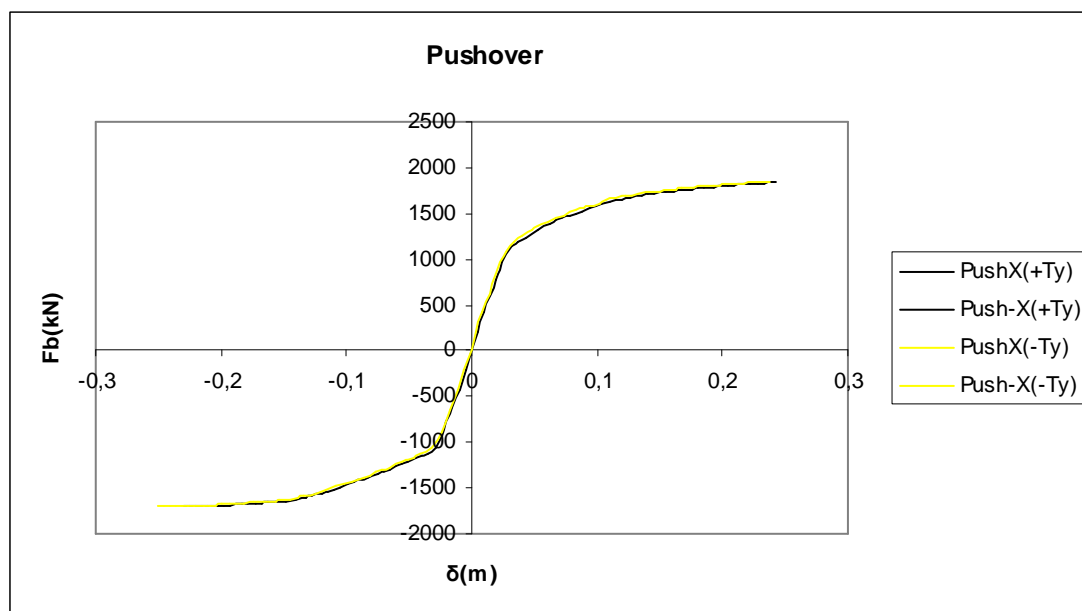
Συνεπώς, δεν υπάρχει πρόβλημα ψαθυρής αστοχίας. Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για όλα τα στοιχεία. Αναλυτικά οι υπολογισμοί παρουσιάζονται στο Παράρτημα (5.4).

5.2.4 Ανάλυση Pushover

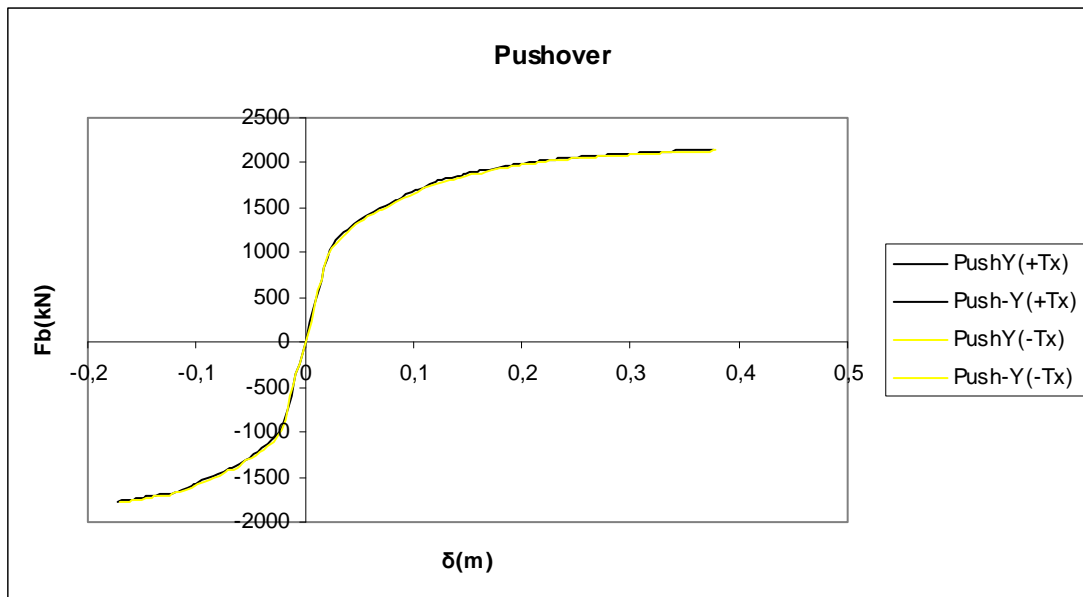
Ο φορέας εξετάστηκε πλήρως τοιχοπληρωμένος, χωρίς τις πλευρές 1-2, 3-4 και γυμνός. Πραγματοποιήθηκαν συνολικά οι εξής 8 αναλύσεις:

1. Pushover κατά x με θετική φορά της τυχηματικής ροπής στρέψης T_y
2. Pushover κατά -x με θετική φορά της τυχηματικής ροπής στρέψης T_y
3. Pushover κατά x με αρνητική φορά της τυχηματικής ροπής στρέψης T_y
4. Pushover κατά -x με αρνητική φορά της τυχηματικής ροπής στρέψης T_y
5. Pushover κατά y με θετική φορά της τυχηματικής ροπής στρέψης T_x
6. Pushover κατά -y με θετική φορά της τυχηματικής ροπής στρέψης T_x
7. Pushover κατά y με αρνητική φορά της τυχηματικής ροπής στρέψης T_x
8. Pushover κατά -y με αρνητική φορά της τυχηματικής ροπής στρέψης T_x .

Η φορά της τυχηματικής ροπής στρέψης δεν επηρέασε την καμπύλη ικανότητας, όπως φαίνεται και στα σχήματα 5.22 – 5.23, οπότε απλοποιητικά χρησιμοποιούνται οι pushover κατά x και y με θετικές φορές τυχηματικής στρέψης T_y και T_x αντίστοιχα:

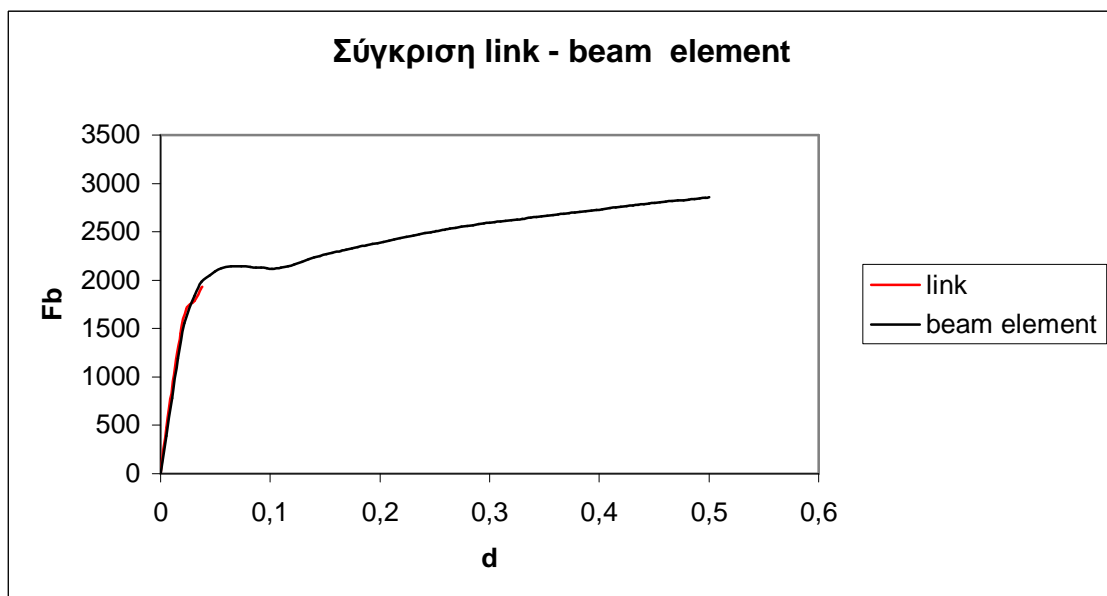


Σχ. 5.22: Καμπύλη ικανότητας φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις για pushover κατά x.



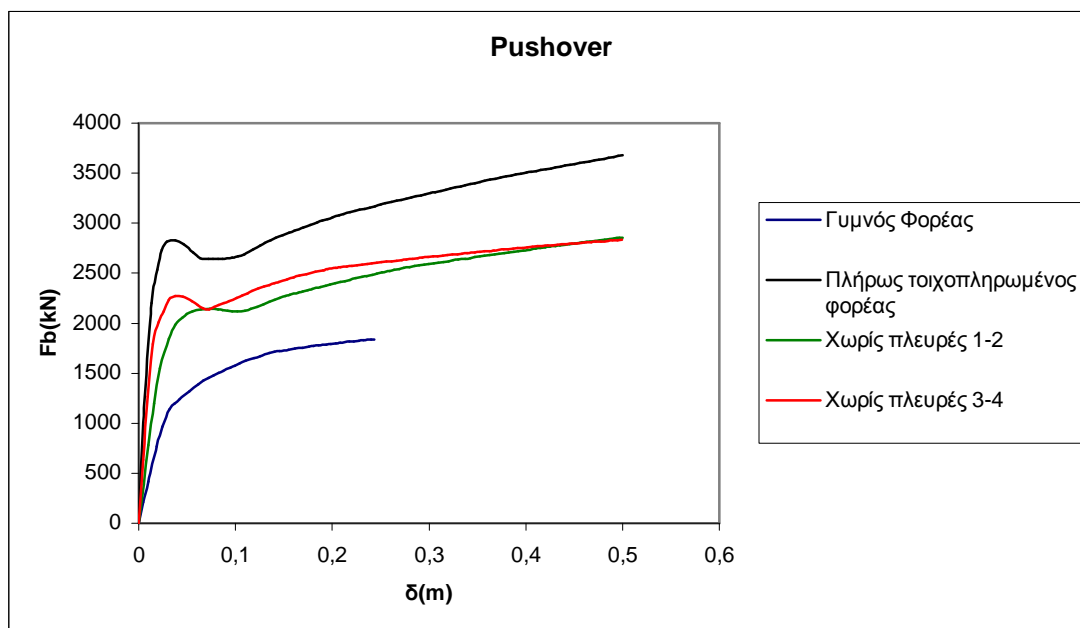
Σχ. 5.23: Καμπύλη ικανότητας φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις για pushover κατά y .

Να σημειωθεί ότι λόγω ασταθειών στην ανάλυση, για τους φορείς χωρίς τις πλευρές 1-2 και 3-4 η ανάλυση έγινε χρησιμοποιώντας για τις τοιχοπληρώσεις το “beam element”. Ο λόγος που έγινε αυτό είναι γιατί η ανάλυση δεν μπορούσε να ολοκληρωθεί οπότε για να υπάρχει ομοιογένεια χρησιμοποιήθηκε αυτή η προσομοίωση σε όλους τους φορείς. Όπως φαίνεται στο σχήμα 5.24, υπάρχει ταύτιση των καμπύλων στο ελαστικό κομμάτι απλά το “beam element” συνέχισε στην πλαστική περιοχή:



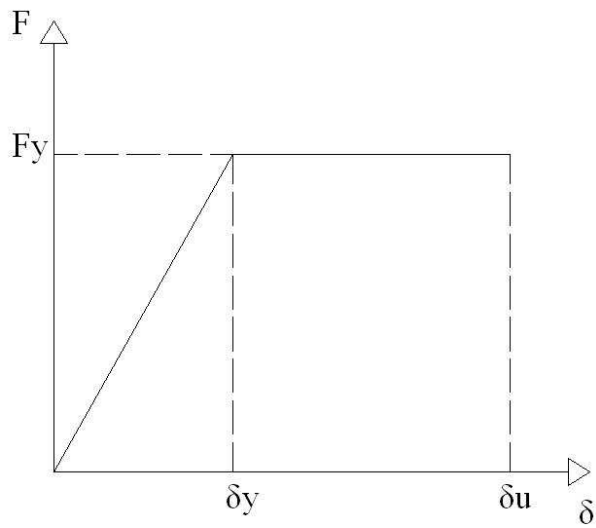
Σχ. 5.24: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας φορέα χωρίς πλευρές 1-2.

Στο σχήμα 5.25 παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες pushover για τις τέσσερις περιπτώσεις τοιχοπλήρωσης του φορέα:

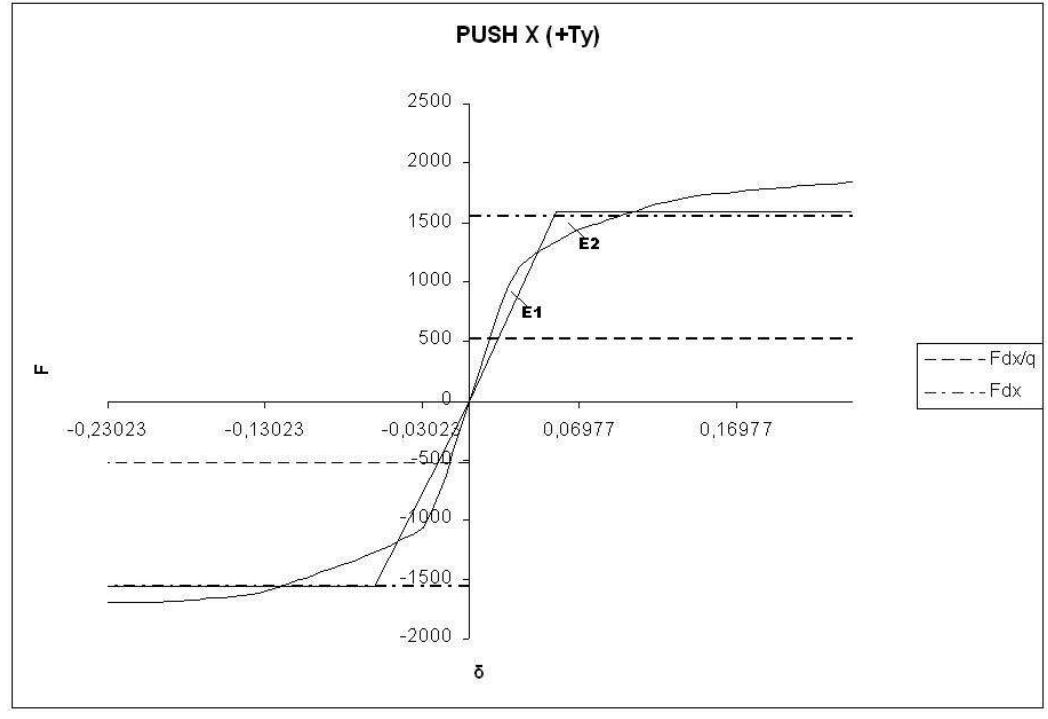


Σχ. 5.25: Καμπύλες ικανότητας φορέων για pushover κατά x.

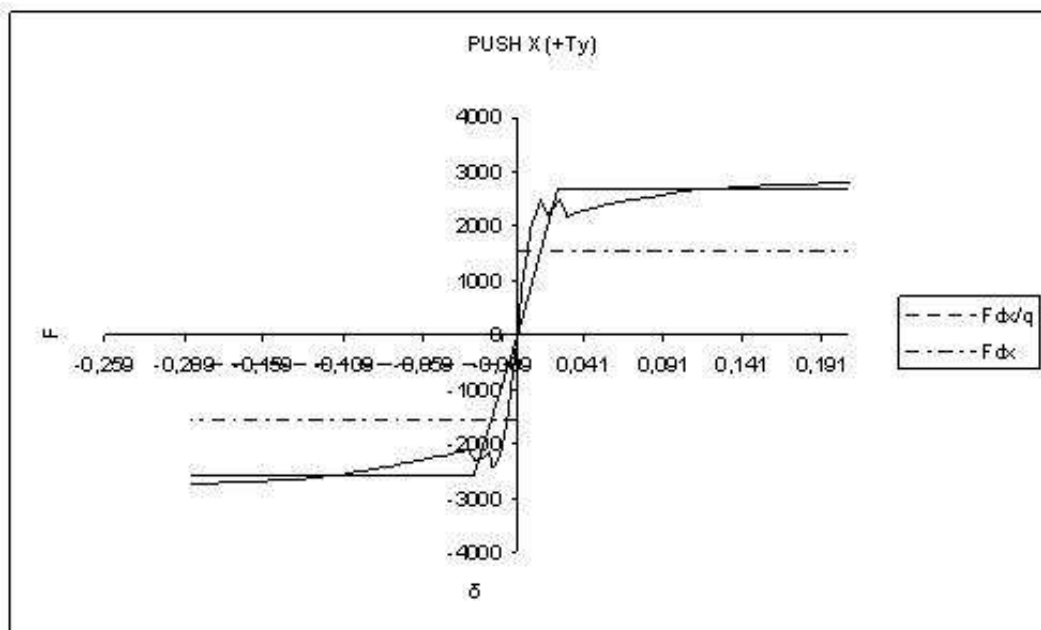
Όπως ήταν αναμενόμενο, για τον πλήρως τοιχοπληρωμένο φορέα ο οποίος είναι πιο δύσκαμπτος προέκυψε μεγαλύτερο φορτίο αστοχίας. Αντίστοιχα για τον γυμνό φορέα που είναι ο πιο εύκαμπτος προέκυψε το μικρότερο φορτίο αστοχίας ενώ η αφαίρεση των τοίχων στις πλευρές 1-2 έκανε τον φορέα πιο εύκαμπτο σε σχέση με την αφαίρεση των πλευρών στις πλευρές 3-4. Τέλος, όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.26, Για να διευκολυνθεί η ανάλυση των αποτελεσμάτων, έγινε μετατροπή των καμπύλων ικανότητας σε ισοδύναμες διγραμμικές, ώστε να υπάρχει ισότητα των εμβαδών E_1 και E_2 , όπως φαίνεται και στα σχήματα 5.27– 5.28:



Σχ.5.26: Απλοποιημένο διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης.



Σχ. 5.27: Διγραμμική καμπύλη ικανότητας του φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις για pushover κατά x (+T_y).



Σχ. 5.28: Διγραμμική καμπύλη ικανότητας του φορέα με τοιχοπληρώσεις για pushover κατά x (+ T_y).

Ο λόγος αυτής της μετατροπής είναι για να προκύψουν για κάθε ανάλυση το φορτίο αστοχίας F_y , η μετακίνηση διαρροής δ_y και η μετακίνηση αστοχίας δ_u . Στα διαγράμματα φαίνεται και η τέμνουσα βάση που προέκυψε στο σχεδιασμό, F_d/q και η F_d (πολλαπλασιασμένη επί q). Για την περίπτωση της μη τοιχοπληρωμένης κατασκευής παρατηρείται ότι η τιμή της F_d είναι κοντινή στην F_y σε αντίθεση με την τοιχοπληρωμένη όπου είναι σχεδόν τριπλάσια. Αυτό είναι λογικό καθώς ο σχεδιασμός έγινε σε μη τοιχοπληρωμένο φορέα. Η υπεραντοχή του τοιχοπληρωμένου φορέα έναντι του φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις προκύπτει από τον λόγο της δύναμης αστοχίας του πρώτου προς την δύναμη αστοχίας του δεύτερου για κάθε μια από τις 8 αναλύσεις. Ο φορέας χαρακτηρίζεται από τον μικρότερο από αυτούς τους λόγους ο οποίος προκύπτει για την pushover κατά y με θετική φορά της τυχηματικής ροπής στρέψης T_x και ισούται με $\alpha = 1.26$.

Στον πίνακα 5.3 παρουσιάζονται οι τιμές της δύναμης F_1 στην οποία έγινε ο σχηματισμός των πρώτων πλαστικών αρθρώσεων:

Πιν. 5.3: Τιμές δύναμης σχηματισμού των πρώτων πλαστικών αρθρώσεων.

Ανάλυση	F_1 (kN)	$F_{1infill}$ (kN)	F_d/q (kN)
Push X (+Ty)	767,54	2220,03	514,92
Push -X (+Ty)	924,22	2148,90	514,92
Push X (-Ty)	846,95	2234,20	514,92
Push -X (-Ty)	640,97	2115,19	514,92
Push Y (+Tx)	951,68	1705,60	541,89
Push -Y (+Tx)	759,40	1913,29	541,89
Push Y (-Tx)	968,10	1665,73	541,89
Push -Y (-Tx)	746,36	1890,40	541,89

Στη συνέχεια υπολογίστηκε για την κάθε ανάλυση ο διαθέσιμος δείκτης πλαστιμότητας, ο οποίος σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [2] ισούται με:

$$q = q_u \cdot q_\pi \quad (5.11)$$

όπου,

$$q_u = \frac{F_y}{F_d},$$

$$q_\pi = \mu_\delta, \text{ για } T > T_c$$

$$q_\pi = 1 + \frac{T}{T_c} (\mu_\delta - 1), \text{ για } T < T_c$$

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}.$$

Στον πίνακα 5.4 παρουσιάζονται αναλυτικά οι υπολογισμοί για την κάθε ανάλυση με και χωρίς τοιχοπληρώσεις:

Πιν. 5.4: Υπολογισμός διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας q .

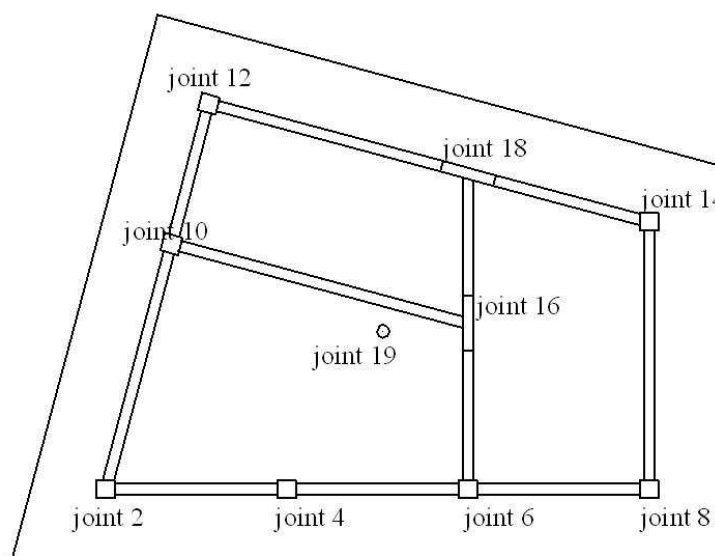
Χωρίς τοιχοπληρώσεις						
Ανάλυση	$\bar{\delta}_y$	$\bar{\delta}_u$	μ_{δ}	q_u	q_{π}	q
Push X (+Ty)	0,06	0,24	4,42	3,09	3,38	10,43
Push -X (+Ty)	-0,06	-0,23	3,77	3,02	2,93	8,83
Push X (-Ty)	0,05	0,24	4,68	3,20	3,55	11,39
Push -X (-Ty)	-0,06	-0,23	3,77	3,02	2,93	8,83
Push Y (+Tx)	0,13	0,38	3,01	3,80	2,40	9,11
Push -Y (+Tx)	-0,06	-0,17	3,08	3,08	2,44	7,50
Push Y (-Tx)	0,08	0,38	4,56	3,44	3,47	11,96
Push -Y (-Tx)	-0,06	-0,17	2,99	3,04	2,38	7,25
Με τοιχοπληρώσεις						
Ανάλυση	$\bar{\delta}_y$	$\bar{\delta}_u$	μ_{δ}	q_u	q_{π}	q
Push X (+Ty)	0,03	0,21	8,32	5,25	2,95	15,48
Push -X (+Ty)	-0,03	-0,20	7,53	5,05	2,74	13,83
Push X (-Ty)	0,03	0,18	5,76	5,18	4,31	22,32
Push -X (-Ty)	-0,03	-0,18	7,01	4,95	5,18	25,64
Push Y (+Tx)	0,05	0,30	6,38	4,80	2,43	11,68
Push -Y (+Tx)	-0,03	-0,50	16,02	4,25	5,00	21,25
Push Y (-Tx)	0,04	0,30	7,90	4,55	5,79	26,35
Push -Y (-Tx)	-0,04	-0,50	13,89	4,34	9,96	43,18

Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα, για την κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις το ελάχιστο q_u , το οποίο και την χαρακτηρίζει, προκύπτει 3.02, τιμή που είναι πολύ κοντινή με το q που επιλέχθηκε στο σχεδιασμό ($q = 3$). Όσον αφορά τον διαθέσιμο δείκτη πλαστιμότητας q , που και σε αυτή την περίπτωση ο ελάχιστος χαρακτηρίζει την κατασκευή, χωρίς τοιχοπληρώσεις προκύπτει 7,25 ενώ με τοιχοπληρώσεις 11,68. Και στις δύο περιπτώσεις η τιμή είναι μεγαλύτερη από το $q_{design} = 3$, οπότε η κατασκευή δεν έχει πρόβλημα.

5.2.5 Ανάλυση Χρονοϊστοριών

Για αυτή την ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν 5 διαφορετικά επιταχυνσιογράμματα σεισμών, $As_1 - As_5$, τα οποία παρουσιάζονται στο παράρτημα. Έγινε συνδυασμός τους και για την αποτίμηση χρησιμοποιήθηκαν τα 3 που είχαν την καλύτερη συσχέτιση ($r < 0.1$). Αυτά ήταν τα $As_1 - As_2$ ($r = -0.0226$), $As_1 - As_4$ ($r = -0.0074$) και $As_1 - As_5$ ($r = -0.0093$). Και σε αυτή την ανάλυση ο φορέας εξετάστηκε με και χωρίς

τοιχοπληρώσεις καθώς και χωρίς τις πλευρές 1-2 και 3-4. Στο σχήμα 5.29 παρουσιάζεται ο συμβολισμός των κόμβων της κατασκευής:



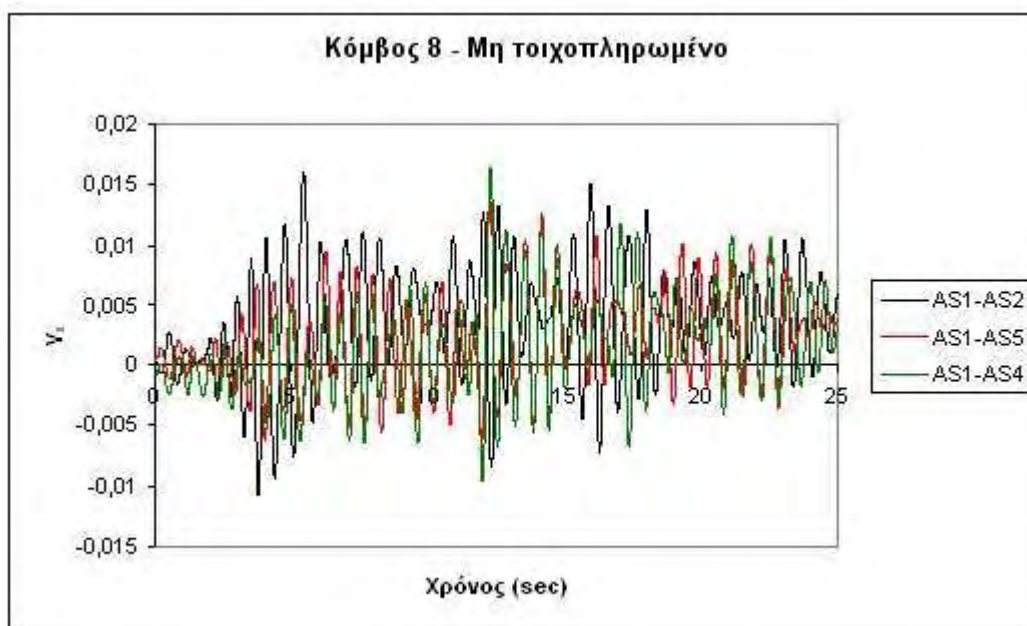
Σχ. 5.29: Συμβολισμός κόμβων κατασκευής.

Έγιναν 4 διαφορετικοί συνδυασμοί των πρόσημων των μετακινήσεων κατά x και y, TH₁ – TH₄, τόσο για θετική τυχηματική ροπή στρέψης όσο και για αρνητική. Στόχος της ανάλυσης ήταν να υπολογιστούν οι σχετικές μετακινήσεις των κόμβων στην διεύθυνση των τοιχοπληρώσεων ώστε να υπολογιστεί το $\gamma = \delta_{σχ}/L$, καθώς και τα εντατικά μεγέθη των στοιχείων (M, V, θ) και κατά πόσο ξεπερνούν τις αντοχές τους.

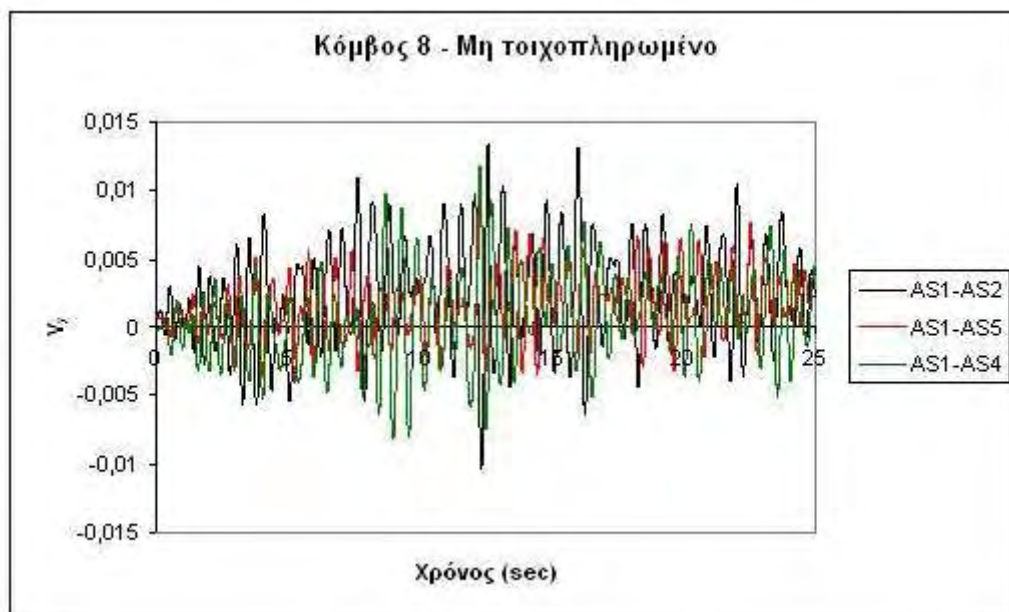
Σύμφωνα με τον ΕΚ8-3 [3], όταν $\gamma > 0.005$ τότε αστοχούν οι τοιχοπληρώσεις για περίοδο επαναφοράς T = 225 χρόνια. Επιλέχθηκαν λοιπόν οι κόμβοι 8, 10, 12 και 16 ώστε να καλύπτονται όλες οι διευθύνσεις των τοιχοπληρώσεων και εξετάστηκε σε ποιες χρονικές στιγμές αστοχούν. Προηγήθηκε μια σύγκριση των τριών συνδυασμών επιταχυνσιογραμμάτων As₁ – As₂, As₁ – As₄ και As₁ – As₅ για T = 475 χρόνια (για να είναι πιο μεγάλες άρα και πιο ευδιάκριτες οι μετακινήσεις) ώστε να επιλεγεί αυτό που δίνει τις μεγαλύτερες μετακινήσεις τόσο κατά x όσο και κατά y στους περιμετρικούς κόμβους. Όπως φαίνεται και στα σχήματα 5.30-5.31, για τον κόμβο 8 ο συνδυασμός As₁ – As₂ είναι ο κρισιμότερος. Επιπλέον, για τον συνδυασμό As₁ – As₂, εξετάστηκε κατά πόσο επηρεάζει αν ο σεισμός είναι υπό 0 ή υπό 45 μοίρες. Τα αποτελέσματα των μέγιστων μετακινήσεων βγήκαν αρκετά κοντινά και επειδή ο σεισμός υπό 0 μοίρες έδινε δυσμενέστερες μετακινήσεις αποφασίστηκε να εξεταστεί μόνο αυτός.

Πίνακας 5.5: Σύγκριση μετακινήσεων σεισμού υπό 0 και υπό 45 μοίρες.

TH_ENVELOPE(0)			TH_ENVELOPE(45)		
	absUx (m)	absUy (m)		absUx (m)	absUy (m)
8	0,0872	0,0730	8	0,0959	0,0527
10	0,0549	0,1019	10	0,0586	0,0939
Κ.Μ.	0,0594	0,0787	Κ.Μ.	0,0598	0,0639
12	0,0558	0,1018	12	0,0512	0,0939
16	0,0586	0,0761	16	0,0580	0,0545

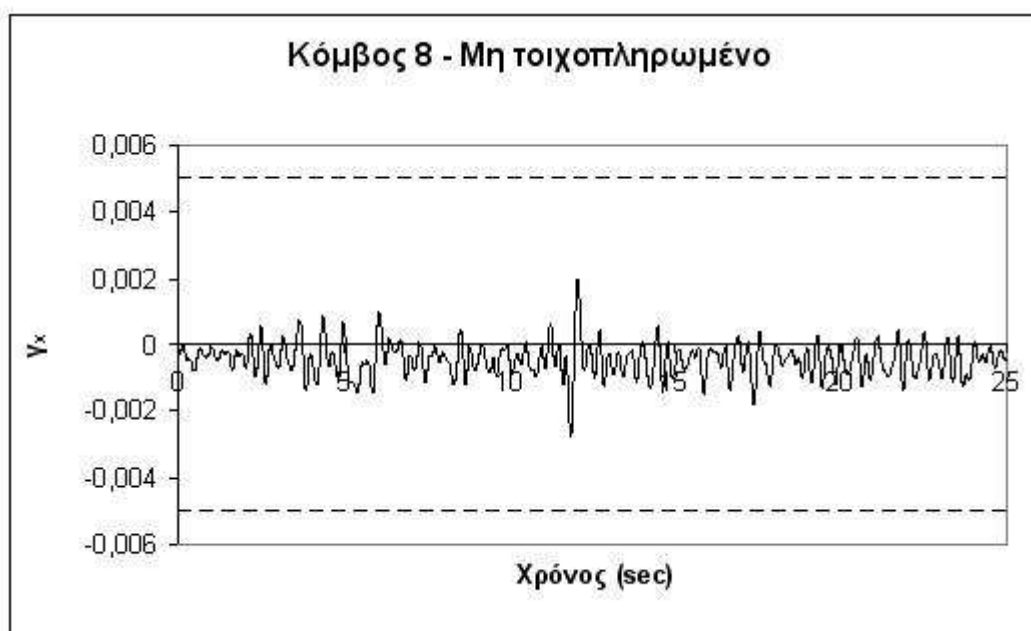


Σχ.5.30: Διάγραμμα γ-t κατά x κόμβου 8 για σεισμό $T = 475$ (K_{eff}).

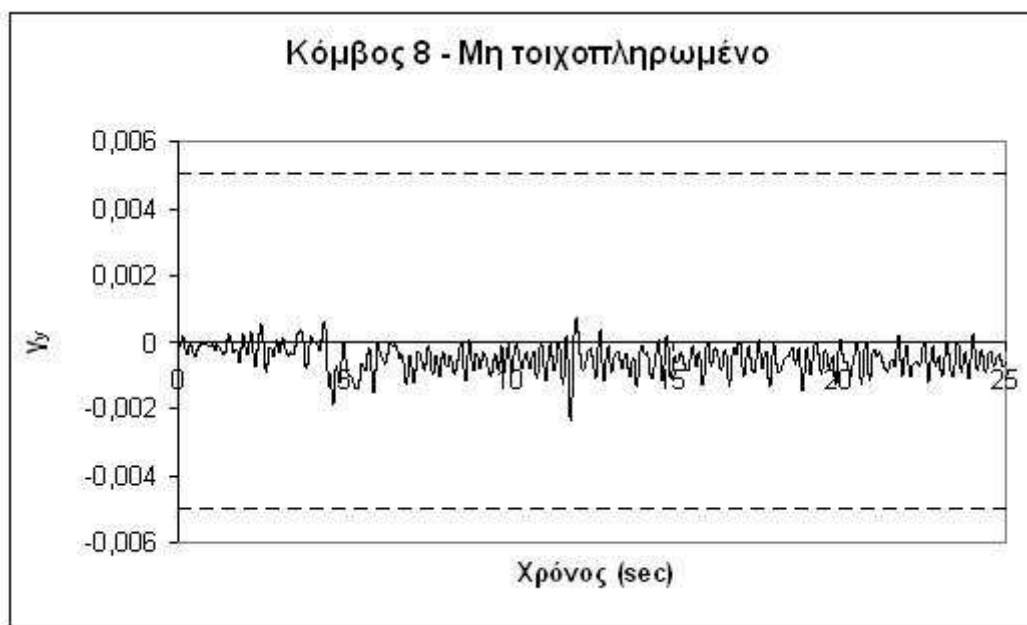


Σχ.5.31: Διάγραμμα γ-t κατά y κόμβου 8 για σεισμό T = 475 (K_{eff}).

Στα σχήματα 5.32-5.33 παρουσιάζονται τα διαγράμματα των γ κατά x και y συναρτήσεως του χρόνου για τον κόμβο 8 για T για τον συνδυασμό $As_1 - As_2$ για μη τοιχοπληρωμένη κατασκευή. Για τους υπόλοιπους κόμβους οι συγκρίσεις και τα διαγράμματα γ παρουσιάζονται στο Παράρτημα (5.5).

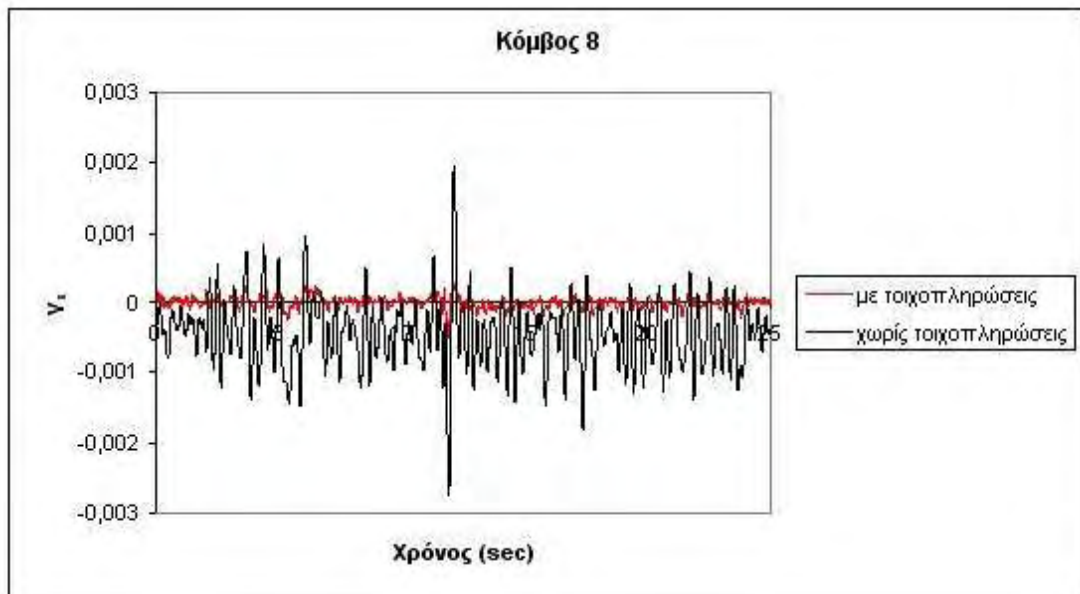


Σχ.5.32: Διάγραμμα γ-t κατά x κόμβου 8 για σεισμό T = 225.

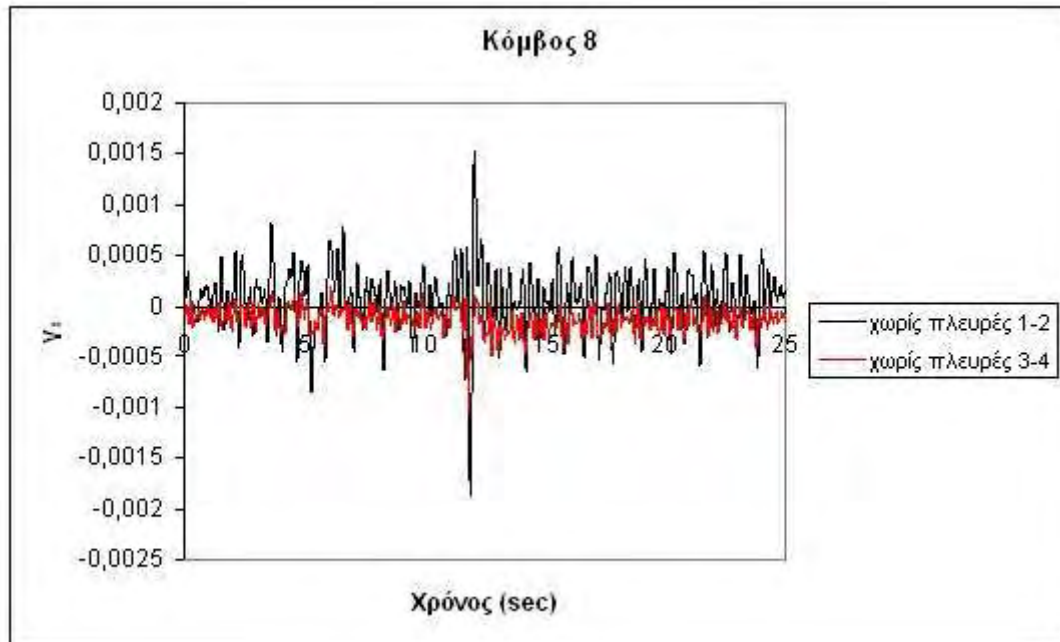


Σχ.5.33: Διάγραμμα γ -t κατά y κόμβου 8 για σεισμό $T = 225$.

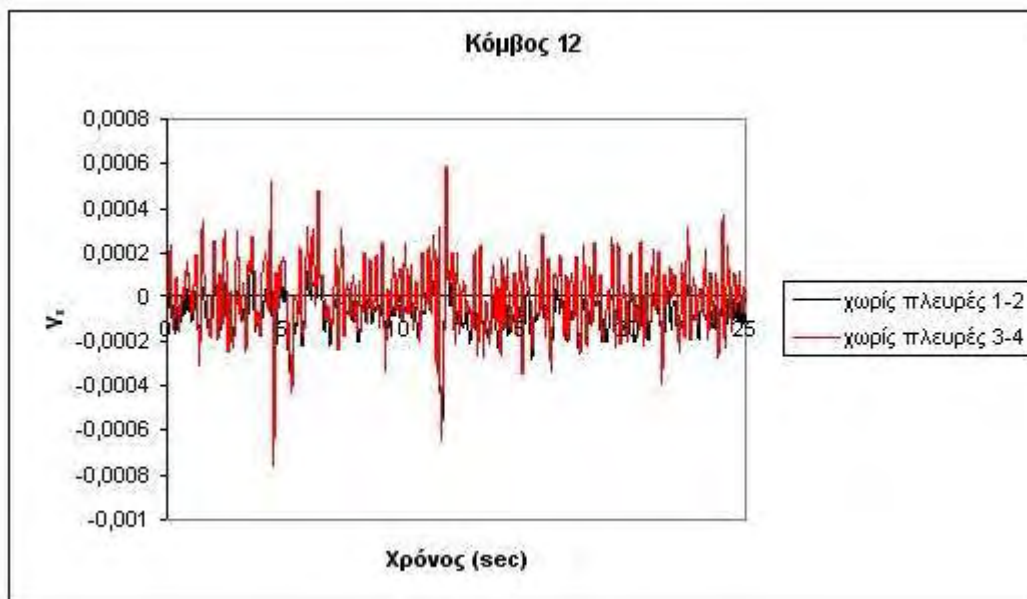
Όπως παρατηρείται, το γ δεν ξεπερνάει το όριο του 0.5% άρα δεν αστοχούν οι τοιχοπληρώσεις. Αυτή αποτελεί την δυσμενέστερη περίπτωση καθώς χωρίς τοιχοπληρώσεις η κατασκευή είναι πιο εύκαμπτη. Ενδιαφέρον έχει η σύγκριση των γ στους κόμβους για τις διάφορες τοιχοπληρωμένες κατασκευές. Όπως είναι προφανές, στην τοιχοπληρωμένη κατασκευή οι μετακινήσεις είναι πολύ μικρότερες σε σχέση με την «γυμνή». Επιπλέον, όταν λείπουν οι πλευρές 1-2 ο κόμβος 8 καταπονείται περισσότερο σε σχέση με τον φορέα χωρίς τις πλευρές 3-4. Το αντίστροφο προφανώς συμβαίνει στον κόμβο 12. Τέλος, ο φορέας μελετήθηκε και δύστρεπτος κατά x και y με κατάργηση της τυχηματικής ροπής στρέψης και με δέσμευση του ενός βαθμού ελευθερίας σε κάθε περίπτωση για περίοδο επαναφοράς $T = 475$ χρόνια (K_{eff}). Όπως ήταν αναμενόμενο η εύστρεπτη κατασκευή είχε μεγαλύτερες μετακινήσεις σε σχέση με την δύστρεπτη. Αξιοσημείωτο ήταν το γεγονός ότι, σε αντίθεση με την εύστρεπτη κατασκευή, στην περίπτωση της δύστρεπτης δεν υπάρχει ουσιώδης διαφορά στα αποτελέσματα στις περιπτώσεις που αφαιρούνται οι πλευρές 1-2 και 3-4. Αυτό συμβαίνει γιατί ο φορέας μετακινείται μόνο κατά x ή κατά y με αποτέλεσμα να μην επηρεάζεται από την θέση της τοιχοπλήρωσης που αφαιρείται αλλά να αντιλαμβάνεται απλά την μείωση της δυσκαμψίας. Στα σχήματα 5.34-5.39 παρουσιάζονται όλες αυτές οι συγκρίσεις:



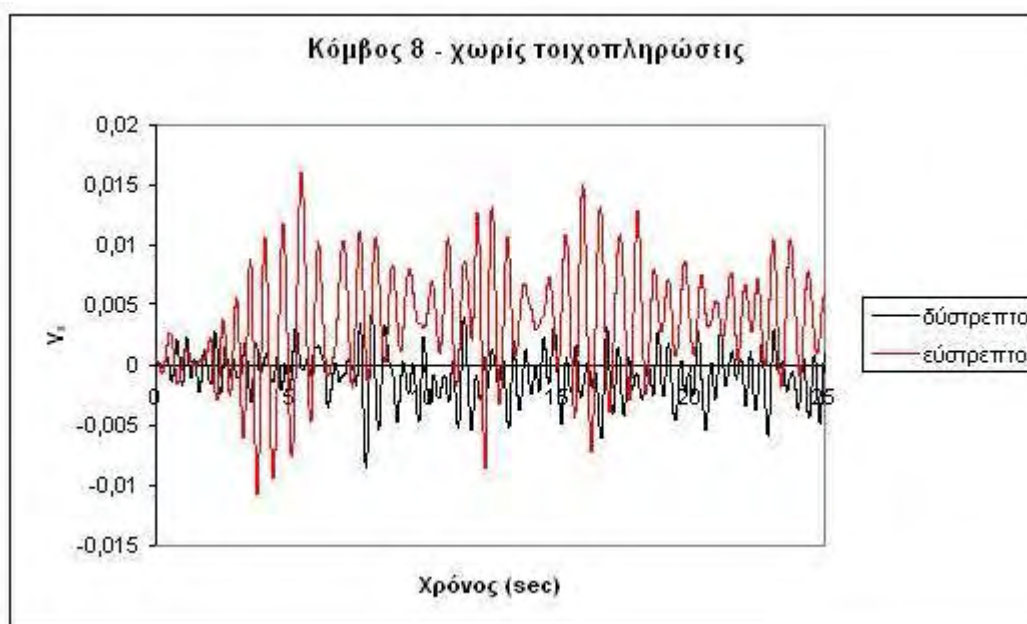
Σχ.5.34: Σύγκριση διαγραμμάτων γ -t κατά x κόμβου 8 με και χωρίς τοιχοπληρώσεις (εύστρεπτος φορέας).



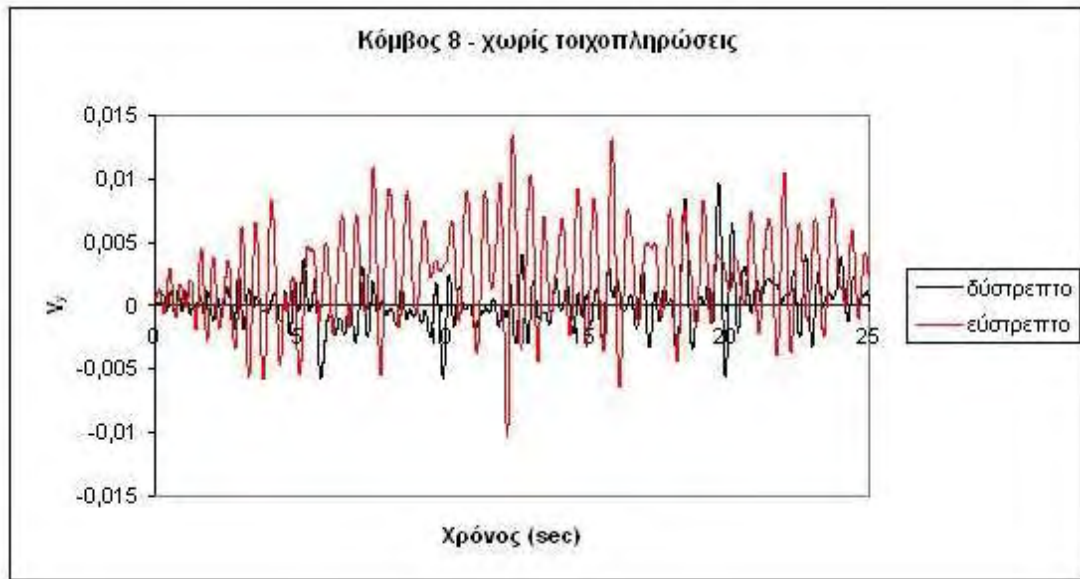
Σχ.5.35: Σύγκριση διαγραμμάτων γ -t κατά x κόμβου 8 χωρίς πλευρές 1-2 και 3-4 (εύστρεπτος φορέας).



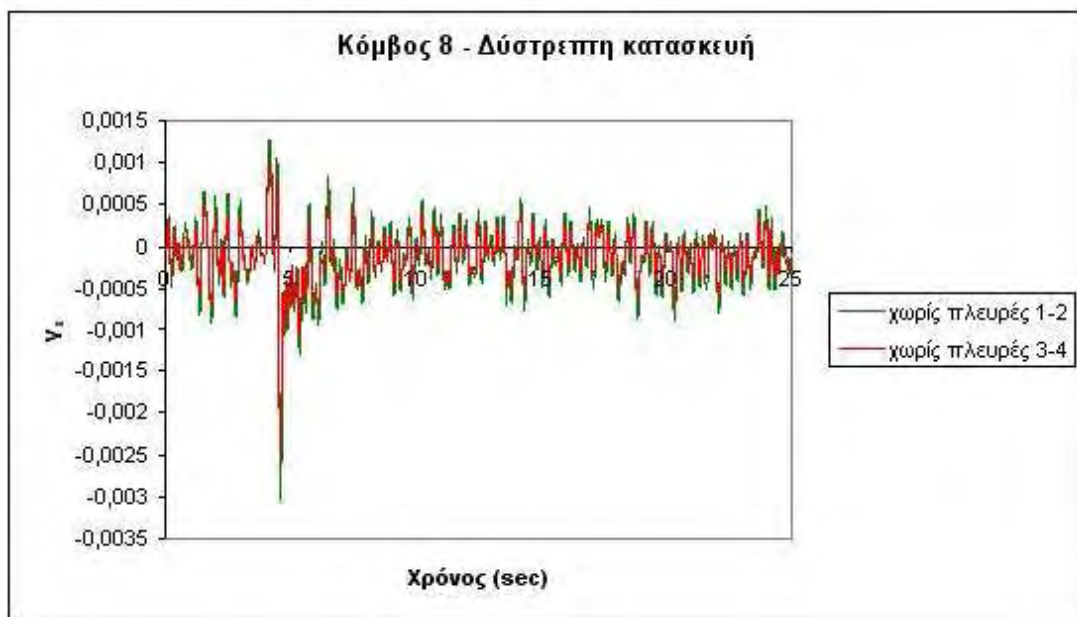
Σχ.5.36: Σύγκριση διαγραμμάτων γ - t κατά x κόμβου 12 χωρίς πλευρές 1-2 και 3-4 (εύστρεπτος φορέας).



Σχ.5.37: Σύγκριση διαγραμμάτων γ - t κατά x κόμβου 8 για εύστρεπτη – δύστροπτη κατασκευή.



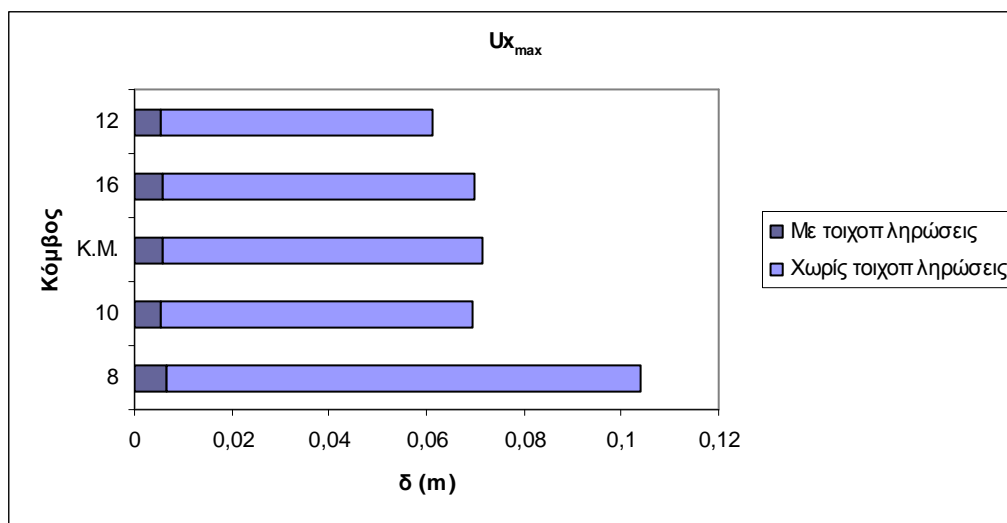
Σχ.5.38: Σύγκριση διαγραμμάτων γ-t κατά y κόμβου 8 για εύστρεπτη – δύστρεπτη κατασκευή.



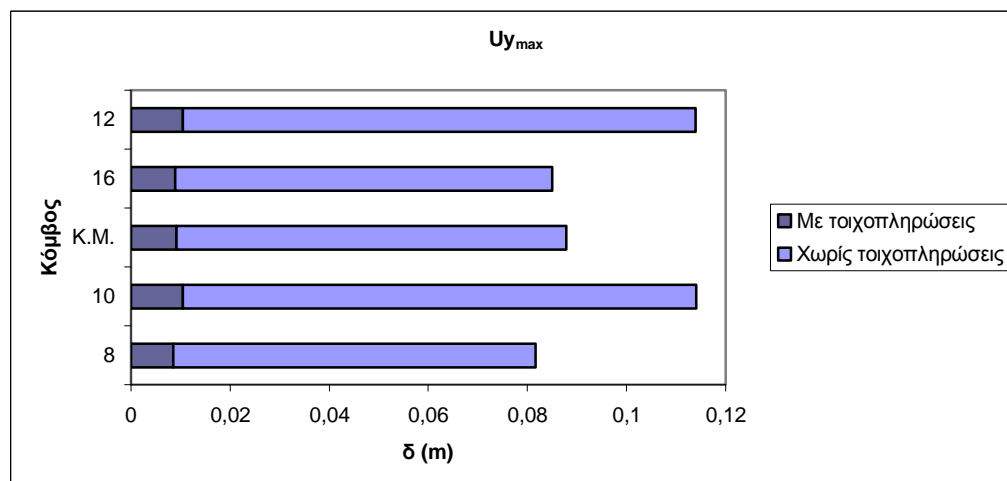
Σχ.5.39: Σύγκριση διαγραμμάτων γ-t κατά x κόμβου 8 για δύστρεπτη κατασκευή.

Μία πιο σφαιρική εικόνα για τις μετατοπίσεις του φορέα παρουσιάζεται στα σχήματα 5.40-5.43, όπου φαίνονται οι μέγιστες μετακινήσεις των κόμβων στις διευθύνσεις των τοιχοπληρώσεων. Είναι ξεκάθαρη η μεγάλη διαφορά δυσκαμψίας ανάμεσα σε πλήρως τοιχοπληρωμένη και «γυμνή» κατασκευή ενώ στην περίπτωση που λείπουν

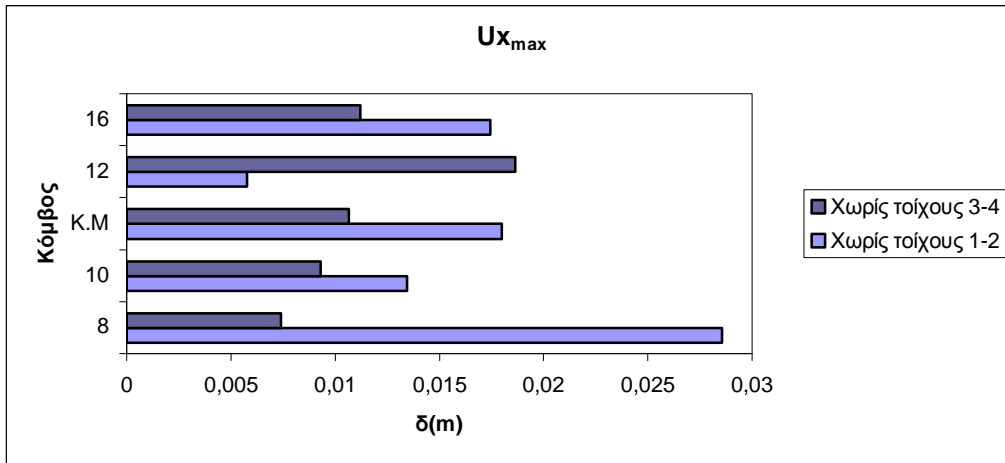
οι πλευρές 1-2 και 3-4 προκύπτουν τα αναμενόμενα αποτελέσματα, δηλαδή ο κόμβος 8 έχει μεγαλύτερη μετακίνηση απουσία των πλευρών 1-2 ενώ ο 12 έχει μεγαλύτερη απουσία των 3-4. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι απουσία των τοίχων 1-2 η κατασκευή είναι πιο εύκαμπτη κατά x ενώ απουσία των τοίχων 3-4 η κατασκευή είναι πιο εύκαμπτη κατά y. Αυτό είναι λογικό καθώς στην πλευρά 3 κατά x υπάρχει το τοίχωμα 1 με αποτέλεσμα οι τοιχοπληρώσεις να μην προσφέρουν την αντίστοιχη δυσκαμψία που προσφέρουν στην πλευρά 1 που έχει μόνο υποστυλώματα.



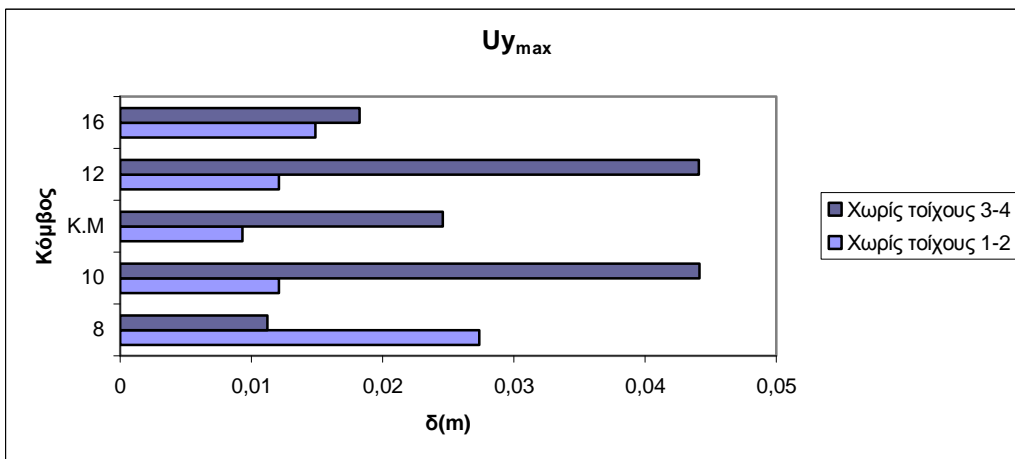
Σχ. 5.40: Μέγιστες μετακινήσεις κόμβων κατά x για σεισμό T = 475 (K_{eff}).



Σχ. 5.41: Μέγιστες μετακινήσεις κόμβων κατά y για σεισμό T = 475 (K_{eff}).



Σχ. 5.42: Μέγιστες μετακινήσεις κόμβων κατά x για σεισμό T = 475 (K_{eff}).

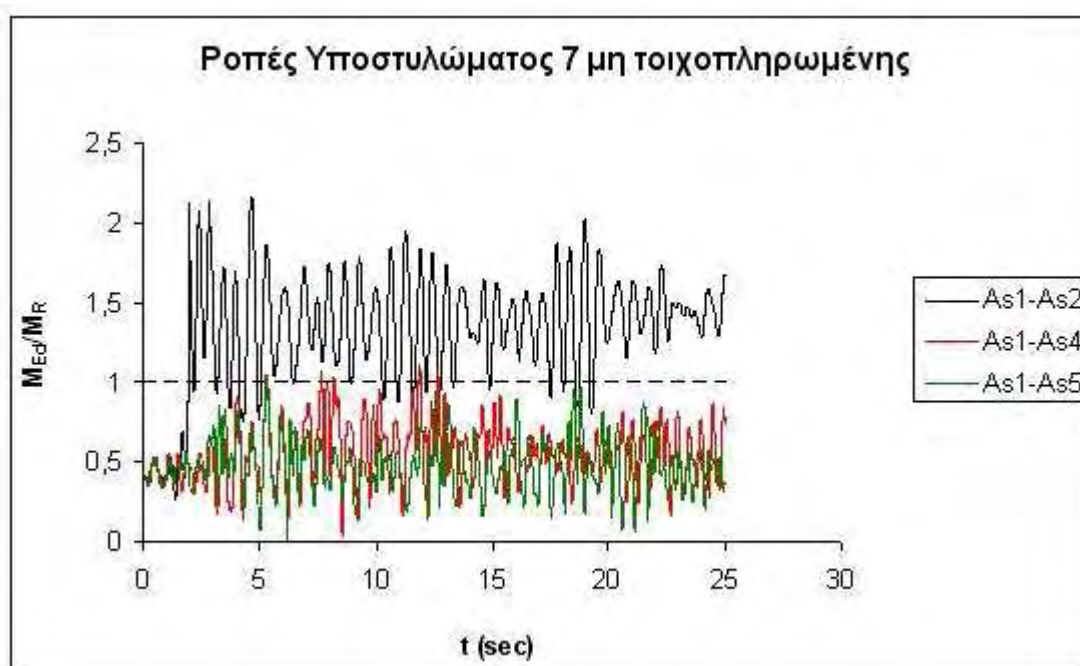


Σχ. 5.43: Μέγιστες μετακινήσεις κόμβων κατά y για σεισμό T = 475 (K_{eff}).

Όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη, εξετάστηκε για όλα τα κατακόρυφα στοιχεία και για την κρίσιμη δοκό σε κάθε περίπτωση το κατά πόσο η δράση που προκύπτει από τις χρονοϊστορίες ξεπερνάει την αντοχή σε κάμψη, τέμνουσα και στροφή, που υπολογίστηκαν κατά τον σχεδιασμό. Σε κανένα στοιχείο δεν παρατηρήθηκε διατμητική αστοχία ενώ και οι τιμές των στροφών ήταν πολύ μικρότερες σε σχέση με το $0.75\theta_u$ (που προβλέπει ο κανονισμός για περίοδο επαναφοράς T=475 χρόνια). Αντίθετα καμπτικές αστοχίες παρατηρήθηκαν, εξ ου και ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στην αρχή και το πέρας των υποστρωμάτων (μαλακός όροφος). Αυτή η συμπεριφορά κρίνεται ικανοποιητική καθώς εμπεριέχει την γενικότερη φιλοσοφία του ότι η καμπτική αστοχία πρέπει να προηγείται της διατμητικής. Επιπλέον, σε περίπτωση που είχε γίνει και ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου (δεν έγινε λόγω

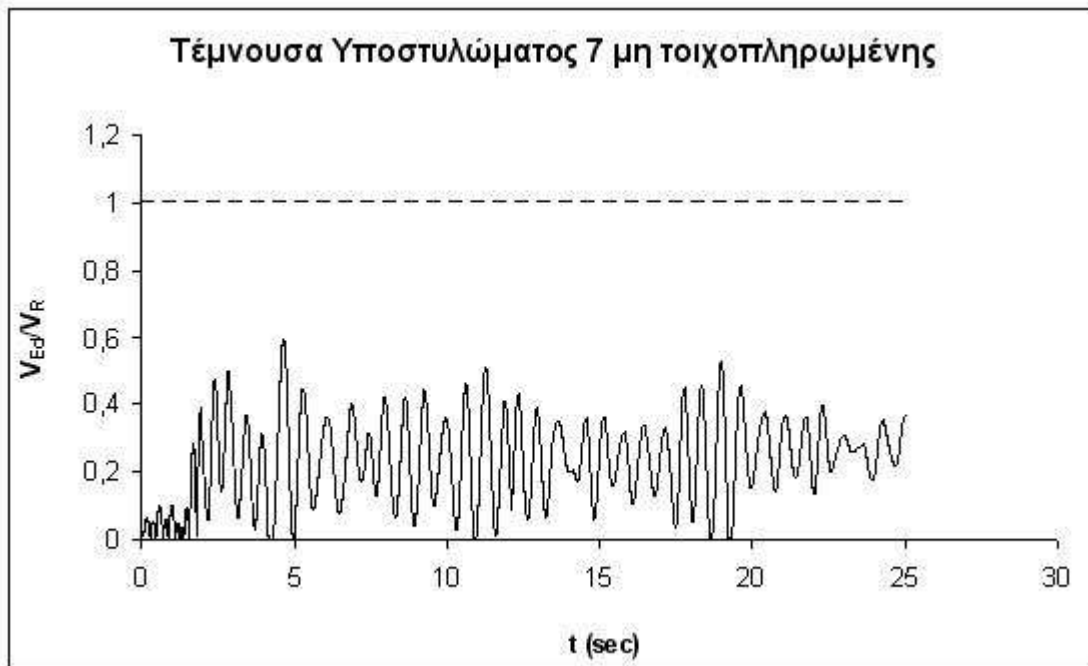
μονώροφης κατασκευής), οι πλαστικές αρθρώσεις θα εμφανίζονταν κυρίως στα δοκάρια και όχι στα κατακόρυφα στοιχεία.

Ανάλογα με τις τοιχοπληρώσεις της κατασκευής, προέκυπτε όπως ήταν αναμενόμενο διαφορετικό κρίσιμο υποστύλωμα, με το υποστύλωμα 5 να είναι στις περισσότερες περιπτώσεις το δυσμενέστερο. Στο σχήμα 5.44 παρουσιάζεται για το υποστύλωμα 7, που προέκυψε κρισιμότερο για την «γυμνή» κατασκευή, το διάγραμμα ροπών και για τους τρεις συνδυασμούς χρονοϊστοριών:

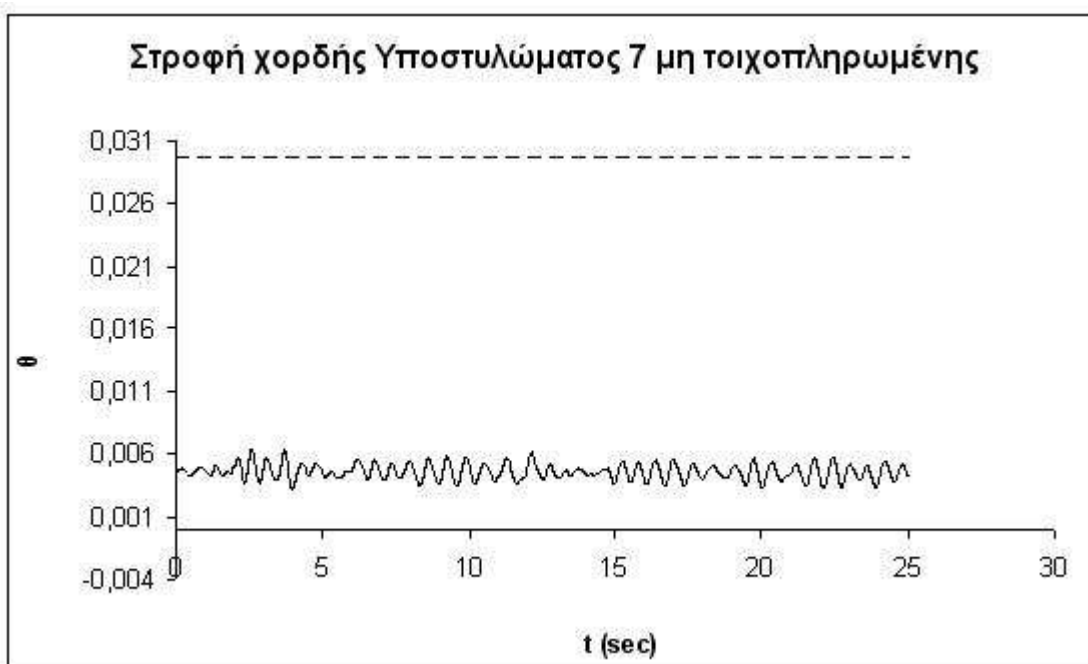


Σχ. 5.44: M_{Ed}/M_R υποστυλώματος 7 για σεισμό $T = 475 (K_{eff})$.

Είναι φανερό ότι ο συνδυασμός As_1-As_2 σε αυτή την περίπτωση ήταν κρισιμότερος. Τα αντίστοιχα διαγράμματα τέμνουσας και στροφής για το υποστύλωμα 7 παρουσιάζονται στα σχήματα 5.45-5.46, όπου φαίνεται ότι υπάρχει αρκετό περιθώριο αντοχής:

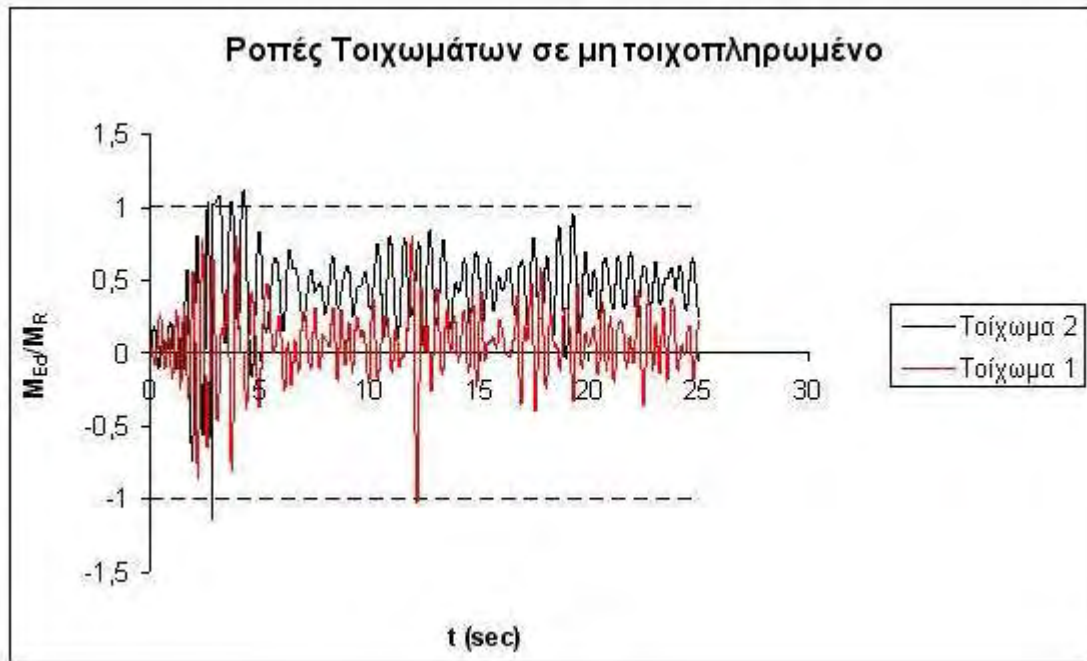


Σχ. 5.45: V_{Ed}/V_R υποστυλώματος 7 για σεισμό $T = 475 (K_{eff})$.

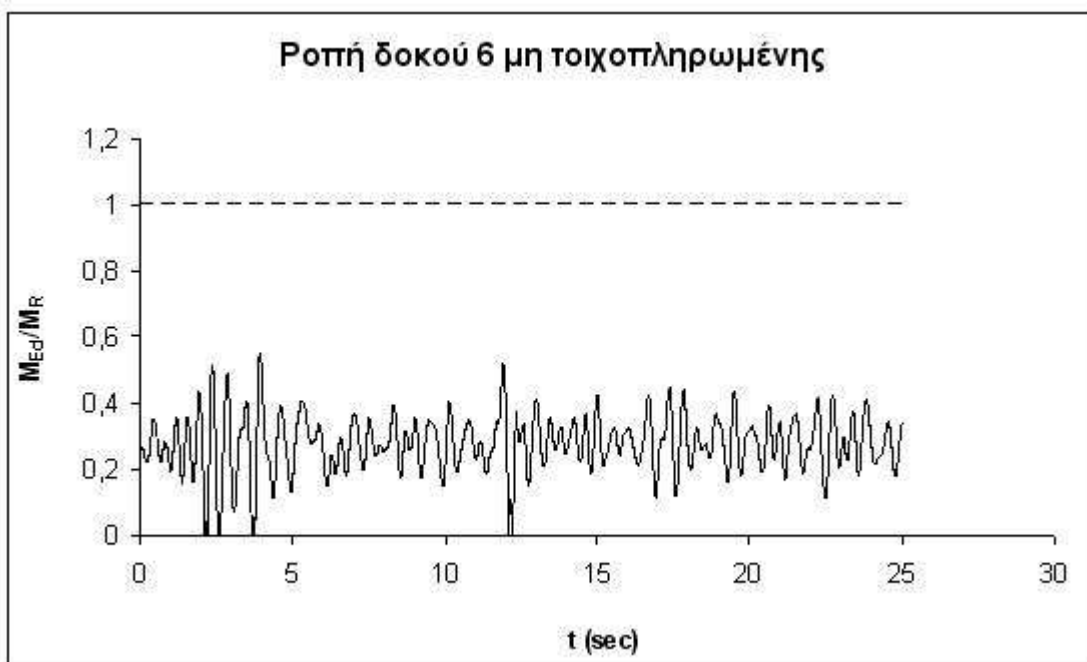


Σχ. 5.46: $\theta_{Ed}/0.75\theta_u$ υποστυλώματος 7 για σεισμό $T = 475 (K_{eff})$.

Στα σχήματα 5.47-5.48 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών για τα τοιχώματα και για το κρίσιμο δοκάρι, στην περίπτωση της μη τοιχοπληρωμένης κατασκευής. Στα τοιχώματα σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στην βάση σε αντίθεση με το δοκάρι όπου η δράση δεν ξεπερνάει την αντοχή:



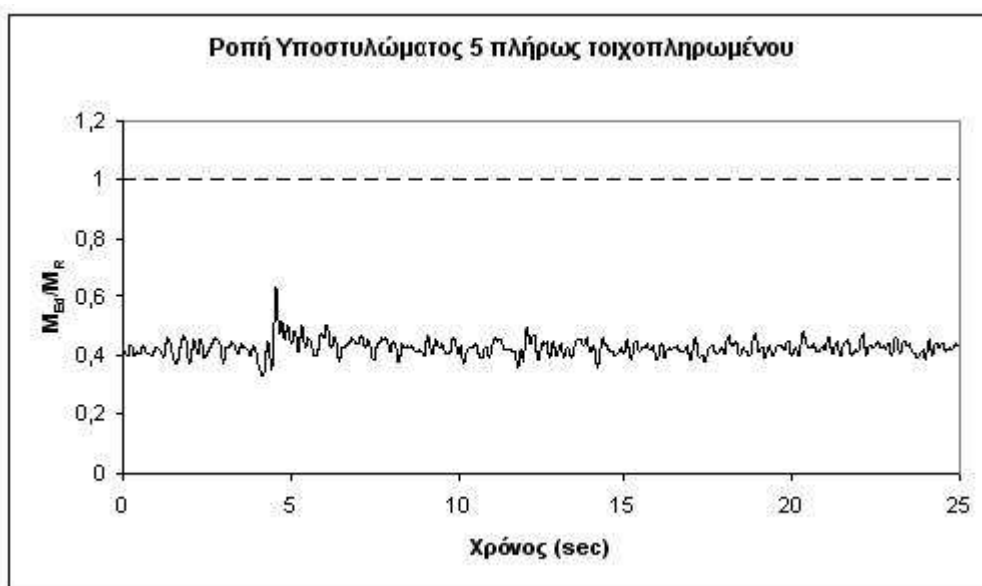
Σχ. 5.47: M_{Ed}/M_R τοιχωμάτων για σεισμό $T = 475$ (K_{eff}).



Σχ. 5.48: M_{Ed}/M_R δοκού 6 για σεισμό $T = 475$ (K_{eff}).

Τα πράγματα είναι εντελώς διαφορετικά στην πλήρως τοιχοπληρωμένη κατασκευή. Η δυσκαμψία της είναι αρκετά μεγαλύτερη με αποτέλεσμα να μην σχηματίζεται καμία πλαστική άρθρωση ενώ και σε αυτή την περίπτωση η διατμητική αντοχή των στοιχείων είναι αρκετά μεγαλύτερη από την δράση. Στα σχήματα 5.49-5.50

παρουσιάζονται οι ροπές του κρίσιμου υποστυλώματος 5 και των τοιχωμάτων για τον συνδυασμό As_1-As_2 που ήταν ο κρισιμότερος σε αυτή την περίπτωση:



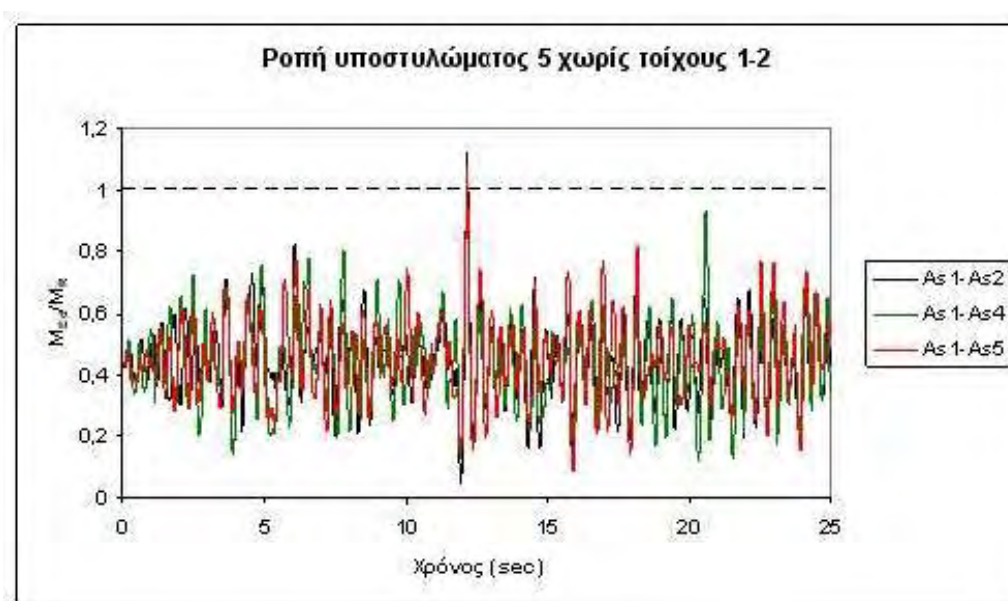
Σχ. 5.49: M_{Ed}/M_R υποστυλώματος 5 για σεισμό $T = 475 (K_{eff})$.



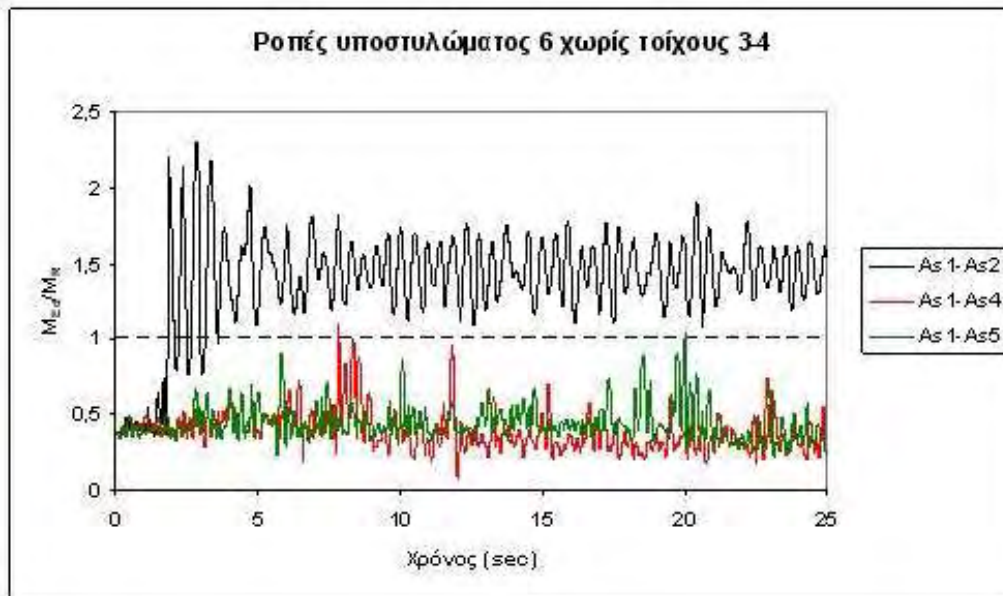
Σχ. 5.50: M_{Ed}/M_R τοιχωμάτων για σεισμό $T = 475 (K_{eff})$.

Στις περιπτώσεις όπου έλειπαν οι πλευρές 1-2 και 3-4, τα πράγματα ήταν πιο ευνοϊκά σε σχέση με την «γυμνή» κατασκευή, ωστόσο υπήρξε και εδώ σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο υποστυλώμα 5 (χωρίς πλευρές 1-2) και στα υποστυλώματα 6 και 7 (χωρίς πλευρές 3-4). Γενικά οι θέσεις των μέγιστων

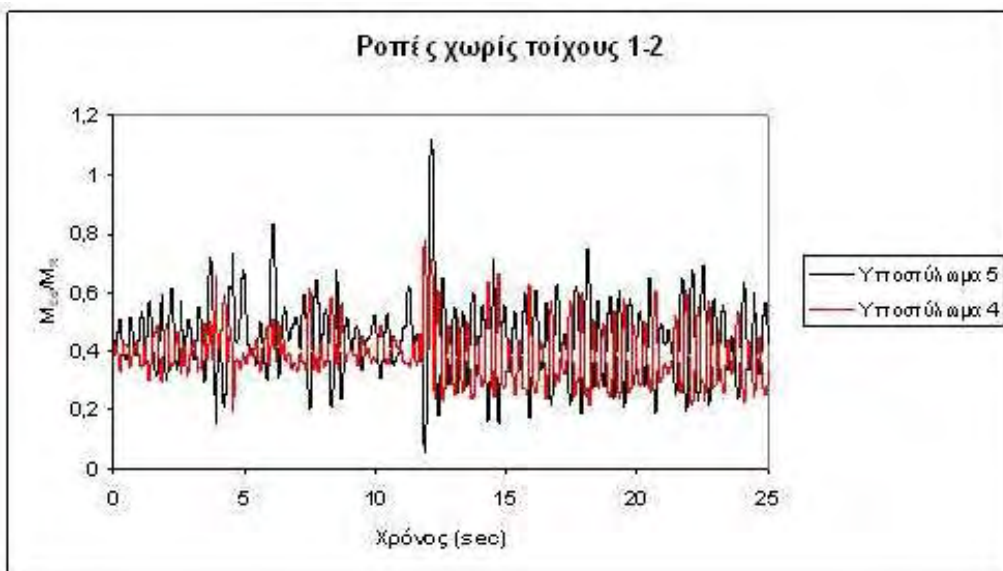
μετακινήσεων με τις θέσεις των μέγιστων ροπών ταυτίζονταν, όπως παρατηρήθηκε στην γυμνή κατασκευή, στην πλήρως τοιχοπληρωμένη και σε αυτή χωρίς τις πλευρές 3-4. Αντίθετα, για την περίπτωση που λείπουν οι πλευρές 1-2 στα υποστυλώματα 4 και 5 (σχ. 5.53-5.54), οι ροπές είναι μεγαλύτερες στο 5 ενώ οι μετακινήσεις μεγαλύτερες στο 4. Δεν είναι απαραίτητο δηλαδή ένα υποστύλωμα να είναι κρίσιμο σε όλα τα εξεταζόμενα μεγέθη. Στα τοιχώματα δεν παρατηρήθηκε σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στη βάση, σε αντίθεση με την μη τοιχοπληρωμένη κατασκευή. Τέλος, ούτε εδώ υπήρχε θέμα διατμητικής αστοχίας και υπέρβασης στροφής χορδής.



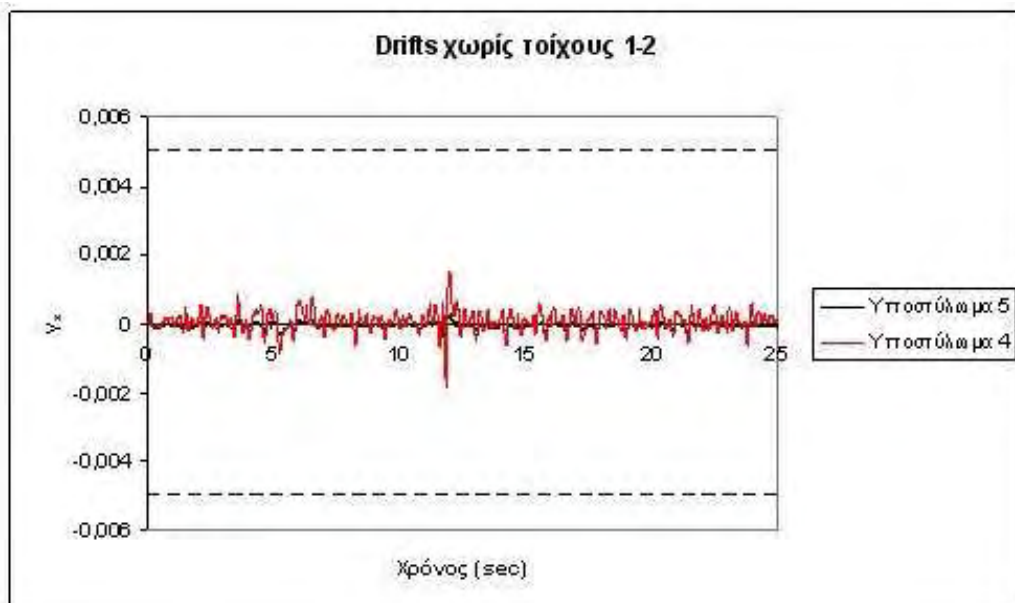
Σχ. 5.51: M_{Ed}/M_R υποστυλώματος 5 για σεισμό $T = 475 (K_{eff})$.



Σχ. 5.52: M_{Ed}/M_R υποστυλώματος 6 για σεισμό T = 475 (K_{eff}).

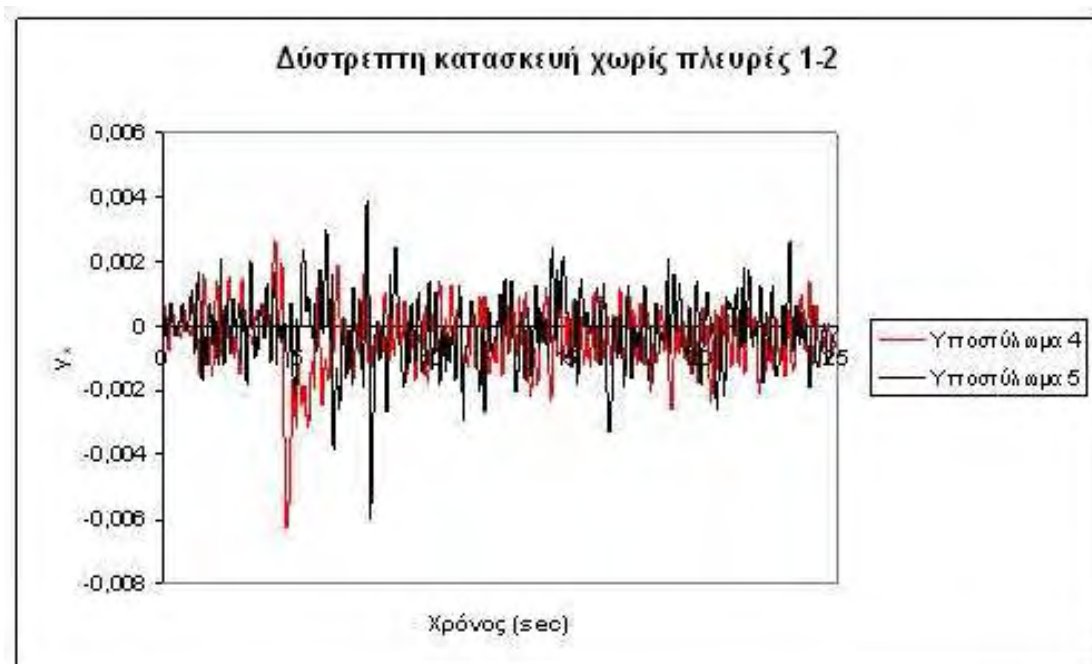


Σχ. 5.53: M_{Ed}/M_R υποστυλωμάτων 4-5 για σεισμό T = 475 (K_{eff}).

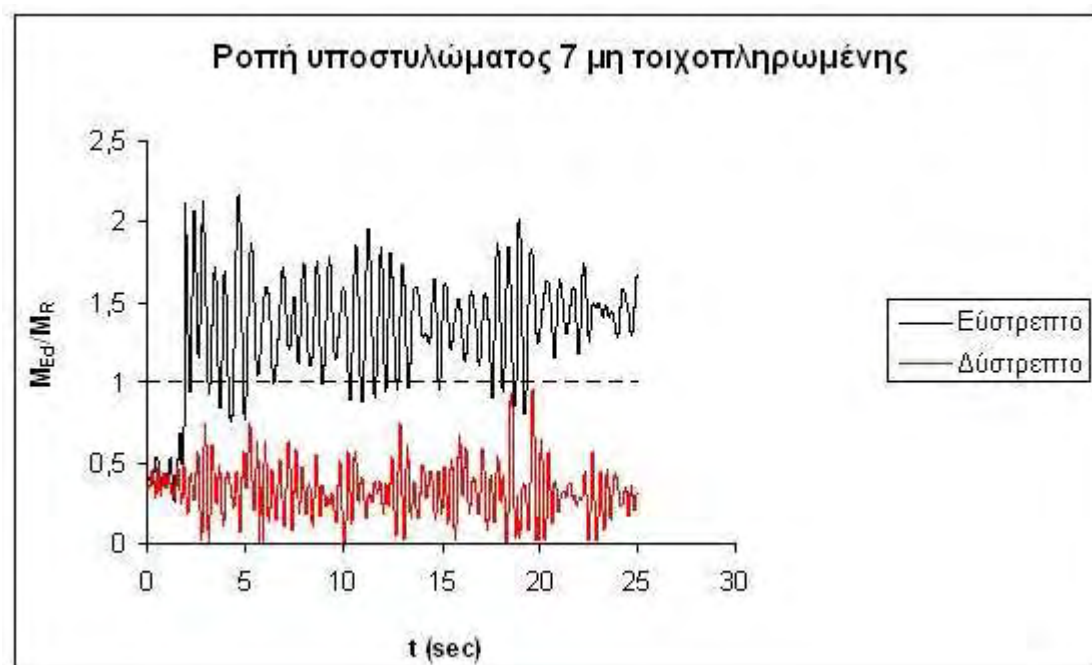


Σχ. 5.54: Drifts υποστυλωμάτων 4-5 για σεισμό $T = 475$ (K_{eff}).

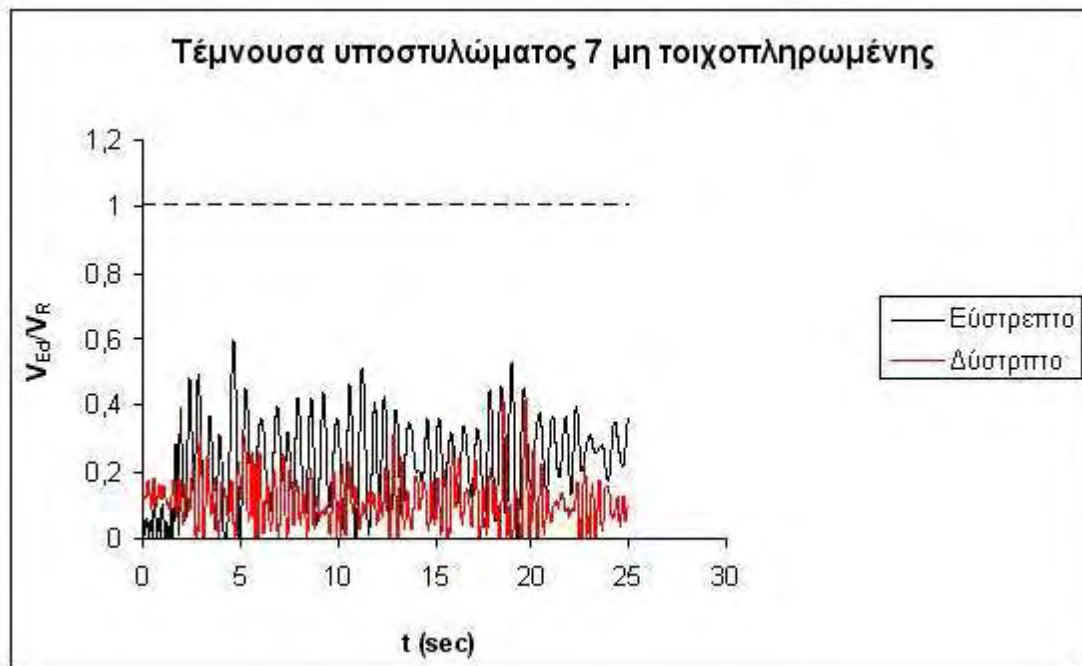
Τα εντατικά μεγέθη υπολογίστηκαν και για τους δύστρεπτους φορείς. Όπως ήταν αναμενόμενο, τα αποτελέσματα ήταν πιο ευνοϊκά καθώς ο φορέας είναι πιο δύσκαμπτος και μετακινείται λιγότερο. Επιπλέον, στην περίπτωση που λείπουν οι τοίχοι 1-2 το υποστύλωμα 5 είναι κρίσιμο τόσο σε ροπές όσο και σε μετακινήσεις, όπως φαίνεται στο σχήμα 5.55, σε αντίθεση με τον εύστρεπτο φορέα όπου υπήρξε διαφοροποίηση. Στα σχήματα 5.56-5.59 γίνεται σύγκριση για την δυσμενέστερη περίπτωση, που είναι το υποστύλωμα 7 στην μη τοιχοπληρωμένη κατασκευή, σε όρους ροπών, τεμνουσών και στροφών χορδής:



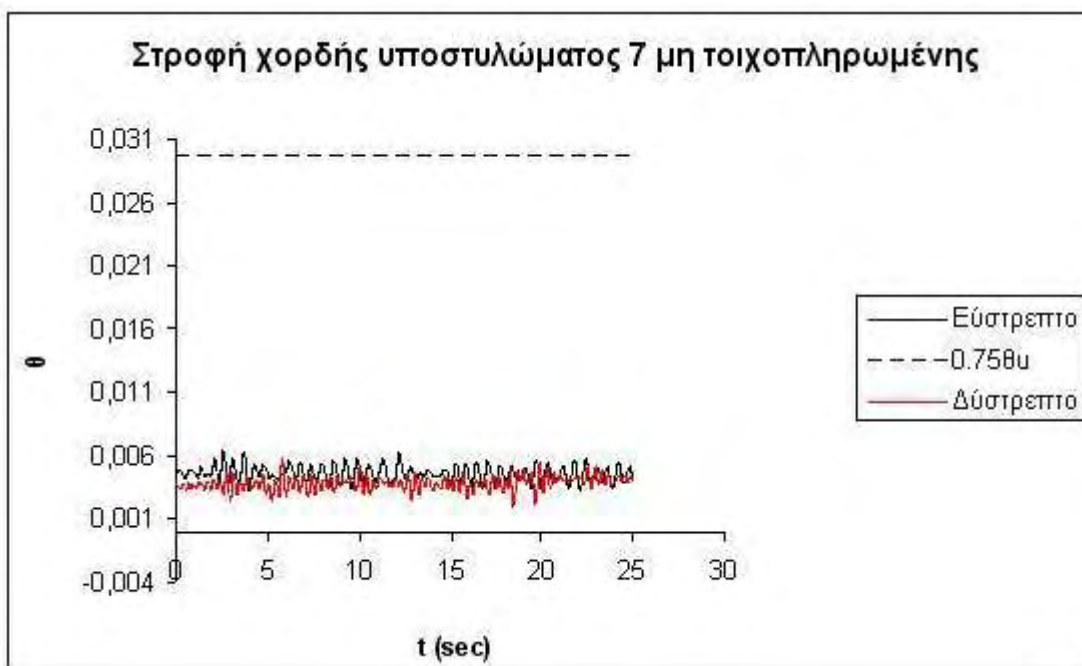
Σχ. 5.55: Drifts υποστυλωμάτων 4-5 για σεισμό T = 475 (K_{eff}).



Σχ. 5.56: Ροπή υποστυλώματος 7 για σεισμό T = 475 (K_{eff}).



Σχ. 5.56: Ροπή υποστυλώματος 7 για σεισμό $T = 475 (K_{eff})$.



Σχ. 5.57: Στροφή χορδής υποστυλώματος 7 για σεισμό $T = 475 (K_{eff})$.

Όλα τα σχήματα για όλες τις περιπτώσεις φόρτισης και τοιχοπληρώσεων παρουσιάζονται στο Παράρτημα (5.6).

5.2.6 Σύγκριση Pushover – Χρονοϊστοριών

Τέλος, έγινε μια σύγκριση αποτελεσμάτων ανάμεσα στις αναλύσεις pushover και στις αναλύσεις χρονοϊστοριών. Στόχος αυτής της σύγκρισης ήταν να εξεταστεί κατά πόσο τα αποτελέσματα της pushover ήταν κοντινά σε αυτά των χρονοϊστοριών ώστε σε πιο πολύπλοκους φορείς να μπορέσει να εξαιρεθεί η δεύτερη, μιας που είναι και αρκετά χρονοβόρα.

Αρχικά, από τις επιλύσεις των χρονοϊστοριών λαμβάνεται η μέγιστη μετακίνηση του κέντρου μάζας για τον κάθε φορέα. Αυτή η μετακίνηση θεωρείται σαν μετακίνηση στόχος για την ανάλυση pushover, ώστε να γίνουν συγκρίσεις των δύο αναλύσεων σε όρους εντατικών μεγεθών και μετακινήσεων. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιήθηκε για δύο επιτελεστικότητες, περίοδος επαναφοράς $T = 225$ χρόνια για να γίνει σύγκριση σε όρους μετακινήσεων γ και $T = 475$ χρόνια για να γίνει σύγκριση σε όρους εντατικών μεγεθών και πλαστικών αρθρώσεων. Στους πίνακες 5.6-5.7 παρουσιάζονται οι μετακινήσεις στόχος όπως υπολογίστηκαν:

Πίνακας 5.6: Μετακίνηση στόχος για $T = 475$ χρόνια.

Περίπτωση	Κόμβος	AS1-AS2		AS1-AS4		AS1-AS5		maxS _x	maxS _y
		S _x	S _y	S _x	S _y	S _x	S _y		
«γυμνή»	19	0,035	0,044	0,038	0,037	0,031	0,029	0,038	0,044
πλήρης	19	0,005	0,009	0,005	0,008	0,005	0,009	0,005	0,009
χωρίς πλευρές 1-2	19	0,017	0,009	0,018	0,010	0,017	0,010	0,018	0,010
χωρίς πλευρές 3-4	19	0,011	0,025	0,011	0,022	0,008	0,020	0,011	0,025

Πίνακας 5.7: Μετακίνηση στόχος για $T = 225$ χρόνια.

Περίπτωση	Κόμβος	AS1-AS2		AS1-AS4		AS1-AS5		maxS _x	maxS _y
		S _x	S _y	S _x	S _y	S _x	S _y		
«γυμνή»	19	0,007	0,008	0,008	0,008	0,007	0,007	0,008	0,008
πλήρης	19	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
χωρίς πλευρές 1-2	19	0,005	0,003	0,005	0,003	0,005	0,003	0,005	0,003
χωρίς πλευρές 3-4	19	0,003	0,004	0,003	0,004	0,003	0,004	0,003	0,004

Στους πίνακες 5.8-5.9 παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη για την «γυμνή» κατασκευή κατά x και κατά y αντίστοιχα. Όσον αφορά τις τέμνουσες και τις στροφές χορδών, προκύπτουν τα ίδια αποτελέσματα καθώς οι τιμές τους είναι μικρές. Η ουσιαστική σύγκριση γίνεται στις καμπτικές ροπές και στο αν εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα ίδια στοιχεία. Από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι η pushover κατά y

προσεγγίζει καλύτερα τα αποτελέσματα των χρονοϊστοριών καθώς σχεδόν ταυτίζονται οι θέσεις των αστοχιών.

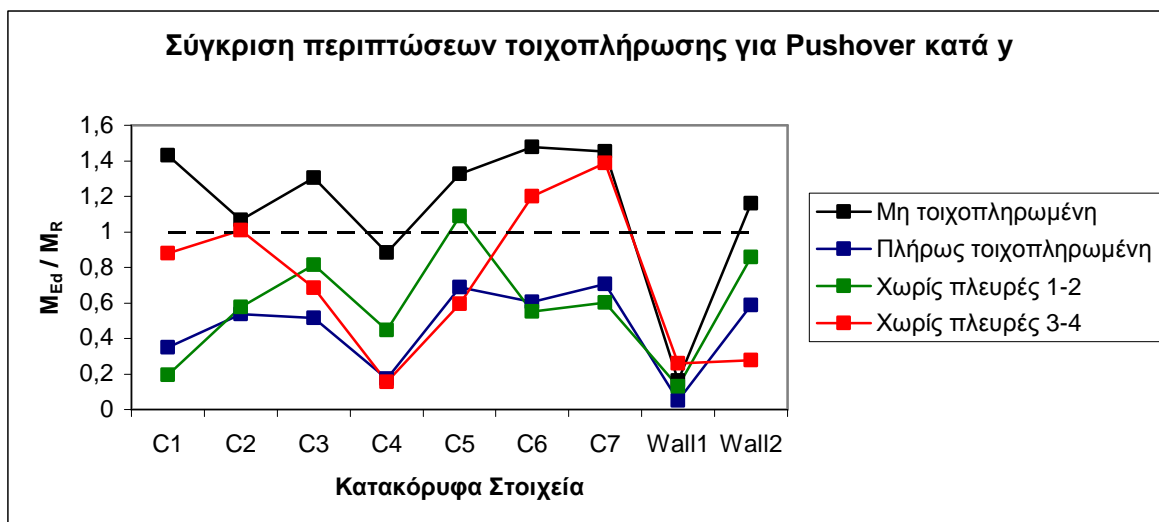
Πίνακας 5.8: Εντατικά Μεγέθη κατά x μη τοιχοπληρωμένης κατασκευής.

A/A	Μετακίνηση στόχος από ΤΗ (Sx)	M _R	V _R	θ _u	M _{Ed}	V _{Ed}	θ _{pl}		
C1	0,0379	114,530	207,140	0,041	127,350	72,750	0,008		
C2	0,0379	163,120	207,300	0,041	184,740	105,530	0,003		
C3	0,0379	158,720	207,890	0,041	179,250	102,390	0,003		
C4	0,0379	84,200	207,450	0,041	106,110	60,620	0,003		
C5	0,0379	155,120	207,720	0,041	99,850	57,043	0,003		
C6	0,0379	154,960	207,630	0,042	88,720	37,730	0,006		
C7	0,0379	155,180	206,580	0,039	144,770	67,170	0,008		
Wall1	0,0379	1318,660	1078,560	0,030	1506,000	624,570	0,007		
Wall2	0,0379	1258,940	1077,330	0,030	421,840	156,110	0,003		
				Pushover			Χρονοϊστορία		
		M _{Ed} /M _R	V _{Ed} /V _R	θ _{pl} /θ _u	M _{Ed} /M _R	V _{Ed} /V _R	θ _{pl} /θ _u		
		1,112	0,351	0,199	πλ. Αρθρ.	οκ	οκ		
		1,133	0,509	0,062	-	οκ	οκ		
		1,129	0,493	0,066	πλ. Αρθρ.	οκ	οκ		
		1,260	0,292	0,062	πλ. Αρθρ.	οκ	οκ		
		0,644	0,275	0,062	πλ. Αρθρ.	οκ	οκ		
		0,573	0,182	0,150	πλ. Αρθρ.	οκ	οκ		
		0,933	0,325	0,192	πλ. Αρθρ.	οκ	οκ		
		1,142	0,579	0,219	-	οκ	οκ		
		0,335	0,145	0,084	πλ. Αρθρ.	οκ	οκ		

Πίνακας 5.9: Εντατικά Μεγέθη κατά γ μη τοιχοπληρωμένης κατασκευής.

A/A	Μετακίνηση στόχος από TH(Sy)	M_R	V_R	θ_u	M_{Ed}	V_{Ed}	θ_{pl}
C1	0,0437	110,216	207,140	0,041	157,720	90,000	0,002
C2	0,0437	68,337	207,300	0,041	72,890	41,630	0,002
C3	0,0437	78,379	207,890	0,041	102,240	58,400	0,002
C4	0,0437	136,400	207,450	0,041	120,540	52,570	0,002
C5	0,0437	135,553	207,720	0,041	179,550	102,570	0,002
C6	0,0437	102,233	207,630	0,042	150,880	86,195	0,004
C7	0,0437	107,602	206,580	0,039	156,370	89,320	0,004
Wall1	0,0437	1318,660	1078,560	0,030	214,028	121,400	0,002
Wall2	0,0437	1258,940	1077,330	0,030	1461,950	676,000	0,002
		Pushover			TH		
		M_{Ed}/M_R	V_{Ed}/V_R	θ_{pl}/θ_u	M_{Ed}/M_R	V_{Ed}/V_R	θ_{pl}/θ_u
		1,431	0,434	0,057	πλ. Αρθρ.	OK	OK
		1,067	0,201	0,047	-	OK	OK
		1,304	0,281	0,047	πλ. Αρθρ.	OK	OK
		0,884	0,253	0,047	πλ. Αρθρ.	OK	OK
		1,325	0,494	0,047	πλ. Αρθρ.	OK	OK
		1,476	0,415	0,107	πλ. Αρθρ.	OK	OK
		1,453	0,432	0,090	πλ. Αρθρ.	OK	OK
		0,162	0,113	0,064	-	OK	OK
		1,161	0,627	0,063	πλ. Αρθρ.	OK	OK

Ενδιαφέρον παρουσιάζει το σχήμα 5.58, όπου γίνεται μια ποσοτική-ποιοτική απεικόνιση των πλαστικών αρθρώσεων στα κατακόρυφα στοιχεία που προέκυψαν από τους προαναφερθέντες πίνακες. Για την κάθε προσομοίωση λοιπόν είναι πλέον ευδιάκριτο ποια κατακόρυφα στοιχεία καταπονούνται περισσότερο και ποια λιγότερο. Στην μη τοιχοπληρωμένη κατασκευή όλα εκτός από το τοίχωμα 1 πλαστικοποιούνται, σε αντίθεση με την πλήρως τοιχοπληρωμένη όπου δεν εμφανίζεται καμία πλαστική άρθρωση. Στις περιπτώσεις που λείπουν οι πλευρές 1-2 και 3-4 προκύπτουν τα αποτελέσματα που είχαν σχολιαστεί και στο κεφάλαιο 5.2.5, με τα πιο κρίσιμα στοιχεία να είναι τα 5 και 7 αντίστοιχα.



Σχ. 5.58: Πλαστικές αρθρώσεις κατακόρυφων στοιχείων για σεισμό $T = 475 (K_{eff})$.

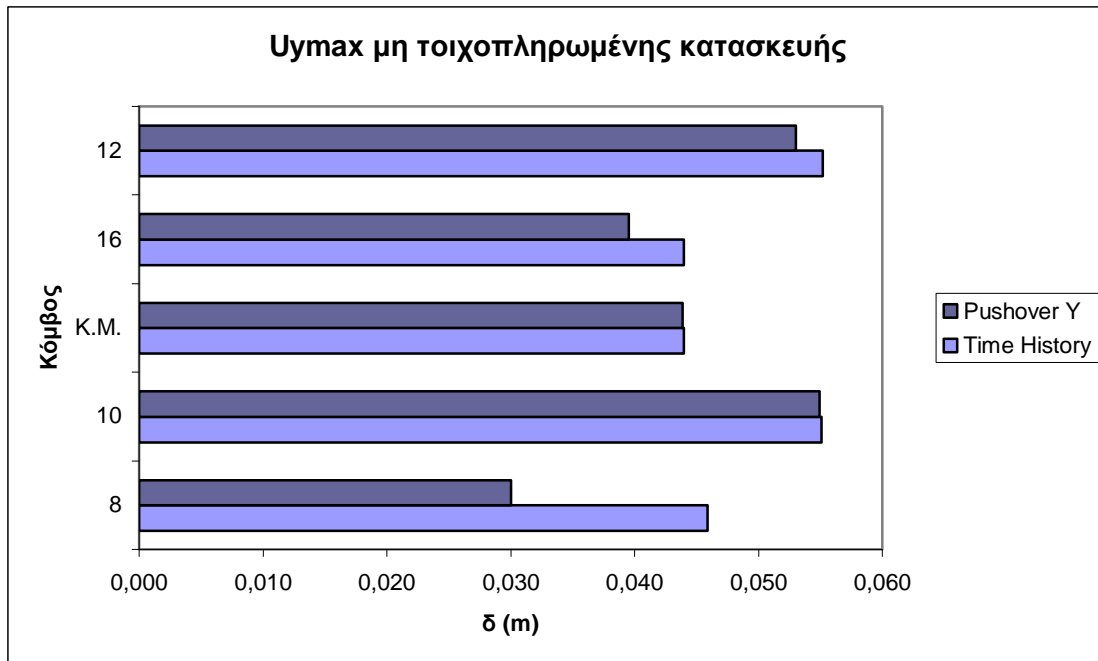
Για περίοδο επαναφοράς $T = 225$ χρόνια ($K = 0.5EI$) έγινε σύγκριση σε όρους γ_x και γ_y για τους κόμβους 8, 10, 12 και 16 που καλύπτουν όλες τις διευθύνσεις των τοιχοπληρώσεων στο αντίστοιχο βήμα όπου η μετακίνηση του Κ.Μ. ταυτίζεται με την μετακίνηση στόχο. Όπως φαίνεται στον πίνακα 5.10, τα αποτελέσματα της pushover συμβαδίζουν με τις αναλύσεις των χρονοϊστοριών για την μη τοιχοπληρωμένη κατασκευή, καθώς δεν υπάρχει υπέρβαση του $\gamma = 0.5\%$ (αστοχία τοιχοπληρώσεων) που προβλέπεται από τον κανονισμό.

Πίνακας 5.10: γ_x και γ_y μη τοιχοπληρωμένης κατασκευής.

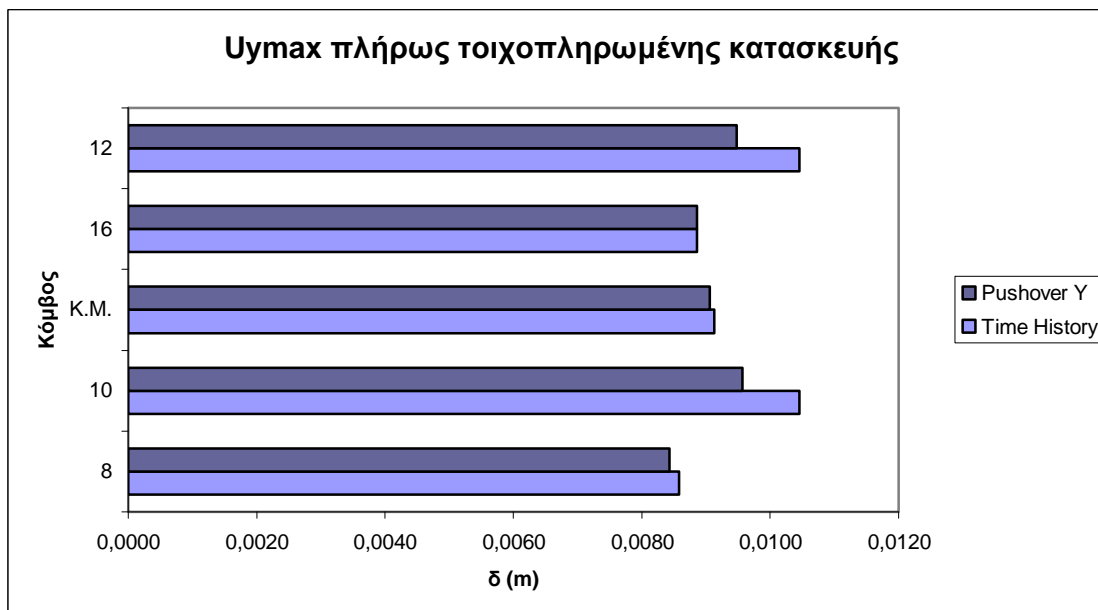
Κόμβος	Pushover					Time History	
	H(m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	γ_x	γ_y	γ_x	γ_y
8	3,5	0,0090	0,0033	0,0026	0,0009	0,0027	0,0007
10	3,5	0,0049	0,0073	0,0014	0,0021	0,0014	0,0021
12	3,5	0,0025		0,0007	-	0,0009	-
16	3,5		0,0048	-	0,0014	-	0,0020

Στα σχήματα 5.59-5.66 παρουσιάζεται η σύγκριση των μετακινήσεων των δύο αναλύσεων. Όπως είναι εμφανές, η ανάλυση pushover προσεγγίζει αρκετά ικανοποιητικά τις μετακινήσεις που προκύπτουν από την ανάλυση των χρονοϊστοριών, με εξαίρεση τον κόμβο 8 στην μη τοιχοπληρωμένη κατασκευή όπου υπάρχει απόκλιση. Το ίδιο πρόβλημα υπάρχει στον κόμβο 8 κατά y όταν λείπουν οι πλευρές 1-2. Οι μετακινήσεις κατά x στην μη τοιχοπληρωμένη είναι ικανοποιητικές

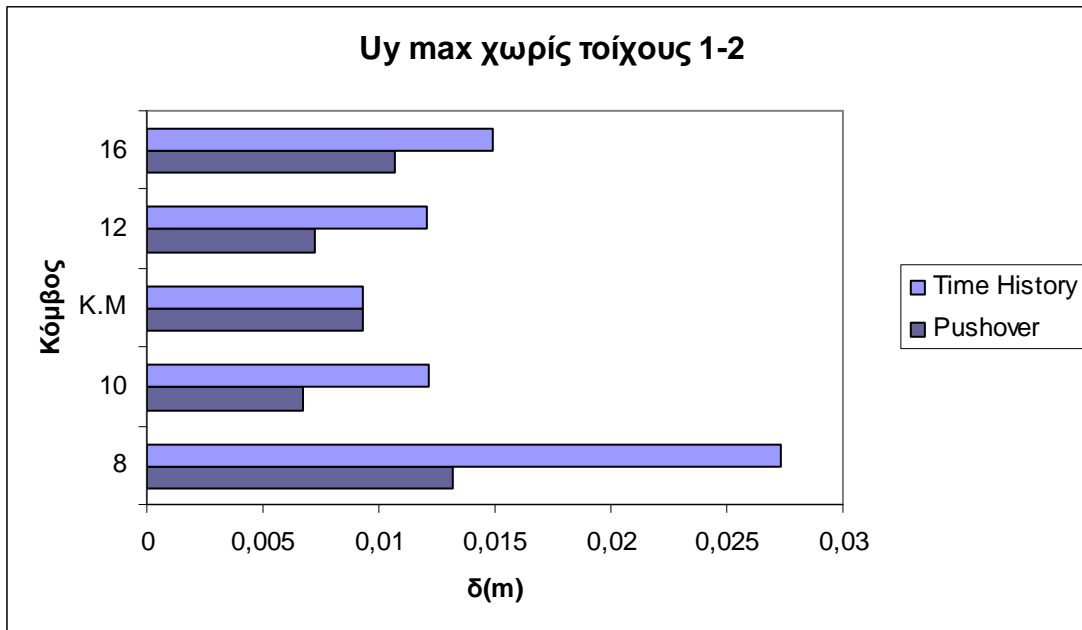
ενώ στην πλήρως τοιχοπληρωμένη υπάρχει μια μικρή απόκλιση. Τέλος, μικρή απόκλιση υπάρχει στον κόμβο 12 κατά x και y όταν λείπουν οι πλευρές 3-4.



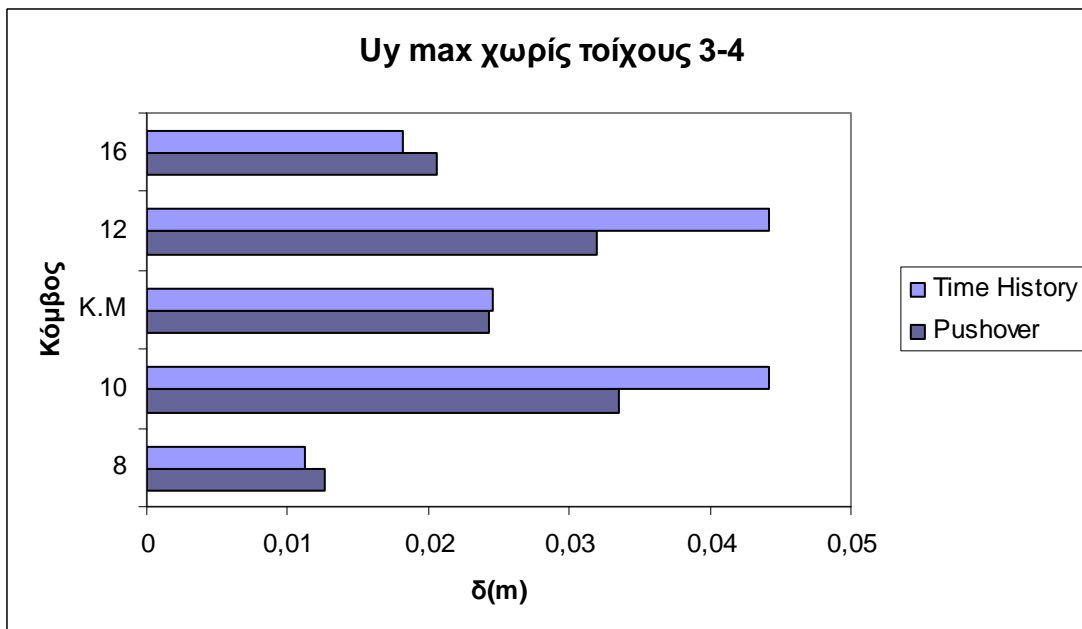
Σχ. 5.59: Μετακινήσεις κατά y κόμβων ελέγχου για σεισμό T = 475 (K_{eff}).



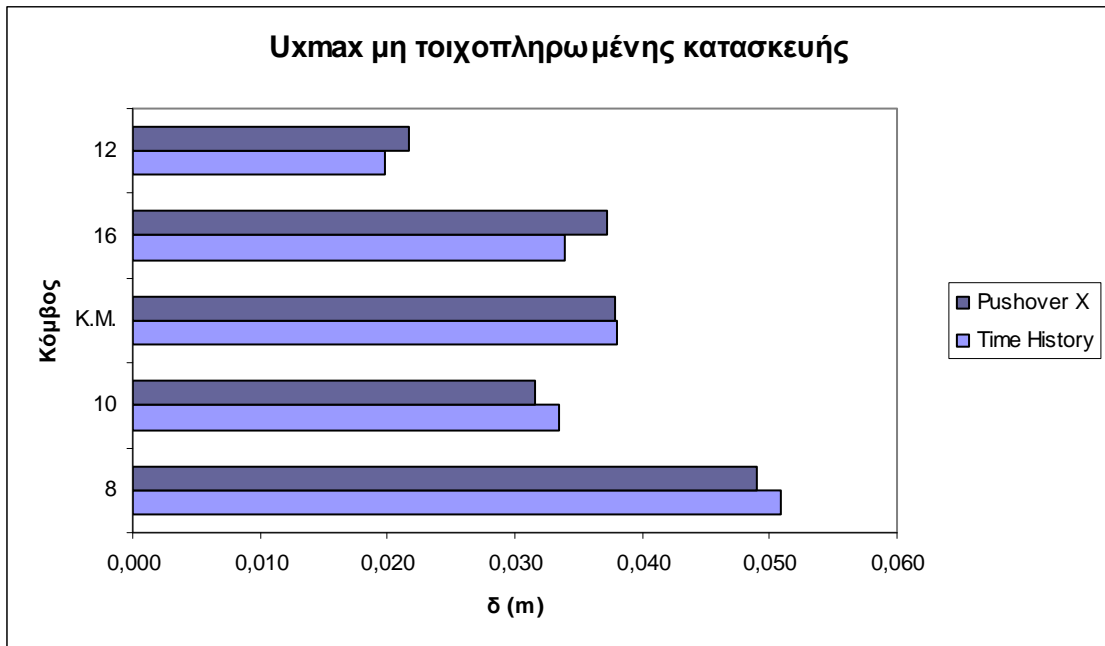
Σχ. 5.60: Σύγκριση μετακινήσεων κατά y κόμβων ελέγχου για σεισμό T = 475 (K_{eff}).



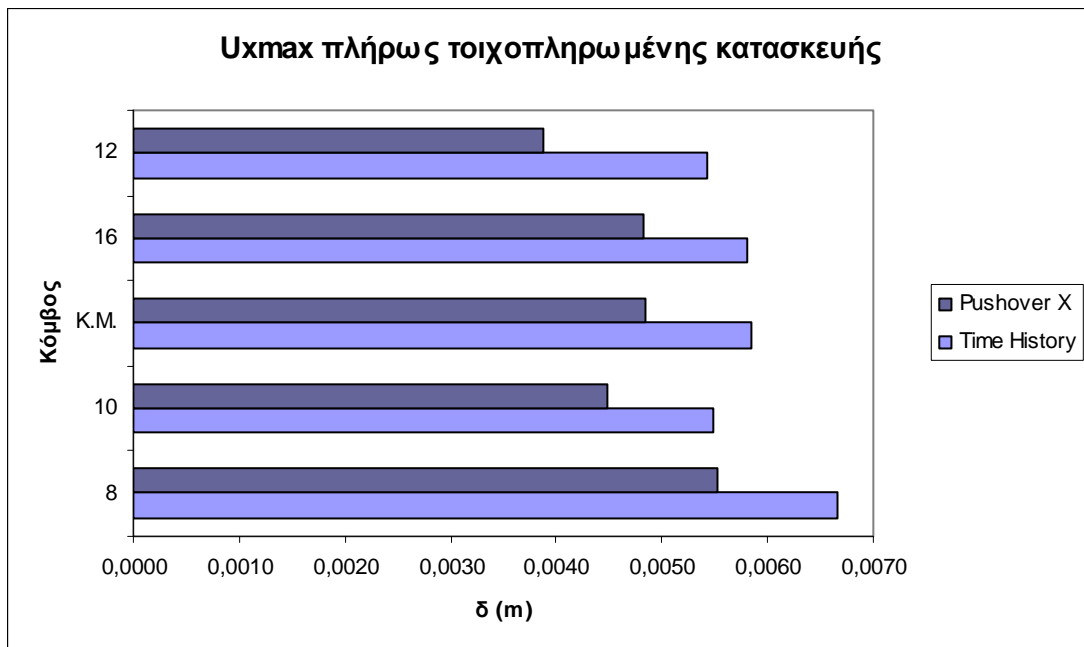
Σχ. 5.61: Σύγκριση μετακινήσεων κατά y κόμβων ελέγχου για σεισμό T = 475 (K_{eff}).



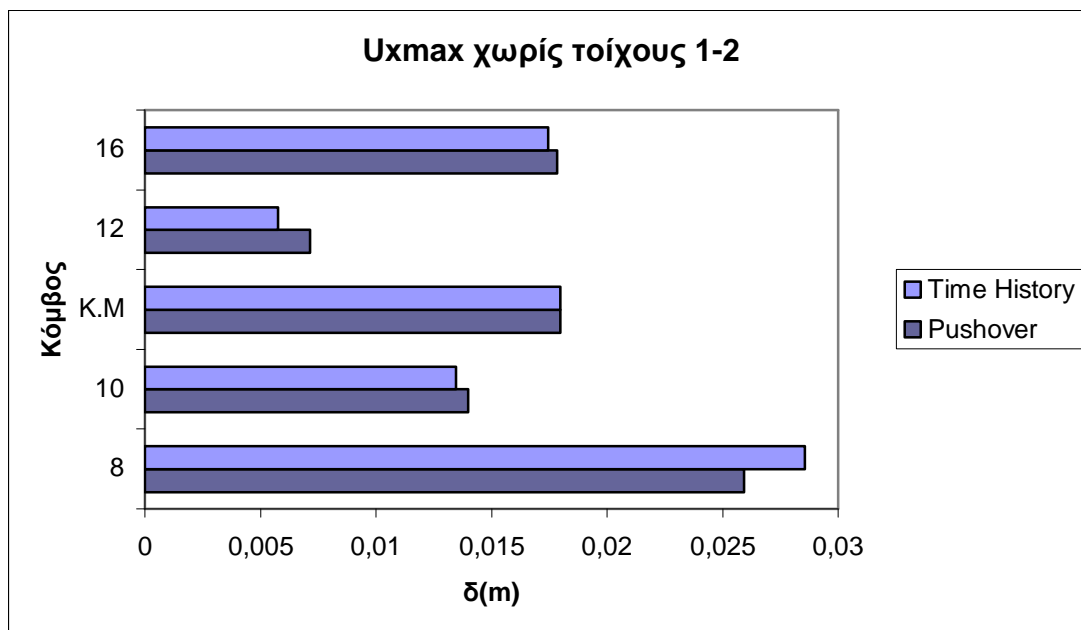
Σχ. 5.62: Σύγκριση μετακινήσεων κατά y κόμβων ελέγχου για σεισμό T = 475 (K_{eff}).



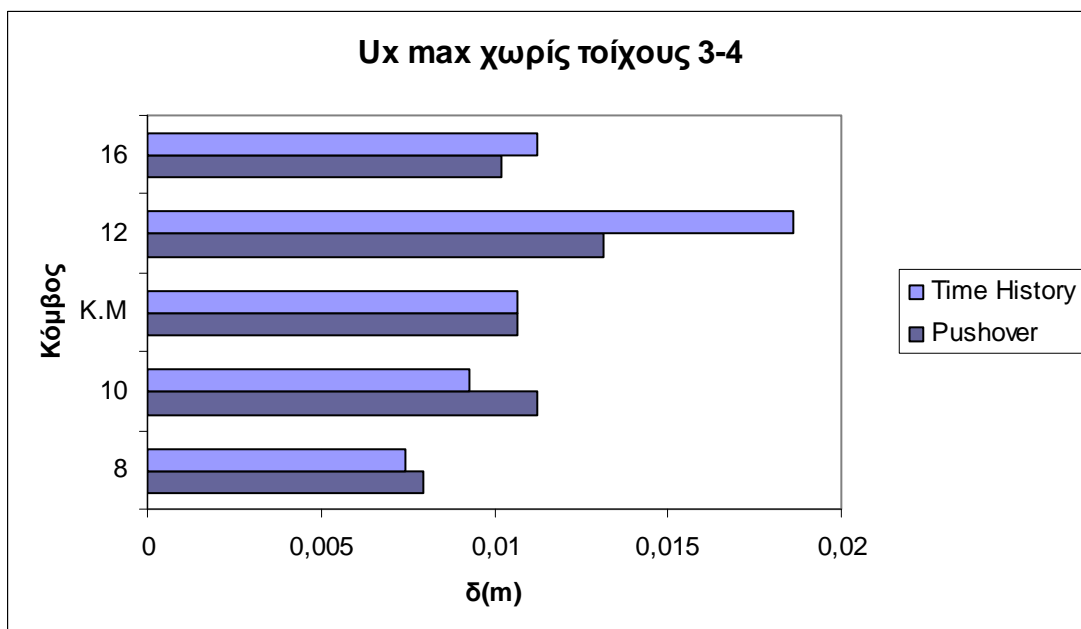
Σχ. 5.63: Σύγκριση μετακινήσεων κατά x κόμβων ελέγχου για σεισμό T = 475 (K_{eff}).



Σχ. 5.64: Σύγκριση μετακινήσεων κατά x κόμβων ελέγχου για σεισμό T = 475 (K_{eff}).



Σχ. 5.65: Σύγκριση μετακινήσεων κατά x κόμβων ελέγχου για σεισμό T = 475 (K_{eff}).

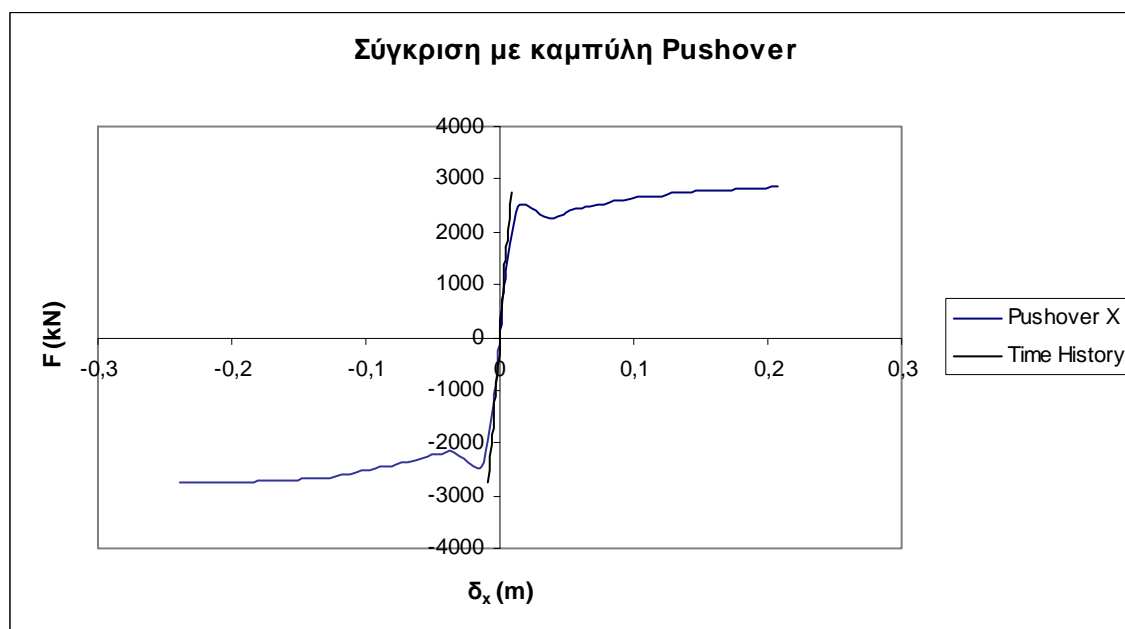


Σχ. 5.66: Σύγκριση μετακινήσεων κατά x κόμβων ελέγχου για σεισμό T = 475 (K_{eff}).

Τέλος, αν επιβληθεί η φόρτιση της ιστορίας σταδιακά και ληφθούν στο κέντρο μάζας οι μετακινήσεις για κάθε ποσοστό του σεισμού (10%, 20% κλπ) μπορεί να σχηματιστεί μια καμπύλη που ουσιαστικά θα αποτελεί την καμπύλη ικανότητας pushover. Η τέμνουσα βάσης της κατασκευής για κάθε ποσοστό υπολογίζεται από τον τύπο 5.12:

$$F = 2.50 \cdot a \cdot m \quad (5.12)$$

όπου m η μάζα της κατασκευής και a το ποσοστό του σεισμού σε κάθε περίπτωση. Οι καμπύλες που προκύπτουν προσεγγίζουν πολύ ικανοποιητικά την καμπύλη pushover που προέκυψε από το πρόγραμμα στον ελαστικό κλάδο, κάτι που σημαίνει ότι από άποψη δυσκαμψίας τα δύο προσομοιώματα ταυτίζονται, ειδικά στην περίπτωση της πλήρως τοιχοπληρωμένης κατασκευής, που παρουσιάζεται στο σχήμα 5.62:



Σχ. 5.67: Σύγκριση καμπύλων για πλήρως τοιχοπληρωμένη κατασκευή.

Συνοψίζοντας, παρατηρήθηκε ότι για την μονώροφη κατασκευή η στατική μη γραμμική ανάλυση pushover προσεγγίζει ικανοποιητικά την δυναμική μη γραμμική ανάλυση των ιστοριών και μπορεί να την αντικαταστήσει χάριν ευκολίας. Με εξαίρεση τα εντατικά μεγέθη και τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στην διεύθυνση x , τα αποτελέσματα συγκλίνουν. Ειδικά η καμπύλη pushover κατά y προσέγγισε πολύ εύστοχα τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα στοιχεία και έδωσε κοντινές τιμές μετακινήσεων, αποτέλεσμα που δείχνει ότι και από άποψη δυσκαμψίας ήταν εύστοχη.

Βιβλιογραφία

- [1] EN 1998-1. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, European Committee for Standardization, Brussels.
- [2] Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels.
- [3] EN 1998-3. (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 3: Assessment and retrofitting of building*, European Committee for Standardization, Brussels.
- [4] ΚΑΝ.ΕΠΕ. – Κανονισμός Επεμβάσεων 2012
- [5] Eurocode 6, Part 1,1 - ENV1996-1-1, Jun1995.
- [6] FEMA 356, “Prestandard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 2000, Washington, DC.
- [7] Shing, P.B., Mehrabi, A.B. (2002), “Behavior and Analysis of Masonry-Infilled Frames”, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), pp. 320-331.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 – ΤΕΤΡΑΩΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ

6.1 Διαστασιολόγηση Τετραώροφου

6.1.1 Γενικά

Το 4-οροφο κτήριο, ΚΠΥ, που εξετάζεται έχει ίδια κάτοψη και χαρακτηριστικά με το 1-οροφο. Υπάρχει δηλαδή κανονικότητα καθ' ύψος για το κτίριο. Ο συμβολισμός στοιχείων, κόμβων και τοιχοπληρώσεων παραμένει ίδιος. Η διαστασιολόγηση της κατασκευής έγινε με την χρήση του προγράμματος SAP.

Ομοίως με το μονώροφο υπολογίζονται και οι ροπές στρέψης λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας για τον κάθε όροφο. Οι τυχηματικές εκκεντρότητες e_{ax} και e_{ay} παραμένουν σταθερές καθώς δεν αλλάζει η κάτοψη του φορέα και ισούνται με $\pm 0,675$ m και $\pm 0,45$ m αντίστοιχα.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής (χωρίς τοιχοπληρώσεις) είναι $T = 0.871$ sec άρα η τεταγμένη του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού ισούται με $S_d(T) = 0.2494$. Η μάζα του κτηρίου ισούται με 251.6 tn και το $\lambda = 0.85$ για κτήρια με περισσότερους από 2 ορόφους οπότε η τέμνουσα βάσης της κατασκευής προκύπτει:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0.2494 \cdot (251.6 \cdot 9.81) \cdot 0.85 = 523.23 \text{ kN}$$

Οι μετακινήσεις του Κ.Μ. στον κάθε όροφο (επίλυση με $K = 0.5EI$) ισούνται με:

$$s_{1x} = 0.0058 \text{ m}, s_{2x} = 0.0133 \text{ m}, s_{3x} = 0.0192 \text{ m} \text{ και } s_{4x} = 0.0224 \text{ m} \text{ με } \Sigma s_x = 0.0607 \text{ m}, \\ s_{1y} = 0.0034 \text{ m}, s_{2y} = 0.0081 \text{ m}, s_{3y} = 0.0119 \text{ m} \text{ και } s_{4y} = 0.0144 \text{ m} \text{ με } \Sigma s_y = 0.0378 \text{ m}.$$

Οπότε για τον 1^ο όροφο προκύπτει:

$$F_{1y} = F_b \frac{s_{1x}}{\sum s_y} = 523.23 \frac{0.0058}{0.0378} = 80.28 \text{ kN}$$

$$F_{1x} = F_b \frac{s_{1y}}{\sum s_x} = 523.23 \frac{0.0034}{0.0607} = 29.3 \text{ kN}$$

$$M_{1y} = e_{ax} \cdot F_{1y} = 0.675 \cdot 80.28 = 54.19 \text{ kNm}$$

$$M_{1x} = e_{ay} \cdot F_{1x} = 0.45 \cdot 29.3 = 13.185 \text{ kNm}$$

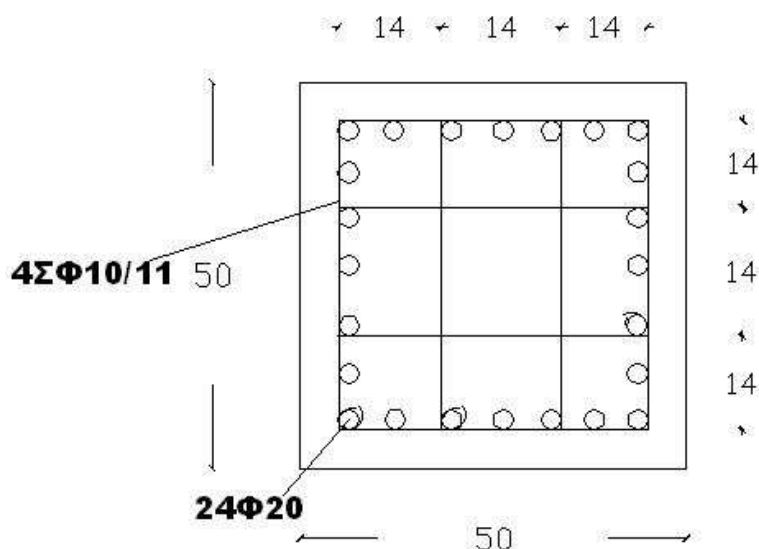
Ομοίως και για τους άλλους ορόφους προκύπτουν:

$M_{2y} = 124.26 \text{ kNm}$, $M_{3y} = 179.39 \text{ kNm}$ και $M_{4y} = 209.29 \text{ kNm}$,

$M_{2x} = 31.41 \text{ kNm}$, $M_{3x} = 46.156 \text{ kNm}$ και $M_{4x} = 55.85 \text{ kNm}$.

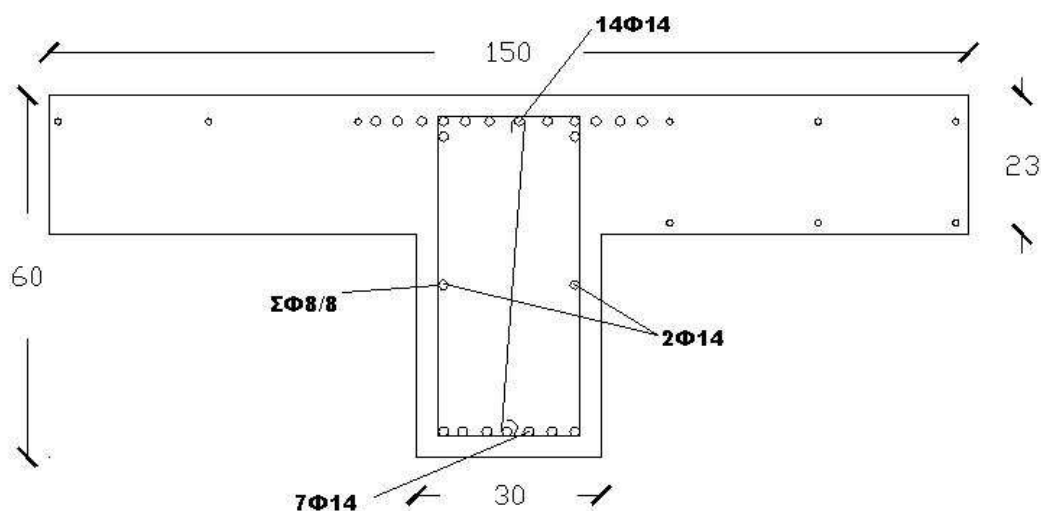
6.1.2 Διαστασιολόγηση στοιχείων

Η διαστασιολόγηση των στοιχείων πραγματοποιήθηκε όπως στην περίπτωση της μονώροφης κατασκευής. Το κρίσιμο υποστύλωμα σε αυτή την περίπτωση ήταν το C1, το οποίο είχε απαίτηση σε κάμψη $M_{Ed} = 467.67 \text{ kNm}$. Επιλέχθηκε λοιπόν διάσταση $50 \times 50 \text{ cm}$, με διαμήκη οπλισμό $24\Phi 20$, δίνοντας αντοχή $M_{Rd} = 720.87 \text{ kNm}$. Παρατηρείται ότι η αντοχή είναι αρκετά μεγαλύτερη από την απαίτηση. Αυτό δεν είναι αντιοικονομικό γιατί όπως θα παρουσιαστεί παρακάτω ο κρίσιμος έλεγχος για την όπλιση του υποστυλώματος ήταν ο ικανοτικός κόμβου. Όσον αφορά τον εγκάρσιο οπλισμό, τοποθετήθηκε τετράτητος συνδετήρας $\Sigma\Phi 10/11$, ώστε να ικανοποιούνται οι έλεγχοι έναντι τέμνουσας ($V_{Rd,s} = 502.60 \text{ kN} > V_{Ed} = 154 \text{ kN}$) και έναντι περισφίξεως ($\omega_{wd} = 0.527 > 0.12$ για ΚΠΥ και $a\omega_{wd} = 0.296 > 0.0789$) και κυρίως, να πληρούνται οι απαιτήσεις των αποστάσεων των σκελών συνδετήρα για ΚΠΥ. Η διατομή των υποστυλώματος, που επιλέχθηκε ίδια για όλα τα στοιχεία σε όλους τους ορόφους (ικανοτικός κόμβου) παρουσιάζεται στο σχήμα 6.1:



Σχ. 6.1: Διατομή υποστυλωμάτων.

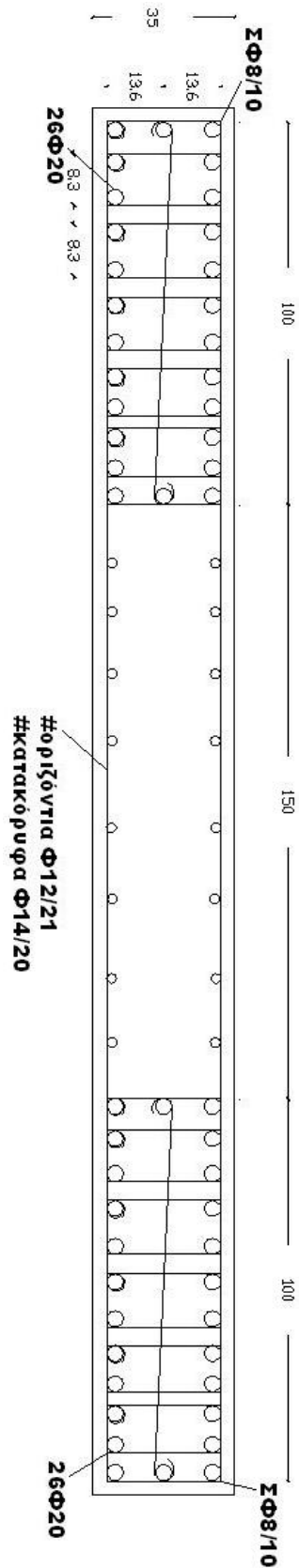
Ομοίως υπολογίστηκαν και οι δοκοί, με κρισιμότερες να προκύπτουν οι Δ1 και Δ8, που συντρέχουν στο υποστύλωμα C1. Οι διαστάσεις τους παρέμειναν σταθερές σε σχέση με την μονώροφη κατασκευή, δηλαδή $b_w = 30 \text{ cm}$, $b_{\text{eff}} = 150 \text{ cm}$, $h_f = 23 \text{ cm}$ και $h = 60 \text{ cm}$. Υπολογίστηκε εφελκύμενος άνω διαμήκης οπλισμός 14 Φ14 και θλιβόμενος κάτω 7 Φ14, δίνοντας αντοχή $M_{Rd} = 545.16 \text{ kNm} > M_{Ed} = 508.21 \text{ kNm}$. Όσον αφορά τον εγκάρσιο οπλισμό, τοποθετήθηκε τρίμητος συνδετήρας ΣΦ8/8 δίνοντας αντοχή $V_{Rd,s} = 405.47 \text{ kN} > V_{Ed,d} = 235 \text{ kN}$. Η πυκνή διάταξη των συνδετήρων στη δοκό υπαγορεύτηκε από τον ικανοτικό έλεγχο τέμνουσας. Αξίζει να σημειωθεί ότι στην καμπτική αντοχή των δοκών συνυπολογίστηκε και η συνεισφορά του οπλισμού των πλακών εντός του συνεργαζόμενου πλάτους, ώστε να είναι ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου υπέρ της ασφαλείας. Η κρίσιμη διατομή δοκού παρουσιάζεται στο σχήμα 6.2:



Σχ. 6.2: Κρίσιμη διατομή δοκών.

Το τοίχωμα χρειάστηκε να αλλάξει αρκετά. Προκειμένου να λειτουργεί ως τοίχωμα και όχι ως υποστύλωμα δόθηκαν διαστάσεις $H = 3.50 \text{ m}$ και $b_w = 0.35 \text{ m}$, ίδιες σε όλο το ύψος της κατασκευής. Οι κρυφοκολώνες ήταν διαστάσεων $1.00 \times 0.35 \text{ m}$ και οπλίστηκαν με διαμήκη οπλισμό 26 Φ20 ($M_{Rd} = 10910 \text{ kNm} > M_{Ed} = 9655 \text{ kNm}$) και με 12-τμητο συνδετήρα ΣΦ8/10 στην μικρή διάσταση προκειμένου να ικανοποιείται ο έλεγχος έναντι περισφίξεως ($\omega_{wd} = 0.274 > 0.12$ για ΚΠΥ). Ο κορμός οπλίστηκε με εσχάρα οριζόντιου οπλισμού #Φ12/21 και κατακόρυφου #Φ14/20 ώστε να μπορεί να φέρει την τέμνουσα, $V_{Ed} = 2043 \text{ kN}$. Ο κρίσιμος έλεγχος ήταν έναντι λοξής θλίψης, όπου εντός κρίσιμης περιοχής υπολογίστηκε $V_{Rd,max} = 2069 \text{ kN}$ (για ΚΠΥ θεωρείται

το $0.4V_{Rd,max}$), τιμή ελαφρώς μεγαλύτερη από την δράση $V_{Ed} = 2043$ kN. Η διατομή του τοιχώματος παρουσιάζεται στο σχήμα 6.3:

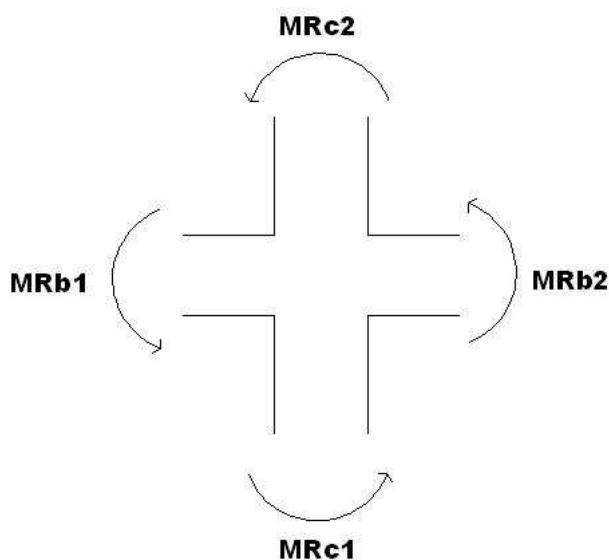


Σχ. 6.3: Διατομή τοιχώματος (στροφή κατά 180°).

Τέλος, έγιναν και οι έλεγχοι στους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων απ'όπου προέκυψε ότι οι υπάρχοντες κατακόρυφοι και οριζόντιοι σπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι αρκετοί ώστε να ικανοποιούνται οι ελάχιστες απαιτήσεις του ΕΚ8-1 ($A_{sh} = 0.0017 > 0.0011$, $A_{sv} = 0.0069 > 0.0018$ και διάμετρος διαμήκους σπλισμού δοκών $d_{bl} = 0.014 < 0.019$).

6.1.3 Ικανοτικοί έλεγχοι (Κόμβου – Τέμνουσας)

Σε αντίθεση με την μονώροφη κατασκευή, στην τετραώροφη είναι απαραίτητος ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου. Οι συμβολισμοί και οι φορές με τις οποίες λήφθηκαν οι ροπές αντοχής παρουσιάζονται στο σχήμα 6.4:



Σχ. 6.4: Συμβολισμός ροπών αντοχής κόμβου.

Για παράδειγμα, για τον κόμβο 2 του πρώτου ορόφου, όπου συντρέχουν οι δοκοί 1 και 2 και το υποστύλωμα 2 έχουμε:

$$M_{Rc1} = 783.35kNm$$

$$M_{Rc2} = 697.53kNm$$

$$M_{Rb1} = 626.43kNm$$

$$M_{Rb2} = 312.27kNm$$

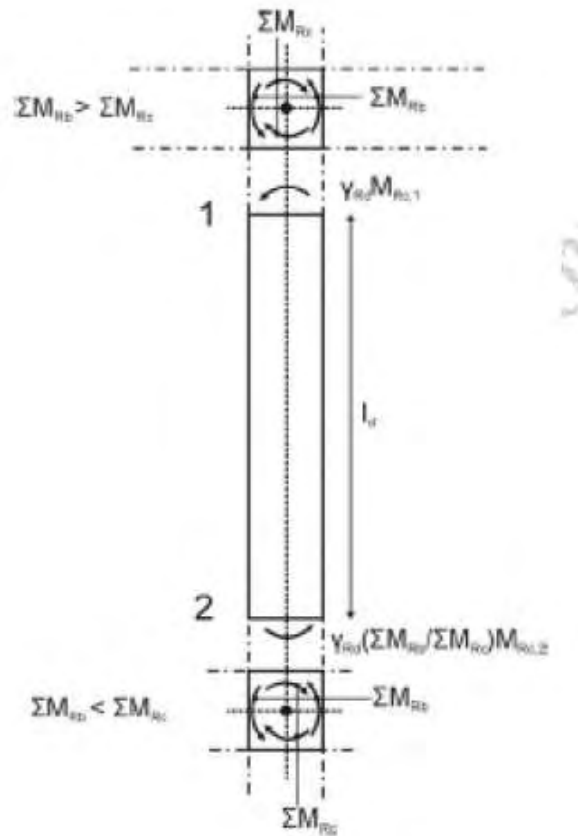
$$\sum M_{Rc} = 1480.88kNm$$

$$\sum M_{Rb} = 938.70kNm$$

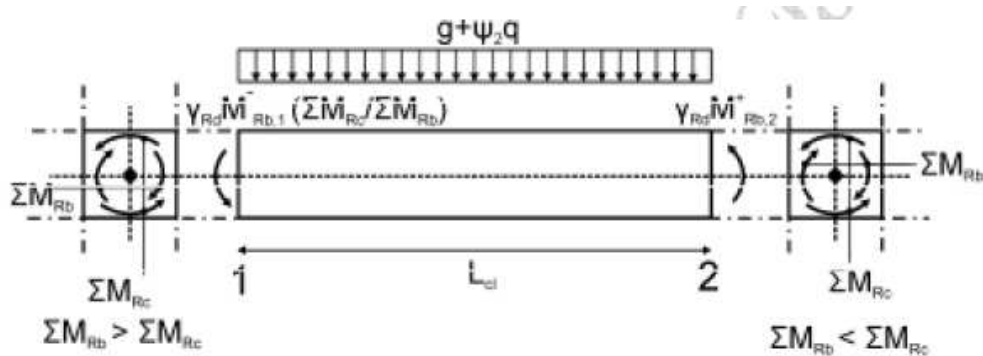
$$\sum M_{Rc} > 1.3 \sum M_{Rb},$$

οπότε ικανοποιείται ο έλεγχος κόμβου. Εξαιρέση από αυτόν τον έλεγχο αποτέλεσαν οι κόμβοι του τελευταίου ορόφου. Αναλυτικά ο έλεγχος για όλους τους κόμβους παρουσιάζεται σε πίνακες στο Παράρτημα (6.2).

Πραγματοποιήθηκε επιπλέον ο ικανοτικός έλεγχος τεμνουσών, τόσο για τα υποστυλώματα όσο και για τις δοκούς. Στα σχήματα 6.5 και 6.6 παρουσιάζονται οι συμβολισμοί για τον έλεγχο υποστυλώματος και δοκού αντίστοιχα:



Σχ. 6.5: Συμβολισμός ροπών αντοχής για ικανοτικό τέμνουσας υποστυλώματος.



Σχ. 6.6: Συμβολισμός ροπών αντοχής για ικανοτικό τέμνουσας δοκού.

Το γ_{Rd} λαμβάνεται ίσο με 1.3, λόγω ΚΠΥ. Για παράδειγμα, για το υποστύλωμα 2 του δεύτερου ορόφου, το οποίο έχει ύψος 3.50 m έχουμε:

$$\begin{aligned}
 M_{Rc1} &= 783.35kNm \\
 M_{Rc2} &= 738.91kNm \\
 \text{Άνω παρειά: } \sum M_{Rc} &= 1522.27kNm \\
 M_{Rb1} &= 626.43kNm \\
 M_{Rb2} &= 312.27kNm \\
 \sum M_{Rb} &= 938.70
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Rc1} &= 783.35kNm \\
 M_{Rc2} &= 697.53kNm \\
 \text{Κάτω παρειά: } \sum M_{Rc} &= 1480.88kNm \\
 M_{Rb1} &= 626.43kNm \\
 M_{Rb2} &= 312.27kNm \\
 \sum M_{Rb} &= 938.70kNm
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{CD} &= \frac{1.3 \cdot (M_{Rc1} \cdot \min(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}) + M_{Rc2} \cdot \min(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}))}{H} = \\
 &= \frac{1.3 \cdot (783.35 \cdot \min(1; \frac{938.70}{1522.27}) + 697.53 \cdot \min(1; \frac{938.70}{1480.88}))}{3.50} = 343.65kN
 \end{aligned}$$

Οι συνδετήρες που τοποθετήθηκαν δίνουν αντοχή $V_{Rd,s} = 502.60 \text{ kN} > V_{CD}$.

Αντίστοιχα γίνεται και ο ικανοτικός τέμνουσας για τις δοκούς. Για παράδειγμα στην αριστερή παρειά της δοκού 1 του πρώτου ορόφου με μήκος $L = 5 \text{ m}$:

Από $g+0.3q$ προκύπτει $V_{Ed} = 95.92 \text{ kN}$. Για την μία φορά του σεισμού προκύπτει:

$$\begin{aligned}
 \sum M_{Rc} &= 974.65kNm \\
 \text{Αριστερή παρειά: } \sum M_{Rb} &= 667.87kNm \\
 \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} &= 1.459
 \end{aligned}$$

$$\sum M_{Rc} = 1480.88kNm$$

Δεξιά παρειά: $\sum M_{Rb} = 938.7kNm$

$$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} = 1.577$$

Για την άλλη φορά του σεισμού προκύπτει:

$$\sum M_{Rb} = 327.81kNm$$

Αριστερή παρειά: $\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} = 2.97$

$$\sum M_{Rb} = 911.21kNm$$

Δεξιά παρειά: $\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} = 1.625$

$$V_{CD,max} = \frac{1.20(M_{Rb1} \cdot \min(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}) + M_{Rb2} \cdot \min(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}))}{L} + V_{Ed} =$$

$$= \frac{1.20(667.87 \cdot \min(1; 1.459) + 312.27 \cdot \min(1; 1.577))}{5} + 95.92 = 331.15kN$$

$$V_{CD,min} = -\frac{1.20(M_{Rb1} \cdot \min(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}) + M_{Rb2} \cdot \min(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}))}{L} + V_{Ed} =$$

$$= -\frac{1.20(327.27 \cdot \min(1; 2.97) + 596.86 \cdot \min(1; 1.625))}{5} + 95.92 = -126kN$$

Παρατηρείται ότι $V_{min}/V_{max} > -0.5$ άρα δεν απαιτείται δισδιαγώνιος οπλισμός στα άκρα. Και στις δύο περιπτώσεις η $V_{Rd,s} = 405.47 kN > V_{CD}$. Αναλυτικά οι ικανοτικοί τέμνουσας για όλα τα στοιχεία σε όλους τους ορόφους παρουσιάζονται σε πίνακες στο Παράρτημα (6.3).

6.2 Αποτίμηση τετραώροφου

6.2.1 Χαρακτηριστικά εξεταζόμενων φορέων

Σε αυτή την φάση εξετάζονται οι ακόλουθες περιπτώσεις κατασκευής:

1. χωρίς τοιχοπληρώσεις
2. με τοιχοπληρώσεις
3. χωρίς τις τοιχοπληρώσεις των πλευρών 1, 2 (βλέπε σχ. 6.7)
4. χωρίς τις τοιχοπληρώσεις των πλευρών 3, 4 (βλέπε σχ. 6.7)
5. χωρίς τις τοιχοπληρώσεις του 1^{ου} ορόφου
6. χωρίς τις τοιχοπληρώσεις του 2^{ου} ορόφου
7. χωρίς τις τοιχοπληρώσεις του 3^{ου} ορόφου.

ώστε να προκύψουν συμπεράσματα από την σύγκριση των επιλύσεων των φορέων.

Στις περιπτώσεις 5, 6 και 7 ο κανονισμός [1] επιβάλλει τον πολλαπλασιασμό των εντατικών μεγεθών με έναν συντελεστή επαύξησης «η», ο οποίος ισούται με:

$$\eta = \left(1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\sum V_{Ed}}\right) \quad (6.1)$$

όπου,

ΔV_{Rw} είναι η συνολική μείωση της αντίστασης των τοιχοπληρώσεων, λόγω αφαίρεσής τους, στον εξεταζόμενο όροφο σε σχέση με την αντίσταση των τοιχοπληρώσεων στον υπερκείμενο όροφο

$\sum V_{Ed}$ είναι το άθροισμα των τεμνουσών λόγω σεισμού στα κατακόρυφα στοιχεία στον εξεταζόμενο όροφο.

Για παράδειγμα, στην περίπτωση απουσίας των τοιχοπληρώσεων του πρώτου ορόφου, ο έλεγχος για το υποστύλωμα 1, το οποίο έχει $V_{Rd,s} = 502.6 \text{ kN}$ και $M_{Rdx} = 484.97 \text{ kNm}$, έχει ως εξής:

$$\eta = \left(1 + \frac{1401.73}{2213.54}\right) = 1.63$$

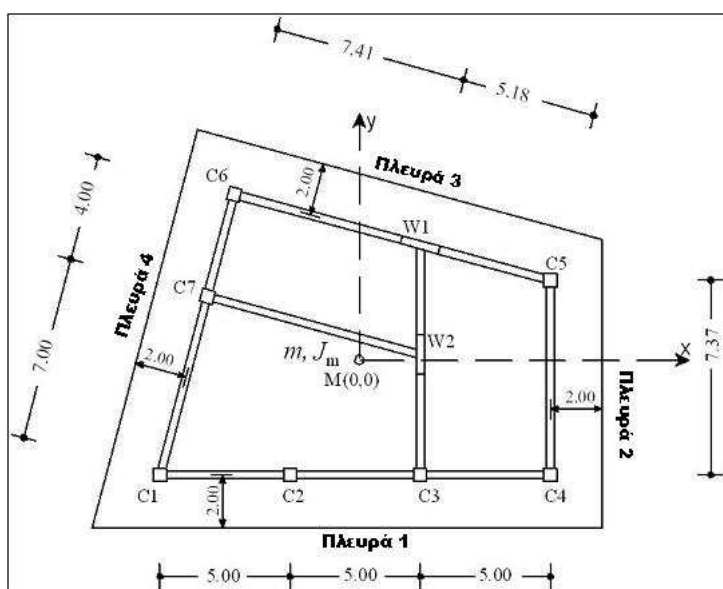
$$\eta \cdot V_{Edx} = 1.63 \cdot 124.43 = 203.22 \text{ kN} < V_{Rd,s}$$

$$\eta \cdot M_{Edx} = 1.63 \cdot 291.45 = 476.01 \text{ kNm} < M_{Rdx}$$

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιήθηκε και στις δύο διευθύνσεις, x και y, για όλα τα κατακόρυφα στοιχεία και για τις τρεις περιπτώσεις και παρουσιάζονται αναλυτικά σε

πίνακες στο Παράρτημα (6.4). Επισημαίνεται ότι σε καμία περίπτωση δεν απαιτήθηκε αύξηση της αντοχής των φερόντων στοιχείων λόγω του συντελεστή η.

Όλες οι επιλύσεις πραγματοποιήθηκαν θεωρώντας το κτίριο δύστρεπτο κατά x και κατά y, ώστε να καταγραφεί το κατά πόσο επηρεάζει η στρεπτική ευκαμψία του τα αποτελέσματα.



Σχ.6.7: Συμβολισμός πλευρών τοιχοπλήρωσης.

Οι ιδιότητες των υλικών λαμβάνονται ίδιες με την μονώροφη κατασκευή, δηλαδή:

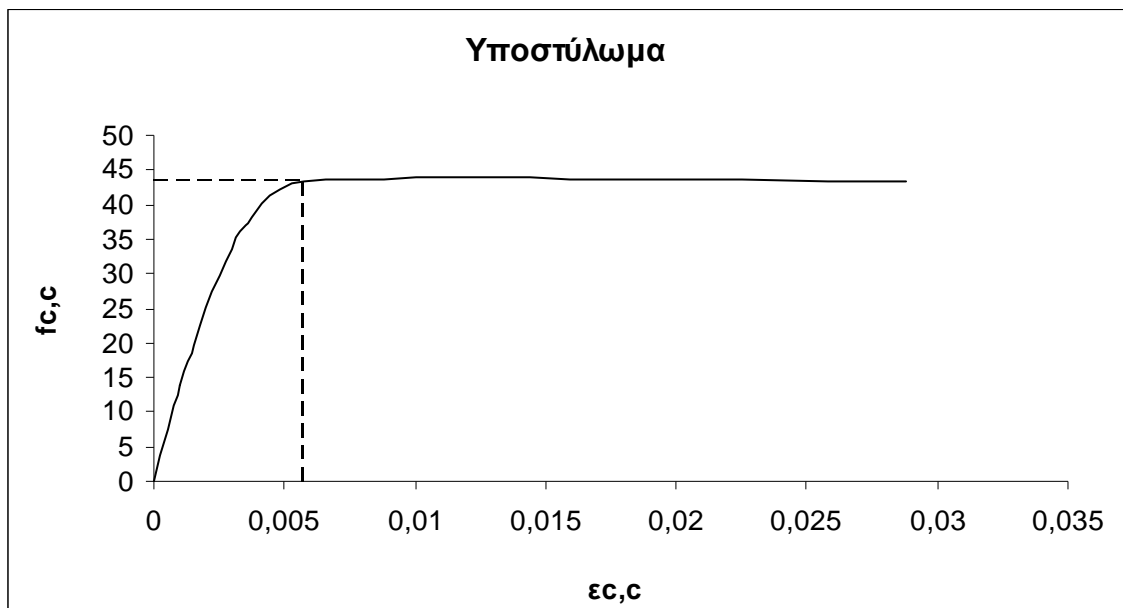
$$f_{cm}' = \frac{f_{cm}}{CF_{EΓ1}} = \frac{38}{1.20} = 31.67 MPa$$

$$f_{yd}' = \frac{f_{ym}}{CF_{EΓ1}} = \frac{550}{1.20} = 458.33 MPa$$

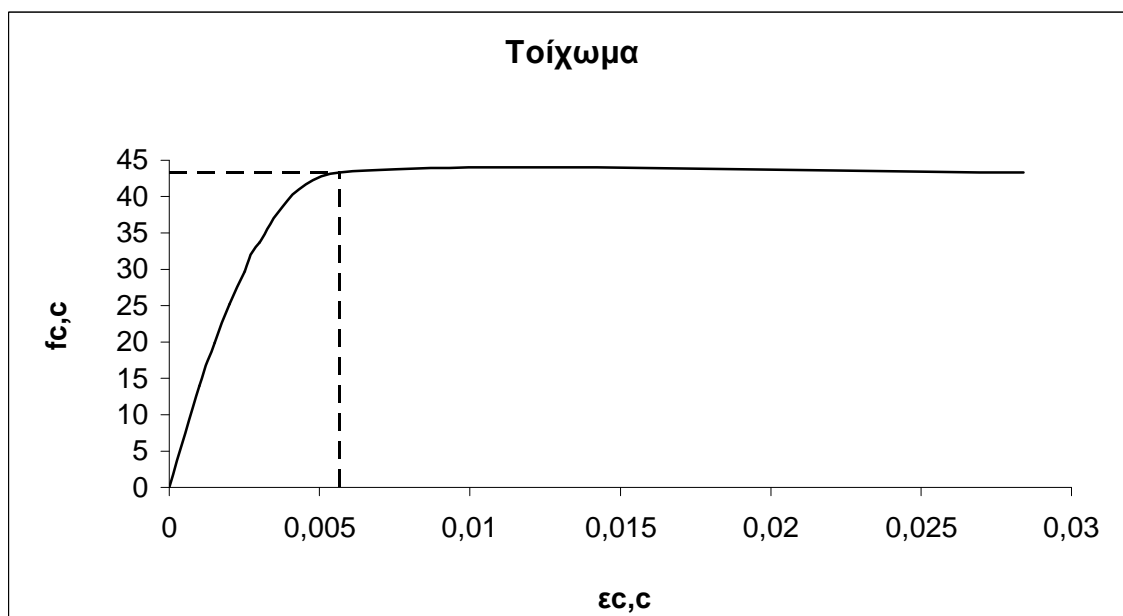
Ο χάλυβας είναι κατηγορίας C, οπότε θεωρείται μια μέση τιμή του συντελεστή κράτνσης $k=1.25$. Για $\epsilon_u = 0.075$ προκύπτει

$$f_{uk} = 1.25 \cdot f_{yk} = 1.25 \cdot 458.33 = 572.92 MPa.$$

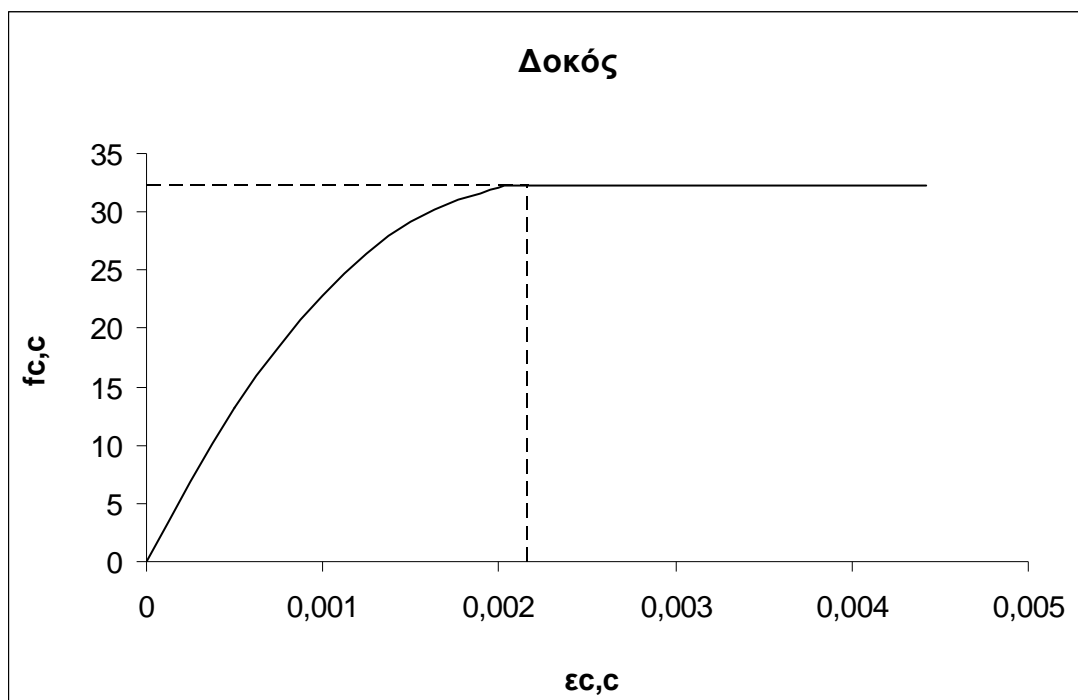
Τα χαρακτηριστικά περισιγμένου σκυροδέματος παρουσιάζονται στα σχήματα 6.8 – 6.10:



Σχ.6.8: Καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης περισφιγμένου σκυροδέματος υποστυλωμάτων.



Σχ.6.9: Καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης περισφιγμένου σκυροδέματος τοιχωμάτων στις περισφιγμένες περιοχές των ακραίων υποστυλωμάτων.



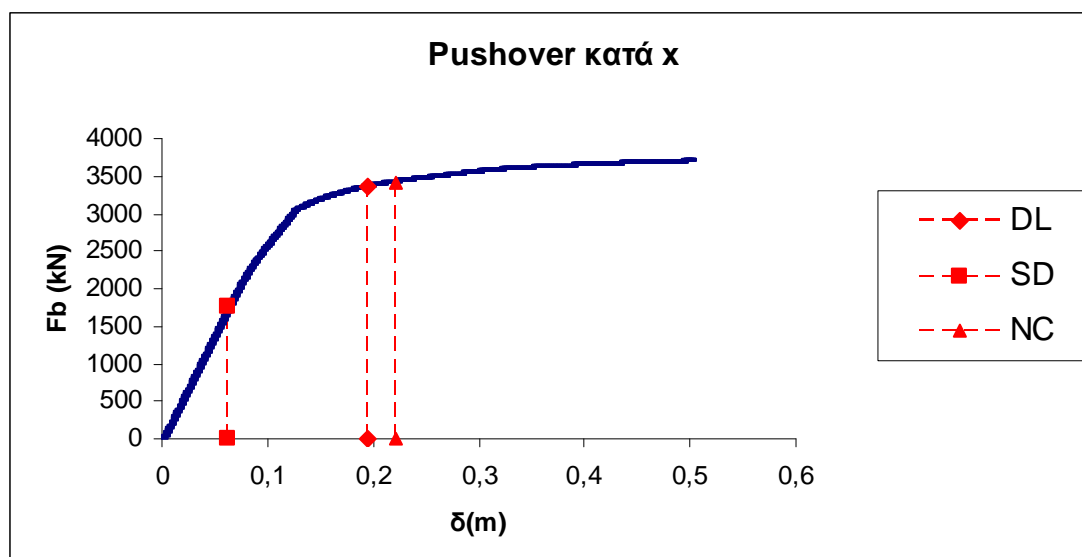
Σχ.6.10: Καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης περισφιγμένου σκυροδέματος δοκών.

Ομοίως οι ιδιότητες και οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων καθώς και οι δυσκαμψίες των στοιχείων υπολογίστηκαν όπως και στο μονώροφο. Έγινε τέλος και ο έλεγχος $M_y < V_R L_s$ για όλα τα στοιχεία σε όλους τους ορόφους, όπου δεν προέκυψε κάποια ψαθυρή αστοχία. Αναλυτικά ο πίνακας των υπολογισμών παρουσιάζεται στο Παράρτημα (6.5).

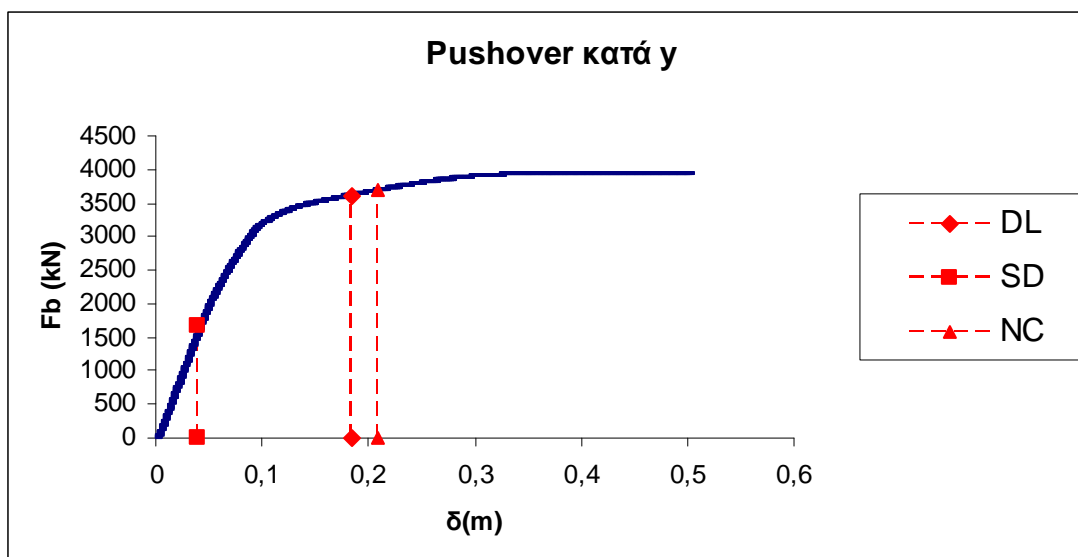
Όσον αφορά τις τοιχοπληρώσεις, λόγω ασταθειών που προέκυψαν κατά τις μη γραμμικές αναλύσεις στο μονώροφο με την χρήση του “multilinear plastic link element”, αποφασίστηκε στο τετραώροφο να χρησιμοποιηθεί αποκλειστικά το “beam element” με πλαστική άρθρωση στο μέσον. Η διαφορά σε σχέση με το μονώροφο είναι ότι ναι μεν έγινε συσχετισμός των ιδιοτήτων των τοιχοπληρώσεων με τους τρόπους αστοχίας των τοιχοπληρωμένων πλαισίων που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 4 αλλά τελικά επιλέχθηκαν οι ιδιότητες των υλικών. Ο λόγος που δεν έγινε αυτό είναι επειδή τα υποστυλώματα είναι πολύ πιο ισχυρά σε σχέση με το μονώροφο, με αποτέλεσμα στην εξίσωση $V_{ul} = V_{wr} + F_{cL} + F_{cR}$ οι όροι F_{cL} και F_{cR} να είναι μεγάλοι, οπότε υπερεκτιμάται η αντοχή της τοιχοπλήρωσης. Επομένως, στην τετραώροφη κατασκευή χρησιμοποιήθηκαν οι ιδιότητες των τοιχοπληρώσεων βάσει ιδιοτήτων υλικών.

6.2.2 Ανάλυση Pushover

Για κάθε μια από τις περιπτώσεις τοιχοπληρώσεων που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 6.2.1 έγινε στατική δυναμική ανάλυση από όπου και προέκυψαν οι καμπύλες pushover. Πάνω στην κάθε μια σημειώθηκαν οι μετακινήσεις για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας, για περίοδο επαναφοράς σεισμού $T = 225$ χρόνια (Damage Limitation), $T = 475$ χρόνια (Significant Damage) και $T = 2475$ χρόνια (Near Collapse), ο υπολογισμός των οποίων περιγράφεται στο 6.2.3.1. Στα σχήματα 6.11-6.12 παρουσιάζονται οι καμπύλες pushover για την «γυμνή» κατασκευή, κατά x και y αντίστοιχα:

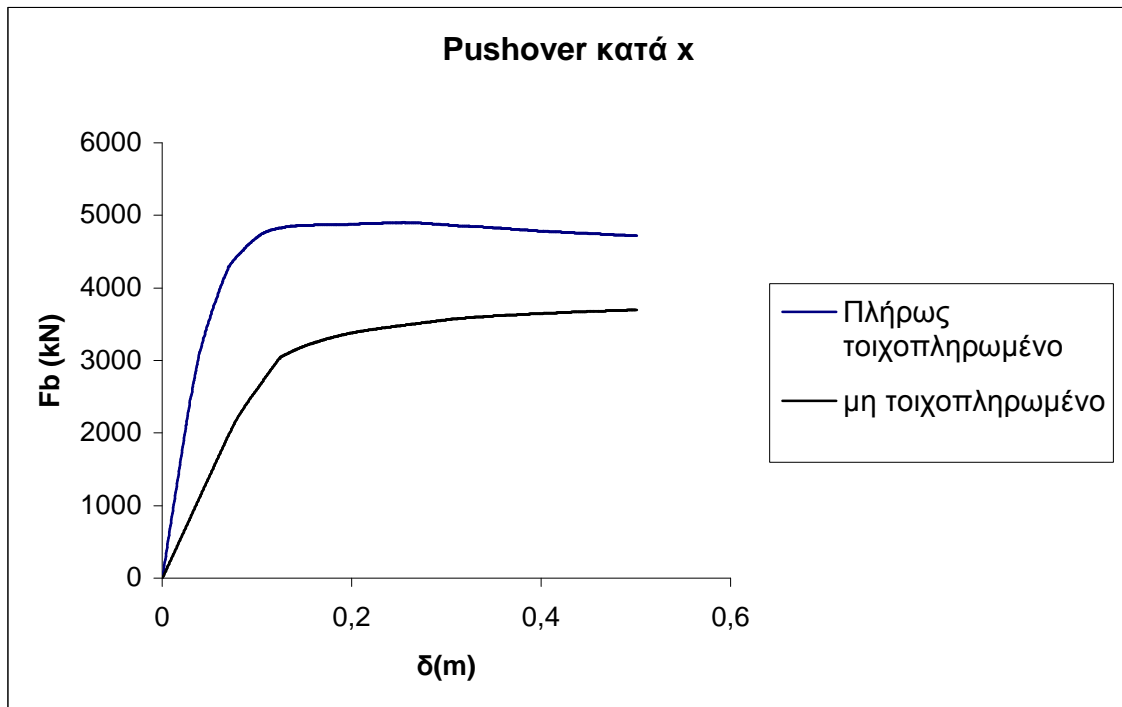


Σχ. 6.11: Καμπύλη pushover μη τοιχοπληρωμένου φορέα κατά x με μετατοπίσεις στόχος.

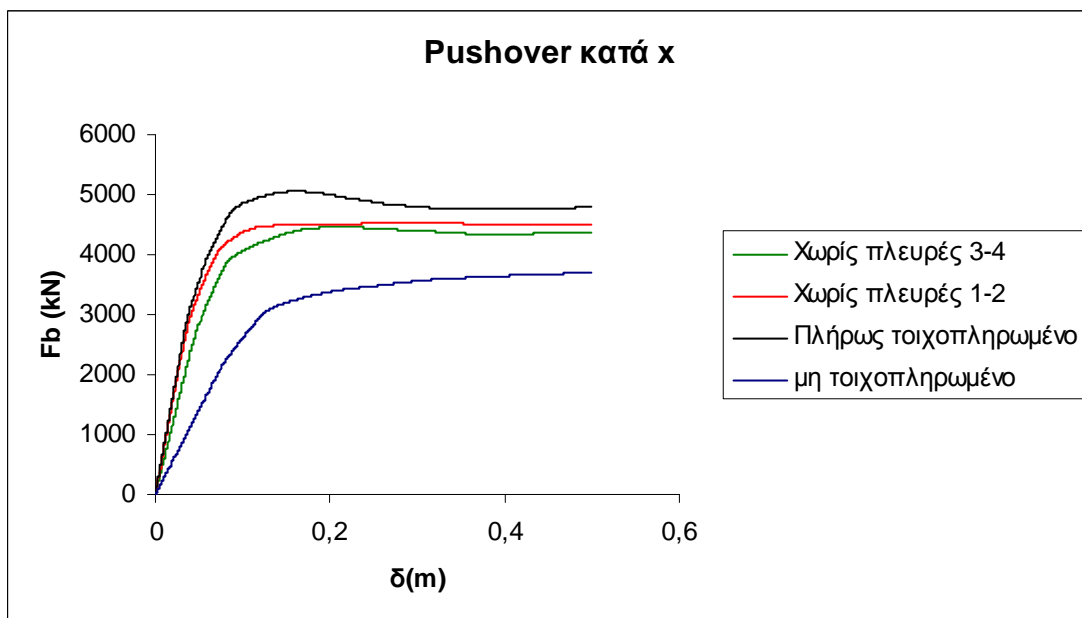


Σχ. 6.12: Καμπύλη pushover μη τοιχοπληρωμένου φορέα κατά y με μετατοπίσεις στόχος.

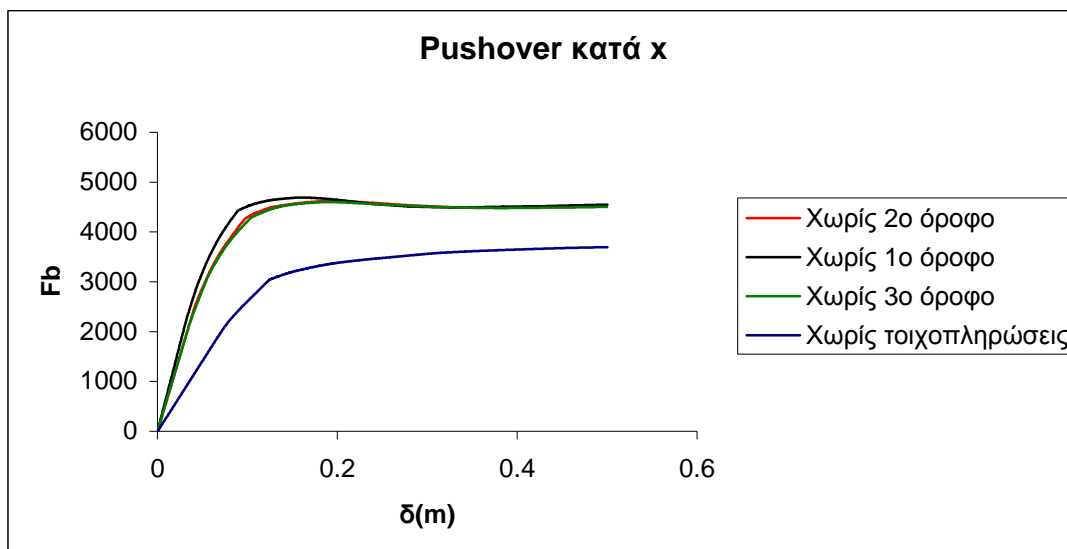
Ενδιαφέρον παρουσιάζει η σύγκριση των καμπύλων pushover των φορέων. Στο σχήμα 6.13 παρουσιάζεται η σύγκριση πλήρως τοιχοπληρωμένης και μη τοιχοπληρωμένης κατασκευής, με τα αποτελέσματα να είναι αντίστοιχα με το μονώροφο. Ο πλήρως τοιχοπληρωμένος φορέας έχει όπως αναμενόταν μεγαλύτερη αντοχή και δυσκαμψία από τον φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις. Αν γίνει διγραμμικοποίηση των καμπύλων προκύπτει για την πλήρως τοιχοπληρωμένη κατασκευή $F_b = 4850$ kN ($F_b/F_d = 2.18$) ενώ για την μη τοιχοπληρωμένη $F_b = 3250$ kN ($F_b/F_d = 1.46$), όπου $F_d = 2225$ kN. Ο λόγος υπεραντοχής της κατασκευής λοιπόν λόγω τοιχοπληρώσεων ισούται με $\alpha = 1.49$, τιμή μικρότερη από την αντίστοιχη για την μονώροφη κατασκευή ($\alpha = 1.70$). Οι τοιχοπληρώσεις δηλαδή συνεισέφεραν περισσότερο στο μονώροφο σε σχέση με το τετραώροφο. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι αν αφαιρεθούν οι τοιχοπληρώσεις από τις πλευρές 1-2 ο φορέας παραμένει πιο δύσκαμπος σε σχέση με την αφαίρεση των πλευρών 3-4, το αντίθετο δηλαδή από ότι προέκυψε στο μονώροφο. Τέλος, η αφαίρεση των τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο (πλωτή) μεταβάλλει ελάχιστα την απόκριση της κατασκευής σε σχέση με την πλήρως τοιχοπληρωμένη ενώ είτε αφαιρώντας τους τοίχους είτε στον 2^ο είτε στον 3^ο όροφο το αποτέλεσμα παραμένει το ίδιο.



Σχ. 6.13: Σύγκριση καμπυλών pushover κατά x.



Σχ. 6.14: Σύγκριση καμπυλών pushover κατά x.



Σχ. 6.15: Σύγκριση καμπύλων pushover κατά x.

6.2.3 Συσχετισμός ανάλυσης pushover - ανάλυση χρονοϊστοριών

6.2.3.1 Μετακίνηση στόχος

Στην τετραώροφη κατασκευή η φασματική δυναμική ανάλυση των χρονοϊστοριών παρουσίασε πολλές αστάθειες και αδυνατούσε να ολοκληρωθεί. Για αυτό το λόγο αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθεί η μέγιστη μετακίνηση που φτάνει το Κ.Μ. του τετάρτου ορόφου ως μετακίνηση στόχος, για την στατική δυναμική ανάλυση pushover και να ληφθούν από εκεί τα αποτελέσματα. Εξάλλου, η σύγκριση των δύο μεθόδων στο μονώροφο έδειξε ότι υπάρχει ικανοποιητική συσχέτιση.

Οι αναλύσεις των χρονοϊστοριών για τον προσδιορισμό των ιδιοπεριόδων πραγματοποιήθηκαν γραμμικά. Η μετακίνηση στόχος λοιπόν, σύμφωνα με το Παράρτημα 5 του ΕΚ8-1 [1], αν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι μικρότερη από την T_c του φάσματος πρέπει να τροποποιηθεί σύμφωνα με την εξίσωση 6.2:

$$\max u_t = \frac{\mu}{q_u} S_{d,e} \quad (6.2)$$

όπου,

$$\mu = 1 + \frac{q_u^c - 1}{c}$$

$$c = \frac{T_{eff}^{0.42}}{1 + T_{eff}^{0.42}} + \frac{1}{T_{eff}}$$

$$q_u = \frac{V_b}{V_y}$$

με T_{eff} την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής, V_b την τέμνουσα βάσης της κατασκευής και V_y την τέμνουσα που προκύπτει από την διγραμμικοποίηση της καμπύλης pushover για την κάθε περίπτωση. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιήθηκε και για τις τρεις επιτελεστικότητες του σεισμού. Στους πίνακες 6.1-6.2 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για μετακίνηση κατά x και y αντίστοιχα, με περίοδο επαναφοράς $T = 475$ χρόνια. Οι υπόλοιποι πίνακες βρίσκονται στο Παράρτημα (6.6).

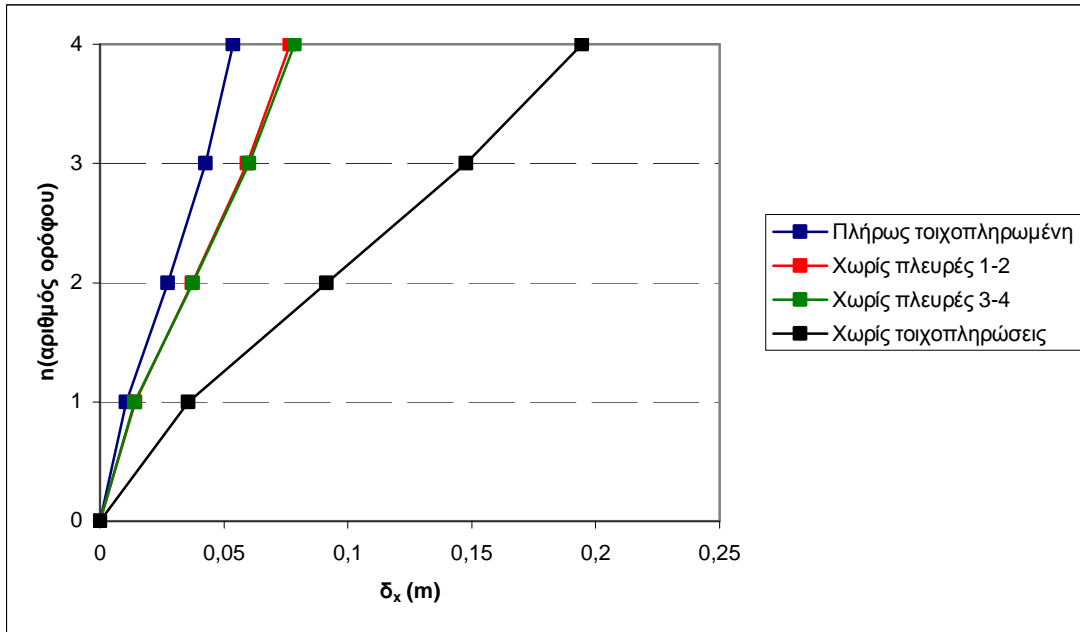
Πιν. 6.1: Υπολογισμός μετακίνησης στόχου κατά x για το ισοδύναμο σύστημα ΣΜΕΚ (T=475 χρόνια).

Περίπτωση	T^*	T_c	T_{eff}	V_y	V_b	$S_{d,e}$	q_u	C_1	c	μ	$maxu_{tx}$
"Γυμνή"	0,81	0,80	1,26	3450	3696	0,19	1,07	1,15	1,32	1,07	0,19
Πλήρης	0,46	0,80	0,54	4750	5057	0,05	1,06	1,18	2,28	1,07	0,05
Χωρίς πλευρές 1-2	0,63	0,80	0,87	4219	4219	0,08	1,00	1,00	1,64	1,00	0,08
Χωρίς πλευρές 3-4	0,60	0,80	0,87	4400	4460	0,08	1,01	1,03	1,64	1,01	0,08
Χωρίς 1ο όροφο	0,56	0,80	0,74	4600	4690	0,07	1,02	1,05	1,83	1,02	0,07
Χωρίς 2ο όροφο	0,58	0,80	0,79	4510	4622	0,08	1,02	1,06	1,75	1,03	0,08
Χωρίς 3ο όροφο	0,53	0,80	0,70	4490	4600	0,07	1,02	1,06	1,89	1,02	0,07

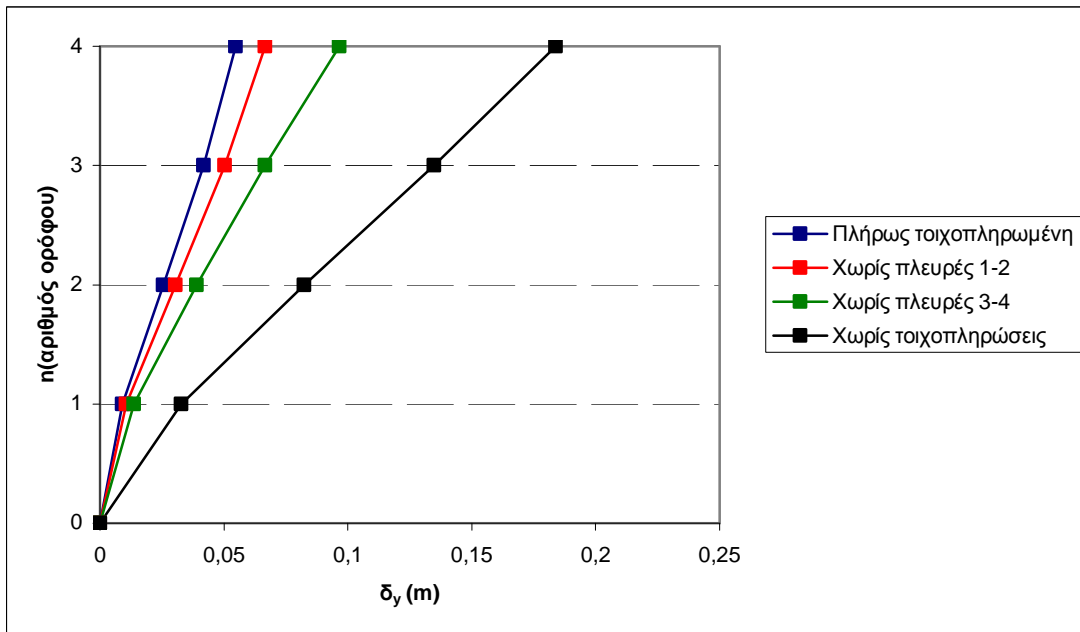
Πιν. 6.2: Υπολογισμός μετακίνησης στόχου κατά y για το ισοδύναμο σύστημα ΣΜΕΚ (T=475 χρόνια).

Περίπτωση	T^*	T_c	T_{eff}	V_y	V_b	$S_{d,e}$	$q_u=R$	C_1	c	μ	$maxu_{ty}$
"Γυμνή"	0,81	0,80	1,26	3750	3936	0,18	1,05	1,10	1,32	1,05	0,184
Πλήρης	0,46	0,80	0,54	4950	4902	0,05	0,99	0,97	2,28	0,99	0,055
Χωρίς πλευρές 1-2	0,63	0,80	0,87	4540	4531	0,07	1,00	1,00	1,64	1,00	0,067
Χωρίς πλευρές 3-4	0,60	0,80	0,87	4400	3477	0,09	0,79	0,57	1,64	0,80	0,097
Χωρίς 1ο όροφο	0,56	0,80	0,74	4650	4633	0,06	1,00	0,99	1,83	1,00	0,058
Χωρίς 2ο όροφο	0,58	0,80	0,79	4650	4649	0,08	1,00	1,00	1,75	1,00	0,085
Χωρίς 3ο όροφο	0,53	0,80	0,70	4640	4649	0,07	1,00	1,00	1,89	1,00	0,074

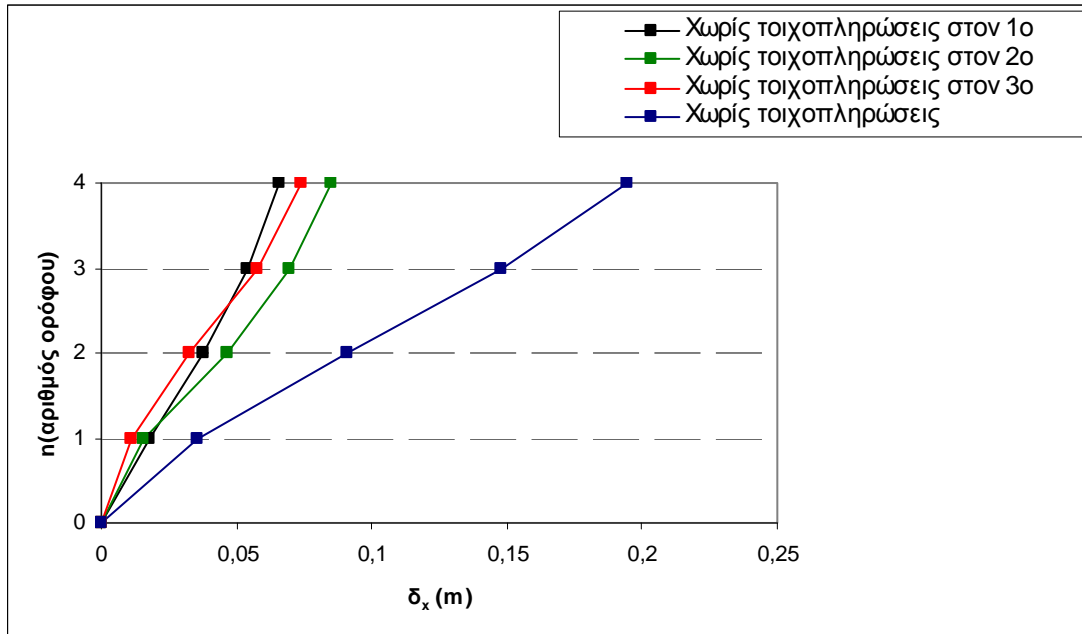
Στα σχήματα 6.16 -6.19 παρουσιάζονται οι μετακινήσεις του κάθε ορόφου που προέκυψαν από τις επιλύσεις pushover για την μετακίνηση στόχο για T=475 χρόνια, κατά x και y, για όλες τις περιπτώσεις τοιχοπλήρωσης που εξετάστηκαν:



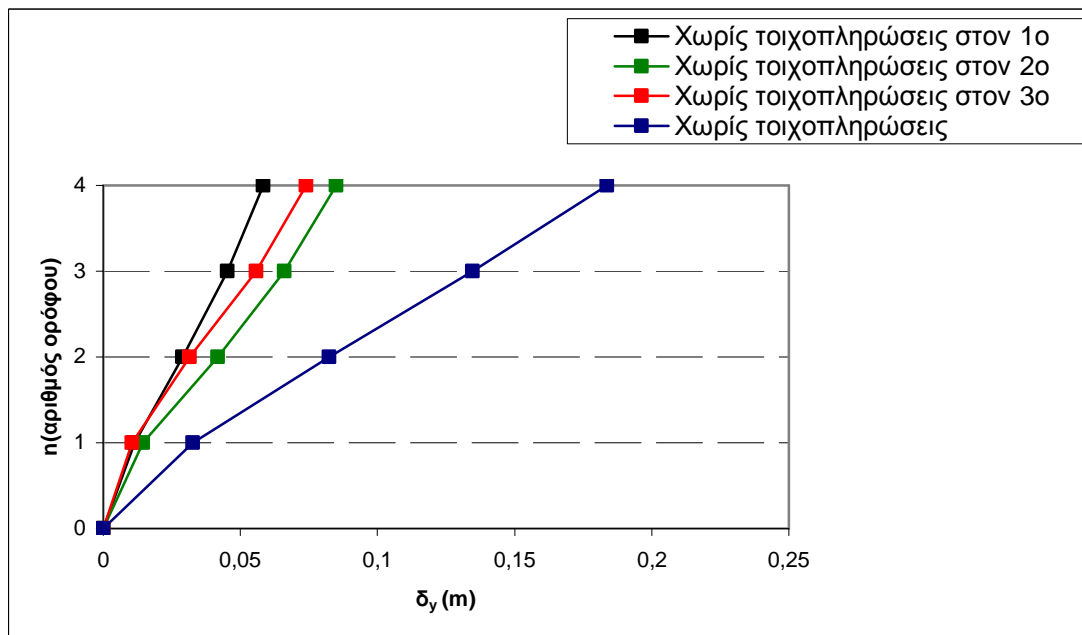
Σχ. 6.16: Μετακινήσεις ορόφων κατά x για την μετακίνηση στόχο ($T = 475$ χρόνια).



Σχ. 6.17: Μετακινήσεις ορόφων κατά y για την μετακίνηση στόχο ($T = 475$ χρόνια).



Σχ. 6.18: Μετακινήσεις ορόφων κατά x για την μετακίνηση στόχο (T = 475 χρόνια).



Σχ. 6.19: Μετακινήσεις ορόφων κατά y για την μετακίνηση στόχο (T = 475 χρόνια).

Για άλλη μια φορά επιβεβαιώνεται η διαφορά δυσκαμψίας ανάμεσα στην μη τοιχοπληρωμένη και στην τοιχοπληρωμένη κατασκευή. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι όταν με αφαίρεση των πλευρών 1-2 και 3-4 η δυσκαμψία κατά x ταυτίζεται ενώ κατά y χωρίς τις πλευρές 3-4 ο φορέας είναι πιο εύκαμπτος. Αυτό σημαίνει ότι οι τοιχοπληρώσεις στην πλευρά 4 συνεισφέρουν περισσότερο σε

δυσκαμψία σε σχέση με την τοιχοπλήρωση στην πλευρά 2. Συγκρίνοντας τις περιπτώσεις όπου λείπουν οι τοιχοπληρώσεις από τον 1^ο, 2^ο και 3^ο όροφο προκύπτει ότι η κατασκευή είναι πιο εύκαμπτη στην περίπτωση απουσίας τους από τον 2^ο. Ειδικά για τις μετακινήσεις κατά y, η δ_y του πρώτου ορόφου είναι μεγαλύτερη στον φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις στον 2^ο όροφο, ακόμα και από την περίπτωση που λείπουν οι τοιχοπληρώσεις στον 1^ο όροφο. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι είχε θεωρηθεί πάκτωση στο ισόγειο.

6.2.3.2 Damage index στοιχείων

Για την μετακίνηση στόχο που προέκυψε για την κάθε περίπτωση, εξετάστηκε κατά πόσο τα εντατικά μεγέθη των στοιχείων ξεπερνούν τις αντοχές τους (damage index) καθώς και οι θέσεις εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων, τόσο για σεισμό με περίοδο επαναφοράς $T = 475$ χρόνια όσο και για $T = 2475$ χρόνια. Αρχικά να σημειωθεί ότι δεν σημειώθηκε πουθενά διατμητική αστοχία και ότι η στροφή χορδής θ_{pl} ήταν κατά πολύ μικρότερη από την $0.75\theta_u$ που ορίζει ο κανονισμός για περίοδο επαναφοράς $T=475$ χρόνια. Αυτό σημαίνει ότι ο σχεδιασμός που έγινε βάσει του ΕΚ σύμφωνα με την φιλοσοφία ότι οι καμπτικές αστοχίες πρέπει να προηγούνται των διατμητικών, οδήγησε σε ασφαλή αποτελέσματα. Επιπλέον, σε όλες τις περιπτώσεις οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται πρώτα στις δοκούς, κάτι το οποίο επιβεβαιώνει τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου που έγινε κατά τον σχεδιασμό. Στον πίνακα 6.3 παρουσιάζεται ο τρόπος με τον οποίο έγιναν οι έλεγχοι των εντατικών μεγεθών. Πρόκειται για τον έλεγχο των εντατικών μεγεθών σε όλα τα στοιχεία του πρώτου ορόφου για τον φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις κατά x. Η S_x είναι η μετακίνηση στόχος που όπως φαίνεται επιτυγχάνεται στο βήμα 377 της pushover. Οι M_R , V_R και θ_u είναι οι αντοχές του κάθε στοιχείου ενώ οι M_{Ed} , V_{Ed} και θ_{pl} είναι οι δράσεις. Η M_{Ed} στην διεύθυνση θ προκύπτει από την σχέση $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edx}^2 + M_{Edy}^2}$. Ο λόγος αυτών των μεγεθών υποδεικνύει σε ποιο στοιχείο και κατά πόσο έχει ξεπεραστεί η αντοχή (damage index). Στην μη τοιχοπληρωμένη κατασκευή για περίοδο επαναφοράς $T=475$ χρόνια όπως φαίνεται έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις μόνον στις δοκούς, επαληθεύοντας για άλλη μια φορά τον ικανοτικό κόμβου που είχε προηγηθεί στην διαστασιολόγηση. Το ίδιο παρατηρείται σε όλες τις προσομοιώσεις (δες Παράρτημα 6.7). Αντίθετα, για περίοδο επαναφοράς 2475 χρόνια που ο σεισμός είναι

ισχυρότερος εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις και στα υποστυλώματα, όπως φαίνεται στον πίνακα 6.4:

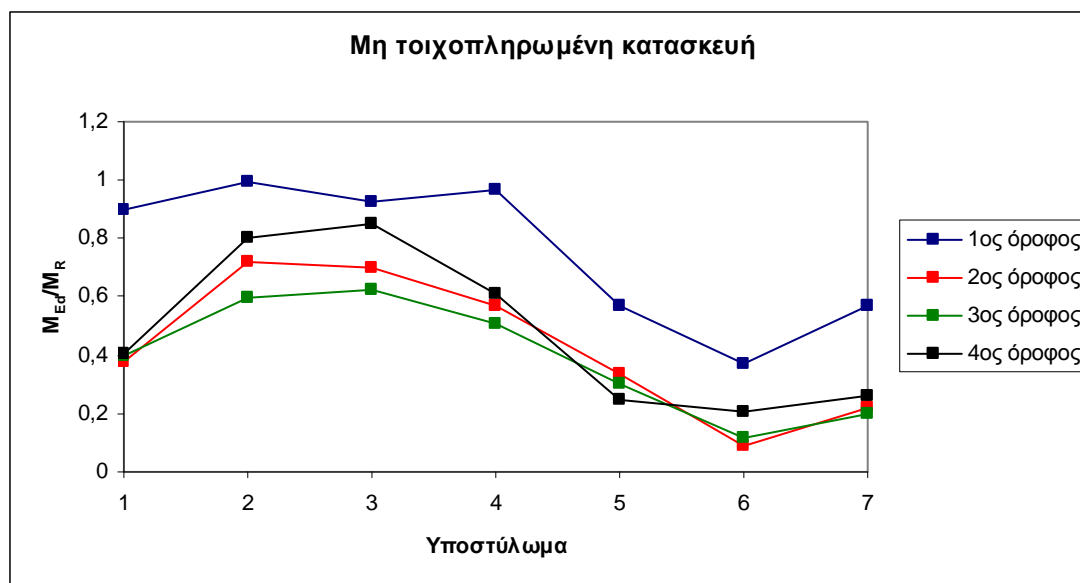
Πίν. 6.3: Damage index πρώτου ορόφου μη τοιχοπληρωμένης κατασκευής κατά x για T=475 χρόνια.

Στοιχείο	Βήμα	S_x	M_R	V_R	θ_u	M_{Edx}	M_{Edy}	V_{Ed}	θ_{pl}	M_{Ed}/M_R	V_{Ed}/V_R	θ_{pl}/θ_u
C1-1	377	0,19445	720,87	467,21	0,0346	548,69	340,15	178,09	0,0183	0,90	0,38	0,53
C2-1	377	0,19445	748,67	464,95	0,0368	736,46	124	331,07	0,0147	1,00	0,71	0,40
C3-1	377	0,19445	807,57	474,95	0,0339	745,061	25,65	322,75	0,0153	0,92	0,68	0,45
C4-1	377	0,19445	721,15	465,61	0,0353	676,096	167,37	270,26	0,0165	0,97	0,58	0,47
C5-1	377	0,19445	752,18	472,02	0,0337	347,94	244,99	104,85	0,0116	0,57	0,22	0,34
C6-1	377	0,19445	786,43	473,18	0,0340	268,16	115,39	68,16	0,0086	0,37	0,14	0,25
C7-1	377	0,19445	762,45	463,80	0,0319	385,27	196,85	79,53	0,0133	0,57	0,17	0,42
Wall 1	377	0,19445	16149	4251,76	0,0426	16705	-	1854,00	0,0025	1,03	0,44	0,06
Wall 2	377	0,19445	15292	4260,22	0,0428	2657,89	-	538,04	0,0025	0,17	0,13	0,06
B1-1	377	0,19445	314,73	450,06	0,0309	344,5	-	127,50	0,0025	1,09	0,28	0,08
B1-1	377	0,19445	582,24	449,39	0,0309	650,85	-	315,30	0,0025	1,12	0,70	0,08
B1-2	377	0,19445	277,26	450,70	0,0309	302,91	-	109,78	0,0025	1,09	0,24	0,08
B1-2	377	0,19445	499,86	446,02	0,0317	559,43	-	273,86	0,0025	1,12	0,61	0,08
B1-3	377	0,19445	276,44	449,39	0,0309	307,9	-	135,93	0,0025	1,11	0,30	0,08
B1-3	377	0,19445	582,24	449,39	0,0309	646,31	-	288,16	0,0025	1,11	0,64	0,08
B1-4	377	0,19445	276,44	447,04	0,0345	79,35	-	77,44	0,0025	0,29	0,17	0,07
B1-4	377	0,19445	582,24	447,04	0,0345	387,31	-	213,29	0,0025	0,67	0,48	0,07
B1-5	377	0,19445	241,83	443,45	0,0298	36,81	-	156,06	0,0025	0,15	0,35	0,08
B1-5	377	0,19445	241,83	443,45	0,0298	245,91	-	22,43	0,0025	1,02	0,05	0,08
B1-6	377	0,19445	616,85	446,31	0,0337	396,25	-	174,67	0,0025	0,64	0,39	0,07
B1-6	377	0,19445	241,836	441,54	0,0345	41,78	-	43,50	0,0025	0,17	0,10	0,07
B1-7	377	0,19445	276,44	445,30	0,0273	26,9	-	68,15	0,0025	0,10	0,15	0,09
B1-7	377	0,19445	276,44	445,30	0,0273	26,9	-	68,15	0,0025	0,10	0,15	0,09
B1-8	377	0,19445	276,44	445,40	0,0339	192,28	-	50,14	0,0025	0,70	0,11	0,07
B1-8	377	0,19445	314,73	446,51	0,0339	288,29	-	198,12	0,0025	0,92	0,44	0,07
B1-9	377	0,19445	296,66	455,50	0,0366	70,47	-	113,31	0,0025	0,24	0,25	0,07
B1-9	377	0,19445	256,68	453,56	0,0374	126,54	-	127,23	0,0025	0,49	0,28	0,07
B1-10	377	0,19445	259,87	444,94	0,0272	86,68	-	59,64	0,0025	0,33	0,13	0,09
B1-10	377	0,19445	259,87	444,94	0,0272	105,67	-	114,43	0,0025	0,41	0,26	0,09
B1-11	377	0,19445	264,52	446,39	0,0281	59,38	-	20,55	0,0025	0,22	0,05	0,09
B1-11	377	0,19445	264,52	446,39	0,0281	100,87	-	104,16	0,0025	0,38	0,23	0,09

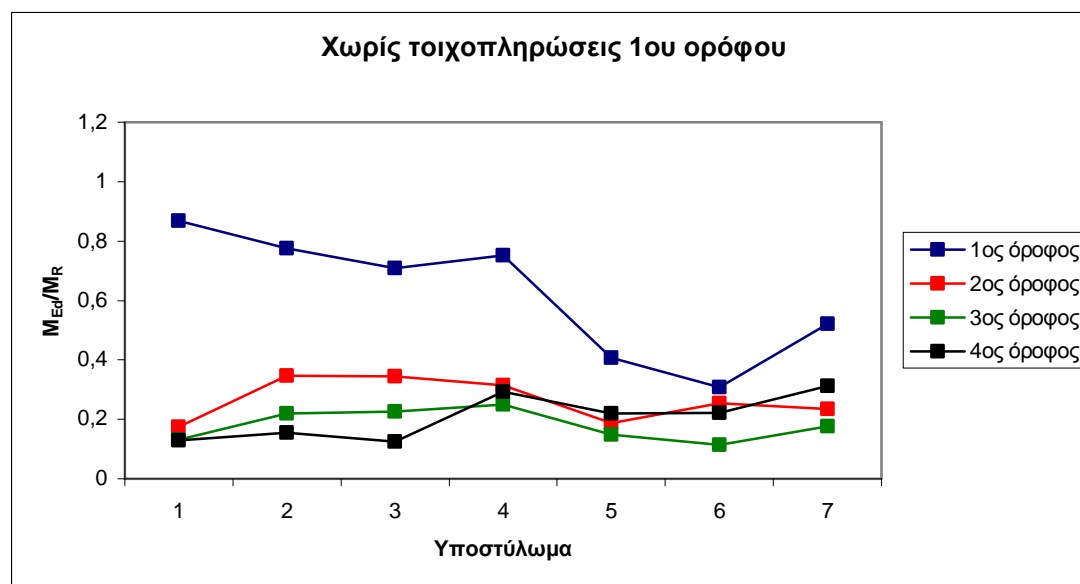
Πίν. 6.4: Damage index πρώτου ορόφου μη τοιχοπληρωμένης κατασκευής κατά x για T=2475 χρόνια.

Στοιχείο	Βήμα	S_x	M_R	V_R	θ_u	M_{Edy}	M_{Edx}	V_{Ed}	θ_{pl}	M_{Ed}/M_R	V_{Ed}/V_R	θ_{pl}/θ_u
C1-1	427	0,22056	720,87	467,21	0,0346	547,99	339,1	174,86	0,02028	0,89	0,37	0,59
C2-1	427	0,22056	748,67	464,95	0,0368	781,08	125,38	343,75	0,01691	1,06	0,74	0,46
C3-1	427	0,22056	807,57	474,95	0,0339	820,25	24,51	346,84	0,01769	1,02	0,73	0,52
C4-1	427	0,22056	721,15	465,61	0,0353	675,23	167,84	266,3	0,01849	0,96	0,57	0,52
C5-1	427	0,22056	752,18	472,02	0,0337	370,85	245,47	112,25	0,01343	0,59	0,24	0,40
C6-1	427	0,22056	786,43	473,18	0,0340	269,5	97,48	67,75	0,01025	0,36	0,14	0,30
C7-1	427	0,22056	762,45	463,80	0,0319	384,8	174,28	77,88	0,01503	0,55	0,17	0,47
Wall 1	427	0,22056	16149	4251,76	0,0426	16695	-	1821	0,00256	1,03	0,43	0,06
Wall 2	427	0,22056	15292	4260,22	0,0428	2554,84	-	493,11	0,00256	0,17	0,12	0,06
B1-1	427	0,22056	314,73	450,06	0,0309	344,5	-	127,5	0,00256	1,09	0,28	0,08
B1-1	427	0,22056	582,24	449,39	0,0309	652,3	-	315,5	0,00256	1,12	0,70	0,08
B1-2	427	0,22056	277,26	450,70	0,0309	302,92	-	109,79	0,00256	1,09	0,24	0,08
B1-2	427	0,22056	499,86	446,02	0,0317	560,69	-	274,041	0,00256	1,12	0,61	0,08
B1-3	427	0,22056	276,44	449,39	0,0309	307,92	-	135,92	0,00256	1,11	0,30	0,08
B1-3	427	0,22056	582,24	449,39	0,0309	646,32	-	288,17	0,00256	1,11	0,64	0,08
B1-4	427	0,22056	276,44	447,04	0,0345	85,48	-	75,65	0,00256	0,31	0,17	0,07
B1-4	427	0,22056	582,24	447,04	0,0345	393,45	-	215,084	0,00256	0,68	0,48	0,07
B1-5	427	0,22056	241,83	443,45	0,0298	36,83	-	156,064	0,00256	0,15	0,35	0,09
B1-5	427	0,22056	241,83	443,45	0,0298	245,8	-	22,57	0,00256	1,02	0,05	0,09
B1-6	427	0,22056	616,85	446,31	0,0337	442,78	-	182,37	0,00256	0,72	0,41	0,08
B1-6	427	0,22056	241,836	441,54	0,0345	46,69	-	35,8	0,00256	0,19	0,08	0,07
B1-7	427	0,22056	276,44	445,30	0,0273	27,173	-	68,15	0,00256	0,10	0,15	0,09
B1-7	427	0,22056	276,44	445,30	0,0273	27,173	-	68,15	0,00256	0,10	0,15	0,09
B1-8	427	0,22056	276,44	445,40	0,0339	279,034	-	195,83	0,00256	1,01	0,44	0,08
B1-8	427	0,22056	314,73	446,51	0,0339	186,1	-	52,51	0,00256	0,59	0,12	0,08
B1-9	427	0,22056	296,66	455,50	0,0366	67,021	-	113,65	0,00256	0,23	0,25	0,07
B1-9	427	0,22056	256,68	453,56	0,0374	120,35	-	126,89	0,00256	0,47	0,28	0,07
B1-10	427	0,22056	259,87	444,94	0,0272	108,17	-	115,97	0,00256	0,42	0,26	0,09
B1-10	427	0,22056	259,87	444,94	0,0272	87,3	-	61,299	0,00256	0,34	0,14	0,09
B1-11	427	0,22056	264,52	446,39	0,0281	99,91	-	103,45	0,00256	0,38	0,23	0,09
B1-11	427	0,22056	264,52	446,39	0,0281	58,54	-	19,85	0,00256	0,22	0,04	0,09

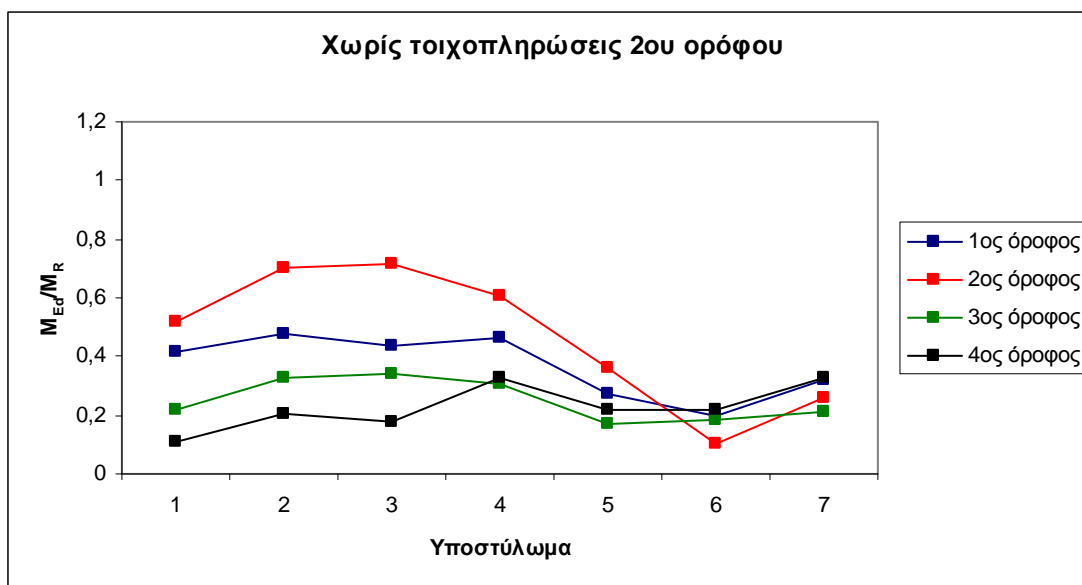
Δυσμενέστερα ήταν τα εντατικά μεγέθη στην βάση της κατασκευής, όπως φαίνεται και στα σχήματα 6.20-6.21. Εξαιρέση αποτελούν οι περιπτώσεις όπου λείπουν οι τοιχοπληρώσεις στον 2^ο και στον 3^ο όροφο, με τα εντατικά μεγέθη των περισσότερων στοιχείων να είναι κρίσιμα στους αντίστοιχους ορόφους, όπως φαίνεται στα σχήματα 6.22-6.23:



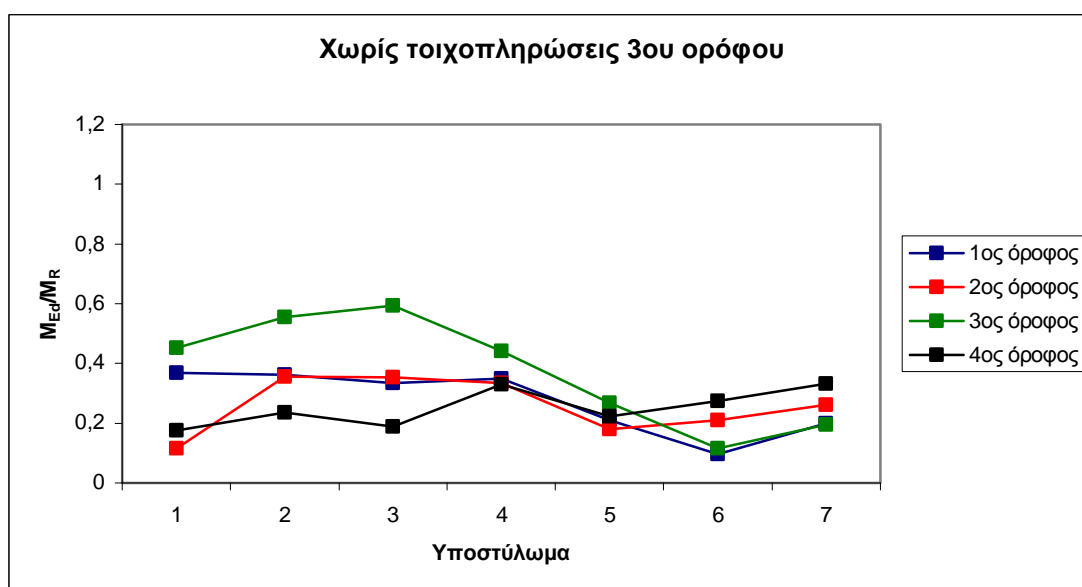
Σχ. 6.20: M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων ανά όροφο ($T = 475$ χρόνια).



Σχ. 6.21: M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων ανά όροφο ($T = 475$ χρόνια).

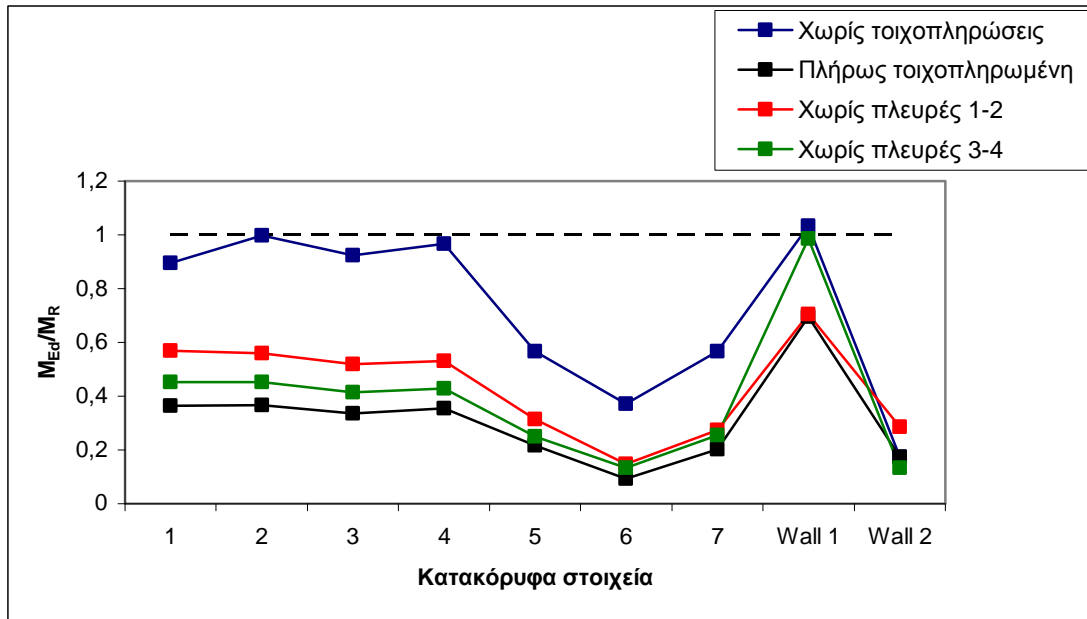


Σχ. 6.22: M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων ανά όροφο ($T = 475$ χρόνια).

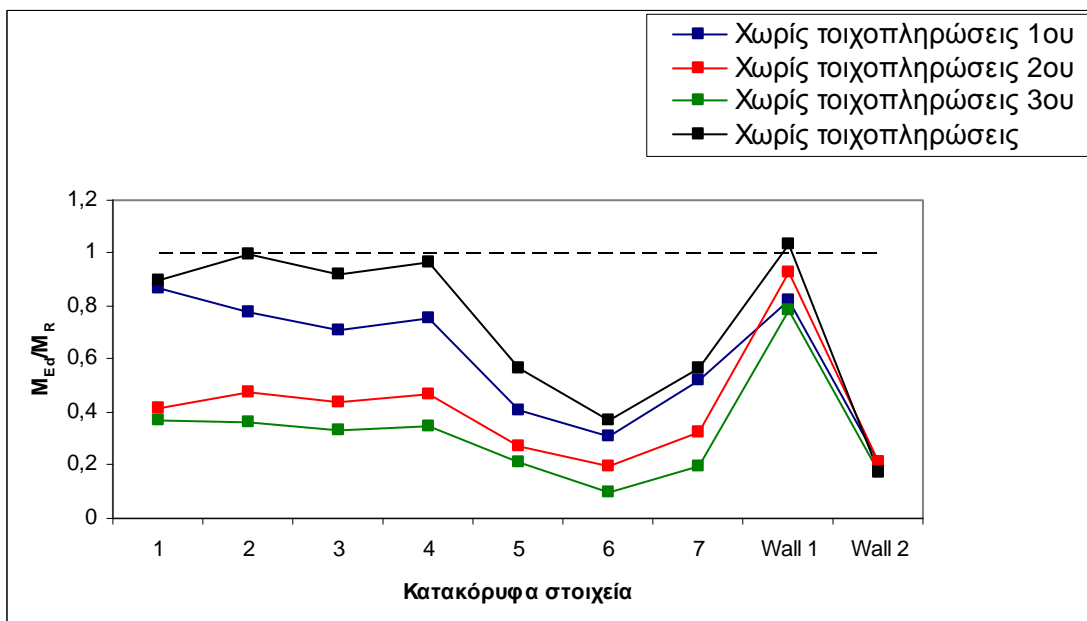


Σχ. 6.23: M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων ανά όροφο ($T = 475$ χρόνια).

Πλαστικές αρθρώσεις στα κατακόρυφα στοιχεία δεν εμφανίζονται με εξαίρεση την βάση του τοιχώματος 1 για την μη τοιχοπληρωμένη κατασκευή, όπως φαίνεται και στα σχήματα 6.24-6.25. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις εμφανίζονται μόνο στις δοκούς, κυρίως στις Δ5, Δ6, Δ10 και Δ11 λόγω του ότι συνδέονται με τα τοιχώματα και επιβαρύνονται στους κόμβους. Προκύπτει λοιπόν ότι η παρουσία τοιχοπληρώσεων ήταν ευεργετική για τα κατακόρυφα στοιχεία.



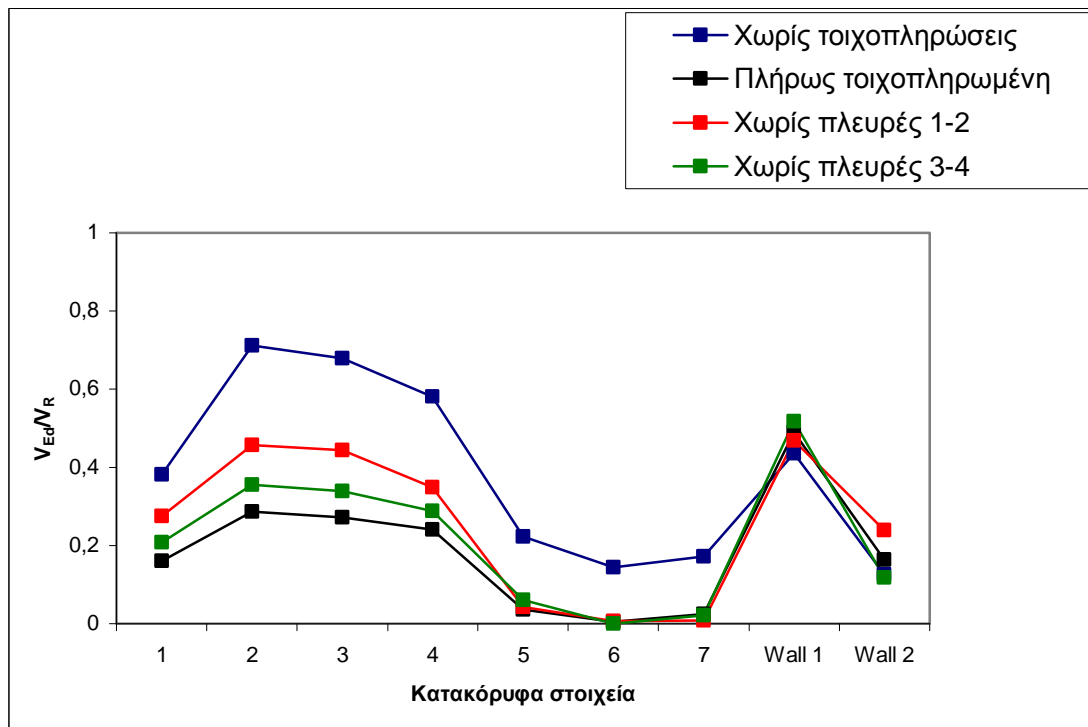
Σχ. 6.24: M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων στη βάση (T = 475 χρόνια).



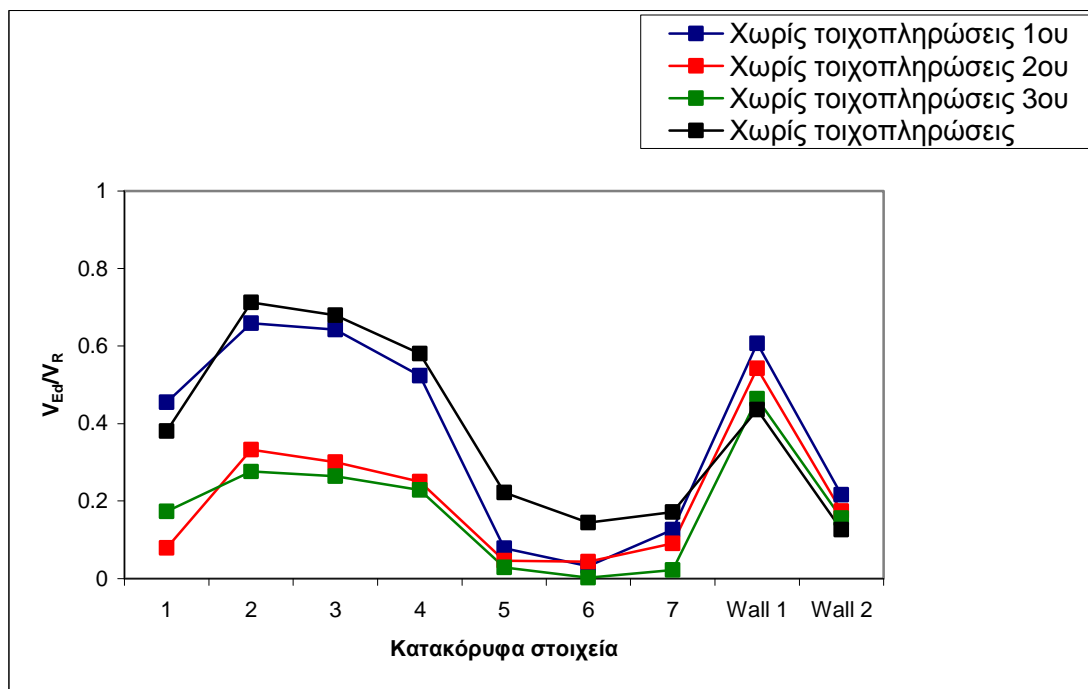
Σχ. 6.25: M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων στη βάση (T = 475 χρόνια).

Τα σχήματα 6.26-6.29 επιβεβαιώνουν την μη ύπαρξη διατμητικών αστοχιών στα κατακόρυφα στοιχεία, καθώς ο λόγος V_{Ed}/V_R είναι παντού μικρότερος από 1. Στις περιπτώσεις που αφαιρούνται όλες οι τοιχοπληρώσεις από τους ορόφους, τα κρίσιμα μεγέθη εμφανίζονται στους αντίστοιχους ορόφους, όπως φαίνεται στα σχήματα 6.27-6.29. Επιβαρύνονται δηλαδή τα κατακόρυφα στοιχεία σε τέμνουσα του ορόφου στον

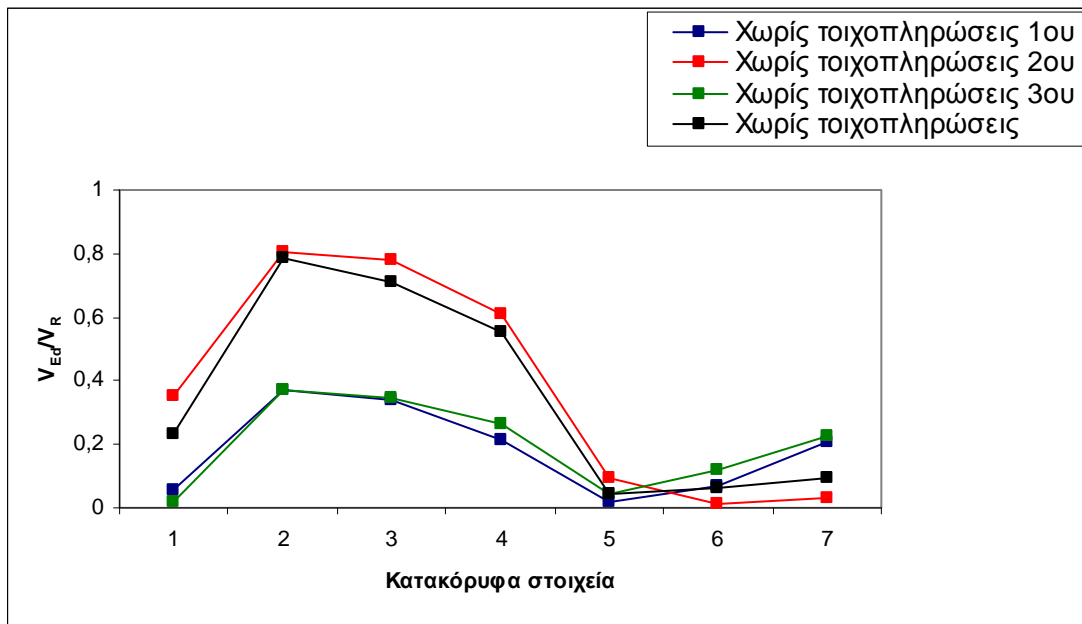
οποίο απουσιάζουν οι τοιχοπληρώσεις (λόγω της ακανονικότητας και λόγω του ότι δεν υπάρχουν τοίχοι να αναλάβουν την τέμνουσα).



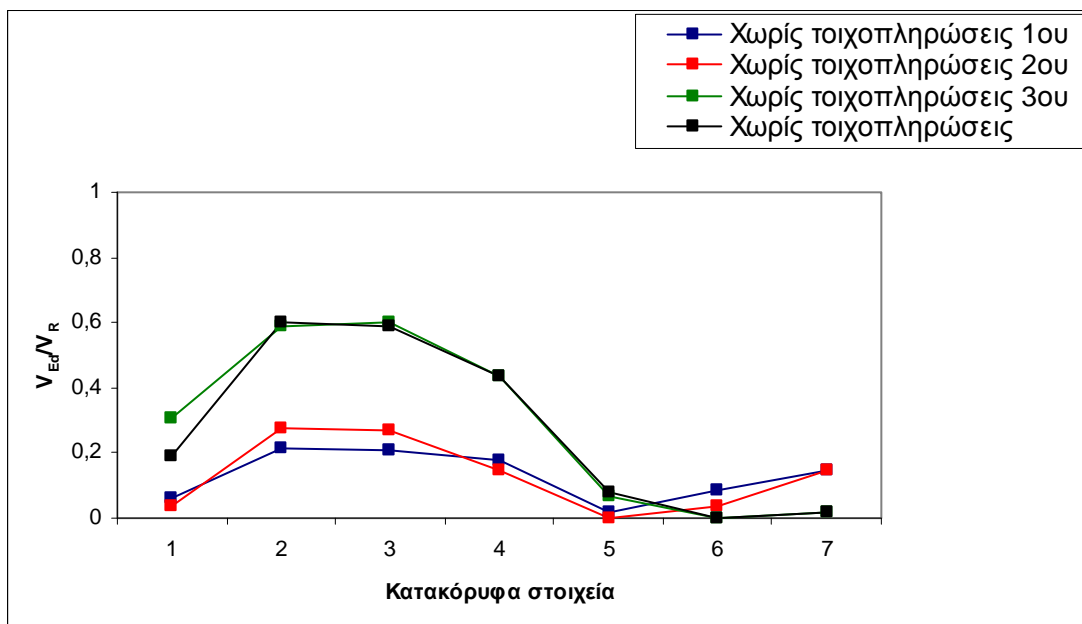
Σχ. 6.26: V_{Ed}/V_R κατακόρυφων στοιχείων στη βάση (T = 475 χρόνια).



Σχ. 6.27: V_{Ed}/V_R κατακόρυφων στοιχείων στη βάση (T = 475 χρόνια).



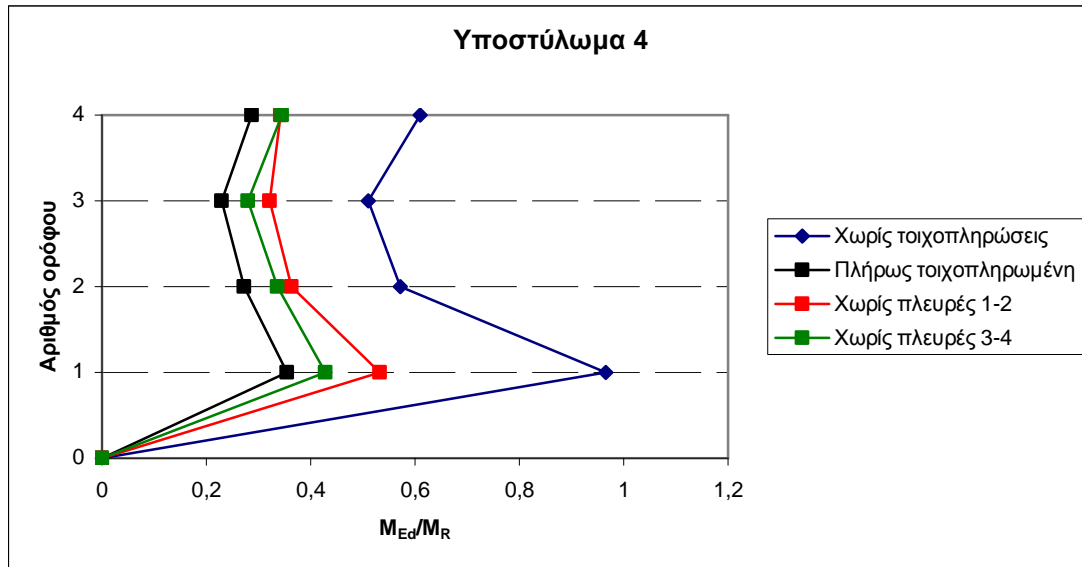
Σχ. 6.28: V_{Ed}/V_R κατακόρυφων στοιχείων στον 2^ο όροφο (T = 475 χρόνια).



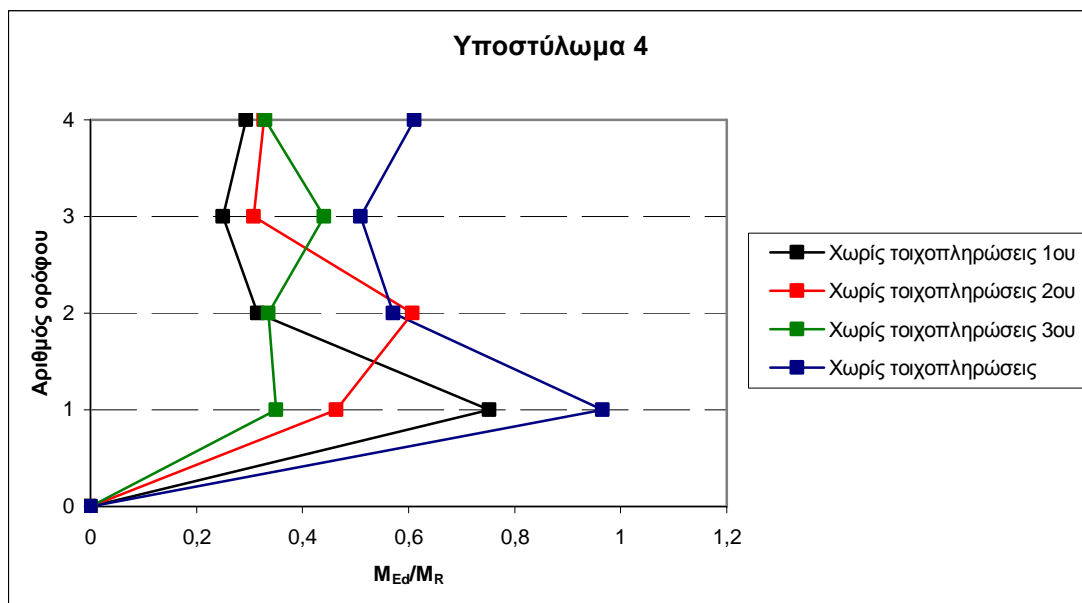
Σχ. 6.29: V_{Ed}/V_R κατακόρυφων στοιχείων στον 3^ο όροφο (T = 475 χρόνια).

Στα σχήματα 6.30-6.33 παρουσιάζεται για τα υποστυλώματα 4 και 7 ο λόγος M_{Ed}/M_R καθ' ύψος. Το υποστύλωμα 7 ήταν αυτό που προέκυψε κρισιμότερο κατά τον σχεδιασμό ενώ το 4 είναι αυτό που είχε τα δυσμενέστερα αποτελέσματα κατά την αποτίμηση. Όπως φαίνεται στα σχήματα 6.31 και 6.33, η απουσία των τοιχοπληρώσεων από τον κάθε όροφο επιβαρύνει το υποστύλωμα 4 στην αντίστοιχη

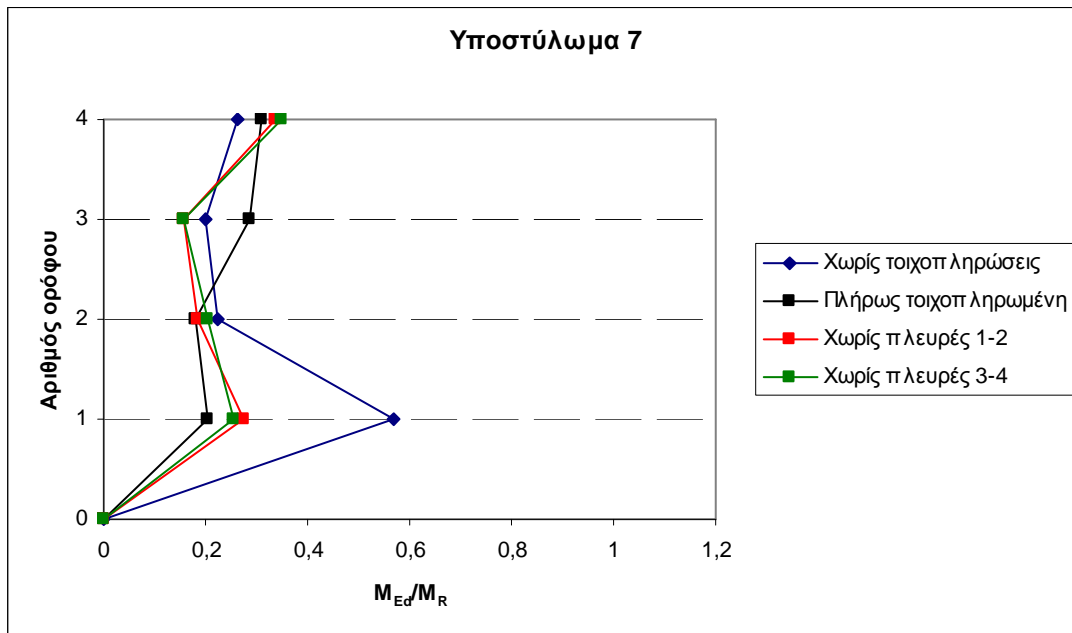
θέση, σε αντίθεση με το υποστύλωμα 7 που δείχνει να «ανακουφίζεται». Στα σχήματα 6.34-6.35 επιβεβαιώνεται ότι το υποστύλωμα 4 ήταν δυσμενέστερο κατά την αποτίμηση, τόσο σε όρους ροπών κάμψης όσο και σε όρους τεμνουσών.



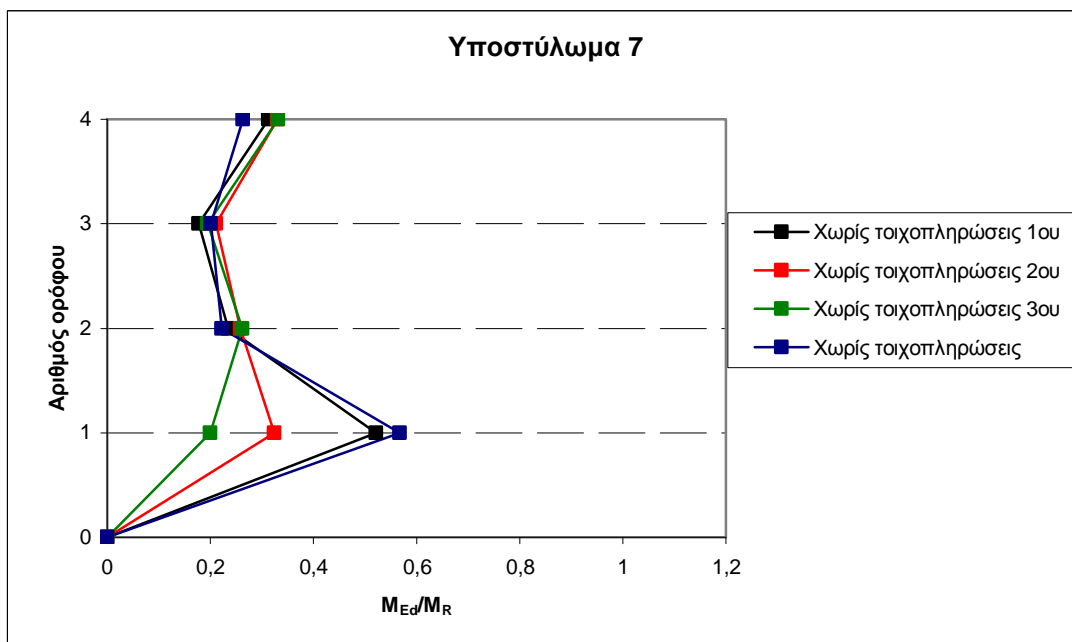
Σχ. 6.30: M_{Ed}/M_R υποστυλώματος 4 καθ' ύψος (T = 475 χρόνια).



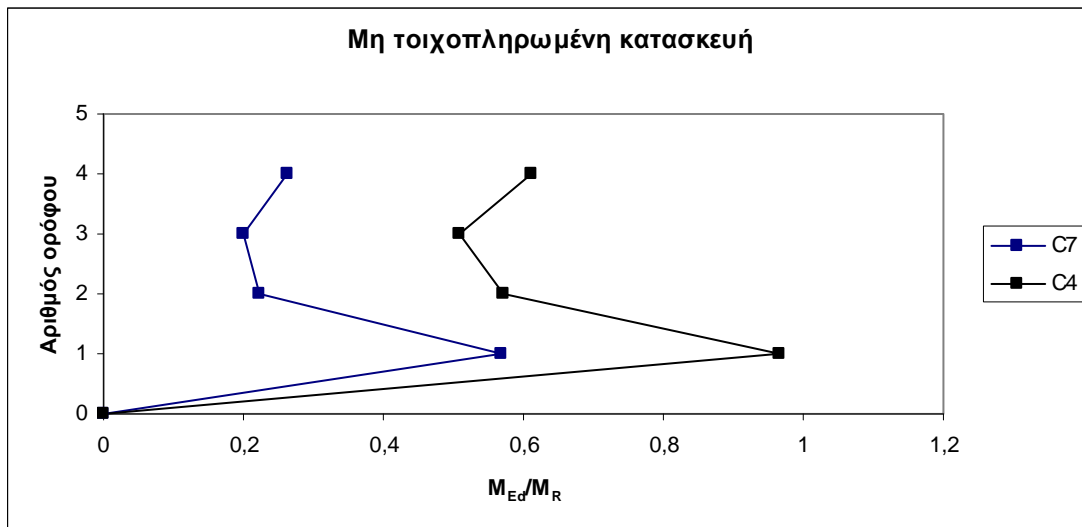
Σχ. 6.31: M_{Ed}/M_R υποστυλώματος 4 καθ' ύψος (T = 475 χρόνια).



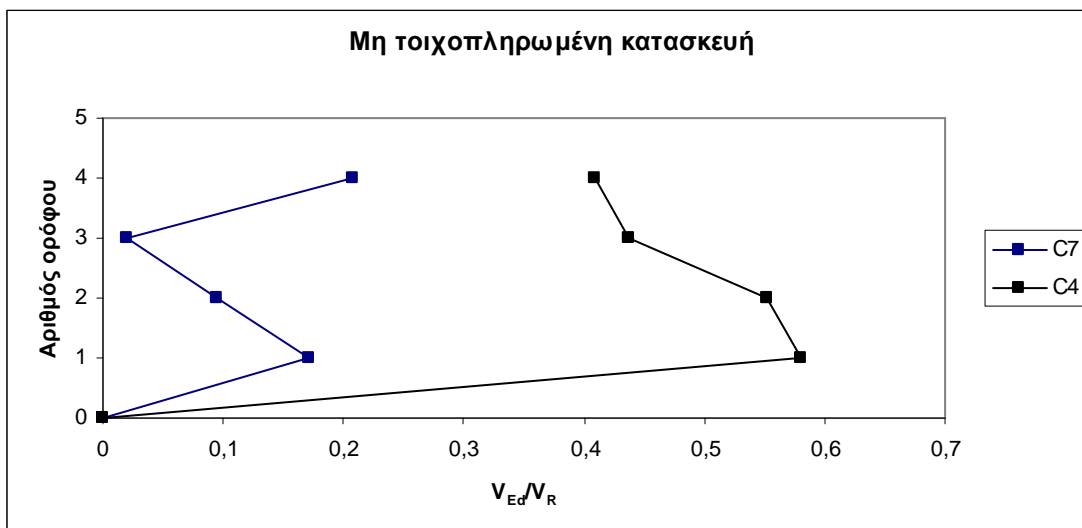
Σχ. 6.32: M_{Ed}/M_R υποστυλώματος 7 καθ' ύψος (T = 475 χρόνια).



Σχ. 6.33: M_{Ed}/M_R υποστυλώματος 7 καθ' ύψος (T = 475 χρόνια).

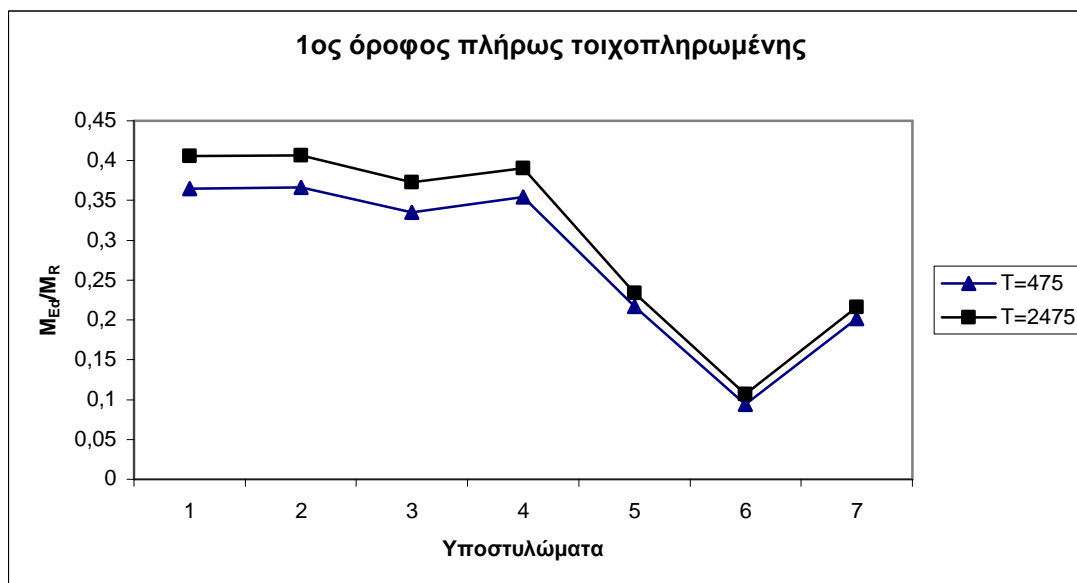


Σχ. 6.34: Σύγκριση C4-C7 σε όρους M_{Ed}/M_R καθ' ύψος ($T = 475$ χρόνια).



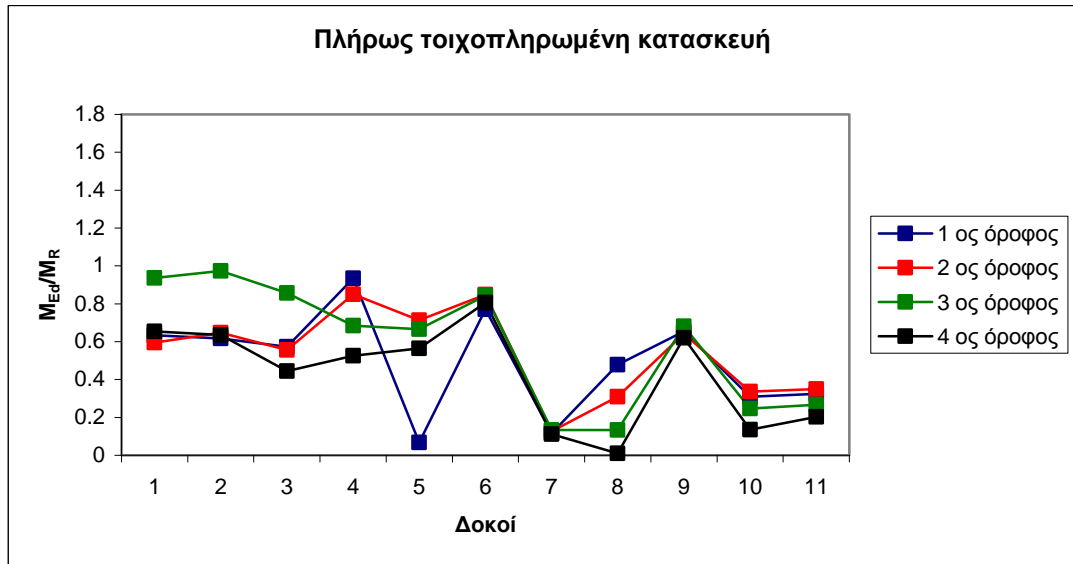
Σχ. 6.35: Σύγκριση C4-C7 σε όρους V_{Ed}/V_R καθ' ύψος ($T = 475$ χρόνια).

Όσον αφορά τις επιτελεστικότητες, όπως φαίνεται και στα σχήματα 6.11 – 6.12, οι μετακινήσεις για $T = 475$ χρόνια και $T = 2475$ χρόνια ήταν κοντινές με αποτέλεσμα να μην μεταβάλλονται αισθητά οι αστοχίες. Στο σχήμα 6.36 παρουσιάζεται για την πλήρως τοιχοπληρωμένη κατασκευή ο λόγος M_{Ed}/M_R για τα κατακόρυφα στοιχεία, για τις δύο επιτελεστικότητες:



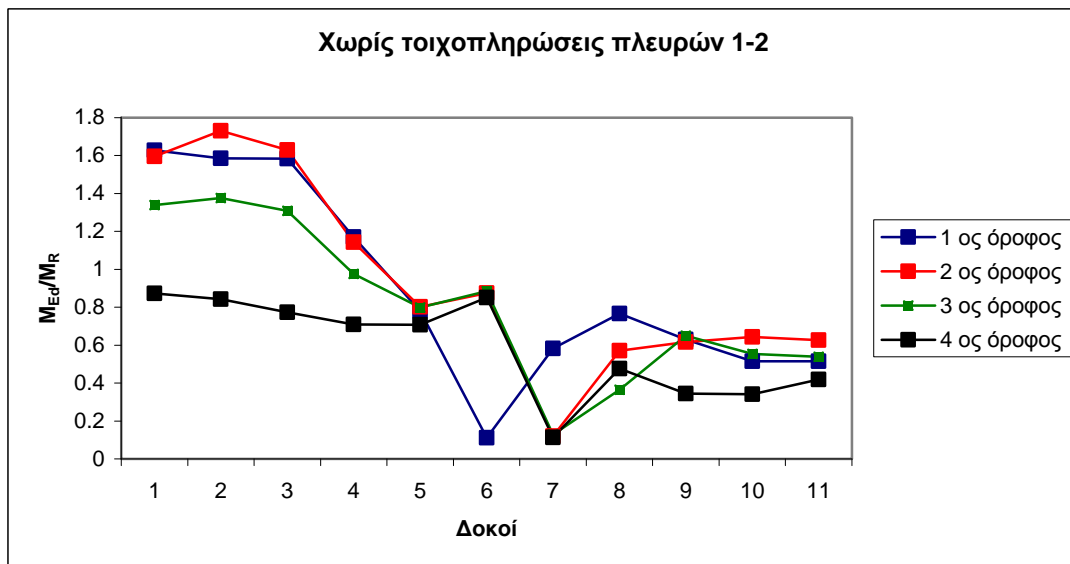
Σχ. 6.36: M_{Ed}/M_R υποστυλωμάτων για επιτελεστικότητατες $T = 475$ χρόνια και $T = 2475$ χρόνια.

Όσον αφορά τις δοκούς, δεν μπορεί να αποφανθεί κανείς σε ποια δοκό τα αποτελέσματα ήταν δυσμενέστερα καθώς εμφανίζονταν πλαστικές αρθρώσεις σε όλους τους ορόφους ανεξαρτήτως του μοντέλου. Η μόνη περίπτωση που δεν εμφανίστηκαν πλαστικές αρθρώσεις είναι στην πλήρως τοιχοπληρωμένη κατασκευή, όπως φαίνεται και στο σχήμα 6.37. Η περίπτωση που έδωσε τα δυσμενέστερα αποτελέσματα ήταν η απουσία των τοιχοπληρώσεων της πλευράς 1-2, όπως φαίνεται στο σχήμα 6.38 ενώ η απουσία των τοιχοπληρώσεων στον 3^ο όροφο μοιάζει να επηρεάζει αρκετά τις δοκούς του 3^{ου} ορόφου, όπως φαίνεται στο σχήμα 6.39. Τέλος, όπως και στα κατακόρυφα στοιχεία δεν τίθεται θέμα διατμητικής αστοχίας στις δοκούς, επιβεβαιώνοντας και εδώ ότι ο σχεδιασμός έγινε βάση των προδιαγραφών του ΕΚ για αποφυγή ψαθυρής μορφής αστοχιών. Στο σχήμα 6.40 παρουσιάζονται οι λόγοι V_{Ed}/V_R για τις δοκούς της μη τοιχοπληρωμένης κατασκευής, η οποία είχε και τις μεγαλύτερες τέμνουσες.

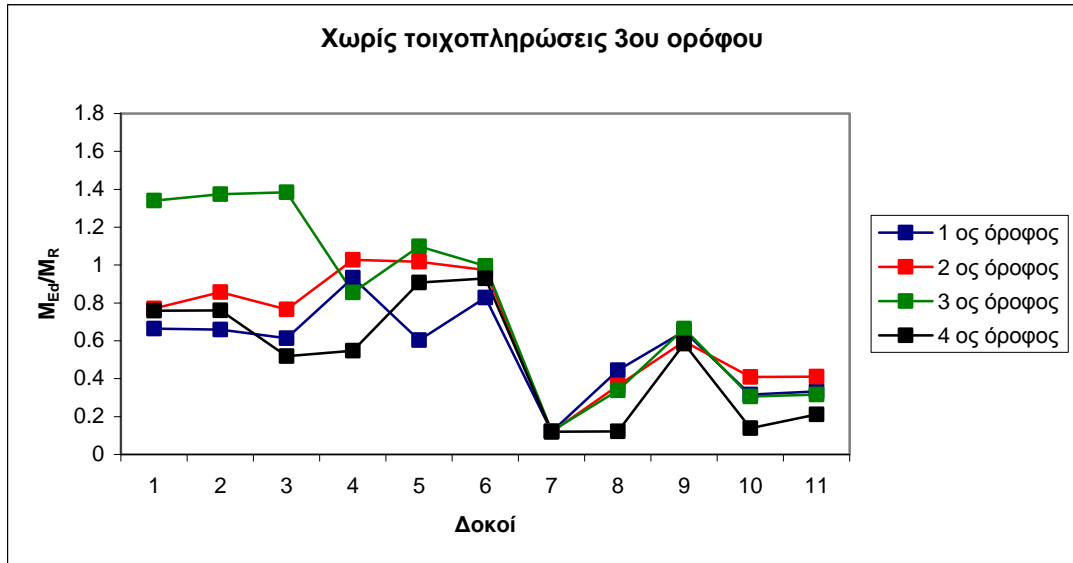


Σ

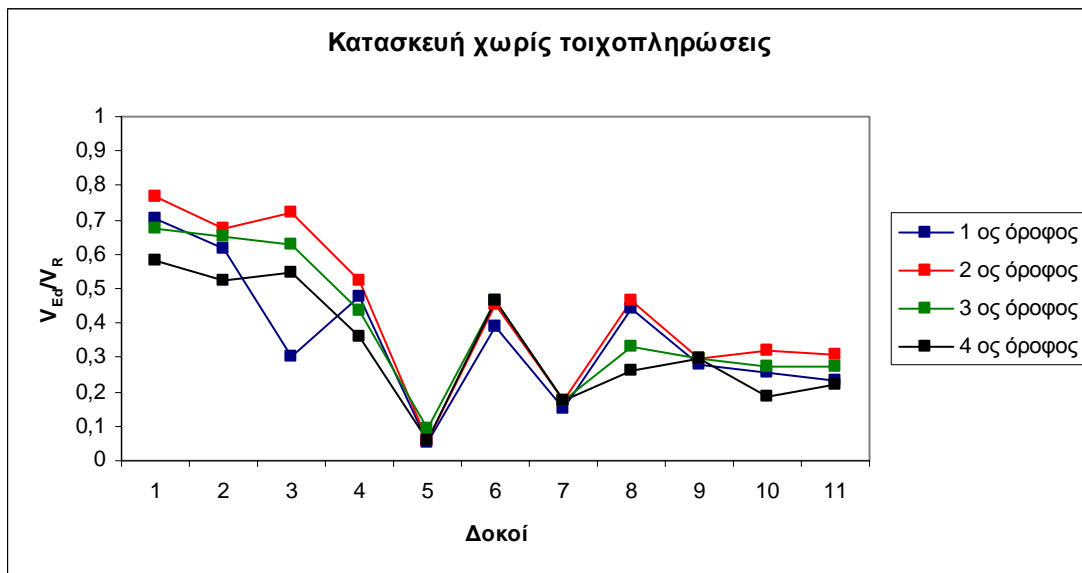
χ. 6.37: M_{Ed}/M_R δοκών πλήρως τοιχοπληρωμένης κατασκευής ανά όροφο (T = 475 χρόνια).



Σχ. 6.38: M_{Ed}/M_R δοκών χωρίς τοιχοπληρώσεις πλευρών 1-2 ανά όροφο (T = 475 χρόνια).



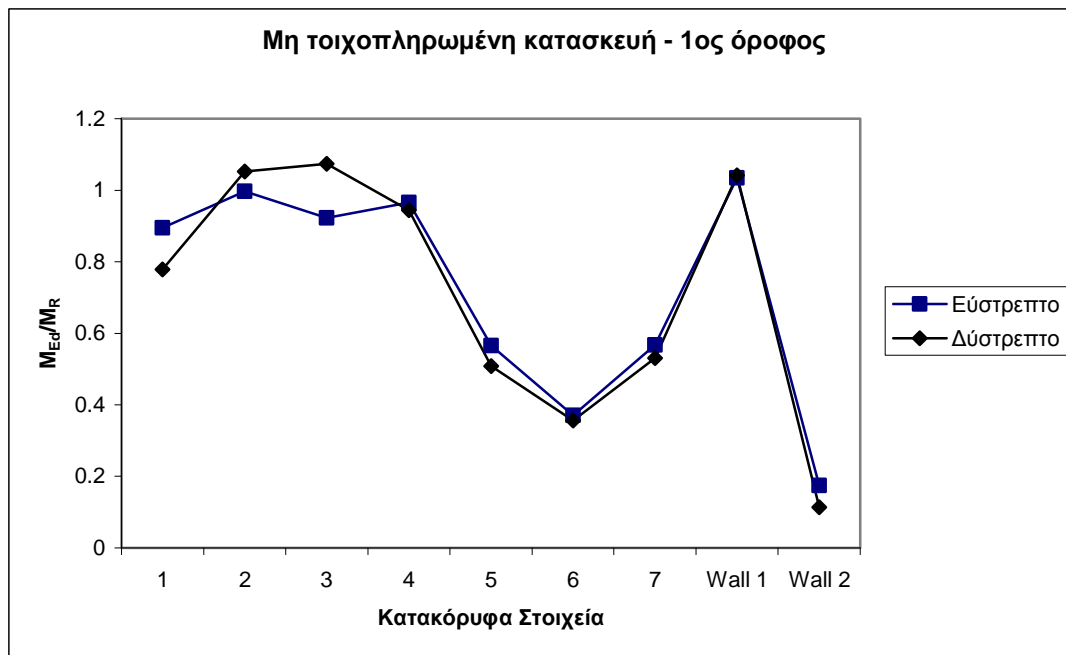
χ. 6.39: M_{Ed}/M_R δοκών χωρίς τοιχοπληρώσεις 3^{ου} ορόφου ανά όροφο (T = 475 χρόνια).



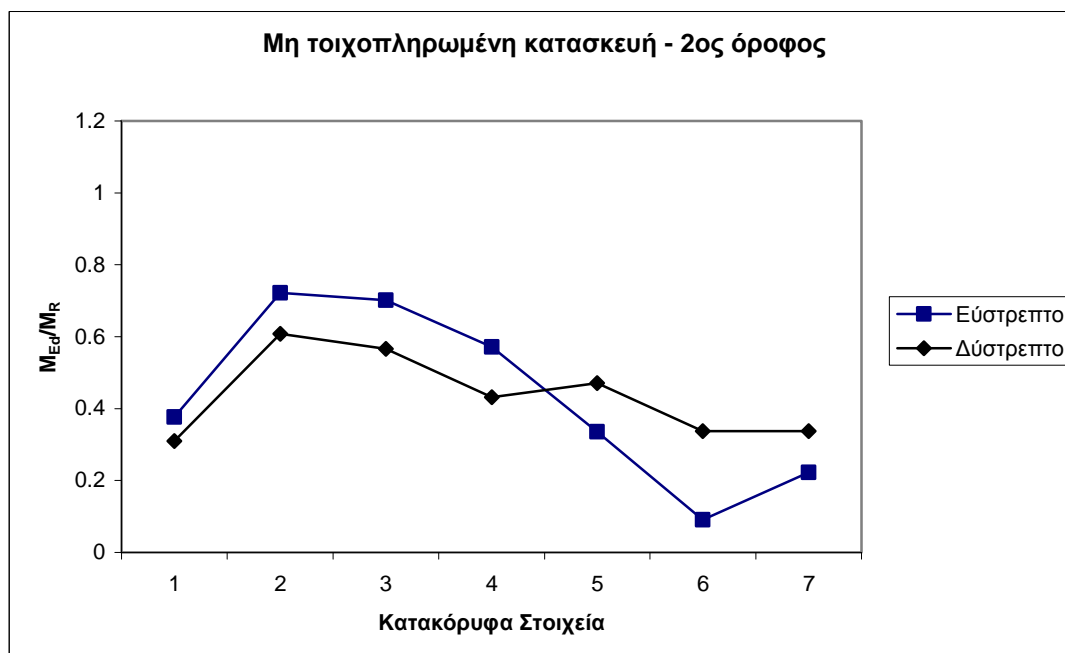
Σχ. 6.40: V_{Ed}/V_R δοκών κατασκευής χωρίς τοιχοπληρώσεις ανά όροφο (T = 475 χρόνια).

Τέλος, όπως και στην μονώροφη κατασκευή έγιναν όλοι οι υπολογισμοί θεωρώντας την κατασκευή κατά την επίλυση ως δύστρεπτη, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη δηλαδή οι ροπές στρέψης λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας. Αντίθετα με το μονώροφο, όπως φαίνεται στα σχήματα 6.41-6.45, η δυστρεψία επιβαρύνει ελαφρώς την τετραώροφη κατασκευή δίνοντας μεγαλύτερες τιμές καμπτικών ροπών σε κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία στην βάση και στον 4^ο όροφο κυρίως στην περίπτωση όπου απουσιάζουν οι τοιχοπληρώσεις από όλους τους ορόφους. Στους ενδιάμεσους ορόφους η εύστρεπτη κατασκευή είναι ελαφρώς πιο δυσμενής. Οι τιμές

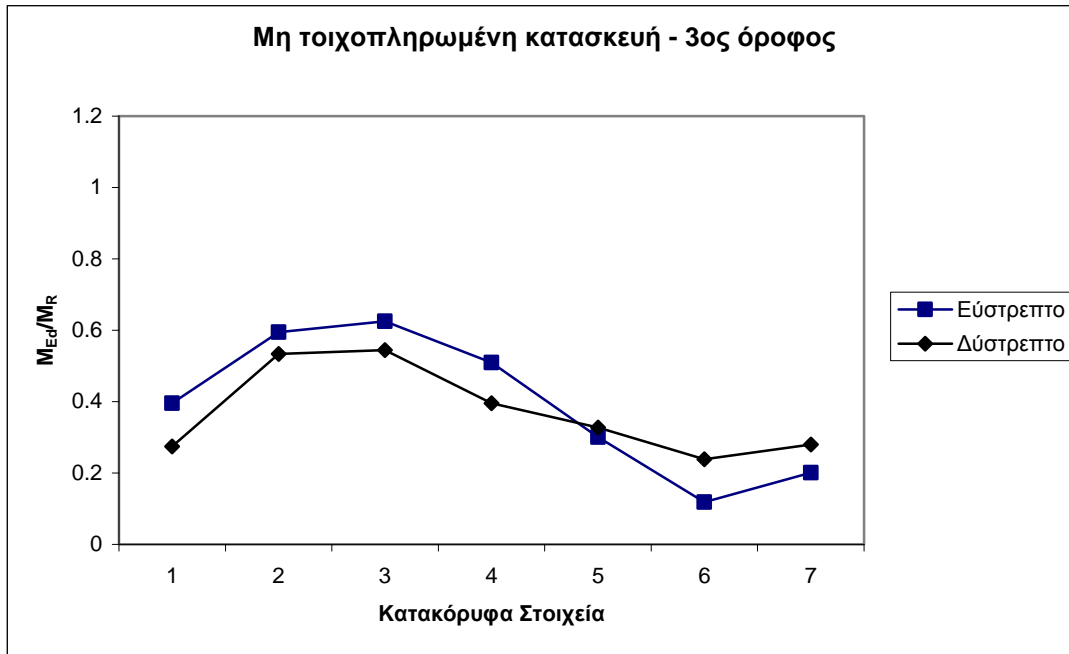
των τεμνουσών στα κατακόρυφα στοιχεία αυξάνονται με την σειρά τους, χωρίς ωστόσο να υπάρχει ψαθυρή αστοχία, όπως φαίνεται στο σχήμα 6.45.



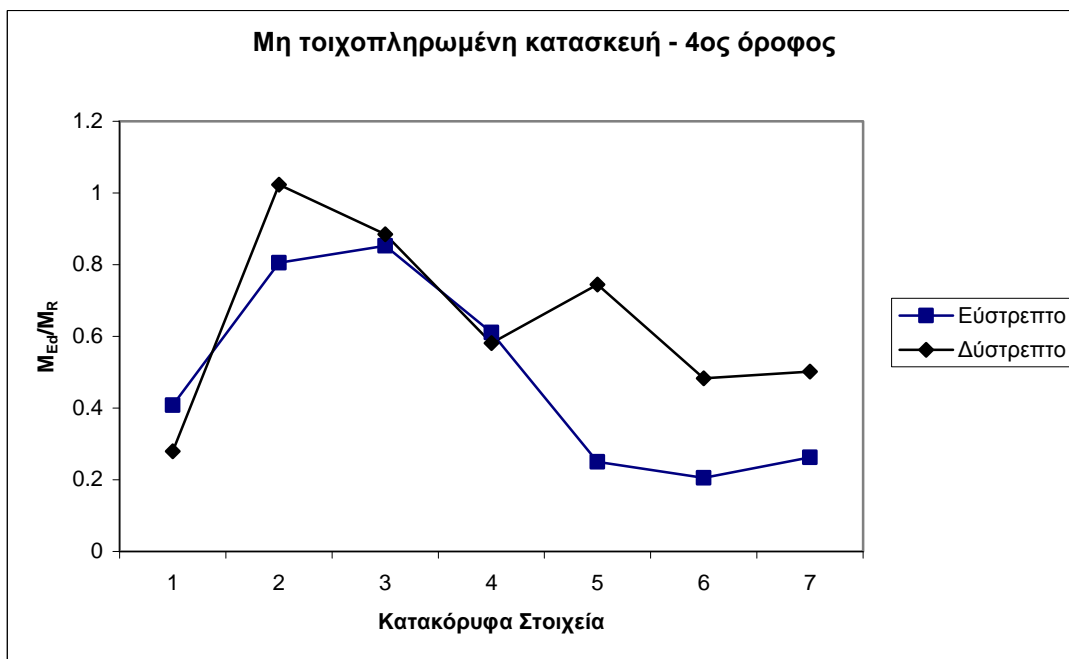
Σχ. 6.41: Σύγκριση M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων εύστρεπτης-δύστρεπτης κατασκευής 1^{ου} ορόφου χωρίς τοιχοπληρώσεις (T = 475 χρόνια).



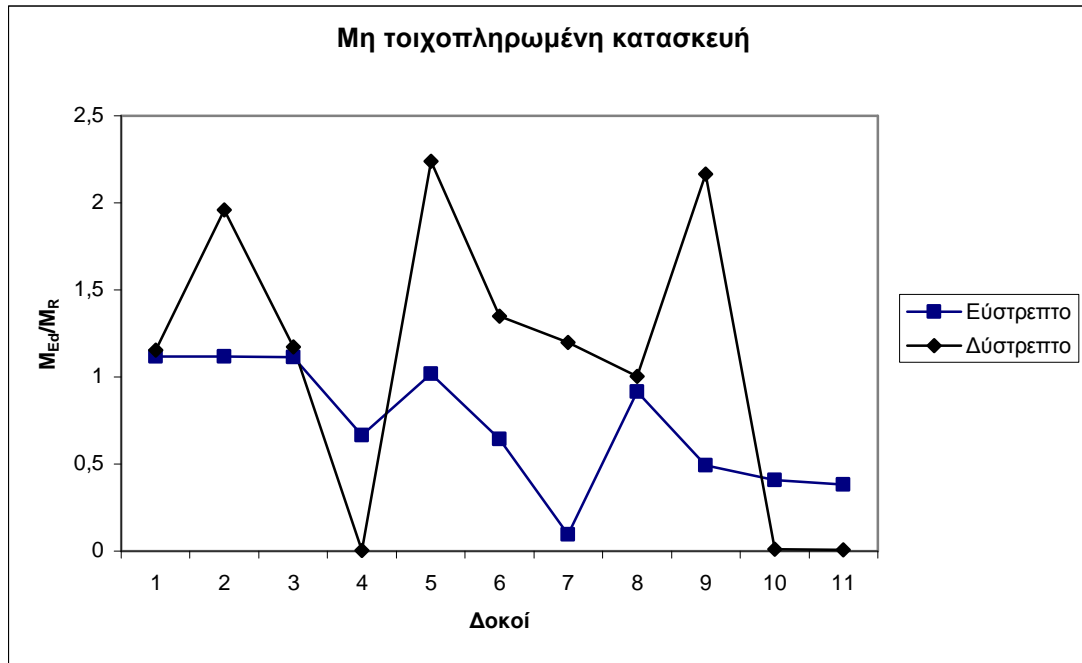
Σχ. 6.42: Σύγκριση M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων εύστρεπτης-δύστρεπτης κατασκευής 2^{ου} ορόφου χωρίς τοιχοπληρώσεις (T = 475 χρόνια).



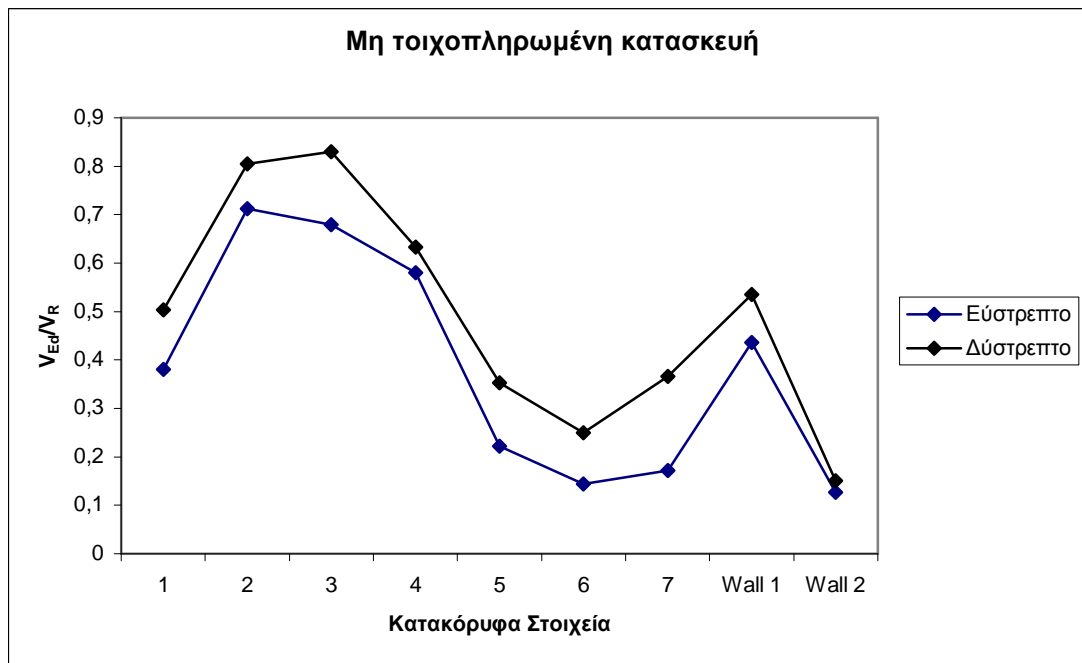
Σχ. 6.43: Σύγκριση M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων εύστρεπτης-δύστροπτης κατασκευής 3^{ου} ορόφου χωρίς τοιχοπληρώσεις (T = 475 χρόνια).



Σχ. 6.44: Σύγκριση M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων εύστρεπτης-δύστροπτης κατασκευής 4^{ου} ορόφου χωρίς τοιχοπληρώσεις (T = 475 χρόνια).



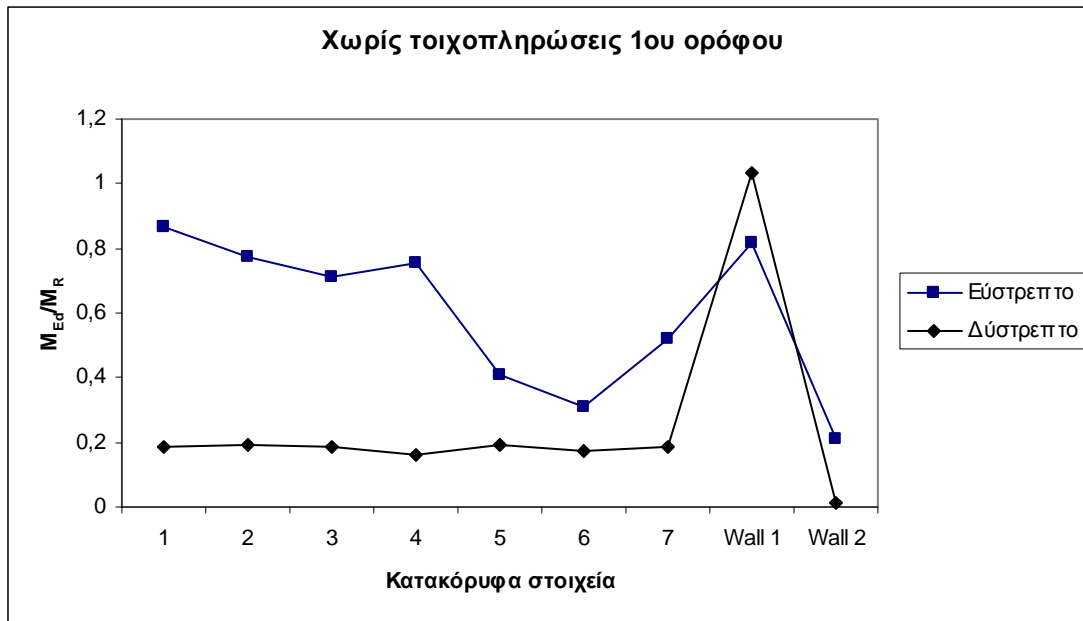
Σχ. 6.45: Σύγκριση M_{Ed}/M_R δοκών εύστρεπτης-δύστροπτης κατασκευής χωρίς τοιχοπληρώσεις ($T = 475$ χρόνια).



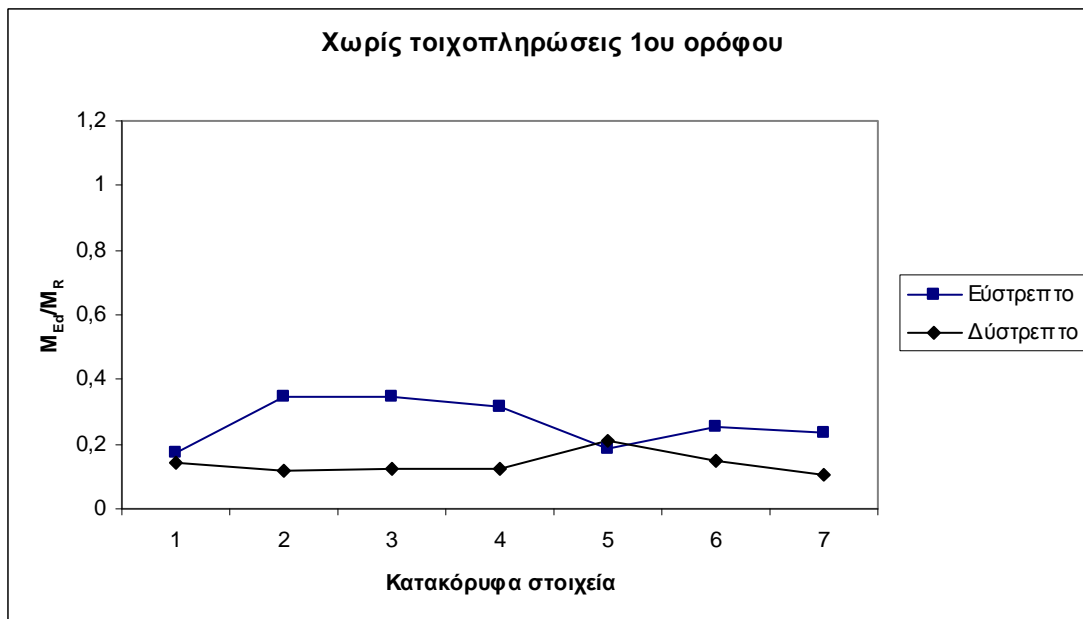
Σχ. 6.46: Σύγκριση V_{Ed}/V_R κατακόρυφων στοιχείων εύστρεπτης-δύστροπτης κατασκευής χωρίς τοιχοπληρώσεις ($T = 475$ χρόνια).

Στην περίπτωση που λείπουν οι τοιχοπληρώσεις στον πρώτο όροφο (πιλωτή) τα αποτελέσματα είναι διαφορετικά, με την εύστρεπτη κατασκευή να είναι πιο

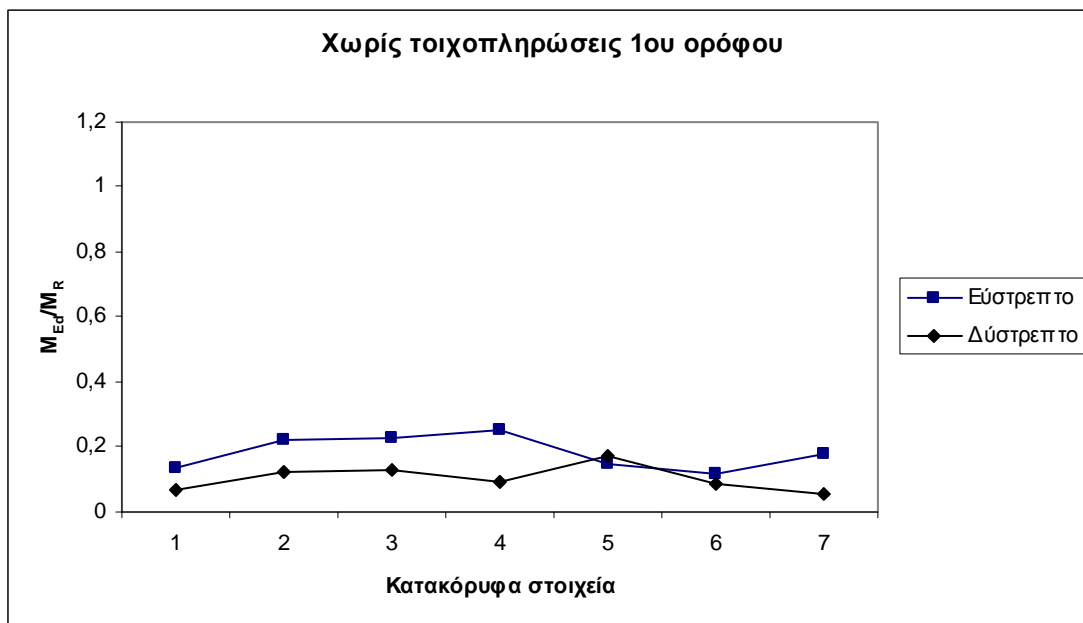
δυσμενής, όπως φαίνεται και στα σχήματα 6.47-6.51. Ούτε εδώ παρατηρήθηκαν ψαθυρές αστοχίες, όπως φαίνεται και στο σχήμα 6.52:



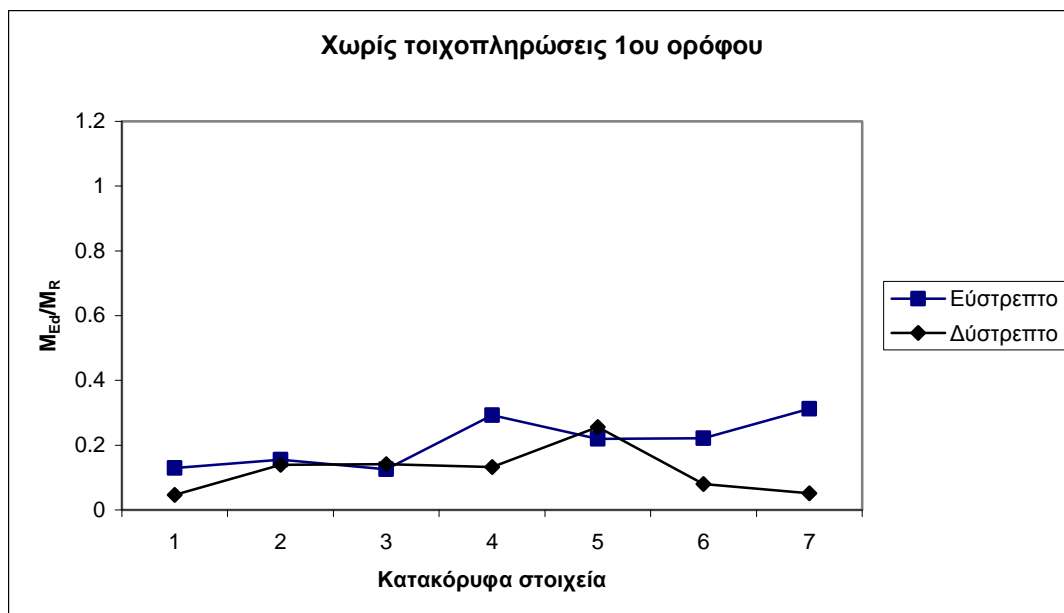
Σχ. 6.47: Σύγκριση M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων εύστρεπτης-δύστρεπτης κατασκευής 1^{ου} ορόφου χωρίς τοιχοπληρώσεις 1^{ου} ορόφου ($T = 475$ χρόνια).



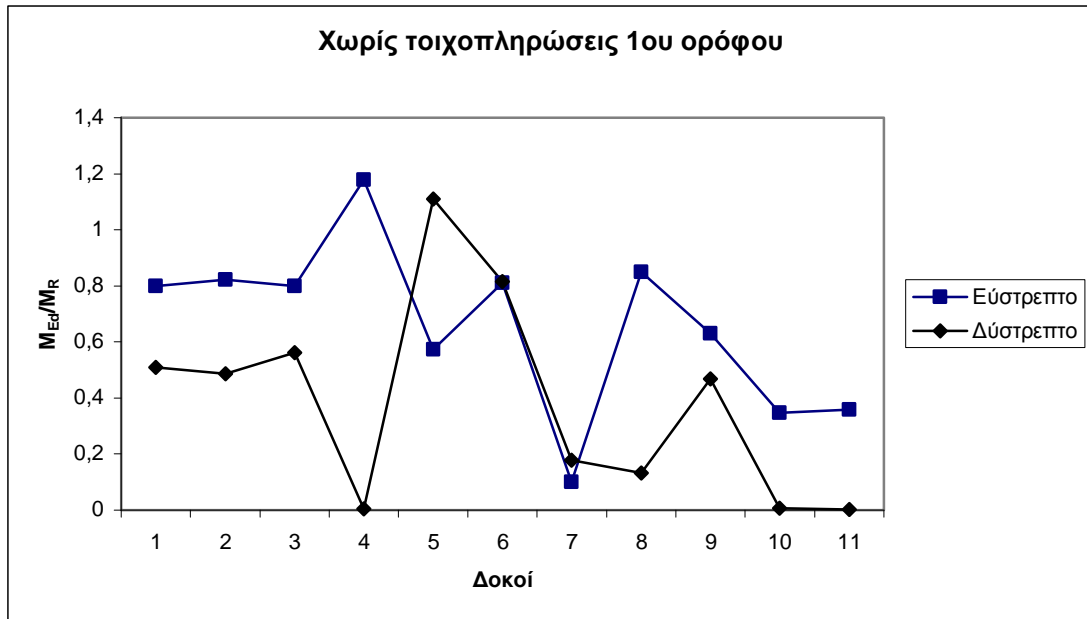
Σχ. 6.48: Σύγκριση M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων εύστρεπτης-δύστρεπτης κατασκευής 2^{ου} ορόφου χωρίς τοιχοπληρώσεις 1^{ου} ορόφου ($T = 475$ χρόνια).



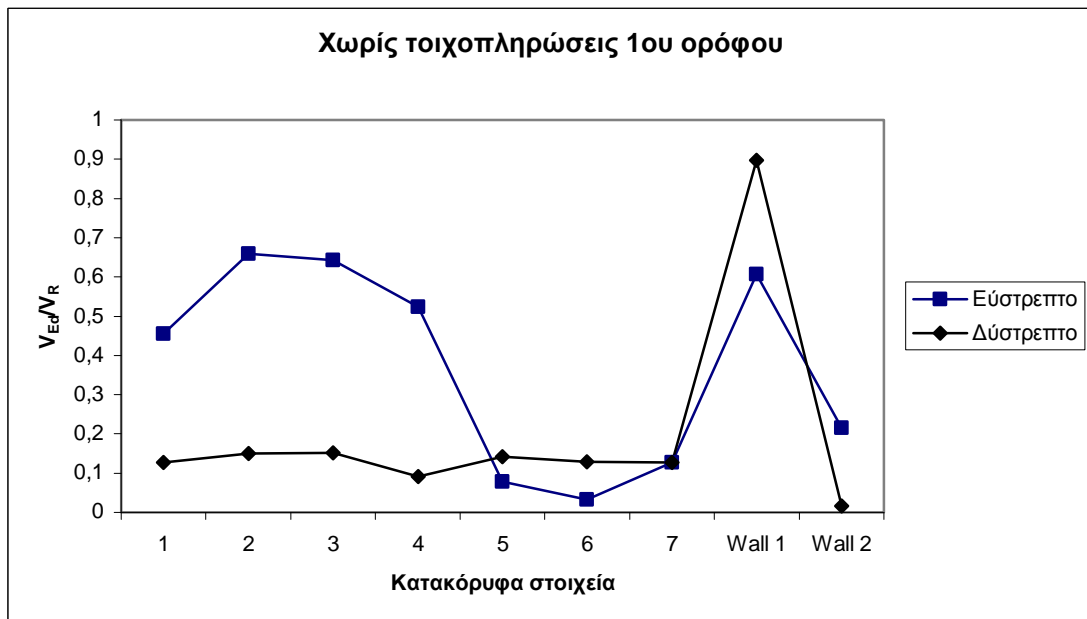
Σχ. 6.49: Σύγκριση M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων εύστρεπτης-δύστρεπτης κατασκευής 3^{ου} ορόφου χωρίς τοιχοπληρώσεις 1^{ου} ορόφου (T = 475 χρόνια).



Σχ. 6.50: Σύγκριση M_{Ed}/M_R κατακόρυφων στοιχείων εύστρεπτης-δύστρεπτης κατασκευής 4^{ου} ορόφου χωρίς τοιχοπληρώσεις 1^{ου} ορόφου (T = 475 χρόνια).



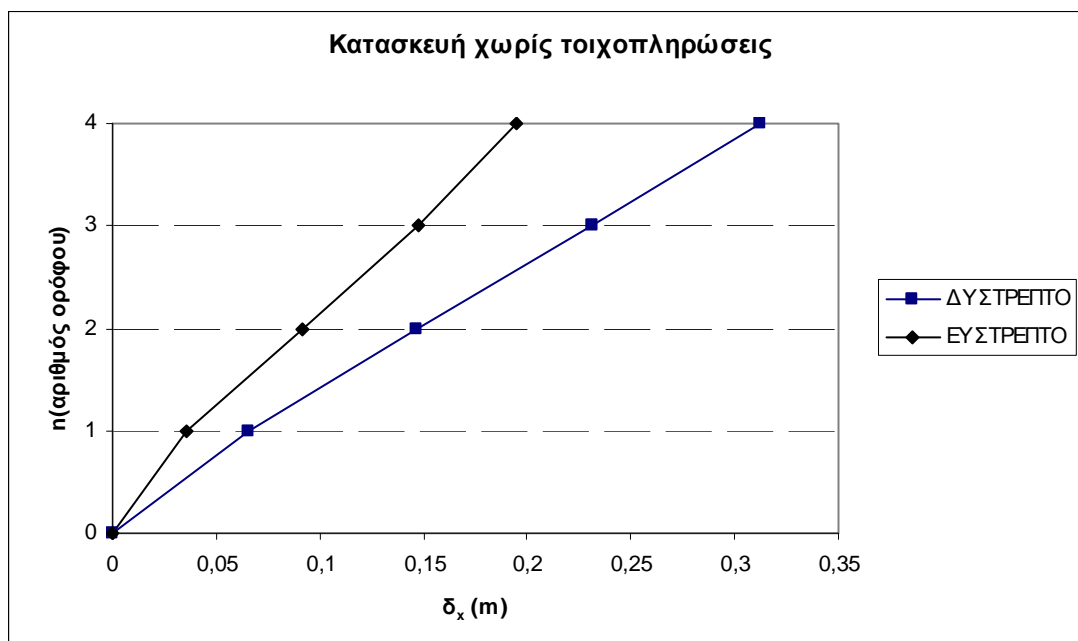
Σχ. 6.51: Σύγκριση M_{Ed}/M_R δοκών εύστρεπτης-δύστρεπτης κατασκευής χωρίς τοιχοπληρώσεις 1^{ου} ορόφου (T = 475 χρόνια).



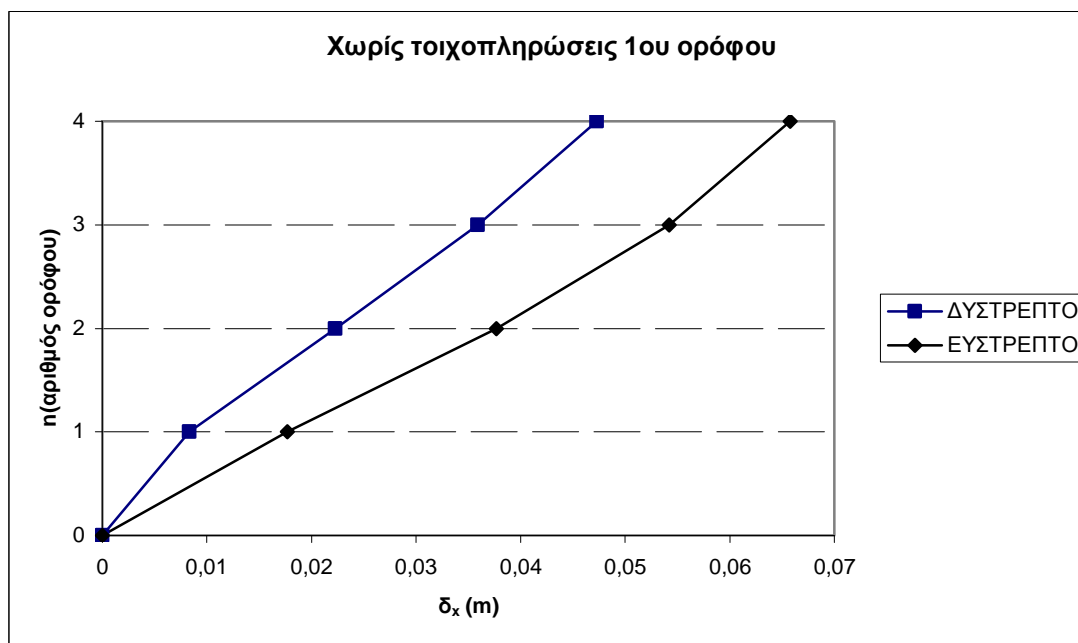
Σχ. 6.52: Σύγκριση V_{Ed}/V_R κατακόρυφων στοιχείων εύστρεπτης-δύστρεπτης κατασκευής χωρίς τοιχοπληρώσεις 1^{ου} ορόφου (T = 475 χρόνια).

Δεν μπορούμε λοιπόν να αποφανθούμε όπως στο μονώροφο για το ποια προσομοίωση (εύστρεπτη – δύστρεπτη) δίνει τα πιο δυσμενή αποτελέσματα. Αυτό παρατηρείται και στα σχήματα 6.53-6.54, τις μετακινήσεις καθ' ύψος των κατασκευών, όπου στην περίπτωση που δεν υπάρχουν τοιχοπληρώσεις πιο εύκαμπτη

προκύπτει η δύστρεπτη κατασκευή ενώ στην περίπτωση της «πιλωτής» πιο εύκαμπτη προκύπτει η εύστρεπτη:



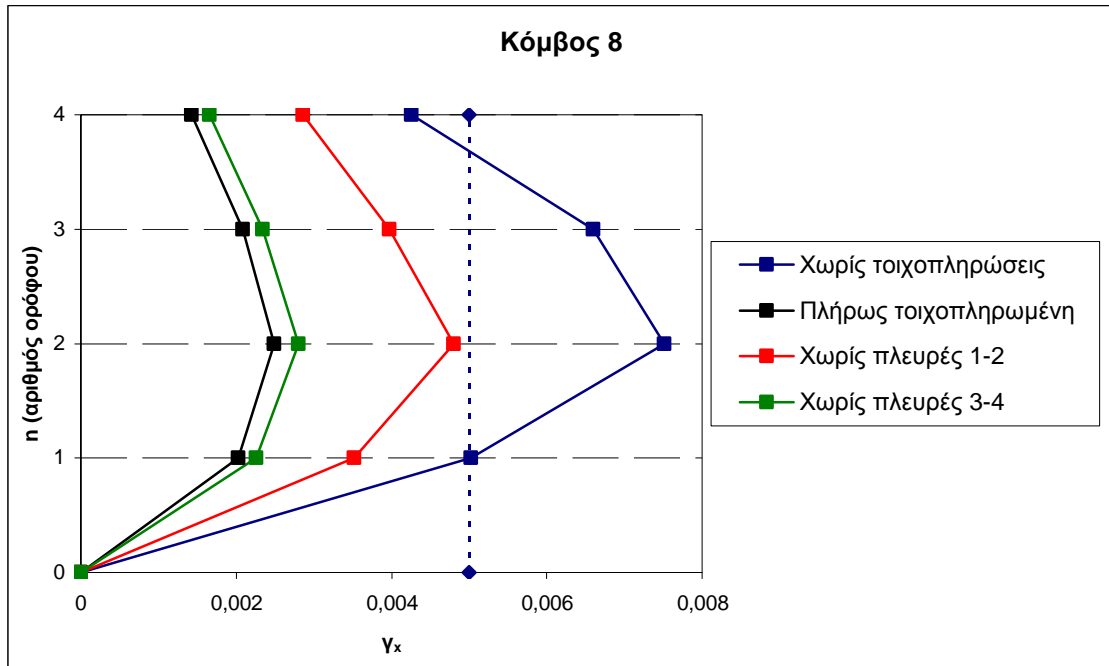
Σχ. 6.53: Σύγκριση μετακινήσεων καθ' ύψος εύστρεπτης – δύστρεπτης κατασκευής χωρίς τοιχοπληρώσεις.



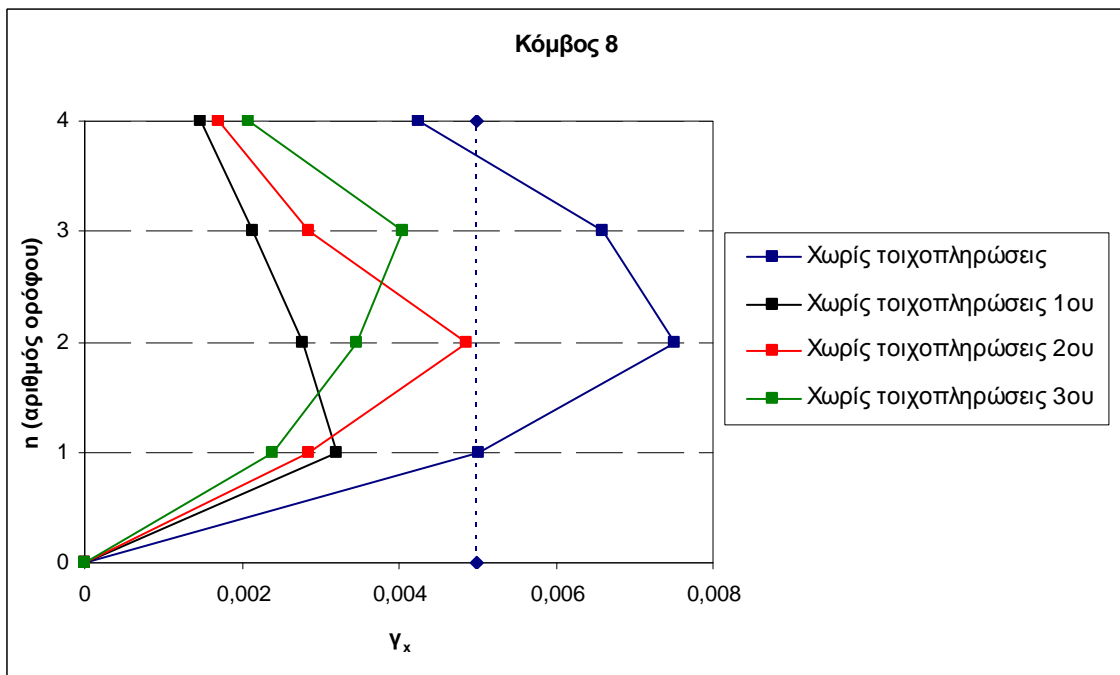
Σχ. 6.54: Σύγκριση μετακινήσεων καθ' ύψος εύστρεπτης – δύστρεπτης κατασκευής χωρίς τοιχοπληρώσεις 1^{ου} ορόφου.

6.2.3.3 Έλεγχος «γ»

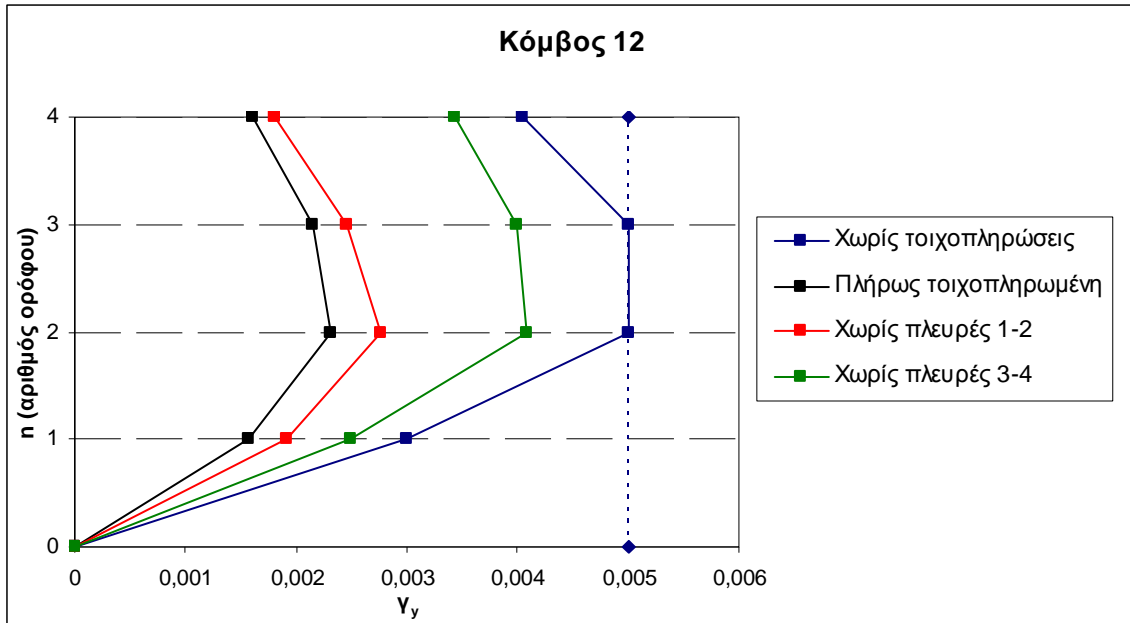
Όπως και στην μονώροφη κατασκευή, έτσι και στην τετραώροφη γίνεται ο έλεγχος των γωνιακών παραμορφώσεων $\gamma = \delta/H$, όπου δ η μετακίνηση του στοιχείου στον κόμβο ελέγχου και H το ύψος του στοιχείου. Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται για περίοδο επαναφοράς σεισμού $T=225$ χρόνια και δυσκαμψία των στοιχείων $0.5EI$. Σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1 [1] εάν $\gamma > 0.005$ σε κάποια διεύθυνση, τότε αστοχούν οι τοιχοπληρώσεις. Επειδή όπως προαναφέρθηκε στην τετραώροφη κατασκευή δεν υπήρχαν αποτελέσματα από τις αναλύσεις χρονοϊστοριών, λήφθηκε η μετακίνηση στόχος του Κ.Μ. του 4^{ου} ορόφου σύμφωνα με την παράγραφο 6.2.3.1 για $T=225$ χρόνια (γραμμική επίλυση χρονοϊστοριών) και βάση αυτής υπολογίστηκαν οι μετακινήσεις των υπόλοιπων κόμβων. Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε στους κόμβους 8 και 12 (βλέπε σχ. 5.28) ώστε να καλύπτονται όλες οι διευθύνσεις τοιχοπληρώσεων. Οι μόνες περιπτώσεις όπου το γ ξεπερνούσε 0,5% ήταν στον κόμβο 8 κατά x και στον κόμβο 12 κατά y , στην περίπτωση όπου η κατασκευή δεν είχε τοιχοπληρώσεις, όπως φαίνεται στα σχήματα 6.55-6.56. Όπως και στο μονώροφο έτσι και στο τετραώροφο προκύπτει ότι με απουσία των τοιχοπληρώσεων των πλευρών 1-2 επιβαρύνεται περισσότερο ο κόμβος 8 ενώ με απουσία των τοιχοπληρώσεων των πλευρών 3-4 ο κόμβος 12, κάτι το οποίο ήταν αναμενόμενο. Τέλος, όπως φαίνεται στα σχήματα 6.57-6.58, η απουσία των τοιχοπληρώσεων από τον πρώτο, δεύτερο και τρίτο όροφο επιβάρυνε κάθε φορά τον αντίστοιχο όροφο, χωρίς ωστόσο να σημειωθεί υπέρβαση του 0.5% για το γ .



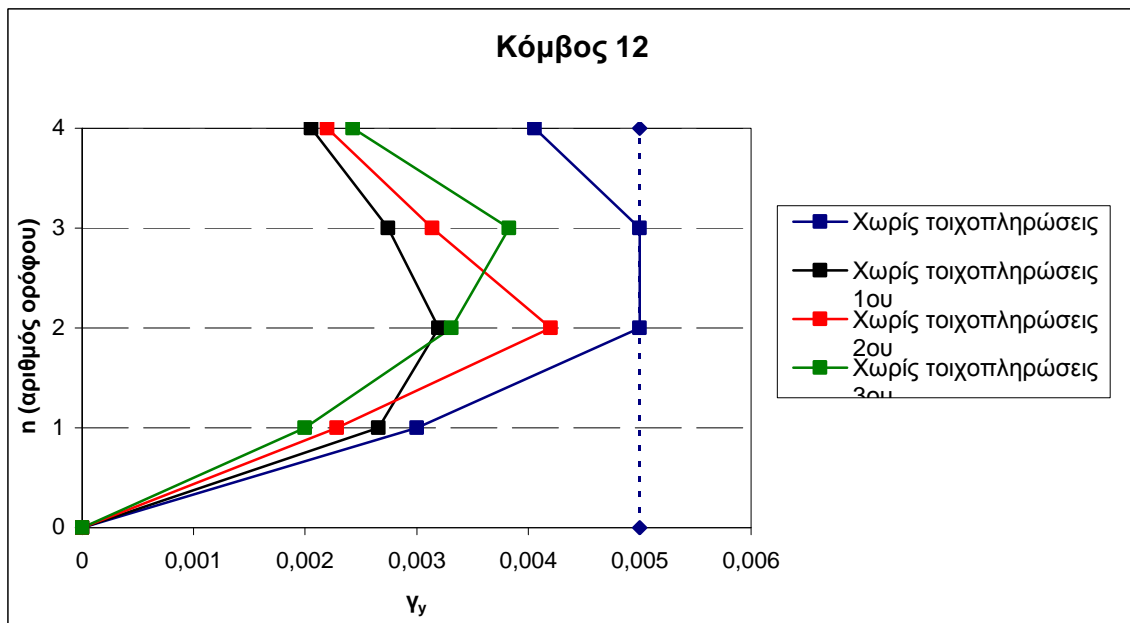
Σχ. 6.55: Έλεγχος γ κόμβου 8 κατά x (T = 225 χρόνια).



Σχ. 6.56: Έλεγχος γ κόμβου 8 κατά x (T = 225 χρόνια).



Σχ. 6.57: Έλεγχος γ κόμβου 12 κατά y (T = 225 χρόνια).



Σχ. 6.58: Έλεγχος γ κόμβου 12 κατά y (T = 225 χρόνια).

Βιβλιογραφία

- [1] EN 1998-1. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, European Committee for Standardization, Brussels.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 – ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την έρευνα και τις αναλύσεις που προηγήθηκαν .

7.1 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Το πρώτο ζήτημα που έπρεπε να λυθεί ήταν η προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης. Ο μονός θλιπτήρας (διπλός χιαστί στην περίπτωση ανακυκλιζόμενης φόρτισης) έδωσε τα καλύτερα αποτελέσματα σε όρους δυσκαμψίας και γενικότερης συμπεριφοράς της τοιχοπλήρωσης στην σύγκριση των θεωρητικών προβλέψεων με τα πειραματικά. Στο γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με την απλότητα προσομοίωσής του σε σχέση με τον τριπλό θλιπτήρα, οφείλεται το ότι ο μονός θλιπτήρας είναι το συνηθέστερα χρησιμοποιούμενο προσομοίωμα. Ειδικότερα, για μη γραμμικές αναλύσεις στο SAP, επισημαίνεται ότι είναι προτιμότερο οι θλιπτήρες να προσομοιώνονται με “beam element” και όχι με “link element”, καθώς στην δεύτερη περίπτωση προέκυψαν αστάθειες στις αναλύσεις.

Το επόμενο ζήτημα που εξετάστηκε ήταν οι ιδιότητες της τοιχοπλήρωσης. Ο υπολογισμός της αντοχής του θλιπτήρα (τοιχοποιίας) επελέγη να γίνει λαμβάνοντας υπόψη την συνολική αντοχή του τοιχοπληρωμένου πλαισίου, με την μικρότερη αντοχή από τις αντοχές που προκύπτουν από τις επικρατέστερες μορφές αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων σύμφωνα με τους Shing and Mehrabi [1]. Να σημειωθεί ότι από τις 5 μορφές αστοχίας επελέγησαν μόνο η πρώτη και η τέταρτη λόγω καλύτερων αποτελεσμάτων και επειδή αφορούσαν τις δύο πιο κλασσικές μορφές αστοχίας της τοιχοποιίας, ολίσθηση και σύνθλιψη στις γωνίες. Λαμβάνεται λοιπόν η μικρότερη αντοχή που υπολογίζεται από αυτόν τον τρόπο και από την αντοχή του θλιπτήρα που υπολογίζεται βάσει κανονισμών. Στην περίπτωση που το πλαίσιο είχε ισχυρά υποστυλώματα (μεγάλες τιμές ροπών αντοχής M_R) ο υπολογισμός μέσω των αστοχιών οδηγούσε σε υπερεκτίμηση της αντοχής της τοιχοπλήρωσης. Αυτός ήταν και ο λόγος που στην περίπτωση του μονώροφου δόθηκαν οι αντοχές των τοιχοπληρώσεων βάσει των αστοχιών ενώ στο τετραώροφο που τα υποστυλώματα ήταν ισχυρότερα βάσει των ιδιοτήτων των υλικών.

7.2 Διαστασιολόγηση μονώροφης – τετραώροφης κατασκευής

Η διαστασιολόγηση στην μονώροφη κατασκευή έγινε με κύριο γνώμονα τις οπλισμικές κατασκευαστικές διατάξεις που επιβάλλει ο ΕΚ2-1-1 [2] και ΕΚ8-1 [3]. Αυτό συνέβη καθώς τα εντατικά μεγέθη των στοιχείων ήταν μικρά οπότε και δεν προέκυψε κάποιος κρίσιμος έλεγχος είτε σε κάμψη είτε σε διάτμηση. Το υποστύλωμα με τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη ήταν το C5 το οποίο ήταν και κατά την αποτίμηση το κρισιμότερο, με εξαίρεση την κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις στην οποία δυσμενέστερο προέκυψε το C7. Η δοκός με τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη ήταν η Δ6, στην παρειά σύνδεσης με το τοίχωμα W1, δοκός που προέκυψε και κρισιμότερη κατά την αποτίμηση. Γενικά δεν παρατηρήθηκε κάποια ψαθυρής μορφής αστοχία, καθώς η $V_{Rd,s}$ των υποστυλωμάτων και των δοκών ήταν αρκετά μεγαλύτερη από τις δράσεις που προέκυψαν από τις αναλύσεις pushover και χρονοϊστοριών. Επιπλέον, η απομένουσα διατμητική αντοχή V_R ήταν τέτοια ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος $M_y < V_{RLs}$, ένδειξη ότι η καμπτική αστοχία προηγείται της διατμητικής.

Στην τετραώροφη κατασκευή, ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου ήταν αυτός που καθόρισε την διαστασιολόγηση των κατακόρυφων στοιχείων. Το υποστύλωμα C1 ήταν το δυσμενέστερο καθώς ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου ικανοποιούνταν οριακά. Επιπλέον, το C1 είχε και τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη από όλα τα κατακόρυφα στοιχεία. Αντίθετα, κατά την αποτίμηση τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη παρουσιάστηκαν κυρίως στο C4. Δεν είναι σίγουρο λοιπόν ότι το στοιχείο που σχεδιάζεται να είναι πιο ισχυρό θα είναι και αυτό που θα καταπονηθεί περισσότερο σε έναν σεισμό. Στη συγκεκριμένη περίπτωση βέβαια δεν δημιουργήθηκε πρόβλημα καθώς όλα τα υποστυλώματα είχαν την ίδια διατομή, είτε λόγω ελάχιστων οπλισμικών διατάξεων (μονώροφο) είτε λόγω ικανοτικού κόμβου (τετραώροφο). Η διαστασιολόγηση των κατακόρυφων στοιχείων σε τέμνουσα καθορίστηκε και σε αυτή την περίπτωση με γνώμονα τις οπλισμικές κατασκευαστικές διατάξεις (ελάχιστες αποστάσεις συνδετήρων, έλεγχος περισφίξεως).

Οι διαστάσεις των τοιχωμάτων επιλέχθηκαν με κριτήριο την εξασφάλιση τοιχωματικής λειτουργίας (το πρόσημο του διαγράμματος καμπτικών ροπών αλλάζει μόνο μια φορά καθ' ύψος). Για αυτό τον λόγο στο τετραώροφο τα τοιχώματα είχαν σχεδόν το διπλάσιο μήκος σε σχέση με το μονώροφο συνεισφέροντας πιο πολύ στην κατασκευή καθώς κατά x $n_{vx} = 0.66$ (0.61 η αντίστοιχη τιμή του μονώροφου) και κατά y $n_{vy} = 0.70$ (0.59 η αντίστοιχη τιμή του μονώροφου) όπου n_{vx} και n_{vy} οι λόγοι

της τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα προς την τέμνουσα βάσης κατά x και y αντιστοίχως. Στην περίπτωση του τετραώροφου ο έλεγχος έναντι λοξής θλίψης του κορμού του τοιχώματος ικανοποιήθηκε οριακά λόγω της μεγάλης τιμής της τέμνουσας δράσης και επειδή για ΚΠΥ θεωρείται το $0.4V_{Rd,max}$.

Όσον αφορά τις δοκούς, η διαστασιολόγησή τους τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση έγινε βάσει των σεισμικών εντατικών μεγεθών. Η ικανοτική τέμνουσα V_{CD} είχε μικρότερη τιμή οπότε δεν ήταν κρίσιμη. Ωστόσο, δεν βγήκε κάποιο ασφαλές συμπέρασμα σχετικά με το ποια ήταν η πιο δυσμενής. Ανάλογα με την προσομοίωση και την φόρτιση προέκυπταν μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη σε διαφορετική περίπτωση κάθε φορά. Αυτό που μπορεί να ειπωθεί είναι ότι οι δοκοί που συνδέονταν με τα τοιχώματα είχαν μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη στην παρειά σύνδεσής τους σε σχέση με τις υπόλοιπες. Τέλος, δεν εμφανίστηκαν ψαθυρές μορφές αστοχίας κατά την αποτίμηση, καθώς σε όλα τα στοιχεία ικανοποιήθηκε ο έλεγχος $M_y < V_{RLs}$. Πλαστικές αρθρώσεις εμφανίστηκαν μόνο στις δοκούς (για σεισμό επαναφοράς $T = 475$ χρόνια) επαληθεύοντας τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου που προηγήθηκε.

7.3 Αποτίμηση μονώροφης κατασκευής

Η αποτίμηση της μονώροφης κατασκευής έγινε με α) μη γραμμική στατική ανάλυση pushover και β) μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστοριών. Στην τετραώροφη κατασκευή λόγω αστάθειας της ανάλυσης δεν ήταν δυνατή περαίωση της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστοριών. Ωστόσο, από τον συσχετισμό των δύο αναλύσεων στην περίπτωση του μονώροφου προέκυψαν κοντινά αποτελέσματα τόσο σε όρους αστοχιών - πλαστικών αρθρώσεων όσο και σε όρους δυσκαμψίας και μετακινήσεων. Ειδικότερα, στο θέμα των αστοχιών η pushover στην y διεύθυνση σχεδόν ταυτίζεται με τα αποτελέσματα των χρονοϊστοριών. Για αυτό το λόγο αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθεί η μέγιστη μετακίνηση που φτάνει το Κ.Μ. του τετάρτου ορόφου ως μετακίνηση στόχος για την στατική μη γραμμική ανάλυση pushover και να ληφθούν από εκεί τα αποτελέσματα με τις αναλύσεις των χρονοϊστοριών να πραγματοποιούνται γραμμικά.

Η καμπύλη της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης pushover αποτέλεσε το συγκριτικό κριτήριο για την αντοχή και την δυσκαμψία της κάθε προσομοίωσης. Ο πλήρως τοιχοπληρωμένος φορέας είχε τις μεγαλύτερες τιμές σε αντοχή και δυσκαμψία ενώ ο μη τοιχοπληρωμένος τις μικρότερες. Αυτό αποτυπώνεται και στις μετακινήσεις των

κόμβων όπου για τον μη τοιχοπληρωμένο φορέα οι τιμές τους είναι δεκαπλάσιες σε σχέση με τον πλήρως τοιχοπληρωμένο. Αφαιρώντας τις τοιχοπληρώσεις των πλευρών 1-2 ο φορέας προέκυπτε πιο εύκαμπτος σε σχέση με την αφαίρεση των τοιχοπληρώσεων από τις πλευρές 3-4. Αυτό οφείλεται στο ότι στην πλευρά 3 υπάρχει τοίχωμα, οπότε η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων είναι μικρότερη σε σχέση με τις πλευρές 1-2 που υπάρχουν μόνο υποστυλώματα. Επιπλέον η τιμή του $q_u = \frac{F_y}{F_d}$, όπου

F_y η τιμή της δύναμης που προκύπτει από την διγραμμικοποίηση της καμπύλης pushover και F_d η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού, προκύπτει πολύ κοντινή στο 3 (3.02 – 3.20). Αυτό επαληθεύει ότι ο σχεδιασμός έγινε με $q = 3$ και αποτελεί μια ένδειξη ότι τα αποτελέσματα της pushover μπορούν να είναι αξιόπιστα.

Οι αναλύσεις των χρονοϊστοριών χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο αστοχιών τόσο στα στοιχεία όσο και στις τοιχοπληρώσεις. Αρχικά, για περίοδο επαναφοράς σεισμού

$T = 225$ χρόνια έγινε ο έλεγχος $\gamma = \frac{\delta}{L} < 0.5\%$ σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 [3] στους

κόμβους ελέγχου (8, 10, 12 και 16) οι οποίοι επιλέχθηκαν με κριτήριο τις διευθύνσεις των τοιχοπληρώσεων. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι δεν υπάρχει σε καμία προσομοίωση υπέρβαση αυτής της τιμής, με τον φορέα να μένει στην ελαστική περιοχή.

Στην περίπτωση που δεν λαμβανόταν υπόψη η ροπή λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας (δύστρεπτος φορέας) τα αποτελέσματα ήταν πιο ευνοϊκά καθώς μειώνονταν πολύ οι μετακινήσεις και οι στροφές.

Όσον αφορά τις αστοχίες, για περίοδο επαναφοράς σεισμού $T = 475$ χρόνια εμφανίστηκαν πλαστικές αρθρώσεις κυρίως στα κατακόρυφα στοιχεία τα οποία ήταν ασθενέστερα από τις δοκούς λόγω του ότι στο μονώροφο δεν έγινε ικανοτικός έλεγχος κόμβου. Ψαθυρής μορφής αστοχίες ωστόσο δεν εμφανίστηκαν καθώς όπως προαναφέρθηκε τα στοιχεία οπλίστηκαν ισχυρά έναντι διατμήσεως.

7.4 Αποτίμηση τετραώροφης κατασκευής

Στην τετραώροφη κατασκευή οι μετακινήσεις στόχος για κάθε επιτελεστικότητα, με την διαδικασία που προαναφέρθηκε στο κεφάλαιο 6. Παρατηρήθηκε ότι δεν υπήρξε μεγάλη διαφορά στις τιμές των μετακινήσεων στόχος για περίοδο επαναφοράς σεισμού $T = 475$ χρόνια (SD) και για $T = 2475$ χρόνια (NC). Παρόλα αυτά στην δεύτερη περίπτωση εμφανίστηκαν κάποιες πλαστικές αρθρώσεις στα κατακόρυφα στοιχεία κάτι το οποίο δεν παρατηρήθηκε για $T = 475$ χρόνια. Για περίοδο επαναφοράς $T = 225$ χρόνια ο φορέας σε όλες τις περιπτώσεις παρέμενε στην ελαστική περιοχή, δηλαδή δεν εμφανίζονταν πλαστικές αρθρώσεις. Για την μη τοιχοπληρωμένη κατασκευή στον κόμβο 8 στον 2^ο και 3^ο όροφο παρατηρήθηκε ότι η γωνιακή παραμόρφωση ξεπερνούσε το όριο του κανονισμού, $\gamma > 0.5\%$, οπότε αστοχούν οι τοιχοπληρώσεις.

Η παρουσία και η θέση των τοιχοπληρώσεων ήταν καθοριστικές την απόκριση της κατασκευής σε όρους μετακινήσεων και εντατικών μεγεθών. Αρχικά στην περίπτωση όπου αφαιρέθηκαν οι τοιχοπληρώσεις από 2^ο και 3^ο όροφο έπρεπε να γίνει επαύξηση των αντίστοιχων εντατικών μεγεθών με τον συντελεστή «η». Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι δεν χρειάστηκε να ξαναγίνει διαστασιολόγηση των στοιχείων, καθώς η αντοχή τους επαρκούσε και για τα επαυξημένα εντατικά μεγέθη.

Οι τοιχοπληρώσεις συνεισέφεραν περισσότερο στο μονώροφο σε σχέση με το τετραώροφο καθώς ο δείκτης υπεραντοχής «α» στην πρώτη περίπτωση ισούταν με 1.70 ενώ στην δεύτερη περίπτωση με 1.49. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ο σκελετός της τετραώροφης κατασκευής ήταν αρκετά πιο ισχυρός σε σχέση με της μονώροφης, οπότε μειωνόταν η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων σε αντοχή και δυσκαμψία. Στην μη τοιχοπληρωμένη κατασκευή που ήταν και η κατασκευή αναφοράς τα κρίσιμα εντατικά μεγέθη εμφανίστηκαν όπως ήταν αναμενόμενο στο ισόγειο. Κάτι τέτοιο δεν συνέβη στην περίπτωση που απουσίαζαν οι τοιχοπληρώσεις από τον 2^ο και 3^ο όροφο, με τα κατακόρυφα στοιχεία να εμφανίζουν μεγαλύτερες καμπτικές ροπές και τέμνουσες στους αντίστοιχους ορόφους. Η ακανονικότητα καθ' ύψος δηλαδή επηρεάζει αρκετά την συνολική απόκριση του φορέα. Επιπλέον, οι ακανονικότητες σε κάτοψη οδηγούσαν σε αντίστοιχα συμπεράσματα καθώς όταν απουσίαζαν οι τοιχοπληρώσεις από τις πλευρές 1-2, τα υποστυλώματα 1, 2, 3 και 4 που βρίσκονταν σε αυτή την πλευρά επιβαρύνονταν σε όρους καμπτικών ροπών και τέμνουσών. Το αντίστοιχο συνέβαινε με απουσία των τοιχοπληρώσεων στις πλευρές

3-4, με τα υποστυλώματα 5, 6 και 7 να είναι σε αυτή την περίπτωση κρισιμότερα. Το συμπέρασμα που βγαίνει λοιπόν είναι ότι πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η παρουσία ή μη των τοιχοπληρώσεων κατά τον σχεδιασμό για την αποφυγή απρόσμενων βλαβών. Τέλος, για τον μη τοιχοπληρωμένο φορέα και για την περίπτωση της πλωτής ο φορέας εξετάστηκε και σαν δύστρεπτος, αφαιρώντας τις στρεπτικές ροπές λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας. Σε αντίθεση με την μονώροφη κατασκευή, στην περίπτωση του τετραώροφου δεν ήταν ξεκάθαρο εάν για τον δύστρεπτο φορέα τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις ήταν πιο ευνοϊκά. Στην περίπτωση του μη τοιχοπληρωμένου φορέα τα εντατικά μεγέθη σε δοκούς και υποστυλώματα έχουν μεγαλύτερες τιμές για την δύστρεπτη επίλυση, επίλυση που οδήγησε σε μεγαλύτερη μετακίνηση στο Κ.Μ. του τετάρτου ορόφου σε σχέση με την εύστρεπτη επίλυση. Το αντίθετο συνέβη στην περίπτωση της πλωτής, όπου η δύστρεπτη επίλυση προέκυψε ευνοϊκότερη. Λαμβάνοντας υπόψη και τα αποτελέσματα από την μονώροφη κατασκευή προκύπτει το συμπέρασμα ότι σε δύσκαμπτες κατασκευές (θεμελιώδης ιδιοπερίοδος μονωρόφου $T = 0.34 \text{ sec}$, θεμελιώδης ιδιοπερίοδος τετραώροφου με πλωτή $T = 0.74 \text{ sec}$) η δυστρεψία ανακουφίζει την κατασκευή, κάτι το οποίο δεν συμβαίνει στην περίπτωση που η κατασκευή είναι εύκαμπτη (θεμελιώδης ιδιοπερίοδος τετραώροφου χωρίς τοιχοπληρώσεις $T = 1.26 \text{ sec}$).

Βιβλιογραφία

- [1] Shing, P.B., Mehrabi, A.B. (2002), “Behavior and Analysis of Masonry-Infilled Frames”, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), pp. 320-331.
- [2] Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels.
- [3] EN 1998-3. (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 3: Assessment and retrofitting of building*, European Committee for Standardization, Brussels.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 5^{ΟΥ} ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

5.1. Κριτήριο ευστρεπτότητας κατασκευής

Χωρίς τοιχοπληρώσεις

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1,000000	0,341679	0,26357	0,10857	0,00000	0,26357	0,10857
MODAL	Mode	2,000000	0,232056	0,44176	0,54280	0,00000	0,70532	0,65137
MODAL	Mode	3,000000	0,170721	0,29468	0,34863	0,00000	1,00000	1,00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1,000000	0,00000	0,10857	0,26357	0,62786	0,10857	0,26357
MODAL	Mode	2,000000	0,00000	0,54280	0,44176	0,01544	0,65137	0,70532
MODAL	Mode	3,000000	0,00000	0,34863	0,29468	0,35670	1,00000	1,00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1,000000	0,62786
MODAL	Mode	2,000000	0,64330
MODAL	Mode	3,000000	1,00000

Με τοιχοπληρώσεις

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1.000000	0.177385	0.15013	0.32576	0.00000	0.15013	0.32576
MODAL	Mode	2.000000	0.161609	0.51984	0.45830	0.00000	0.66997	0.78407
MODAL	Mode	3.000000	0.129269	0.33003	0.21593	0.00000	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1.000000	0.00000	0.32576	0.15013	0.52410	0.32576	0.15013
MODAL	Mode	2.000000	0.00000	0.45830	0.51984	0.02186	0.78407	0.66997
MODAL	Mode	3.000000	0.00000	0.21593	0.33003	0.45404	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1.000000	0.52410
MODAL	Mode	2.000000	0.54596
MODAL	Mode	3.000000	1.00000

Χωρίς τοιχοπληρώσεις στις πλευρές 1-2

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1.000000	0.267054	0.50399	0.00043	0.00000	0.50399	0.00043
MODAL	Mode	2.000000	0.171651	0.04408	0.89848	0.00000	0.54807	0.89891
MODAL	Mode	3.000000	0.137778	0.45193	0.10109	0.00000	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1.000000	0.00000	0.00043	0.50399	0.49557	0.00043	0.50399
MODAL	Mode	2.000000	0.00000	0.89848	0.04408	0.05745	0.89891	0.54807
MODAL	Mode	3.000000	0.00000	0.10109	0.45193	0.44698	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1.000000	0.49557
MODAL	Mode	2.000000	0.55302
MODAL	Mode	3.000000	1.00000

Χωρίς τοιχοπληρώσεις στις πλευρές 3-4

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1.000000	0.247256	0.00958	0.49105	0.00000	0.00958	0.49105
MODAL	Mode	2.000000	0.170548	0.90875	0.01901	0.00000	0.91833	0.51007

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	3.000000	0.143325	0.08167	0.48993	0.00000	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1.000000	0.00000	0.49105	0.00958	0.49937	0.49105	0.00958
MODAL	Mode	2.000000	0.00000	0.01901	0.90875	0.07224	0.51007	0.91833
MODAL	Mode	3.000000	0.00000	0.48993	0.08167	0.42839	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1.000000	0.49937
MODAL	Mode	2.000000	0.57161
MODAL	Mode	3.000000	1.00000

5.2. Ενεργές δυσκαμψίες στοιχείων

Υποστυλώματα											
A/A	b	h	L	My (Sap)	Ls	θ_y	Keff	I	E (kPa)	K	Keff/K
1	0,4	0,4	3,5	167,85	1,75	0,0082	11963	0,0021	32836568	70051,35	0,1708
2	0,4	0,4	3,5	164,44	1,75	0,0082	11712	0,0021	32836568	70051,35	0,1672
3	0,4	0,4	3,5	170,58	1,75	0,0081	12236	0,0021	32836568	70051,35	0,1747
4	0,4	0,4	3,5	167,25	1,75	0,0082	11912	0,0021	32836568	70051,35	0,1700
5	0,4	0,4	3,5	170,12	1,75	0,0081	12203	0,0021	32836568	70051,35	0,1742
6	0,4	0,4	3,5	166,5	1,75	0,0083	11692	0,0021	32836568	70051,35	0,1669
7	0,4	0,4	3,5	179,71	1,75	0,0077	13573	0,0021	32836568	70051,35	0,1938

Δοκοί

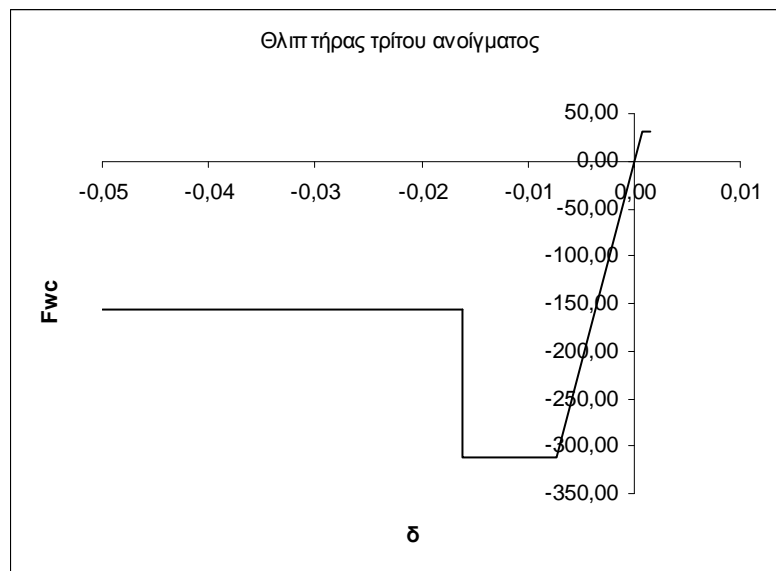
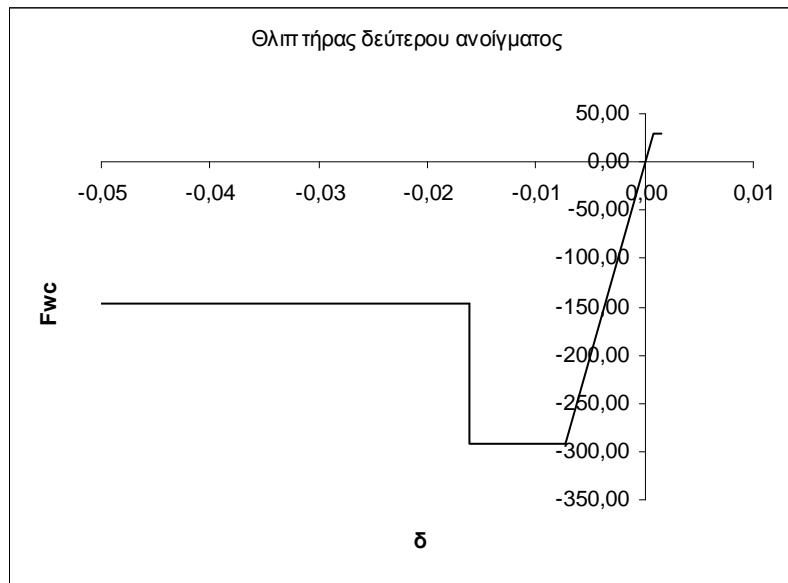
A/A	b	h	L	My (Sap)	Ls	θ_y	Keff	I	E	K	Keff/K	M.O.
1	0,3	0,6	5	483,83	2,5	0,0080	50323	0,01	32836568	338216,7	0,1488	0,1120
1	0,3	0,6	5	243,26	2,5	0,0072	28238	0,01	32836568	338216,7	0,0835	
1	0,3	0,6	5	431,14	2,5	0,0080	44842	0,01	32836568	338216,7	0,1326	
1	0,3	0,6	5	242,59	2,5	0,0072	28160	0,01	32836568	338216,7	0,0833	
2	0,3	0,6	5	431,14	2,5	0,0080	44842	0,01	32836568	338216,7	0,1326	0,1149

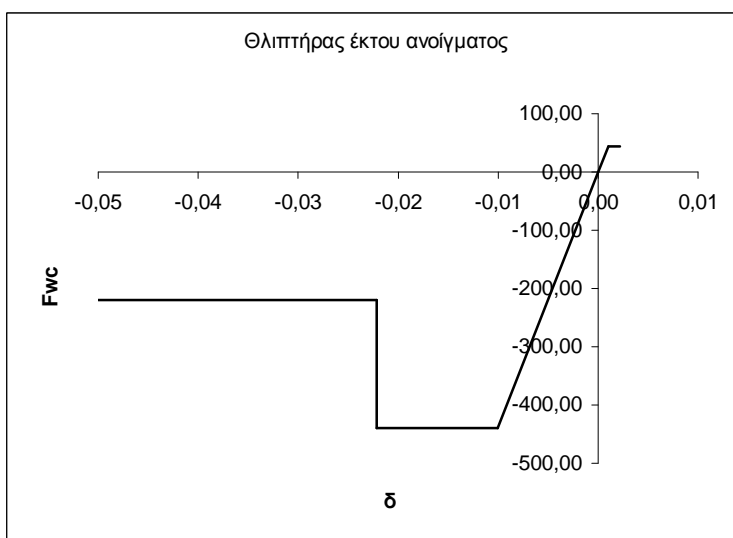
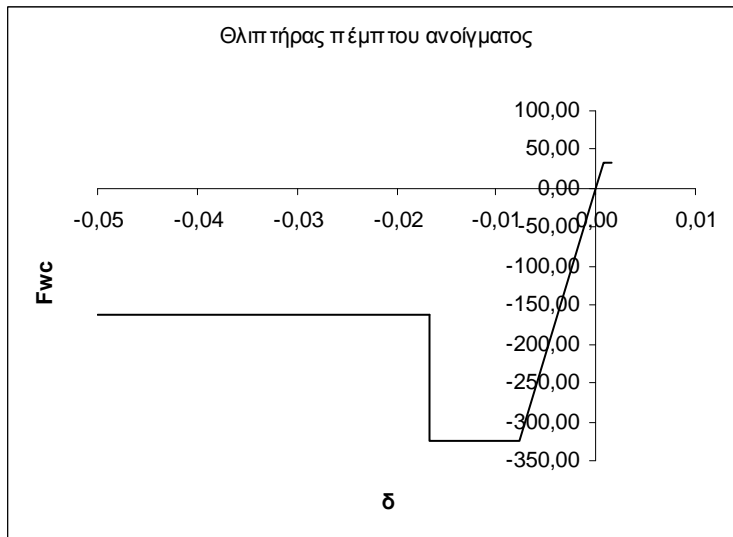
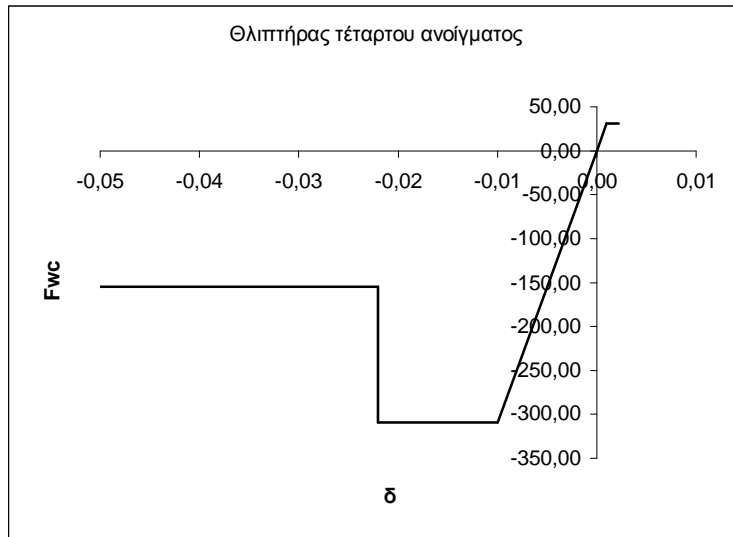
2	0,3	0,6	5	242,59	2,5	0,0072	28160	0,01	32836568	338216,7	0,0833		
2	0,3	0,6	5	515,38	2,5	0,0080	53604	0,01	32836568	338216,7	0,1585		
2	0,3	0,6	5	247,98	2,5	0,0072	28786	0,01	32836568	338216,7	0,0851		
3	0,3	0,6	5	515,38	2,5	0,0080	53604	0,01	32836568	338216,7	0,1585	0,1190	
3	0,3	0,6	5	247,98	2,5	0,0072	28786	0,01	32836568	338216,7	0,0851		
3	0,3	0,6	5	483,84	2,5	0,0080	50324	0,01	32836568	338216,7	0,1488		
3	0,3	0,6	5	243,26	2,5	0,0072	28238	0,01	32836568	338216,7	0,0835		
4	0,3	0,6	6,84	483,83	3,42	0,0099	55795	0,01	32836568	338216,7	0,1650	0,1294	
4	0,3	0,6	6,84	243,26	3,42	0,0087	31709	0,01	32836568	338216,7	0,0938		
4	0,3	0,6	6,84	483,83	3,42	0,0099	55795	0,01	32836568	338216,7	0,1650		
4	0,3	0,6	6,84	243,26	3,42	0,0087	31709	0,01	32836568	338216,7	0,0938		
5	0,3	0,6	4,19	483,83	2,095	0,0083	40688	0,01	32836568	338216,7	0,1203	0,1066	
5	0,3	0,6	4,19	243,26	2,095	0,0065	26045	0,01	32836568	338216,7	0,0770		
5	0,3	0,6	4,19	605,25	2,095	0,0083	50898	0,01	32836568	338216,7	0,1505		
5	0,3	0,6	4,19	248,05	2,095	0,0065	26558	0,01	32836568	338216,7	0,0785		
6	0,3	0,6	6,4	606,15	3,2	0,0094	68554	0,01	32836568	338216,7	0,2027	0,1430	
6	0,3	0,6	6,4	285,59	3,2	0,0080	37867	0,01	32836568	338216,7	0,1120		
6	0,3	0,6	6,4	483,83	3,2	0,0094	54720	0,01	32836568	338216,7	0,1618		
6	0,3	0,6	6,4	243,26	3,2	0,0080	32254	0,01	32836568	338216,7	0,0954		
7	0,3	0,6	3,5	483,84	1,75	0,0077	36482	0,01	32836568	338216,7	0,1079	0,0925	
7	0,3	0,6	3,5	243,26	1,75	0,0061	23443	0,01	32836568	338216,7	0,0693		
7	0,3	0,6	3,5	542,17	1,75	0,0077	40880	0,01	32836568	338216,7	0,1209		
7	0,3	0,6	3,5	252,75	1,75	0,0061	24357	0,01	32836568	338216,7	0,0720		
8	0,3	0,6	6,5	542,17	3,25	0,0095	61604	0,01	32836568	338216,7	0,1821	0,1332	
8	0,3	0,6	6,5	252,75	3,25	0,0085	32400	0,01	32836568	338216,7	0,0958		
8	0,3	0,6	6,5	483,83	3,25	0,0095	54975	0,01	32836568	338216,7	0,1625		
8	0,3	0,6	6,5	243,26	3,25	0,0085	31183	0,01	32836568	338216,7	0,0922		
9	0,3	0,6	8,08	579,45	4,04	0,0113	68972	0,01	32836568	338216,7	0,2039	0,1556	
9	0,3	0,6	8,08	264,99	4,04	0,0098	36294	0,01	32836568	338216,7	0,1073		
9	0,3	0,6	8,08	579,45	4,04	0,0113	68972	0,01	32836568	338216,7	0,2039		
9	0,3	0,6	8,08	264,99	4,04	0,0098	36294	0,01	32836568	338216,7	0,1073		
10	0,3	0,6	3,25	544,65	1,625	0,0076	38915	0,01	32836568	338216,7	0,1151	0,0961	
10	0,3	0,6	3,25	268,69	1,625	0,0058	25030	0,01	32836568	338216,7	0,0740		
10	0,3	0,6	3,25	579,44	1,625	0,0076	41400	0,01	32836568	338216,7	0,1224		
10	0,3	0,6	3,25	264,99	1,625	0,0058	24686	0,01	32836568	338216,7	0,0730		
11	0,3	0,6	3,57	623,22	1,785	0,0078	47535	0,01	32836568	338216,7	0,1405	0,1042	
11	0,3	0,6	3,57	269,62	1,785	0,0062	26020	0,01	32836568	338216,7	0,0769		
11	0,3	0,6	3,57	544,65	1,785	0,0078	41542	0,01	32836568	338216,7	0,1228		
11	0,3	0,6	3,57	268,69	1,785	0,0062	25930	0,01	32836568	338216,7	0,0767		

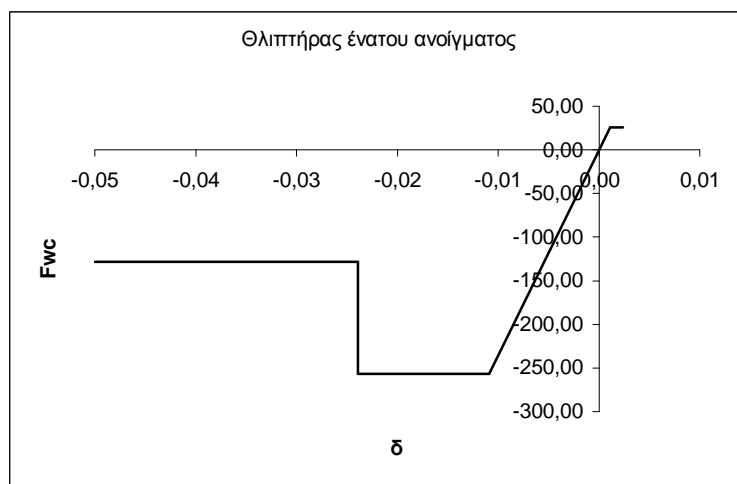
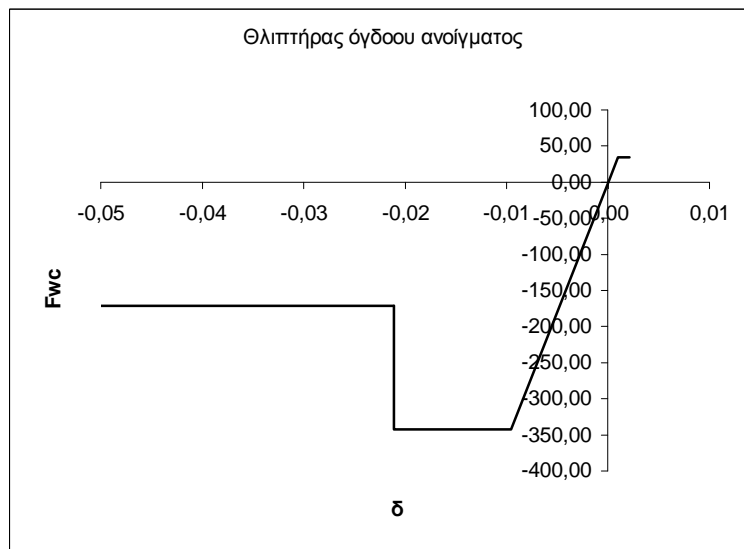
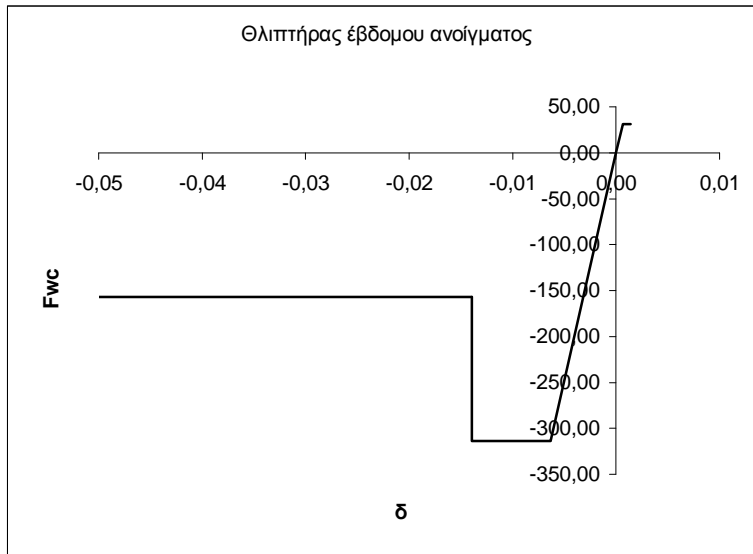
Τοιχώματα

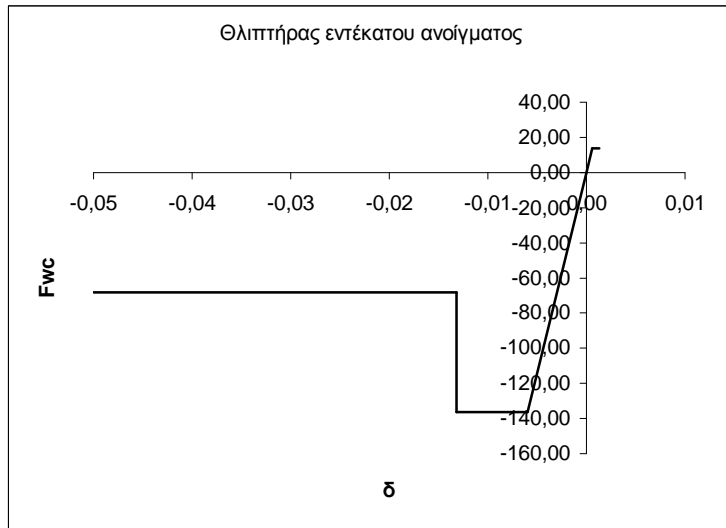
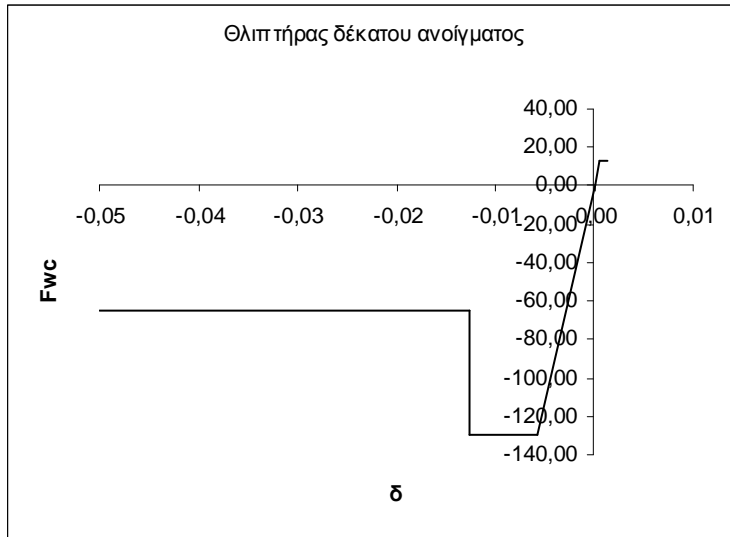
A/A	b	h	L	My (Sap)	Ls	θy	Keff	I	E	K	Keff/K
1	0,3	1,5	3,5	1318,66	3,50	0,0060	255574	0,0844	32836568	2770585	0,0922
2	0,3	1,5	3,5	1258,94	3,50	0,0060	244636	0,0844	32836568	2770585	0,0883

5.3. Ιδιότητες θλιπτήρων τοιχοπλήρωσης









5.4. Έλεγχοι $M_y < V_R L_s$

Υπ/μια	H (m)	N (kN)	b(cm)	h(cm)	d(cm)	Astot(cm ²)	Asw/s (cm)	b*h(cm ²)	b*d(cm ²)	ρ	ρ _v
1	3,5	241,00	40	40	35	18,46	0,25	1600	1400	0,013	0,0063
2	3,5	247,00	40	40	35	18,46	0,25	1600	1400	0,013	0,0063
3	3,5	305,00	40	40	35	18,46	0,25	1600	1400	0,013	0,0063
4	3,5	255,00	40	40	35	18,46	0,25	1600	1400	0,013	0,0063
5	3,5	296,00	40	40	35	18,46	0,25	1600	1400	0,013	0,0063
6	3,5	214,00	40	40	35	18,46	0,25	1600	1400	0,013	0,0063
7	3,5	419,00	40	40	35	18,46	0,25	1600	1400	0,013	0,0063
	x	1/r	My (kNm)	VRc	av	α	θy	θum	μθ	VR	My<VR*Ls
1	0,248	0,0089	167,85	142,8	0	0,559	0,0082	0,0415	4,07	207,14	οκ
2	0,248	0,0089	164,44	143,5	0	0,559	0,0082	0,0414	4,05	207,30	οκ
3	0,248	0,0088	170,58	151	0	0,559	0,0081	0,0407	4,01	207,89	οκ
4	0,248	0,0089	167,25	144,6	0	0,559	0,0082	0,0413	4,04	207,45	οκ
5	0,248	0,0088	170,12	150,3	0	0,559	0,0081	0,0408	4,02	207,72	οκ
6	0,248	0,0091	166,5	139	0	0,559	0,0083	0,0418	4,03	207,63	οκ
7	0,248	0,0081	179,71	166,2	0	0,559	0,0077	0,0395	4,11	206,58	οκ

+M

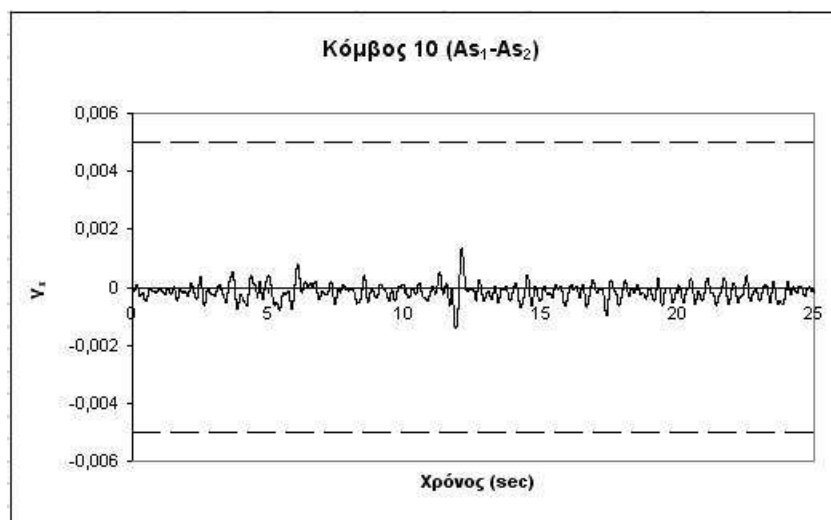
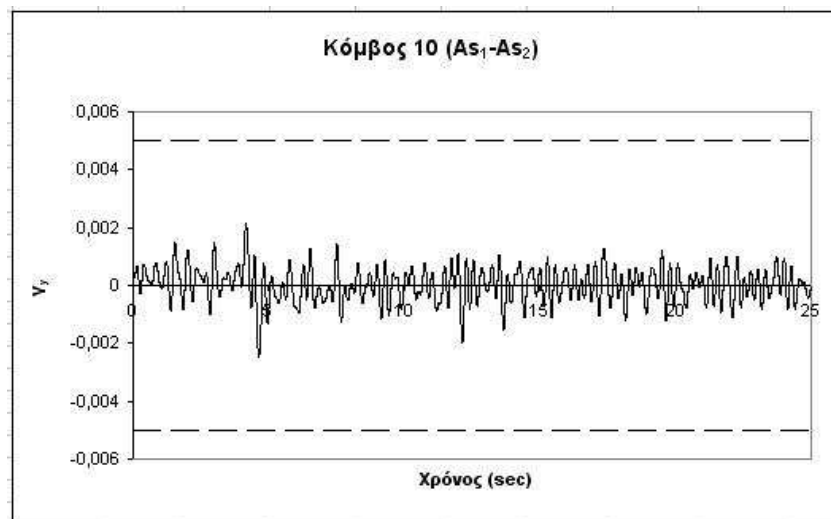
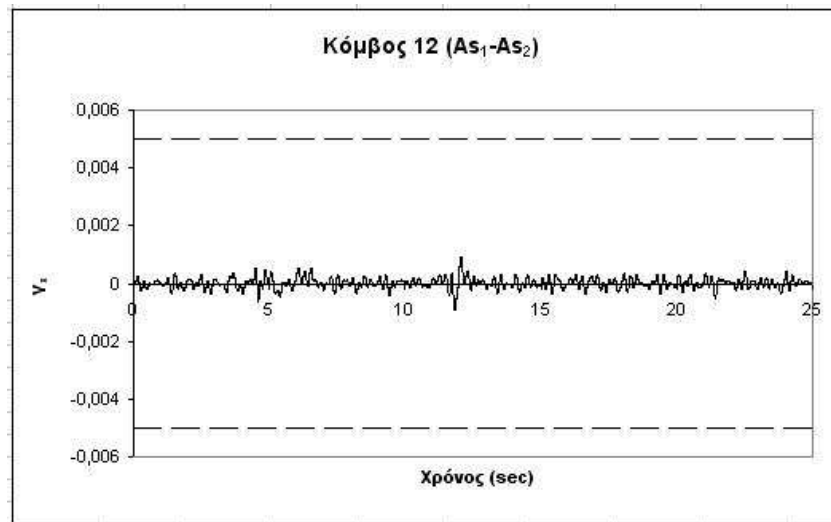
Δοκός	Μήκος	b(cm)	h(cm)	d(cm)	As(cm ²)	As'(cm ²)	Asw/s (cm)	b*h(cm ²)	b*d(cm ²)	ρ	ρ'
1	5	30	60	55	13,85	7,63	0,296	4560	4410	0,0031	0,0017
2	5	30	60	55	13,85	7,63	0,296	4560	4410	0,0031	0,0017
3	5	30	60	55	13,85	7,63	0,296	4560	4410	0,0031	0,0017
4	6,84	30	60	55	13,85	7,63	0,296	4560	4410	0,0031	0,0017
5	4,19	30	60	55	13,85	7,63	0,296	4560	4410	0,0031	0,0017
6	6,4	30	60	55	18,46	9,23	0,296	4560	4410	0,0042	0,0021
7	3,5	30	60	55	13,85	7,63	0,296	4560	4410	0,0031	0,0017
8	6,5	30	60	55	13,85	7,63	0,296	4560	4410	0,0031	0,0017
9	8,08	30	60	55	13,85	7,63	0,296	4560	4410	0,0031	0,0017
10	3,25	30	60	55	13,85	7,63	0,296	4560	4410	0,0031	0,0017
11	3,57	30	60	55	13,85	7,63	0,296	4560	4410	0,0031	0,0017
	ρv	x	1/r	My (kNm)	VRc	av	θy	θum	μθ	VR	My<VR*Ls
1	0,0099	0,287	0,0065	483,8	200,2	0	0,0080	0,0316	2,94	437,56	οκ
2	0,0099	0,287	0,0065	515,4	200,2	1	0,0091	0,0316	2,47	449,61	οκ
3	0,0099	0,287	0,0065	515,4	200,2	1	0,0091	0,0316	2,47	449,61	οκ
4	0,0099	0,287	0,0065	483,8	200,2	0	0,0099	0,0353	2,57	447,18	οκ
5	0,0099	0,287	0,0065	483,8	200,2	1	0,0083	0,0297	2,58	447,01	οκ
6	0,0099	0,287	0,0065	606,2	200,2	0	0,0094	0,0337	2,57	447,01	οκ
7	0,0099	0,287	0,0066	542,2	200,2	1	0,0077	0,0279	2,60	446,33	οκ
8	0,0099	0,287	0,0065	483,8	200,2	0	0,0095	0,0346	2,63	445,49	οκ
9	0,0099	0,287	0,0066	579,5	200,2	0	0,0113	0,0374	2,30	453,93	οκ
10	0,0099	0,287	0,0067	544,7	200,2	1	0,0076	0,0272	2,58	446,86	οκ
11	0,0099	0,287	0,0066	623,2	200,2	1	0,0078	0,0281	2,60	446,45	οκ

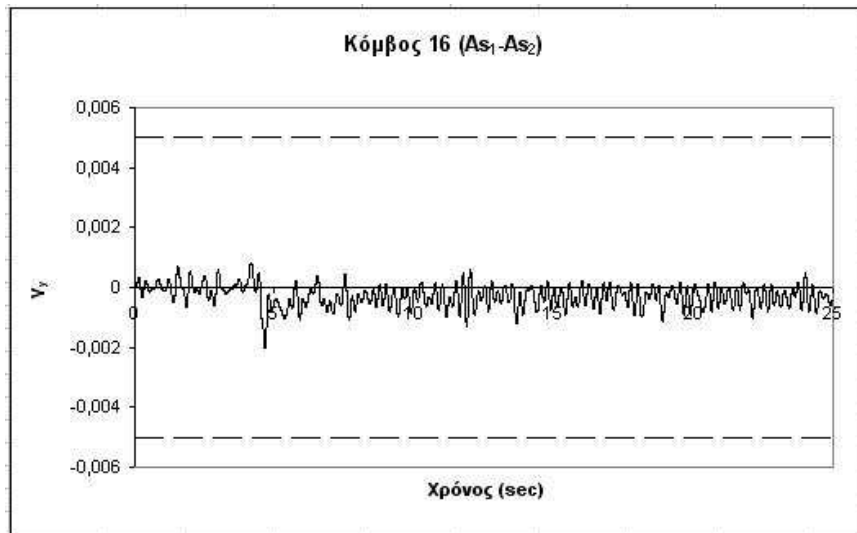
M											
Δοκός	Μήκος	b(cm)	h(cm)	d(cm)	As(cm ²)	As'(cm ²)	Asw/s (cm)	b*h(cm ²)	b*d(cm ²)	ρ	ρ'
1	5	30	60	55	7,63	13,85	0,296	4560	4410	0,0017	0,0031
2	5	30	60	55	7,63	13,85	0,296	4560	4410	0,0017	0,0031
3	5	30	60	55	7,63	13,85	0,296	4560	4410	0,0017	0,0031
4	6,84	30	60	55	7,63	13,85	0,296	4560	4410	0,0017	0,0031
5	4,19	30	60	55	7,63	13,85	0,296	4560	4410	0,0017	0,0031
6	6,4	30	60	55	9,23	18,46	0,296	4560	4410	0,0021	0,0042
7	3,5	30	60	55	7,63	13,85	0,296	4560	4410	0,0017	0,0031
8	6,5	30	60	55	7,63	13,85	0,296	4560	4410	0,0017	0,0031
9	8,08	30	60	55	7,63	13,85	0,296	4560	4410	0,0017	0,0031
10	3,25	30	60	55	7,63	13,85	0,296	4560	4410	0,0017	0,0031
11	3,57	30	60	55	7,63	13,85	0,296	4560	4410	0,0017	0,0031
	pv	x	1/r	My (kNm)	VRc	av	θy	θum	μθ	VR	My<VR*Ls
1	0,0099	0,287	0,0055	243,3	200,2	0	0,0072	0,0413	4,75	391,08	οκ
2	0,0099	0,287	0,0056	248	200,2	0	0,0073	0,0413	4,69	392,78	οκ
3	0,0099	0,287	0,0056	248	200,2	0	0,0073	0,0413	4,69	392,78	οκ
4	0,0099	0,287	0,0055	243,3	200,2	0	0,0087	0,0461	4,27	403,44	οκ
5	0,0099	0,287	0,0055	243,3	200,2	0	0,0065	0,0388	4,95	386,01	οκ
6	0,0099	0,287	0,0052	285,6	200,2	0	0,0080	0,0460	4,72	391,88	οκ
7	0,0099	0,287	0,0056	252,8	200,2	0	0,0061	0,0365	5,02	384,86	οκ
8	0,0099	0,287	0,0055	243,3	200,2	0	0,0085	0,0453	4,36	401,20	οκ
9	0,0099	0,287	0,0055	265	200,2	0	0,0098	0,0489	3,97	411,16	οκ
10	0,0099	0,287	0,0055	268,7	200,2	0	0,0058	0,0355	5,11	384,87	οκ
11	0,0099	0,287	0,0057	269,6	200,2	0	0,0062	0,0367	4,96	386,00	οκ

Τοίχωμα	H	N	M	V	Ls	bw (cm)	Lw (cm)	d(cm)	b*h(cm ²)	b*d(cm ²)	ρ	ρ'	
1	3,5	432,9	940,65	327,25	3,50	30	150	135	4500	4050	0,0103	0,0103	
2	3,5	335,8	1005	364,13	3,50	30	150	135	4500	4050	0,0103	0,0103	
	pv	x	1/r	My (kNm)	VRc	av	α	θy	θum	μθ	VR	VR,max	My<VR*Ls
1	0,0100	0,359	0,0028	1318,7	289,9	1	0,461	0,0060	0,0304	4,05	1078,56	1496	οκ
2	0,0100	0,341	0,0028	1258,9	276,8	1	0,461	0,0060	0,0304	4,07	1077,33	1470,9	οκ

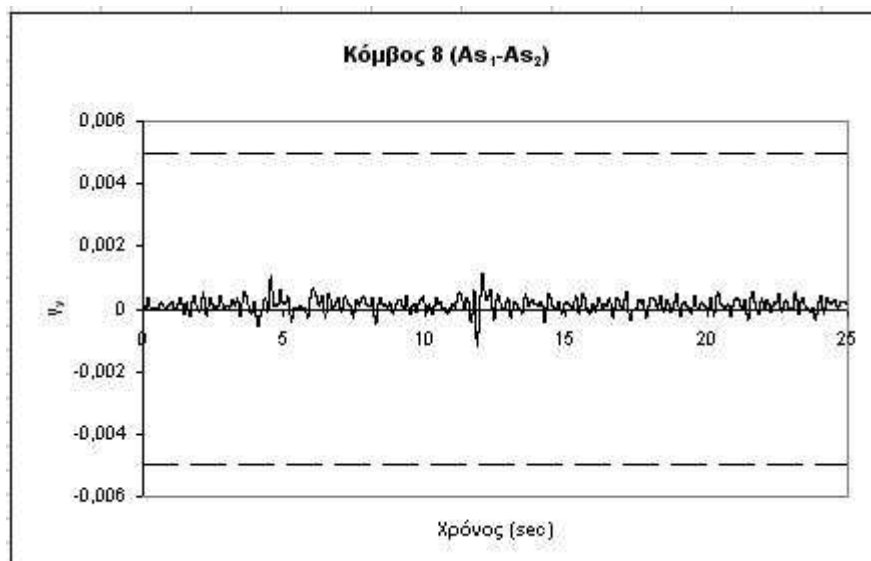
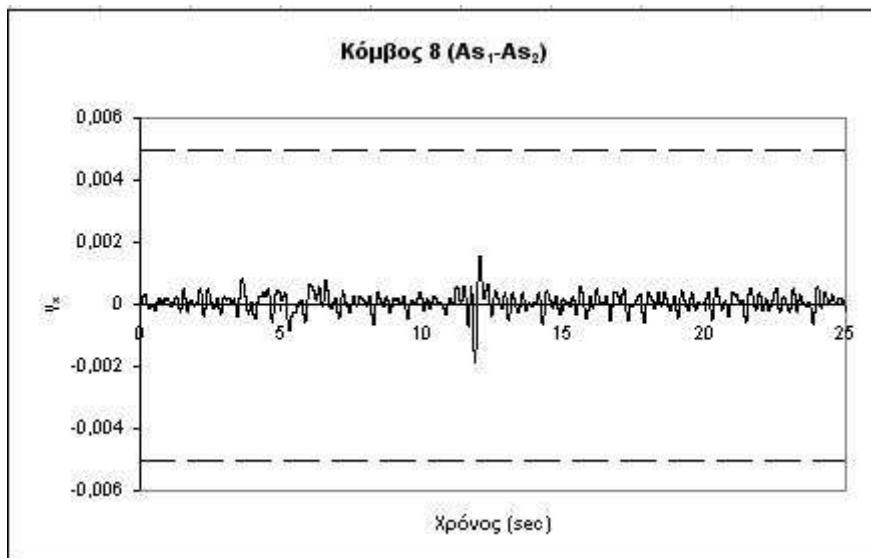
5.5. Διαγράμματα γ-t κόμβων ελέγχου

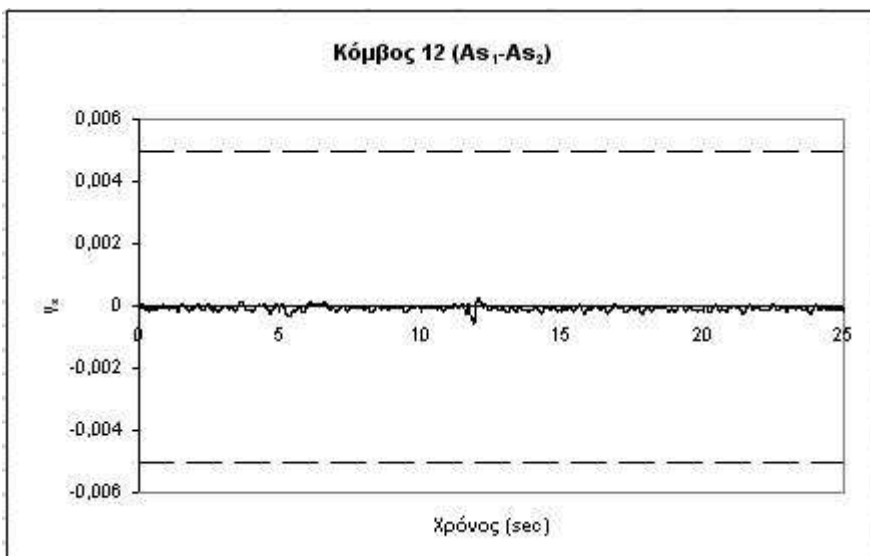
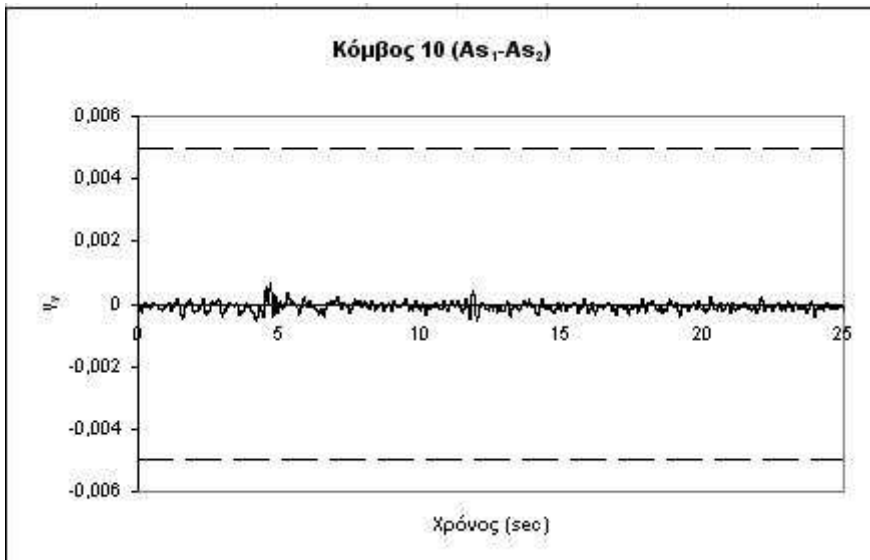
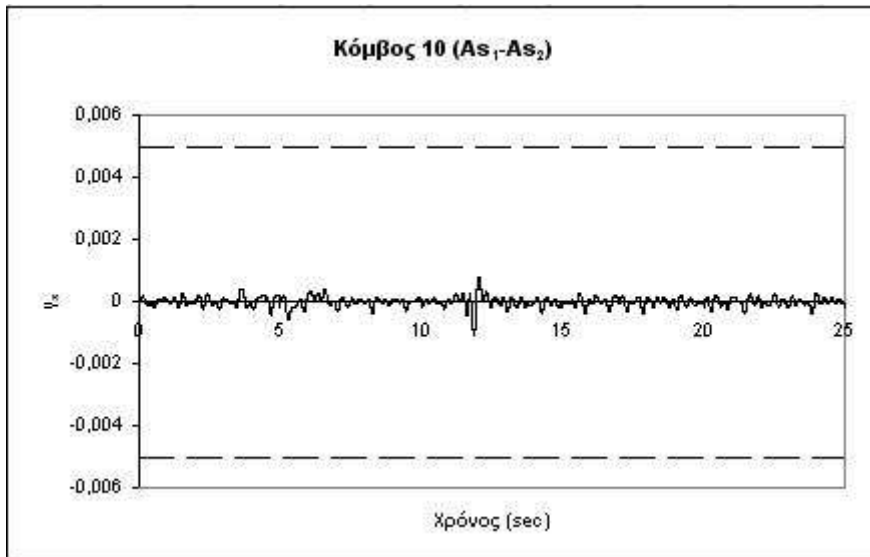
Κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις για As_1-As_2

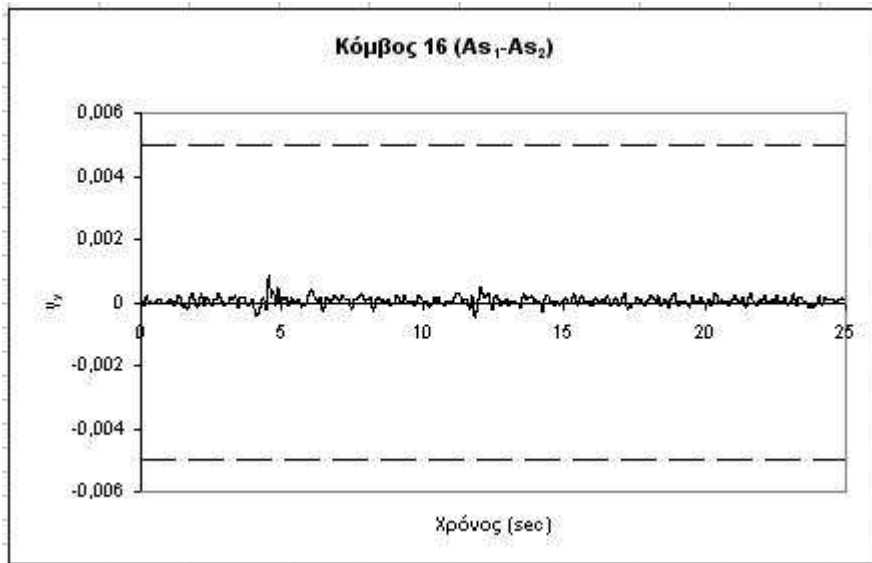




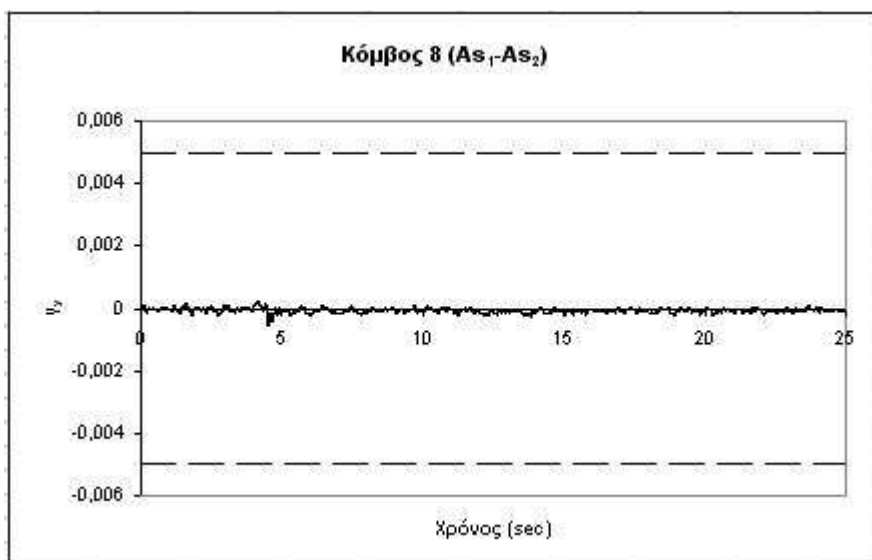
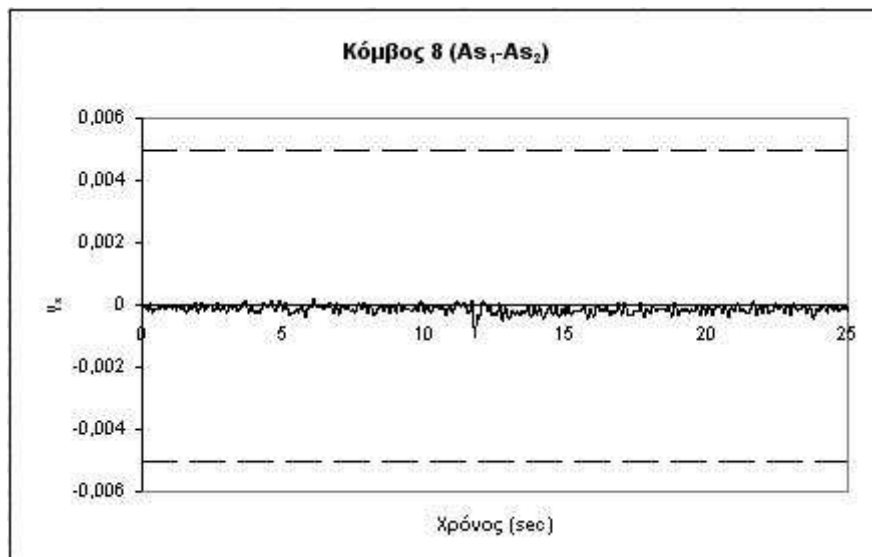
Κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις πλευρών 1-2 για As₁-As₂

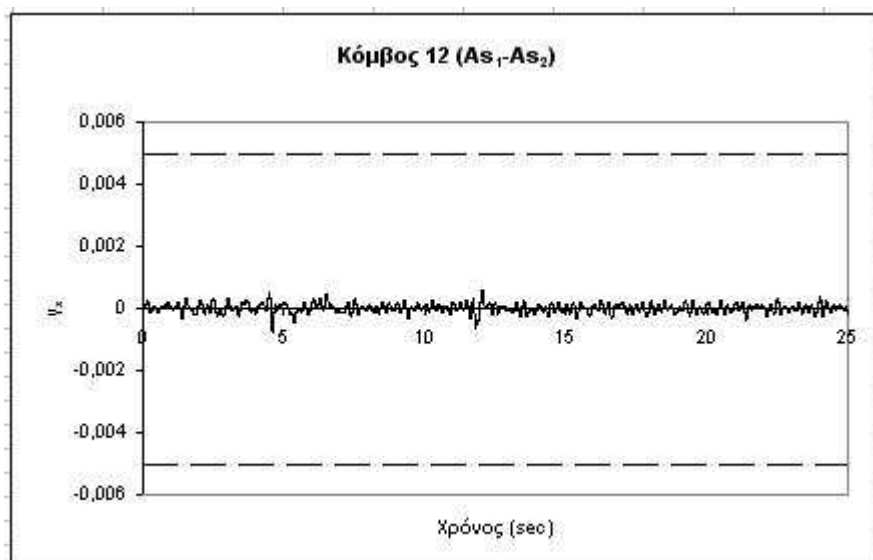
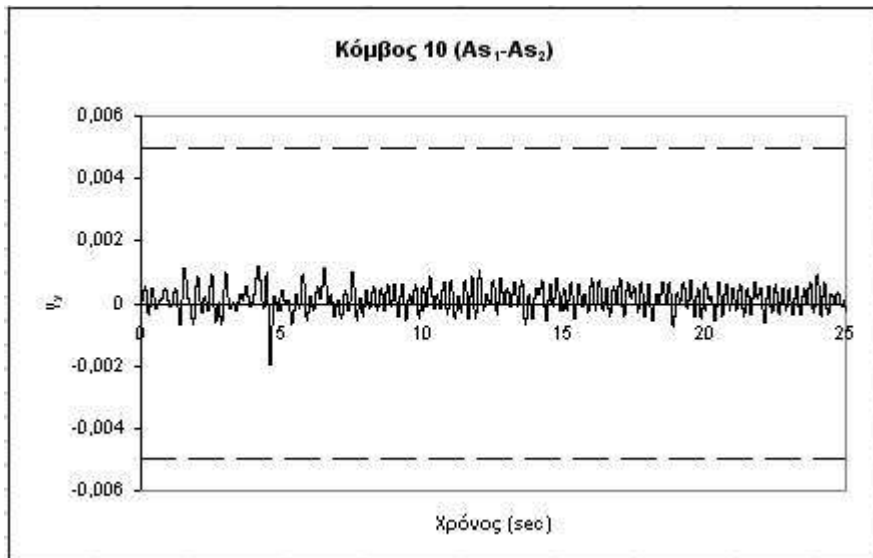
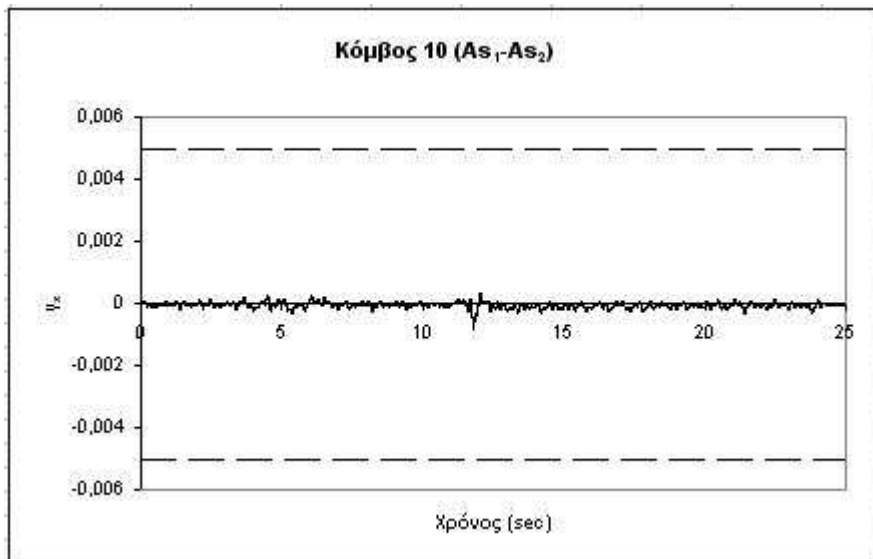


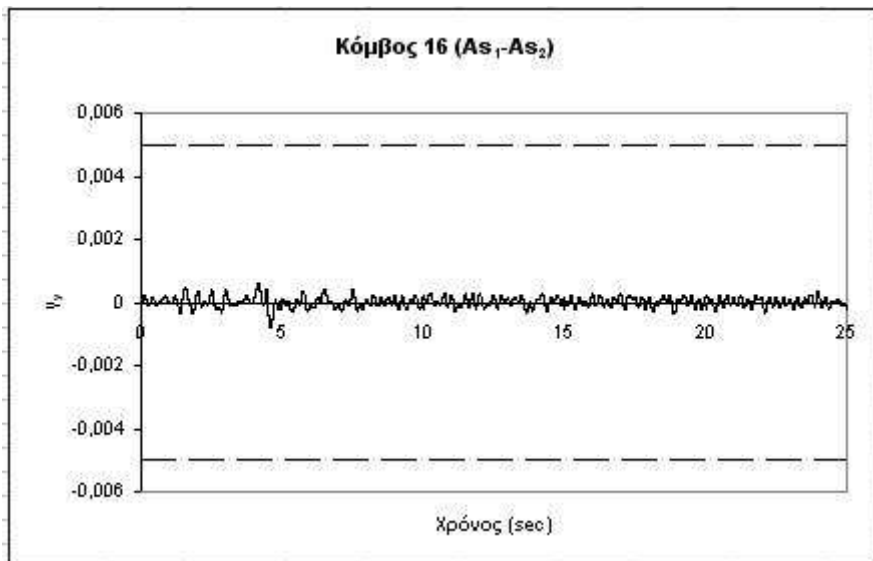




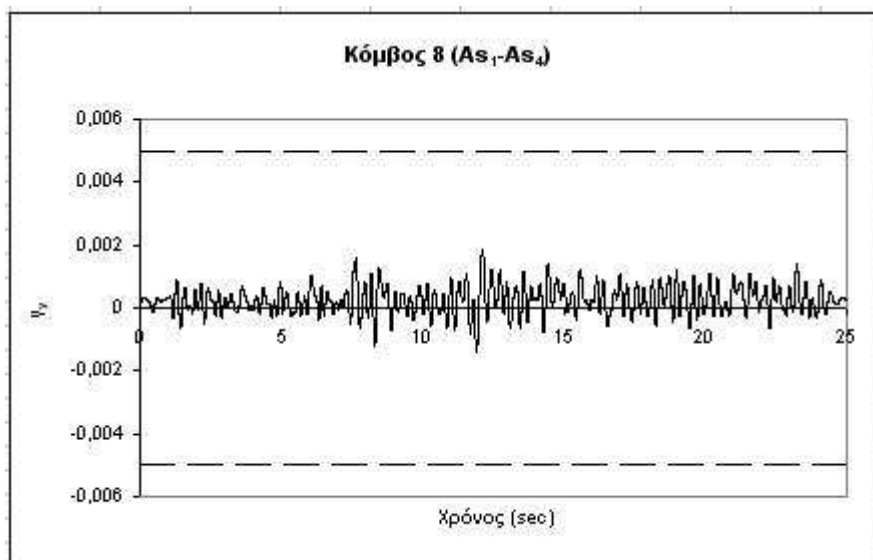
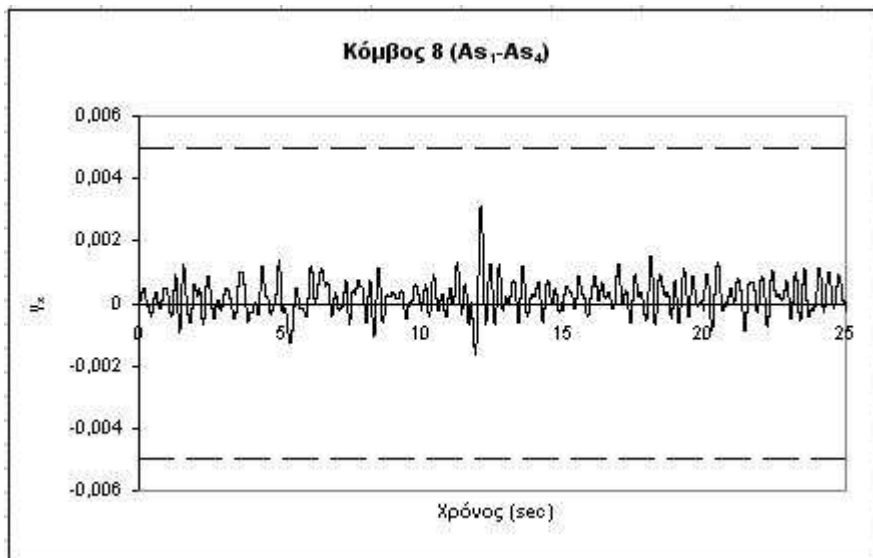
Κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις πλευρών 3-4 για As₁-As₂

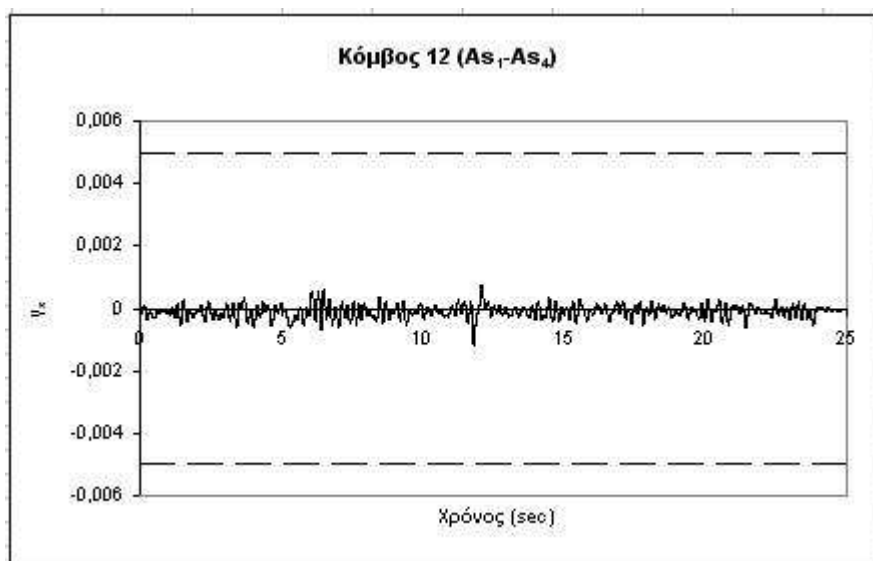
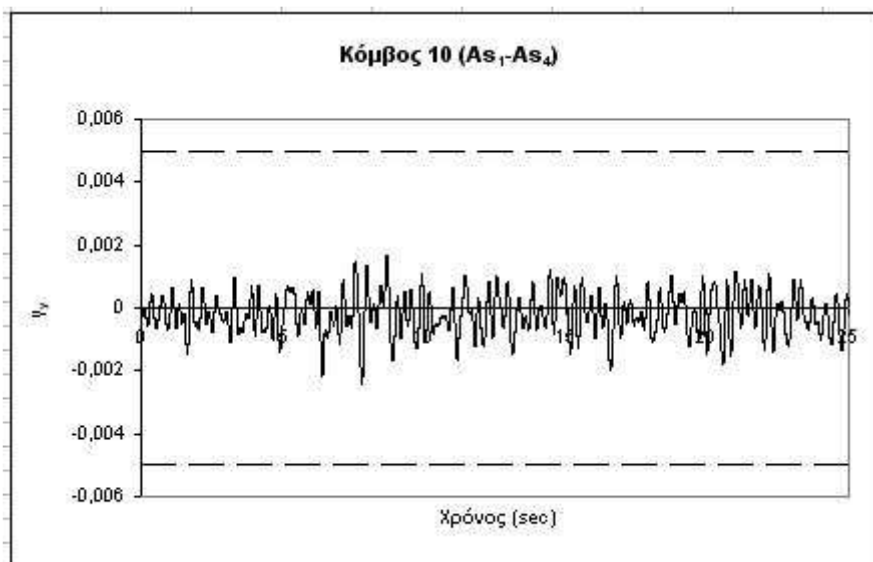
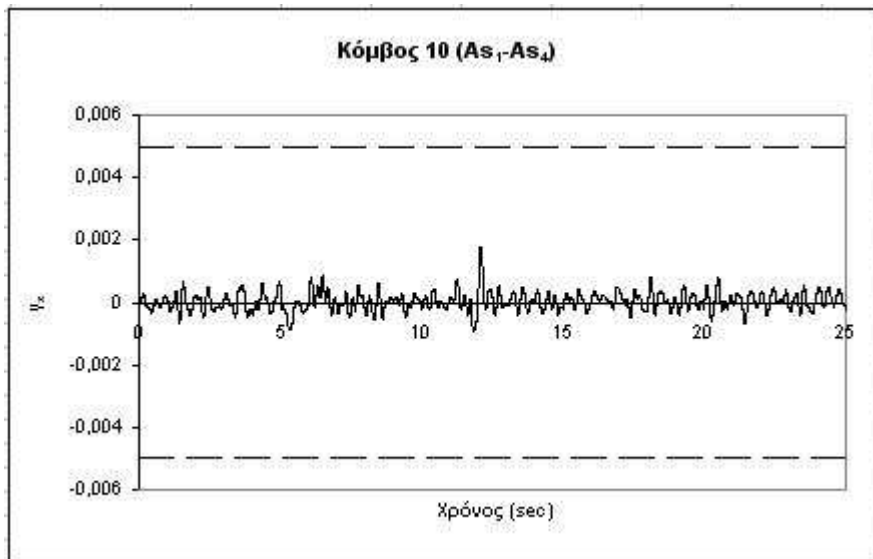


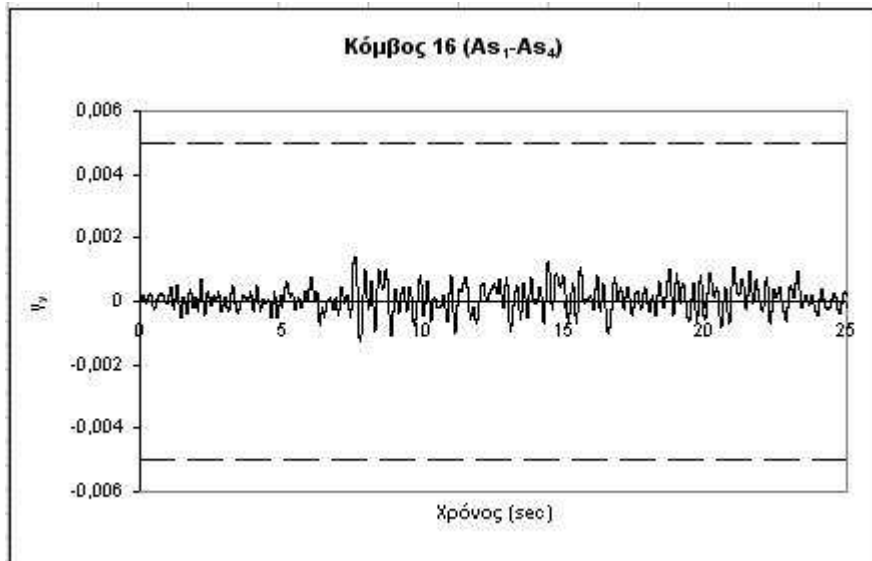




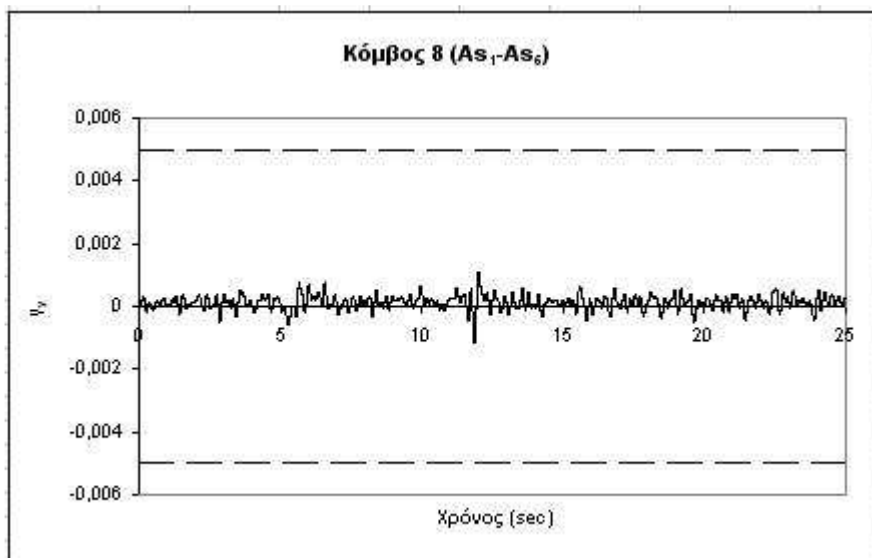
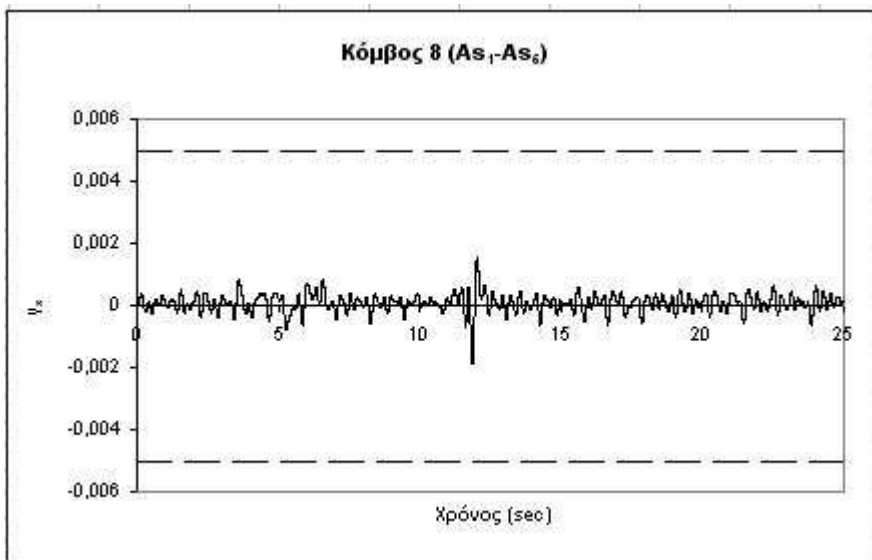
Κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις για As₁-As₄

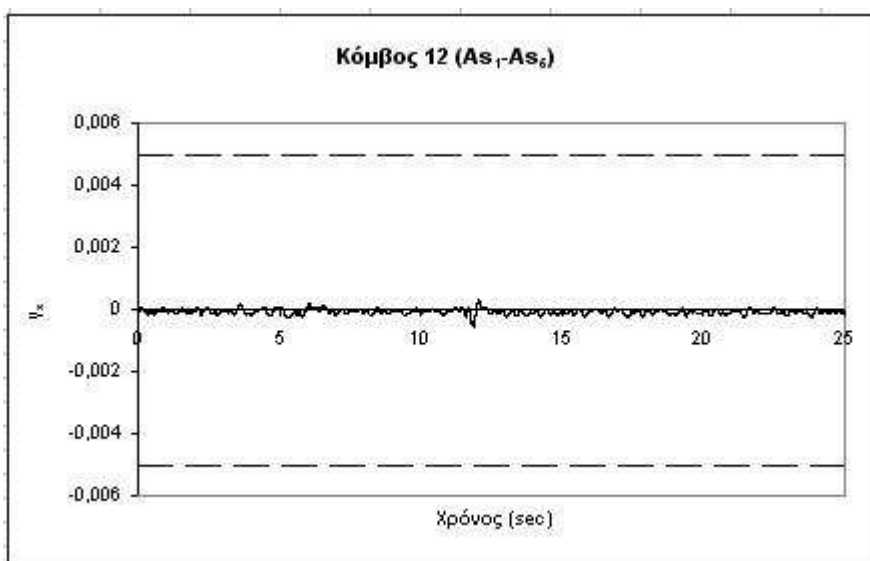
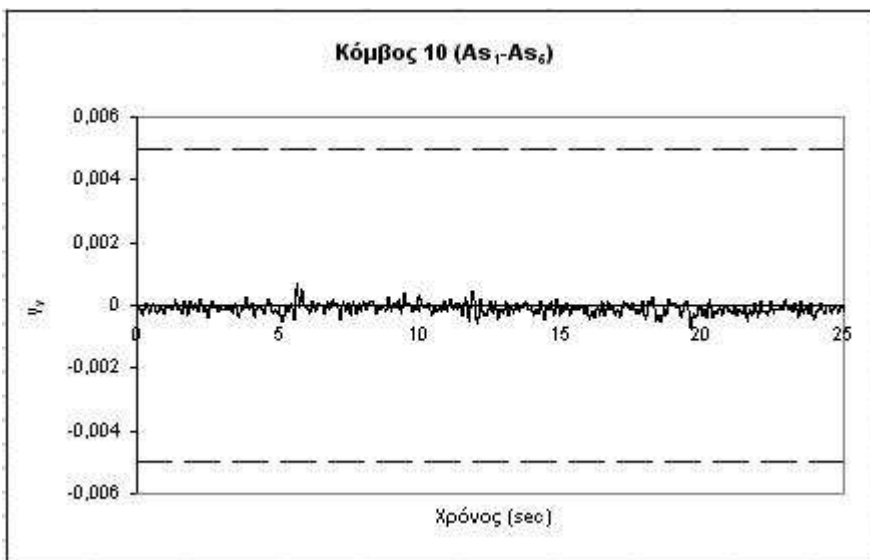
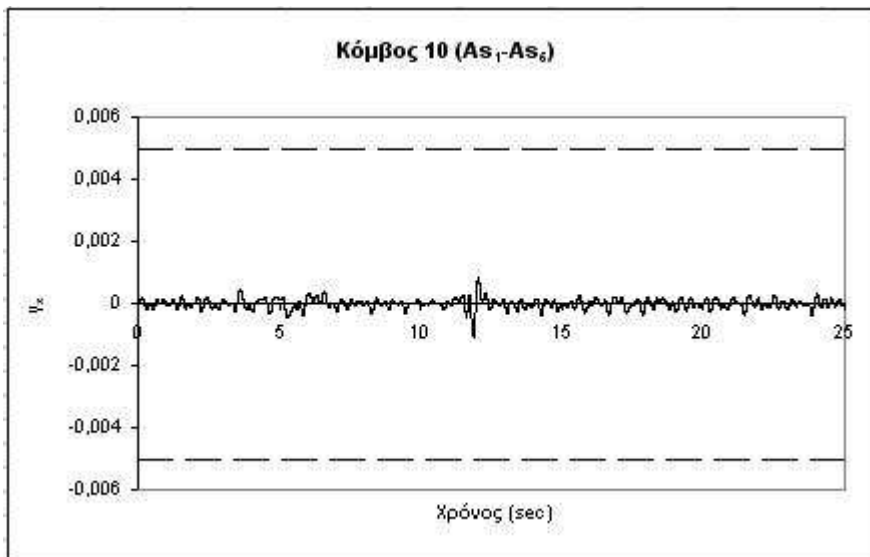


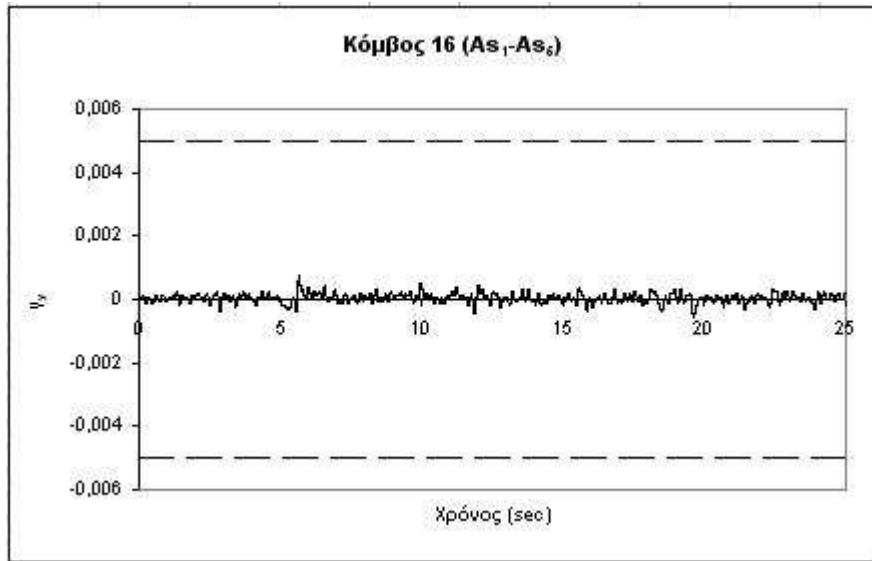




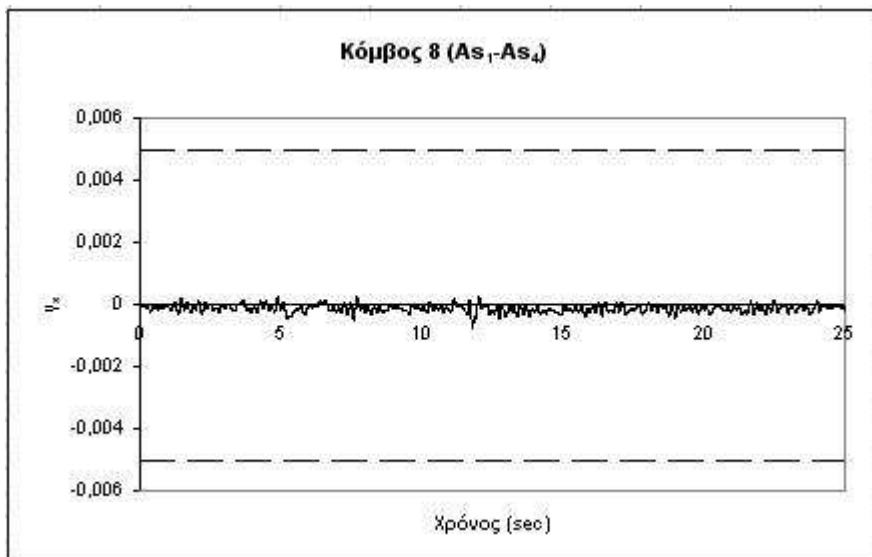
Κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις πλευρών 1-2 για As₁-As₄

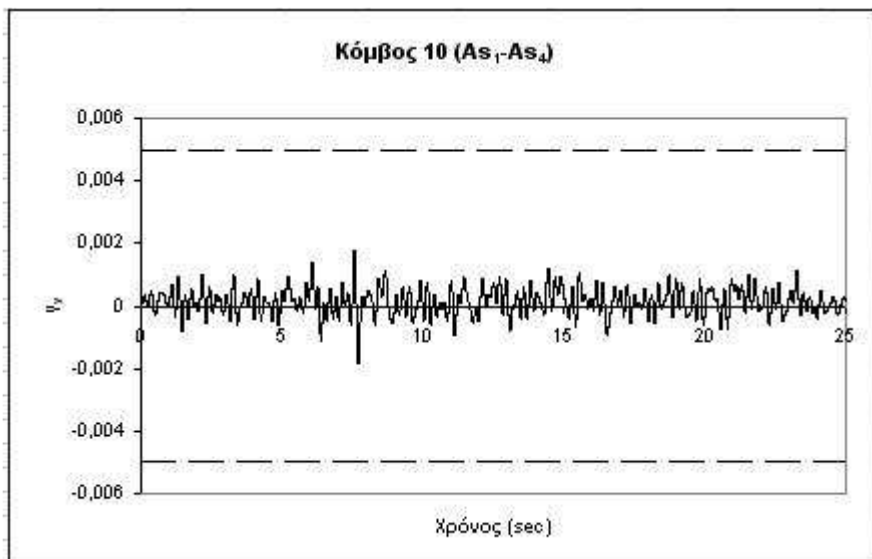
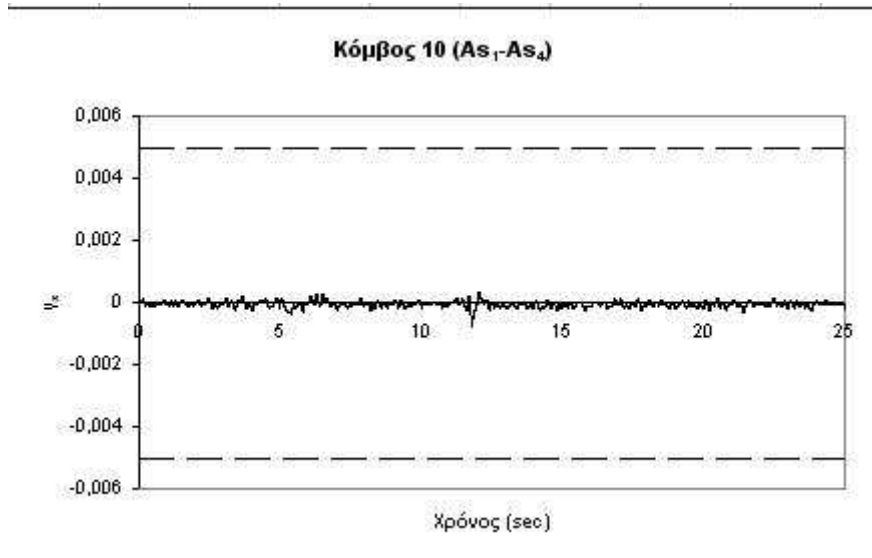
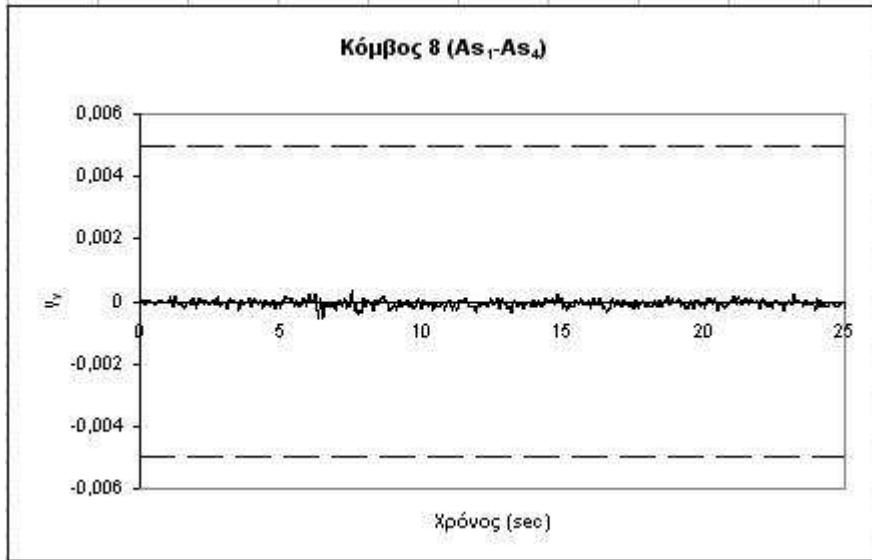


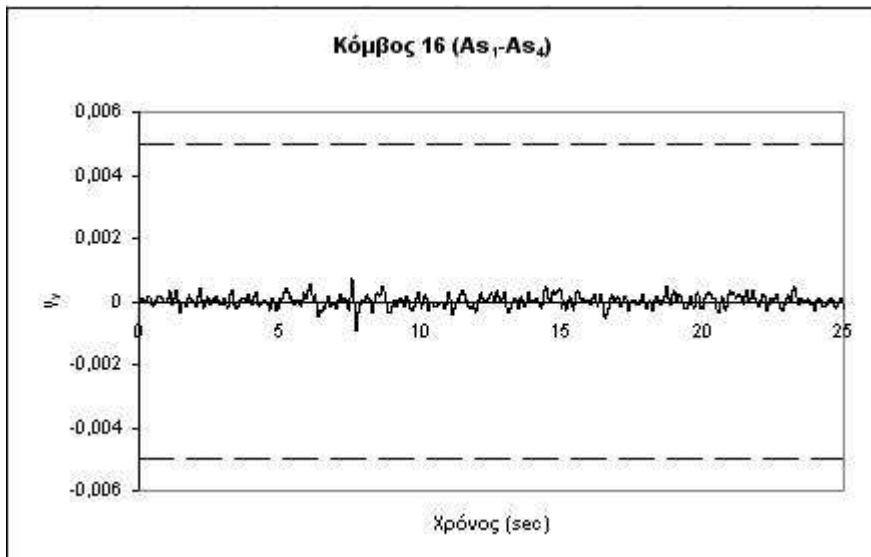
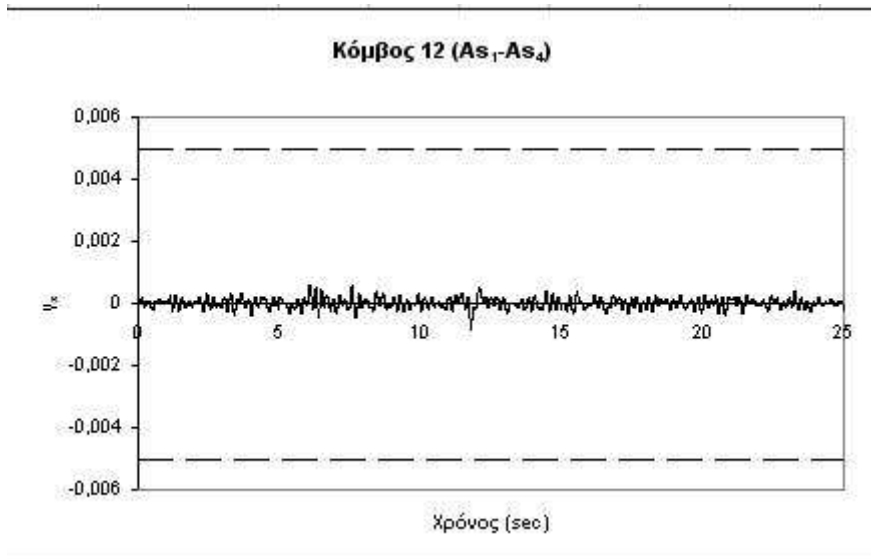




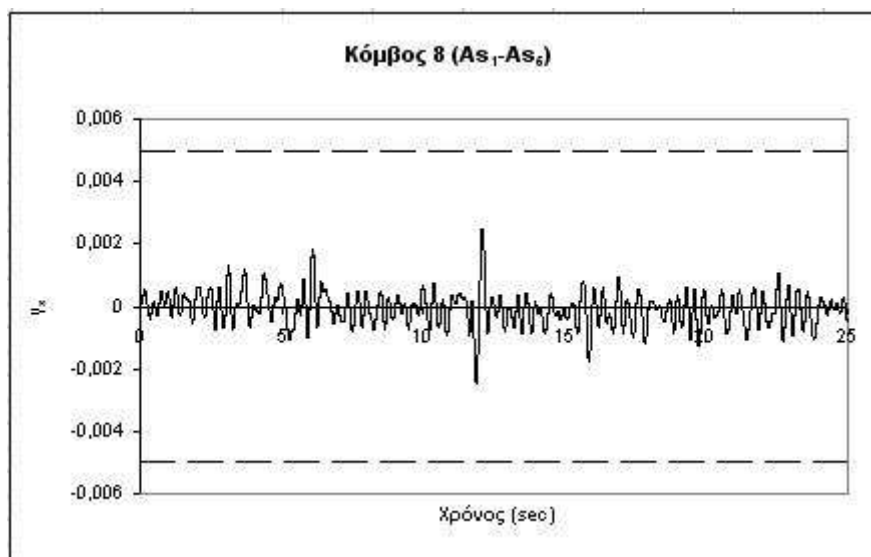
Κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις πλευρών 3-4 για As_1-As_4

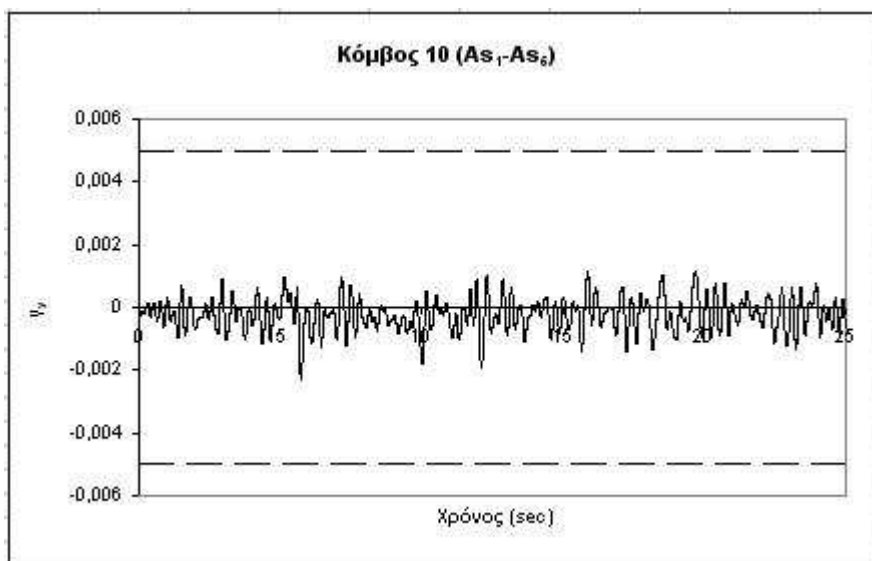
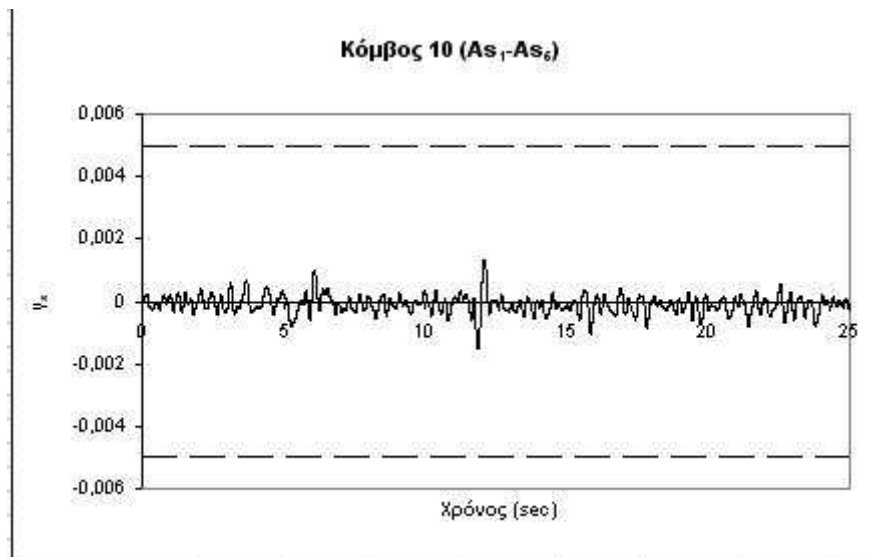
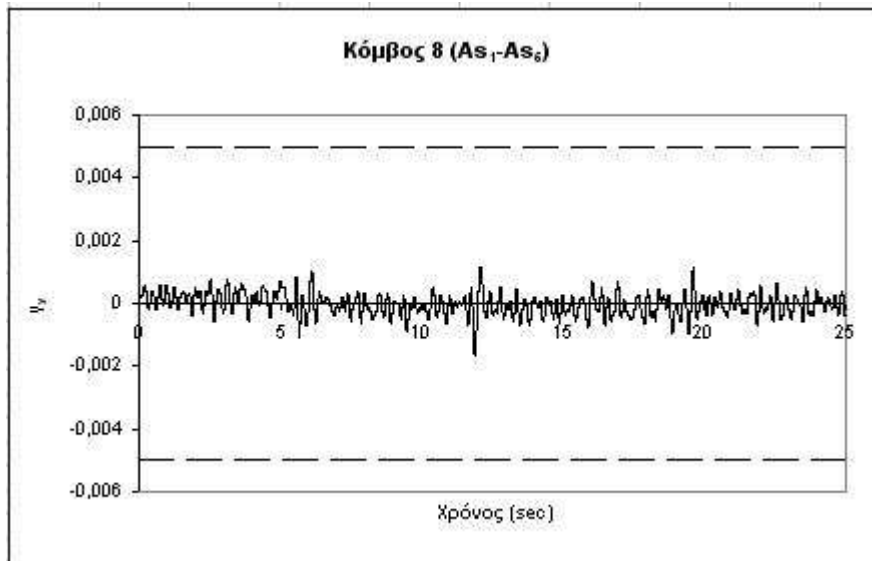


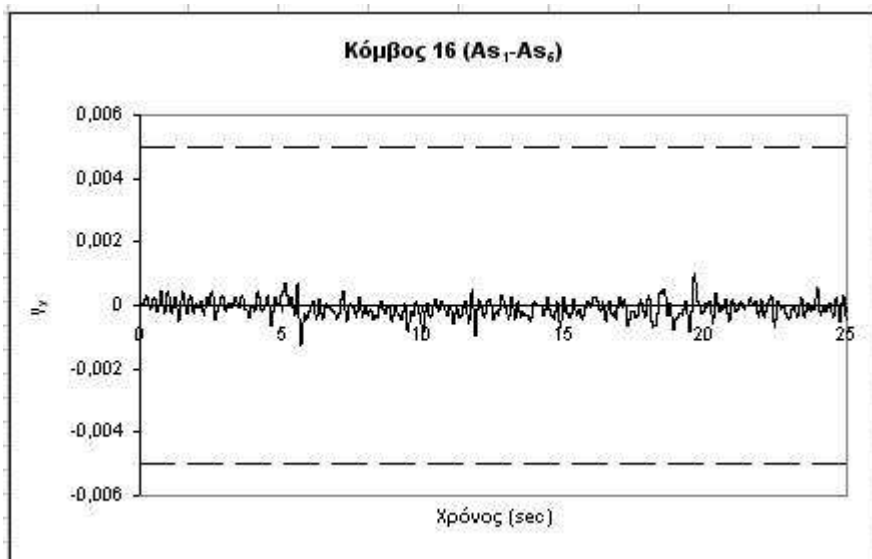
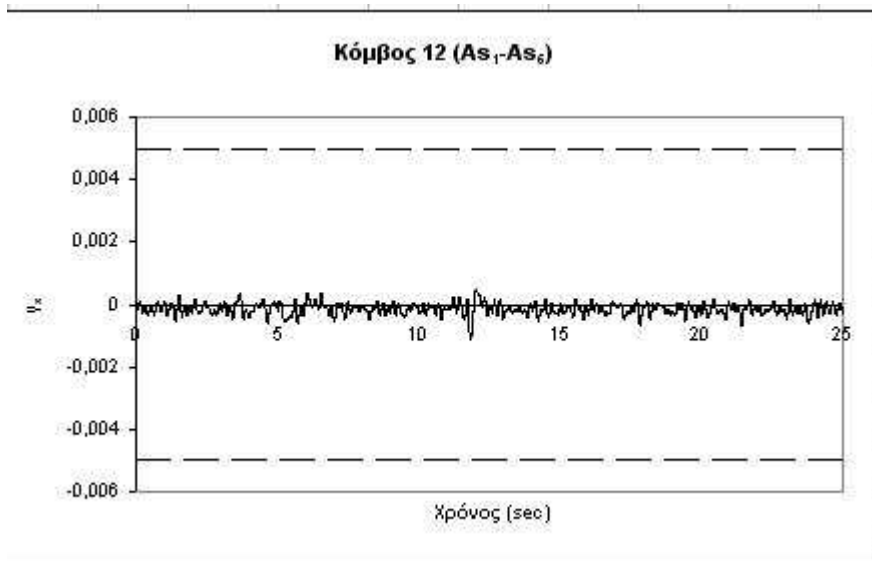




Κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις για As₁-As₅

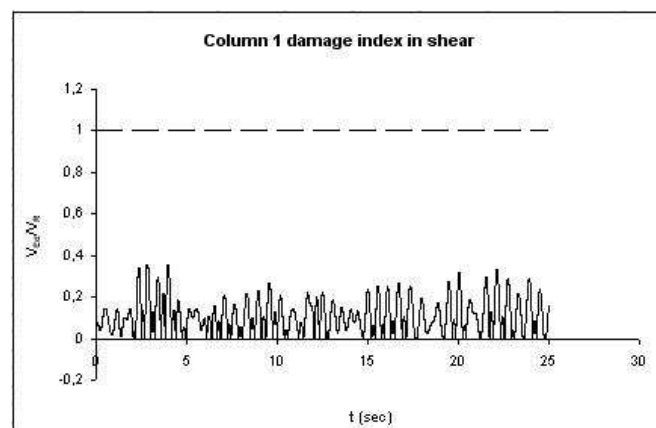
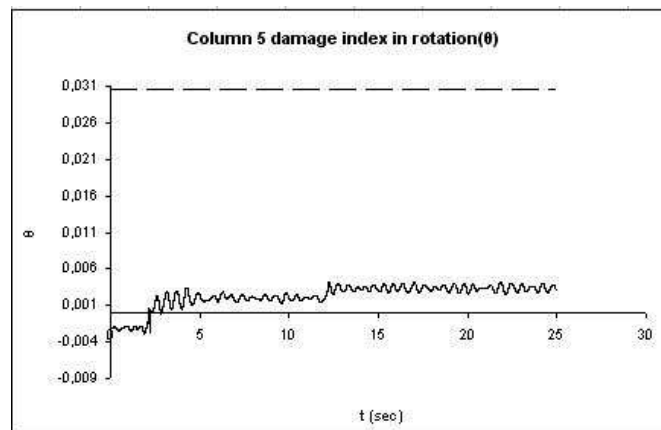
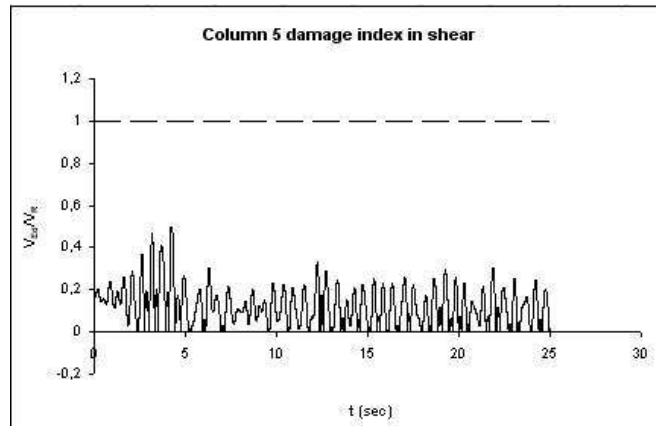


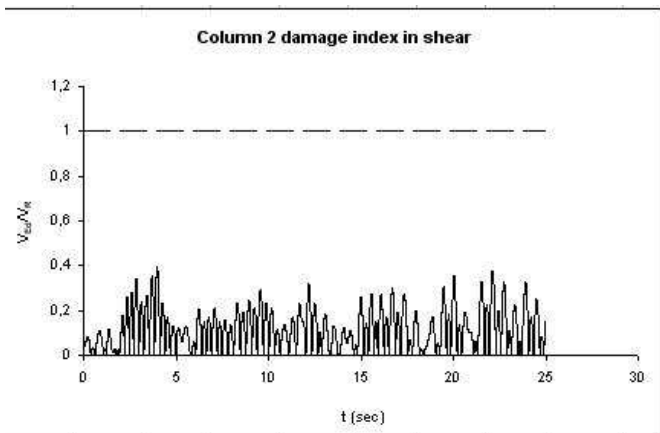
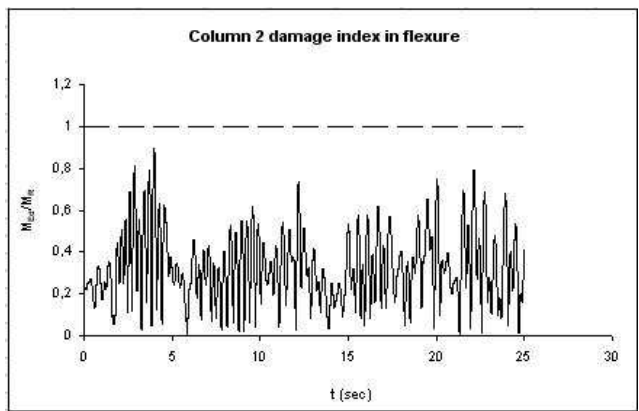
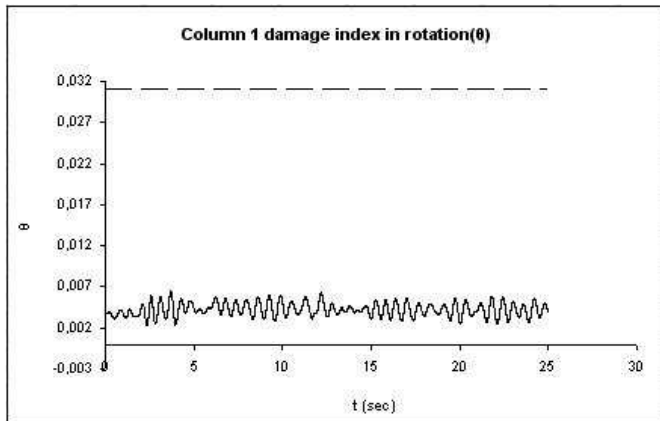
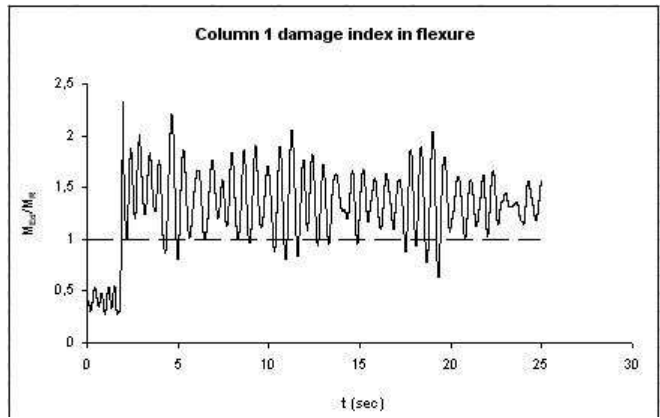


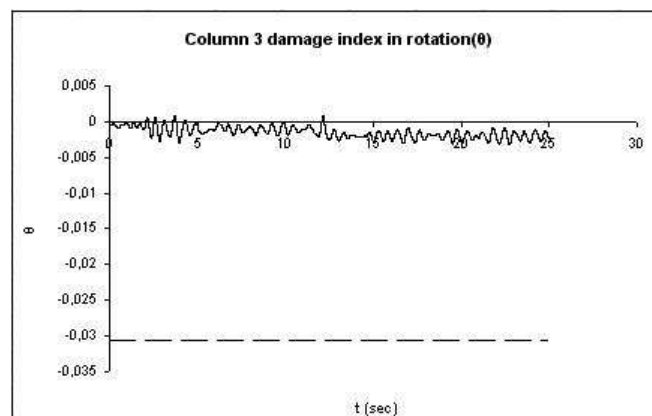
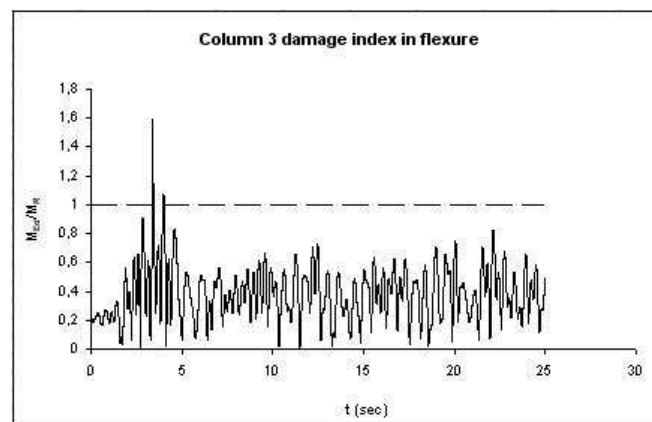
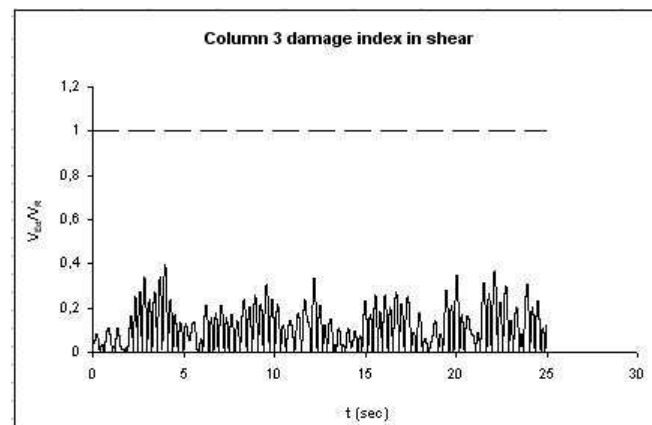
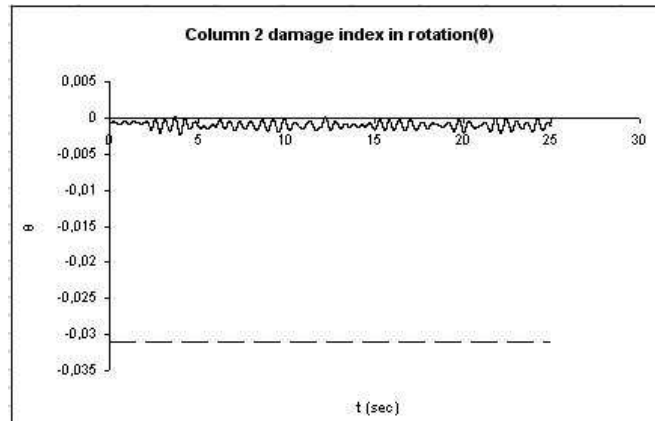


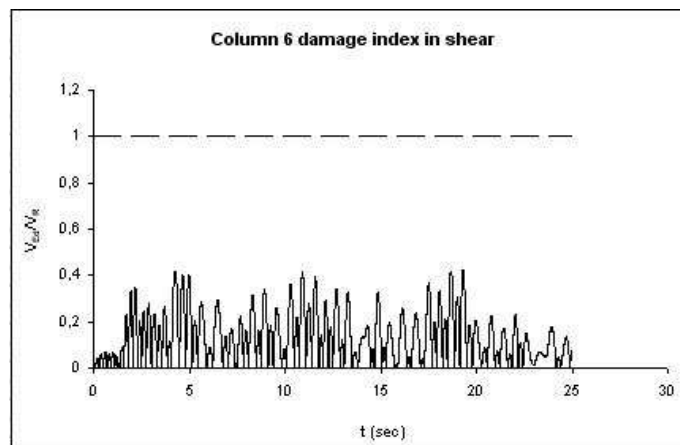
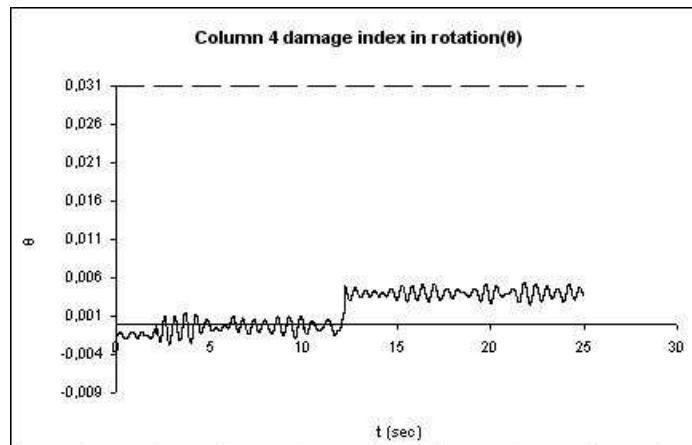
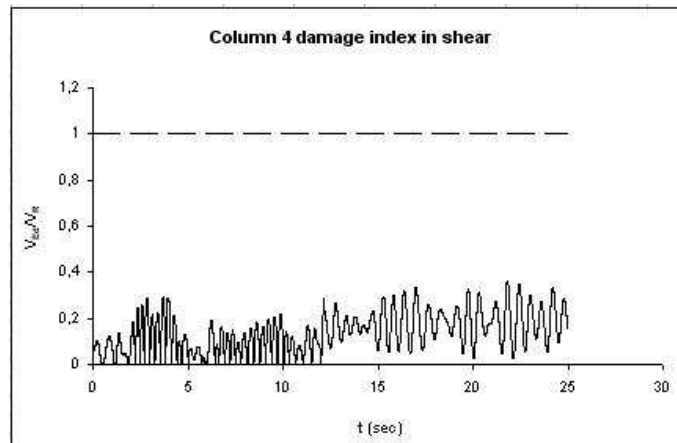
5.6 Damage index στοιχείων

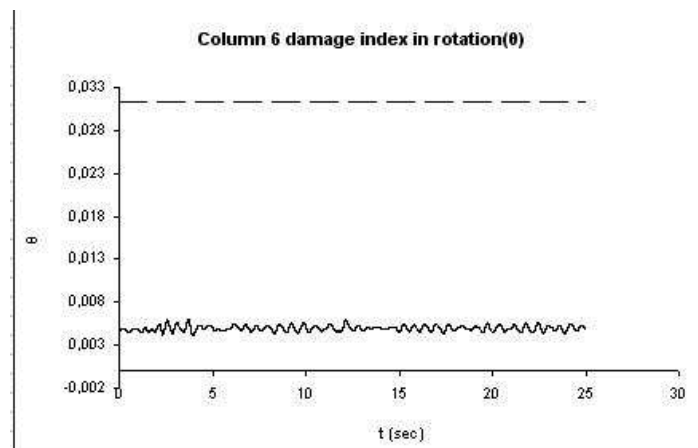
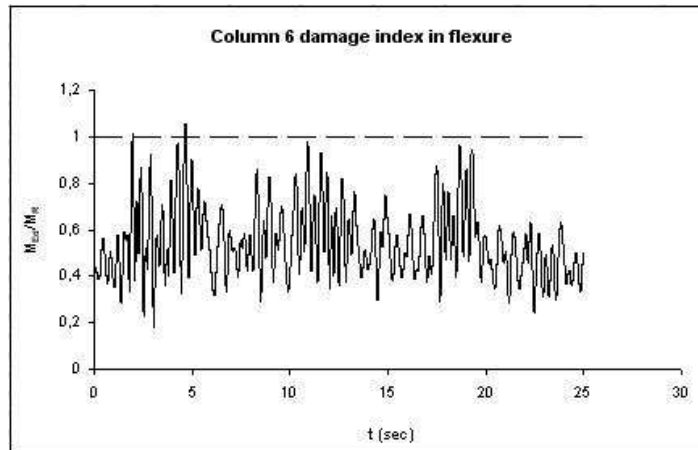
Κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις:



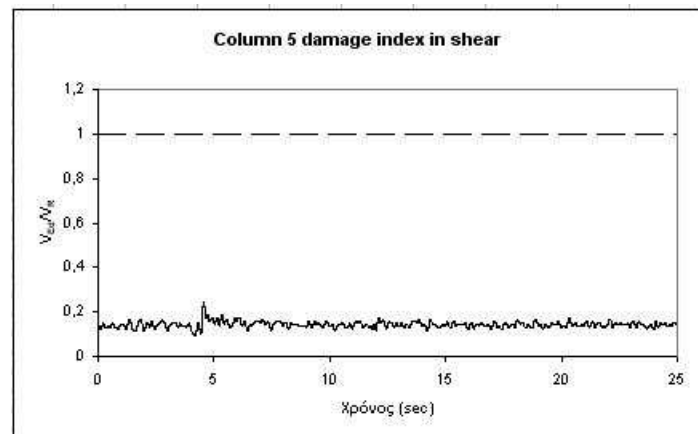


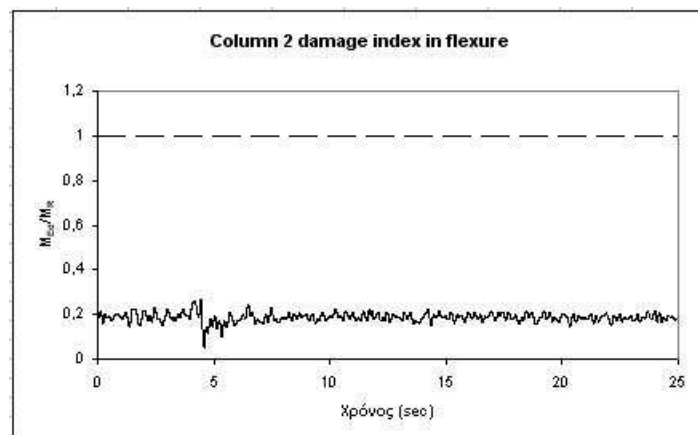
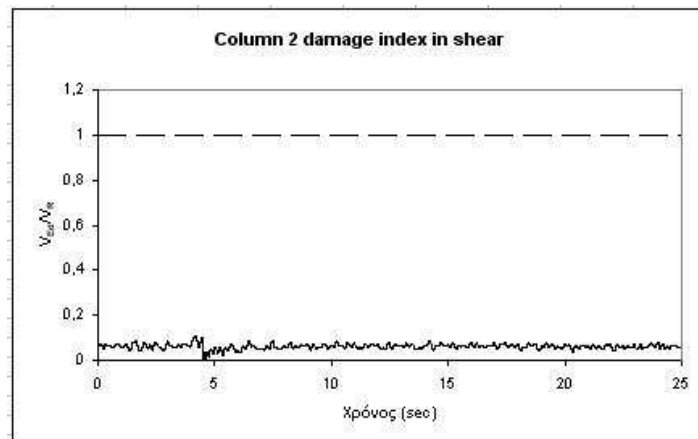
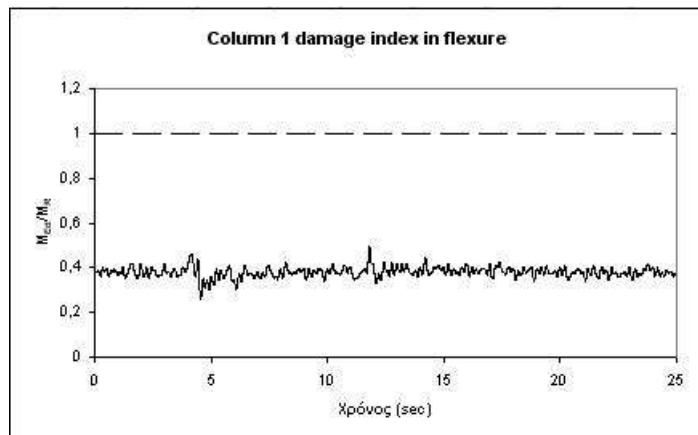
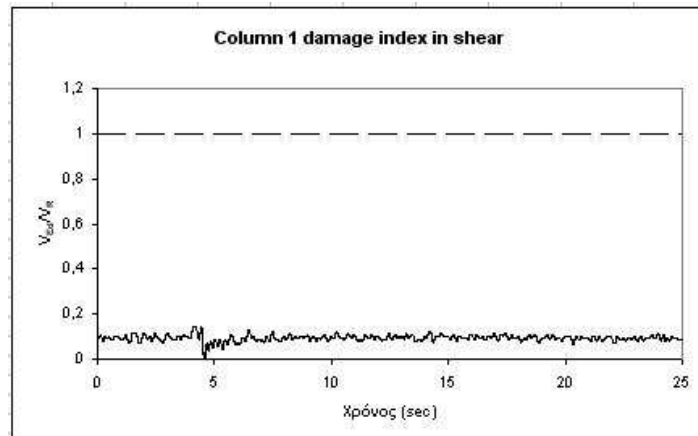


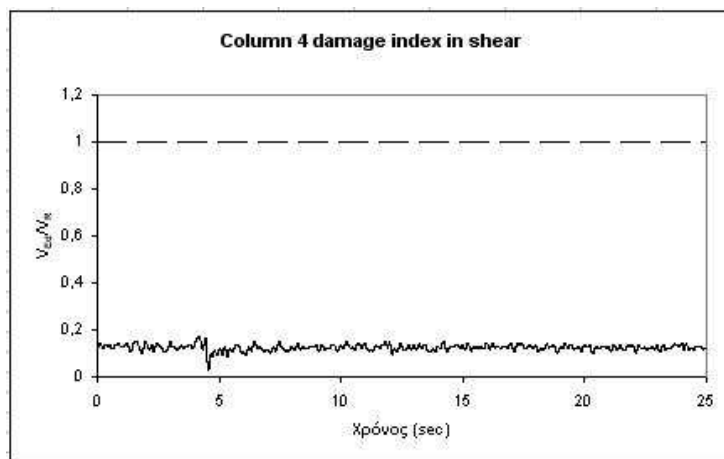
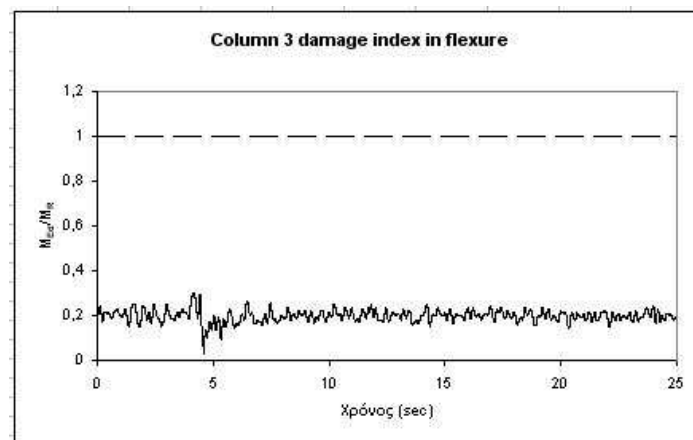
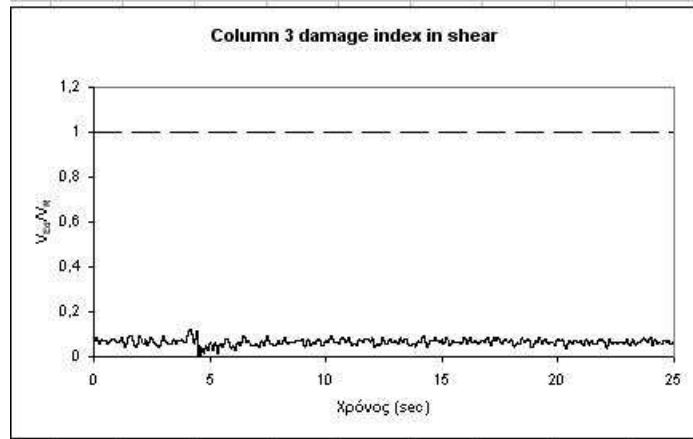


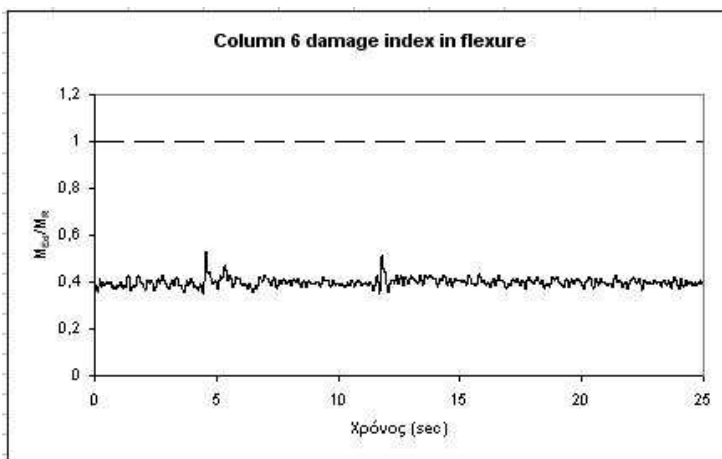
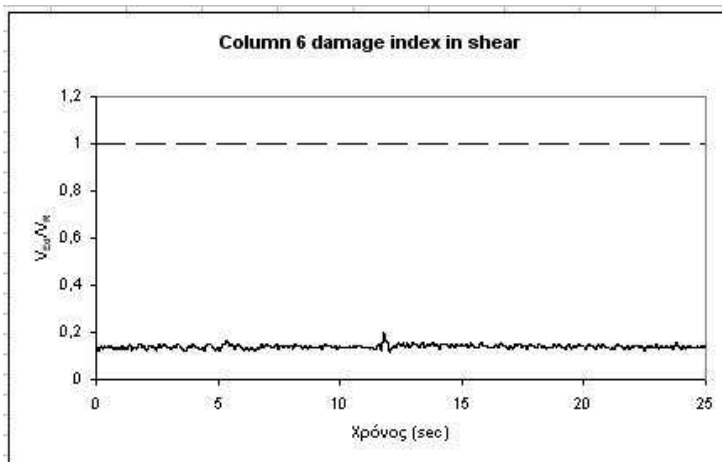
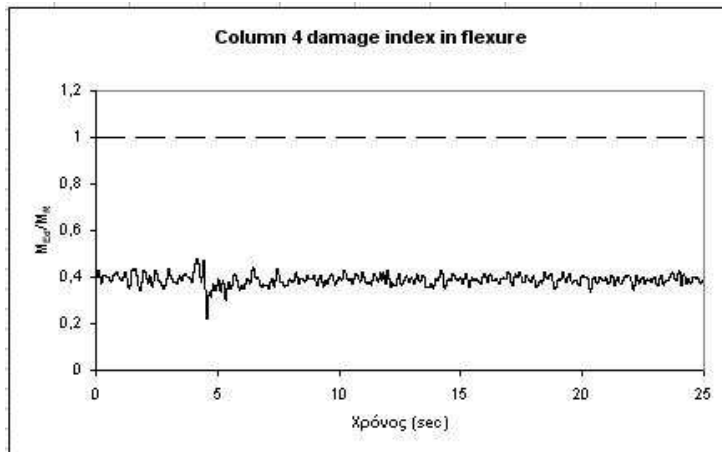


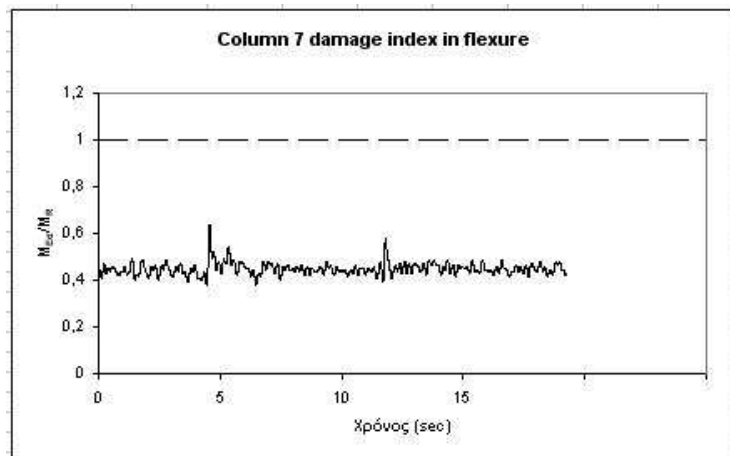
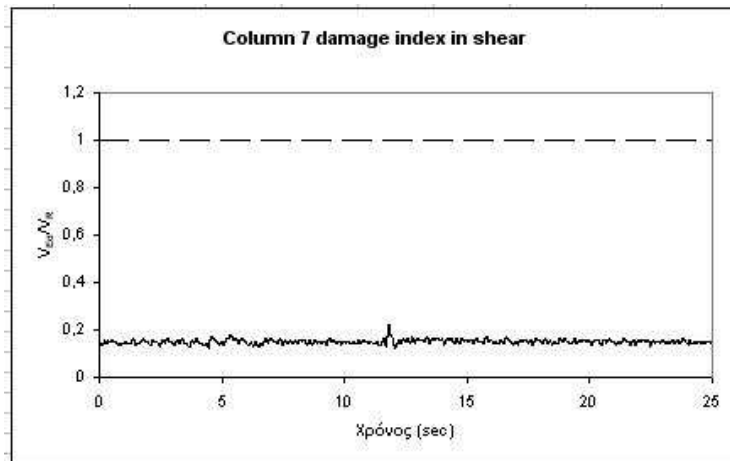
Κατασκευή με τοιχοπληρώσεις



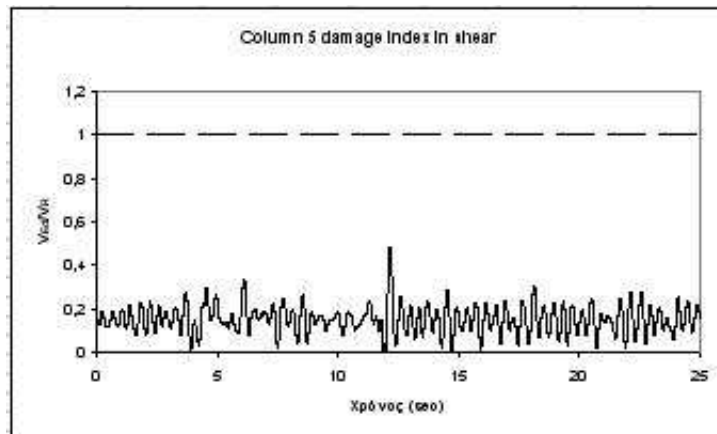


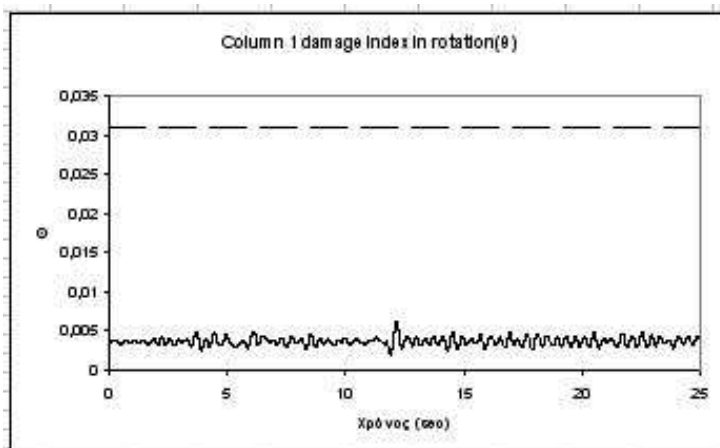
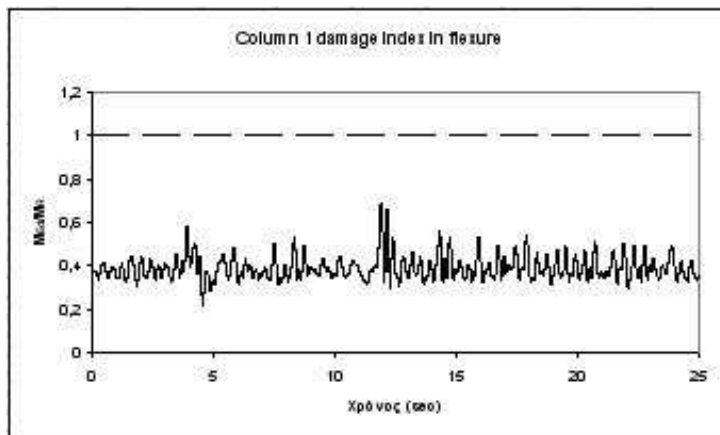
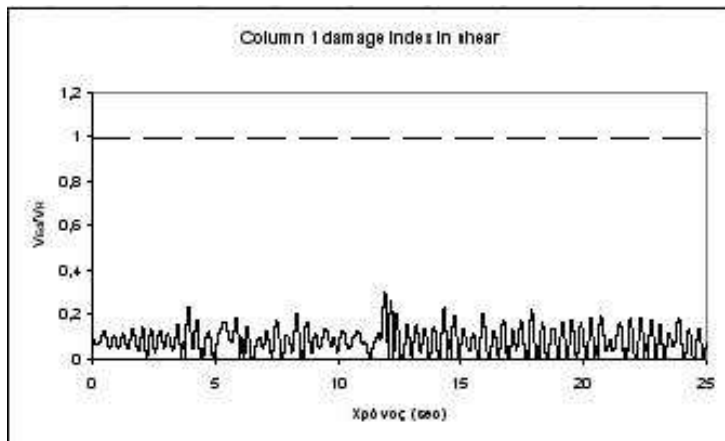
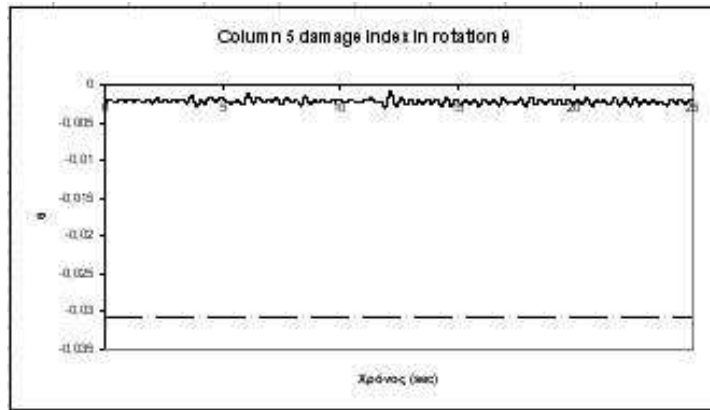


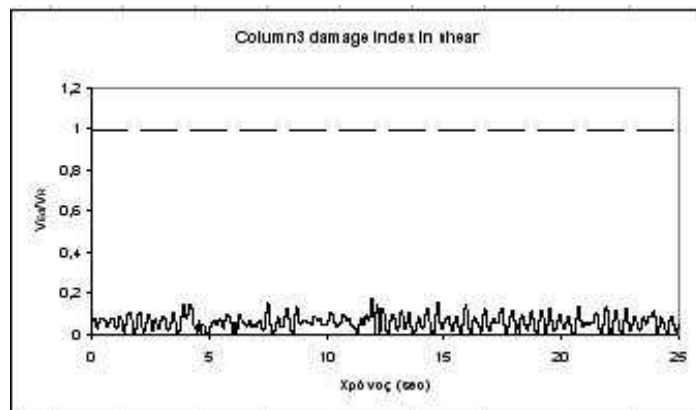
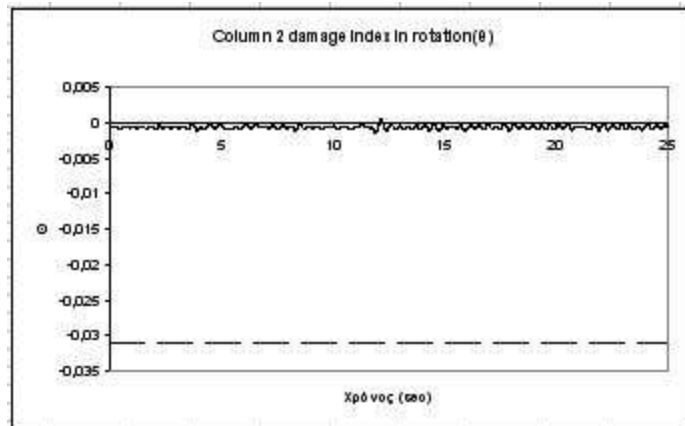
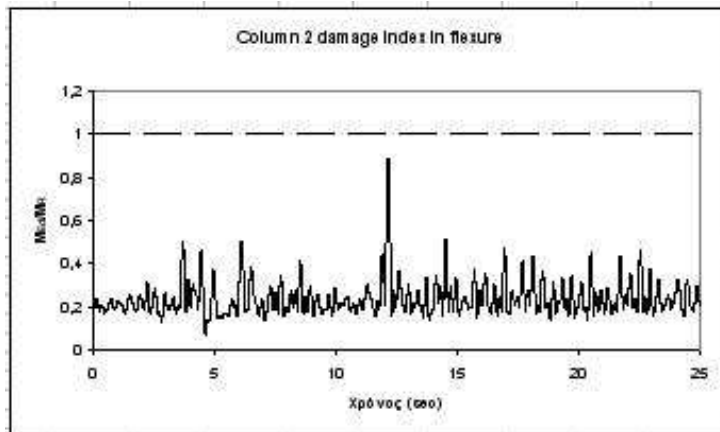
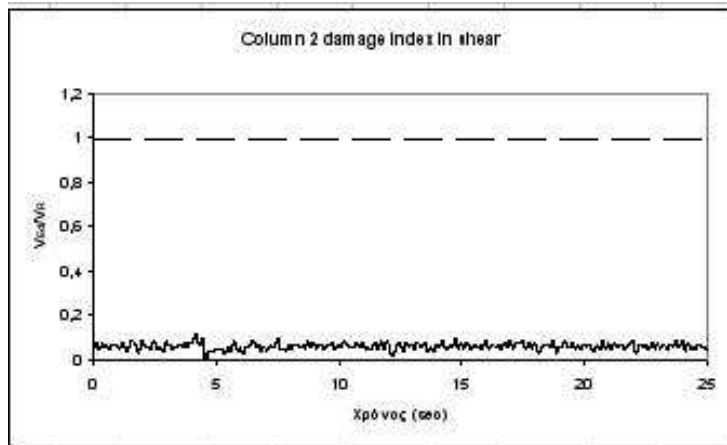


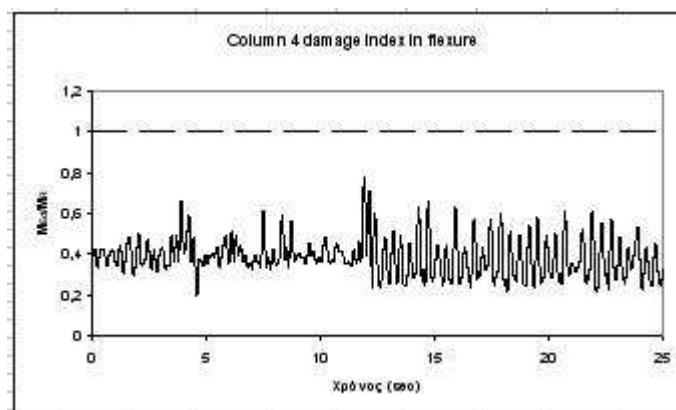
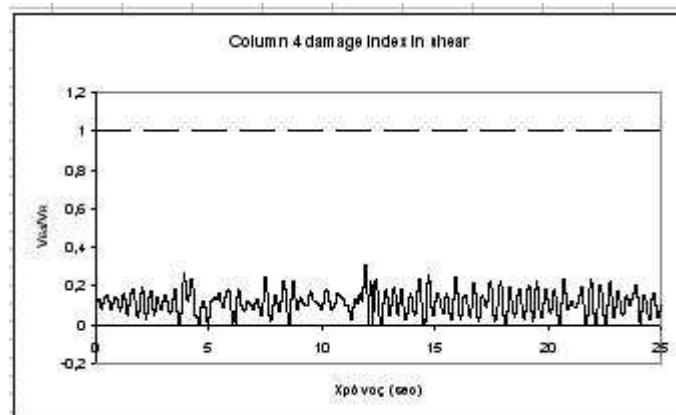
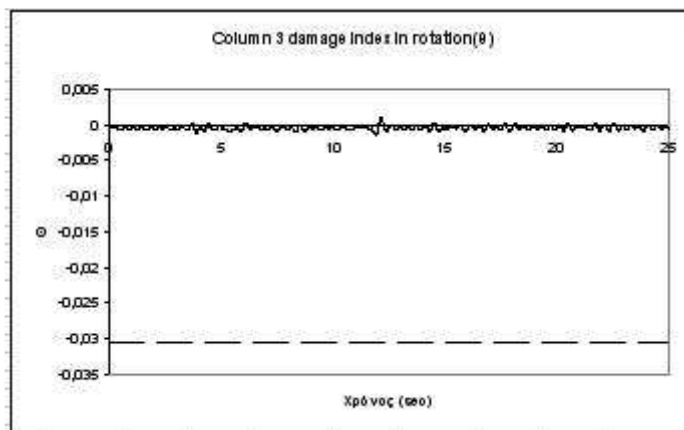
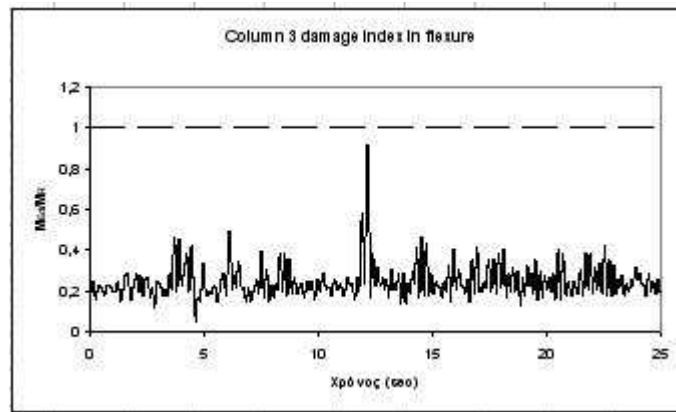


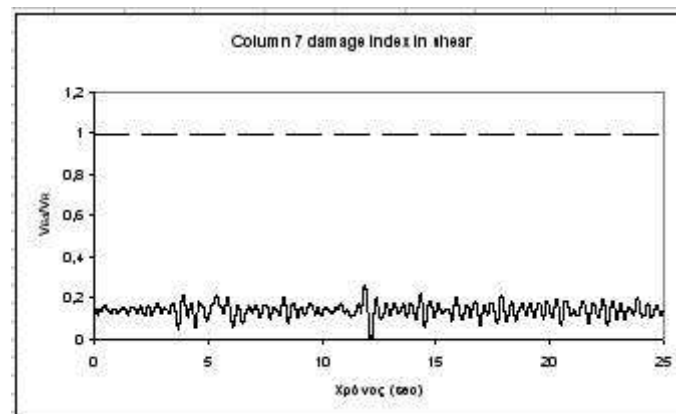
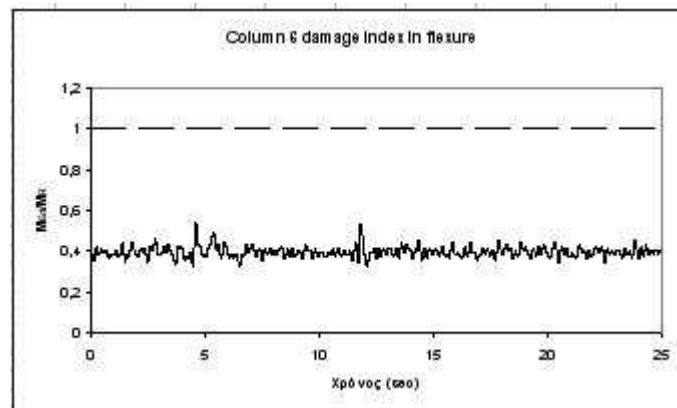
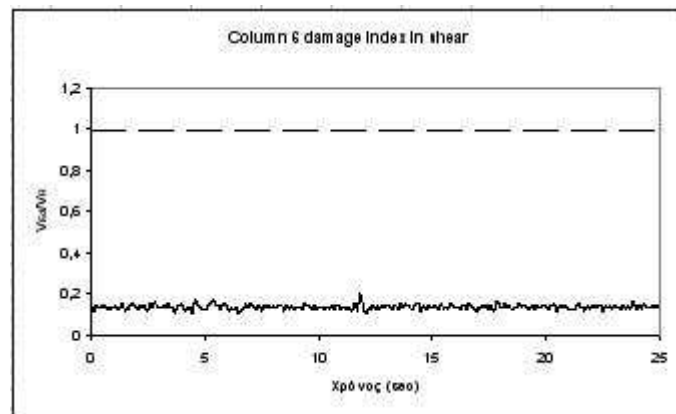
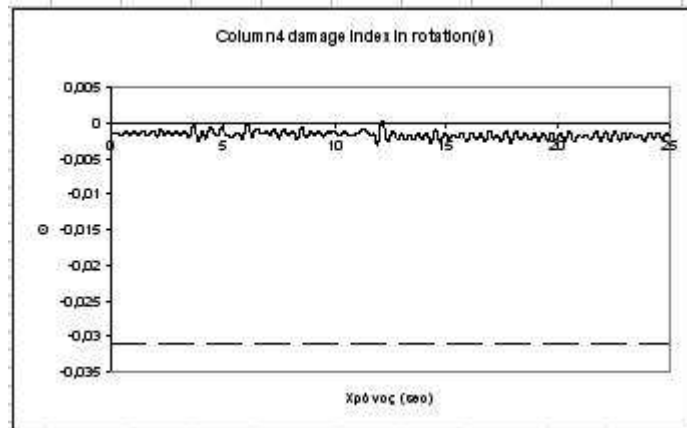
Κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις πλευρών 1-2

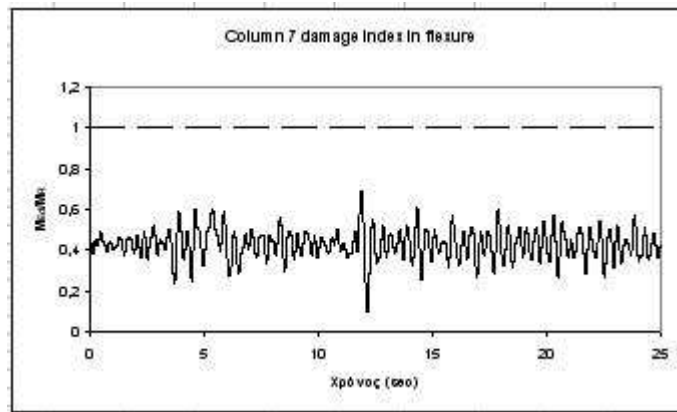




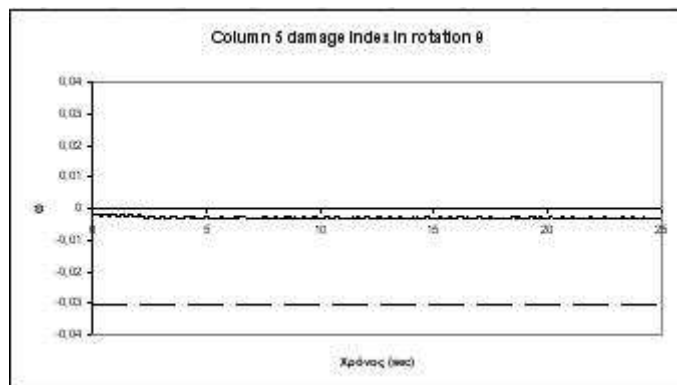
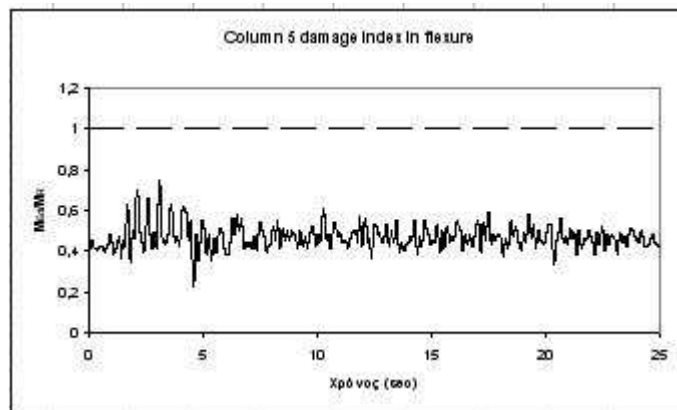
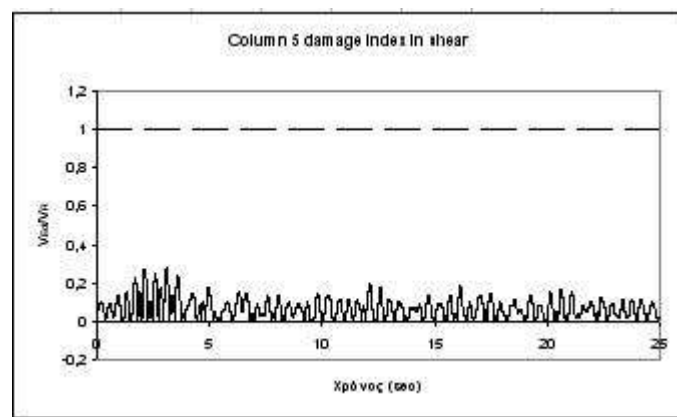


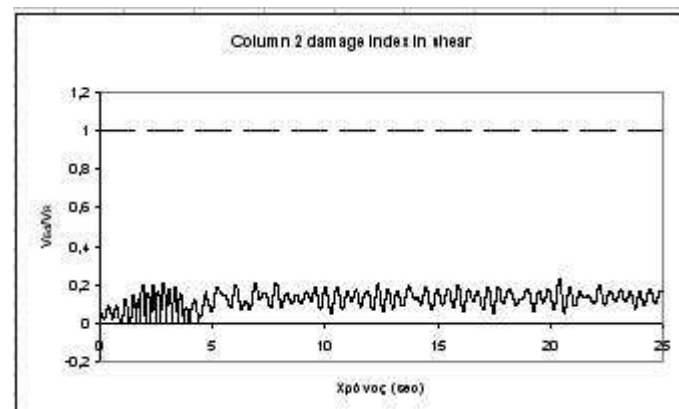
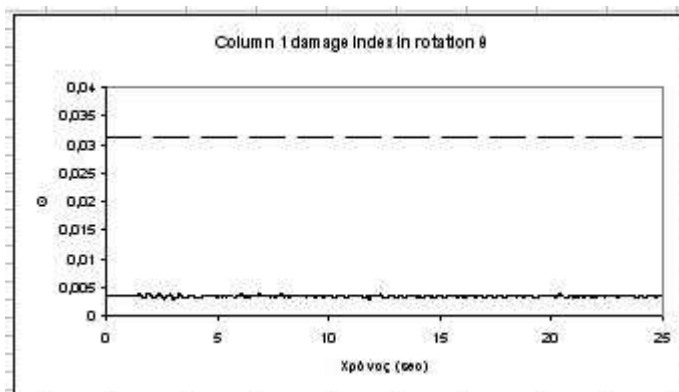
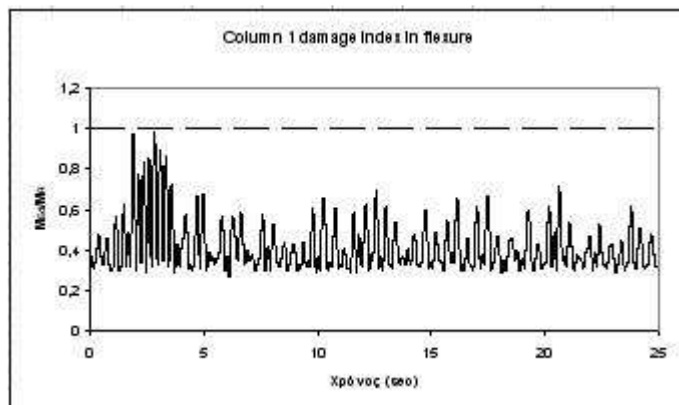
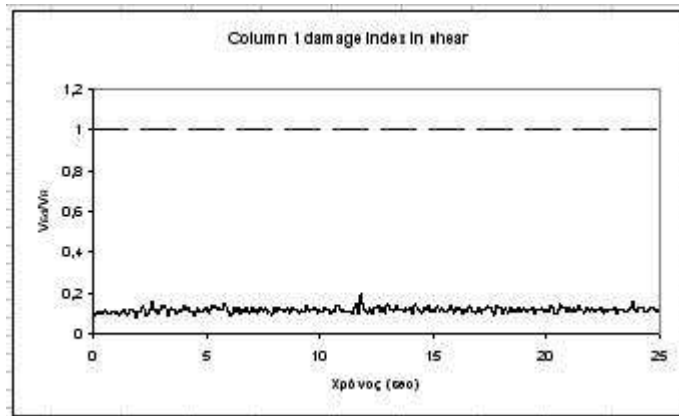


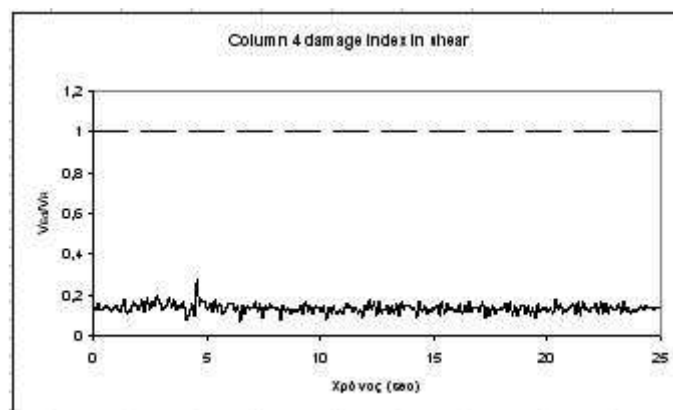
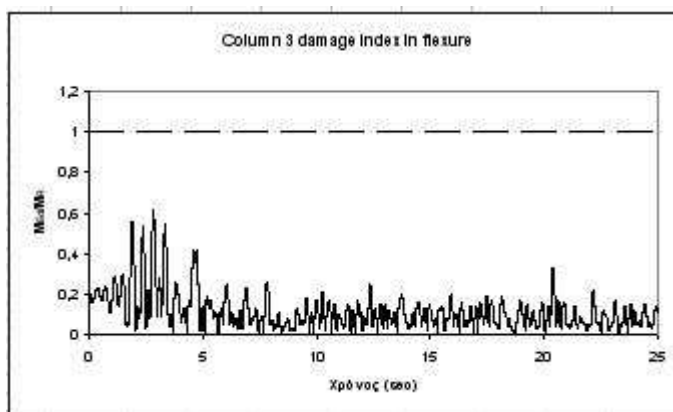
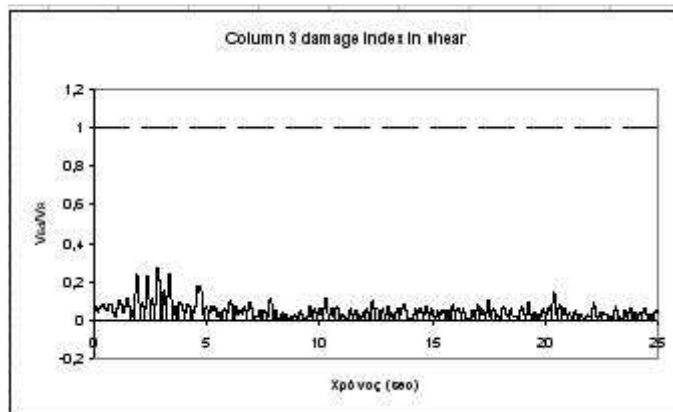
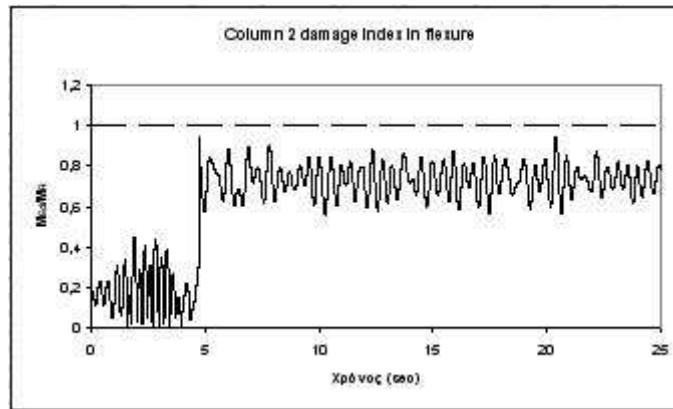


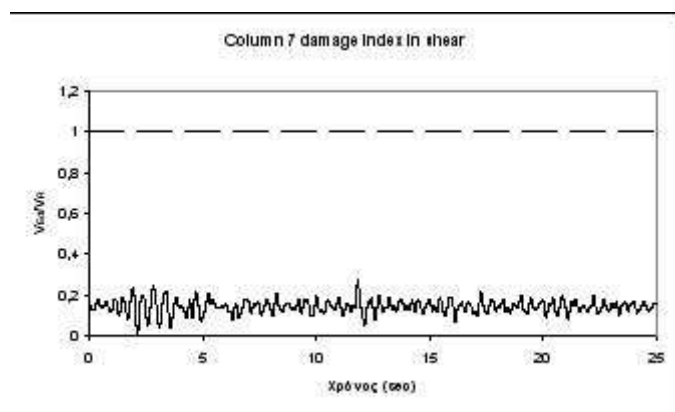
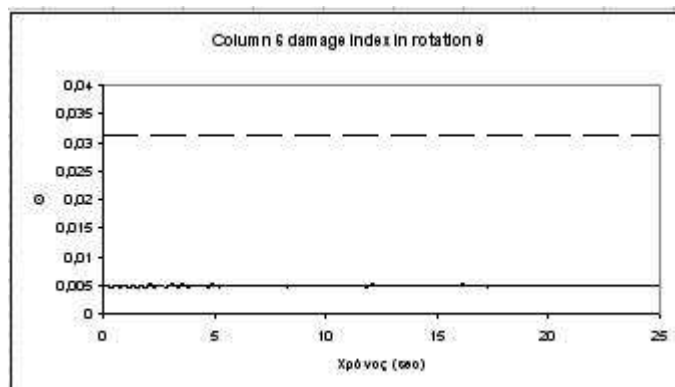
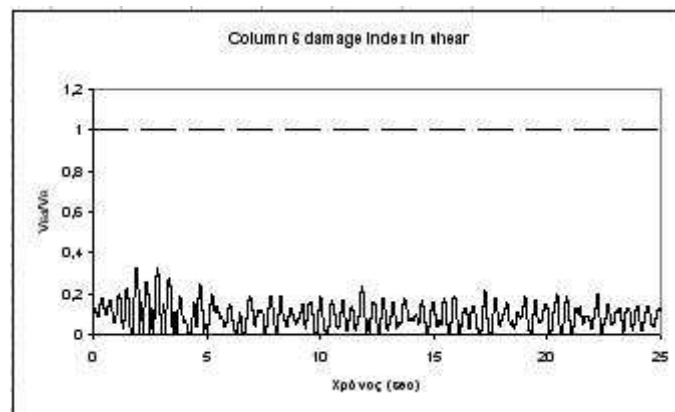
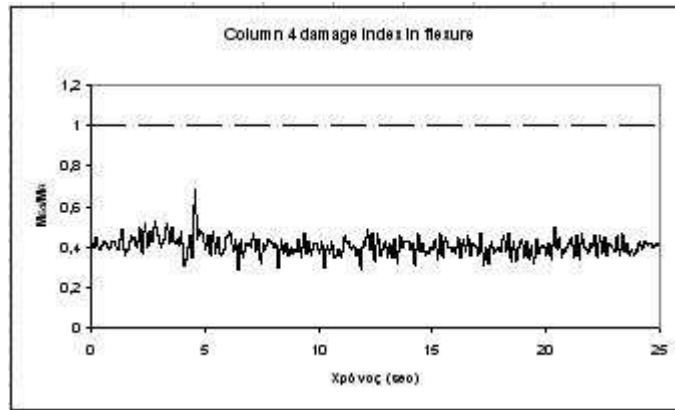


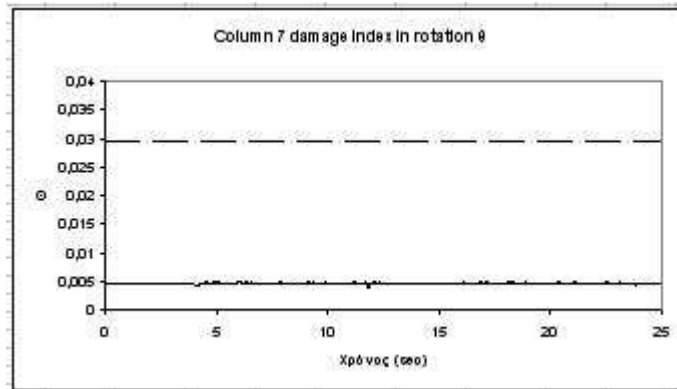
Κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις πλευρών 3-4











5.6

1-όροφο

Τέμνουσα βάσης ως προς x	562	x	η_v	
Τέμνουσα βάσης ως προς y	683			0,61
Τέμνουσα που αναλαμβάνει Wall1 x	322,93	y	η_v	
Τέμνουσα που αναλαμβάνει Wall2 x	22,5			
Τέμνουσα που αναλαμβάνει Wall1 y	41			0,59
Τέμνουσα που αναλαμβάνει Wall2 y	364,48			

1 Όροφο			
	Full infills		
	Τέμνουσα Fb (από διγραμικοποίηση)	2702	kN
	Τέμνουσα σχεδιασμού Fd	562	kN
	Fd/q	187,33	kN
	No infills		
	Τέμνουσα Fb (από διγραμικοποίηση)	1590	kN
	Τέμνουσα σχεδιασμού Fd	562	kN
	Fd/q	187,33	kN
	Σύγκριση Full/No infills	$\alpha=$	1,70

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 6^{ΟΥ} ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

6.1 Κριτήριο ευσταθερότητας κατασκευής

ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1.000000	1.264574	0.19659	0.11240	0.00000	0.19659	0.11240
MODAL	Mode	2.000000	0.827825	0.50845	0.17437	0.00000	0.70505	0.28677
MODAL	Mode	3.000000	0.559921	0.04818	0.46754	0.00000	0.75322	0.75431
MODAL	Mode	4.000000	0.389486	0.02856	0.02408	0.00000	0.78178	0.77839
MODAL	Mode	5.000000	0.201101	0.02093	0.00053	0.00000	0.80271	0.77892
MODAL	Mode	6.000000	0.182795	0.08058	0.08141	0.00000	0.88329	0.86032
MODAL	Mode	7.000000	0.127587	0.00385	0.00099	0.00000	0.88714	0.86132
MODAL	Mode	8.000000	0.123677	0.05316	0.06870	0.00000	0.94030	0.93001
MODAL	Mode	9.000000	0.077447	0.02476	0.03515	0.00000	0.96506	0.96516
MODAL	Mode	10.000000	0.050661	0.02070	0.02023	0.00000	0.98576	0.98539
MODAL	Mode	11.000000	0.048336	0.00775	0.00957	0.00000	0.99351	0.99496
MODAL	Mode	12.000000	0.031475	0.00649	0.00504	0.00000	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1.000000	0.00000	0.13795	0.23311	0.52132	0.13795	0.23311
MODAL	Mode	2.000000	0.00000	0.23340	0.67513	0.05019	0.37136	0.90824
MODAL	Mode	3.000000	0.00000	0.61846	0.07698	0.22816	0.98981	0.98522
MODAL	Mode	4.000000	0.00000	0.00207	0.00033	0.06087	0.99189	0.98555
MODAL	Mode	5.000000	0.00000	4.508E-05	0.00116	0.02297	0.99193	0.98670
MODAL	Mode	6.000000	0.00000	0.00202	0.00620	0.01153	0.99395	0.99290
MODAL	Mode	7.000000	0.00000	1.367E-05	1.415E-05	0.00928	0.99397	0.99291
MODAL	Mode	8.000000	0.00000	0.00337	0.00482	0.06432	0.99733	0.99774
MODAL	Mode	9.000000	0.00000	0.00154	0.00105	0.00135	0.99888	0.99879
MODAL	Mode	10.000000	0.00000	0.00085	0.00088	0.02282	0.99972	0.99967
MODAL	Mode	11.000000	0.00000	0.00017	0.00018	0.00059	0.99989	0.99985
MODAL	Mode	12.000000	0.00000	0.00011	0.00015	0.00660	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1.000000	0.52132
MODAL	Mode	2.000000	0.57150
MODAL	Mode	3.000000	0.79967
MODAL	Mode	4.000000	0.86054
MODAL	Mode	5.000000	0.88351
MODAL	Mode	6.000000	0.89505
MODAL	Mode	7.000000	0.90433
MODAL	Mode	8.000000	0.96864
MODAL	Mode	9.000000	0.96999
MODAL	Mode	10.000000	0.99281
MODAL	Mode	11.000000	0.99340
MODAL	Mode	12.000000	1.00000

ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1.000000	0.541403	0.14443	0.23595	0.00000	0.14443	0.23595
MODAL	Mode	2.000000	0.459448	0.41312	0.38262	0.00000	0.55755	0.61857
MODAL	Mode	3.000000	0.353341	0.25525	0.17983	0.00000	0.81280	0.79840
MODAL	Mode	4.000000	0.180621	0.02032	0.02294	0.00000	0.83312	0.82134
MODAL	Mode	5.000000	0.137790	0.05749	0.07260	0.00000	0.89061	0.89394
MODAL	Mode	6.000000	0.108363	0.00277	0.00389	0.00000	0.89338	0.89783
MODAL	Mode	7.000000	0.099746	0.05334	0.04042	0.00000	0.94673	0.93826
MODAL	Mode	8.000000	0.078590	0.00309	0.00055	0.00000	0.94982	0.93881
MODAL	Mode	9.000000	0.068124	0.01857	0.03217	0.00000	0.96839	0.97098
MODAL	Mode	10.000000	0.046636	0.01996	0.01528	0.00000	0.98835	0.98626
MODAL	Mode	11.000000	0.044580	0.00572	0.00945	0.00000	0.99408	0.99571
MODAL	Mode	12.000000	0.030061	0.00592	0.00429	0.00000	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1.000000	0.00000	0.28121	0.16162	0.48382	0.28121	0.16162
MODAL	Mode	2.000000	0.00000	0.48313	0.50102	0.01250	0.76435	0.66264
MODAL	Mode	3.000000	0.00000	0.23255	0.33289	0.34675	0.99689	0.99553
MODAL	Mode	4.000000	0.00000	6.059E-08	0.00148	0.04983	0.99689	0.99701
MODAL	Mode	5.000000	0.00000	0.00019	5.892E-05	8.434E-07	0.99708	0.99707
MODAL	Mode	6.000000	0.00000	0.00015	0.00022	0.02268	0.99723	0.99729
MODAL	Mode	7.000000	0.00000	0.00063	0.00102	0.05161	0.99786	0.99831
MODAL	Mode	8.000000	0.00000	3.550E-07	5.115E-07	0.00524	0.99786	0.99831
MODAL	Mode	9.000000	0.00000	0.00131	0.00073	0.00042	0.99918	0.99903
MODAL	Mode	10.000000	0.00000	0.00062	0.00078	0.02091	0.99979	0.99981
MODAL	Mode	11.000000	0.00000	0.00013	8.068E-05	0.00018	0.99993	0.99989
MODAL	Mode	12.000000	0.00000	7.446E-05	0.00011	0.00605	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1.000000	0.48382
MODAL	Mode	2.000000	0.49632
MODAL	Mode	3.000000	0.84307
MODAL	Mode	4.000000	0.89290
MODAL	Mode	5.000000	0.89290
MODAL	Mode	6.000000	0.91558
MODAL	Mode	7.000000	0.96719
MODAL	Mode	8.000000	0.97243
MODAL	Mode	9.000000	0.97285
MODAL	Mode	10.000000	0.99377
MODAL	Mode	11.000000	0.99395
MODAL	Mode	12.000000	1.00000

ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΤΩΝ ΠΛΕΥΡΩΝ 1-2

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1.000000	0.869429	0.38987	0.00371	0.00000	0.38987	0.00371
MODAL	Mode	2.000000	0.499163	0.06453	0.68604	0.00000	0.45440	0.68976
MODAL	Mode	3.000000	0.379046	0.32382	0.10385	0.00000	0.77822	0.79360
MODAL	Mode	4.000000	0.275737	0.06998	2.651E-05	0.00000	0.84820	0.79363
MODAL	Mode	5.000000	0.155921	0.00248	0.01995	0.00000	0.85068	0.81357
MODAL	Mode	6.000000	0.143984	0.03575	0.08608	0.00000	0.88643	0.89965
MODAL	Mode	7.000000	0.104904	0.00442	0.00042	0.00000	0.89085	0.90007
MODAL	Mode	8.000000	0.104072	0.06193	0.03286	0.00000	0.95278	0.93292
MODAL	Mode	9.000000	0.070361	0.01446	0.03770	0.00000	0.96724	0.97062
MODAL	Mode	10.000000	0.047607	0.02198	0.01413	0.00000	0.98922	0.98476
MODAL	Mode	11.000000	0.045598	0.00451	0.01108	0.00000	0.99372	0.99584
MODAL	Mode	12.000000	0.030501	0.00628	0.00416	0.00000	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1.000000	0.00000	0.00336	0.46805	0.44738	0.00336	0.46805
MODAL	Mode	2.000000	0.00000	0.84840	0.09466	0.04858	0.85175	0.56272
MODAL	Mode	3.000000	0.00000	0.13988	0.43194	0.34546	0.99163	0.99466
MODAL	Mode	4.000000	0.00000	0.00450	0.00154	0.03979	0.99613	0.99620
MODAL	Mode	5.000000	0.00000	0.00010	0.00035	0.02545	0.99623	0.99655
MODAL	Mode	6.000000	0.00000	0.00043	0.00049	2.090E-05	0.99667	0.99704
MODAL	Mode	7.000000	0.00000	2.005E-06	3.590E-05	0.00674	0.99667	0.99708
MODAL	Mode	8.000000	0.00000	0.00093	0.00132	0.05778	0.99760	0.99840
MODAL	Mode	9.000000	0.00000	0.00156	0.00056	0.00092	0.99916	0.99895
MODAL	Mode	10.000000	0.00000	0.00059	0.00086	0.02144	0.99975	0.99981
MODAL	Mode	11.000000	0.00000	0.00017	7.448E-05	0.00027	0.99992	0.99988
MODAL	Mode	12.000000	0.00000	7.836E-05	0.00012	0.00616	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1.000000	0.44738
MODAL	Mode	2.000000	0.49597
MODAL	Mode	3.000000	0.84142
MODAL	Mode	4.000000	0.88121
MODAL	Mode	5.000000	0.90666
MODAL	Mode	6.000000	0.90668
MODAL	Mode	7.000000	0.91342
MODAL	Mode	8.000000	0.97121
MODAL	Mode	9.000000	0.97213
MODAL	Mode	10.000000	0.99357
MODAL	Mode	11.000000	0.99384
MODAL	Mode	12.000000	1.00000

ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΤΩΝ ΠΛΕΥΡΩΝ 3-4

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1.000000	0.867581	0.03435	0.29862	0.00000	0.03435	0.29862
MODAL	Mode	2.000000	0.536944	0.74666	0.01288	0.00000	0.78101	0.31150
MODAL	Mode	3.000000	0.419047	0.00073	0.46734	0.00000	0.78174	0.77884
MODAL	Mode	4.000000	0.231128	0.00314	0.05926	0.00000	0.78488	0.83810
MODAL	Mode	5.000000	0.154051	0.11928	0.01176	0.00000	0.90416	0.84986
MODAL	Mode	6.000000	0.124288	0.00107	0.01509	0.00000	0.90523	0.86495
MODAL	Mode	7.000000	0.111167	0.03002	0.07598	0.00000	0.93524	0.94093
MODAL	Mode	8.000000	0.088466	0.00313	0.00124	0.00000	0.93837	0.94218
MODAL	Mode	9.000000	0.071978	0.02924	0.02434	0.00000	0.96761	0.96652
MODAL	Mode	10.000000	0.048799	0.01704	0.02164	0.00000	0.98465	0.98815
MODAL	Mode	11.000000	0.046397	0.00936	0.00677	0.00000	0.99401	0.99492
MODAL	Mode	12.000000	0.030777	0.00599	0.00508	0.00000	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1.000000	0.00000	0.38337	0.05201	0.43661	0.38337	0.05201
MODAL	Mode	2.000000	0.00000	0.01075	0.92065	0.06041	0.39412	0.97266
MODAL	Mode	3.000000	0.00000	0.60022	0.00344	0.31729	0.99434	0.97610
MODAL	Mode	4.000000	0.00000	0.00165	0.01787	0.06985	0.99599	0.99397
MODAL	Mode	5.000000	0.00000	4.299E-05	0.00120	0.00149	0.99604	0.99517
MODAL	Mode	6.000000	0.00000	0.00045	9.535E-07	0.02449	0.99648	0.99517
MODAL	Mode	7.000000	0.00000	0.00142	0.00254	0.05505	0.99791	0.99771
MODAL	Mode	8.000000	0.00000	1.862E-05	8.515E-07	0.00598	0.99793	0.99771
MODAL	Mode	9.000000	0.00000	0.00104	0.00125	0.00067	0.99896	0.99896
MODAL	Mode	10.000000	0.00000	0.00086	0.00073	0.02137	0.99982	0.99969
MODAL	Mode	11.000000	0.00000	8.957E-05	0.00018	0.00048	0.99991	0.99987
MODAL	Mode	12.000000	0.00000	9.204E-05	0.00013	0.00631	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1.000000	0.43661
MODAL	Mode	2.000000	0.49702
MODAL	Mode	3.000000	0.81431
MODAL	Mode	4.000000	0.88416
MODAL	Mode	5.000000	0.88565
MODAL	Mode	6.000000	0.91014
MODAL	Mode	7.000000	0.96519
MODAL	Mode	8.000000	0.97118
MODAL	Mode	9.000000	0.97185
MODAL	Mode	10.000000	0.99321
MODAL	Mode	11.000000	0.99369
MODAL	Mode	12.000000	1.00000

ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟΝ 1^Ο ΟΡΟΦΟ

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1.000000	0.736350	0.25225	0.12345	0.00000	0.25225	0.12345
MODAL	Mode	2.000000	0.485487	0.32701	0.49526	0.00000	0.57926	0.61871
MODAL	Mode	3.000000	0.365877	0.27433	0.19967	0.00000	0.85359	0.81837
MODAL	Mode	4.000000	0.210893	0.00824	0.01371	0.00000	0.86183	0.83208
MODAL	Mode	5.000000	0.143602	0.04612	0.07159	0.00000	0.90794	0.90367
MODAL	Mode	6.000000	0.116156	7.022E-05	0.00196	0.00000	0.90801	0.90563
MODAL	Mode	7.000000	0.102281	0.04902	0.04012	0.00000	0.95703	0.94576
MODAL	Mode	8.000000	0.080604	0.00089	3.940E-05	0.00000	0.95792	0.94580
MODAL	Mode	9.000000	0.069688	0.01463	0.02817	0.00000	0.97255	0.97397
MODAL	Mode	10.000000	0.047287	0.01838	0.01398	0.00000	0.99093	0.98795
MODAL	Mode	11.000000	0.044942	0.00389	0.00814	0.00000	0.99481	0.99609
MODAL	Mode	12.000000	0.030190	0.00519	0.00391	0.00000	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1.000000	0.00000	0.12733	0.24669	0.58375	0.12733	0.24669
MODAL	Mode	2.000000	0.00000	0.61156	0.38238	0.00100	0.73889	0.62907
MODAL	Mode	3.000000	0.00000	0.25868	0.35579	0.32043	0.99757	0.98486
MODAL	Mode	4.000000	0.00000	0.00051	0.01335	0.01363	0.99808	0.99821
MODAL	Mode	5.000000	0.00000	1.565E-06	0.00021	0.00040	0.99808	0.99842
MODAL	Mode	6.000000	0.00000	2.101E-05	1.430E-06	0.00681	0.99810	0.99842
MODAL	Mode	7.000000	0.00000	0.00034	0.00044	0.04874	0.99844	0.99886
MODAL	Mode	8.000000	0.00000	1.435E-05	6.249E-05	0.00086	0.99846	0.99892
MODAL	Mode	9.000000	0.00000	0.00090	0.00040	0.00043	0.99936	0.99932
MODAL	Mode	10.000000	0.00000	0.00051	0.00058	0.01863	0.99987	0.99990
MODAL	Mode	11.000000	0.00000	7.636E-05	2.388E-05	8.188E-05	0.99994	0.99993
MODAL	Mode	12.000000	0.00000	5.701E-05	7.339E-05	0.00524	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1.000000	0.58375
MODAL	Mode	2.000000	0.58475
MODAL	Mode	3.000000	0.90518
MODAL	Mode	4.000000	0.91881
MODAL	Mode	5.000000	0.91921
MODAL	Mode	6.000000	0.92602
MODAL	Mode	7.000000	0.97476
MODAL	Mode	8.000000	0.97562
MODAL	Mode	9.000000	0.97605
MODAL	Mode	10.000000	0.99468
MODAL	Mode	11.000000	0.99476
MODAL	Mode	12.000000	1.00000

ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟΝ 2^Ο ΟΡΟΦΟ

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1.000000	0.786581	0.20823	0.12238	0.00000	0.20823	0.12238
MODAL	Mode	2.000000	0.532177	0.36587	0.44114	0.00000	0.57410	0.56352
MODAL	Mode	3.000000	0.397277	0.23789	0.24100	0.00000	0.81198	0.80451
MODAL	Mode	4.000000	0.182622	0.01252	0.01770	0.00000	0.82451	0.82221
MODAL	Mode	5.000000	0.139912	0.04914	0.05957	0.00000	0.87365	0.88178
MODAL	Mode	6.000000	0.124918	0.01990	0.01105	0.00000	0.89355	0.89283
MODAL	Mode	7.000000	0.101173	0.04468	0.03660	0.00000	0.93823	0.92944
MODAL	Mode	8.000000	0.087883	0.00195	2.107E-05	0.00000	0.94018	0.92946
MODAL	Mode	9.000000	0.069372	0.02424	0.03892	0.00000	0.96442	0.96838
MODAL	Mode	10.000000	0.047208	0.02529	0.01484	0.00000	0.98971	0.98322
MODAL	Mode	11.000000	0.046117	0.00414	0.01223	0.00000	0.99385	0.99545
MODAL	Mode	12.000000	0.030672	0.00615	0.00455	0.00000	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1.000000	0.00000	0.14298	0.23857	0.51317	0.14298	0.23857
MODAL	Mode	2.000000	0.00000	0.54528	0.44514	0.00301	0.68825	0.68371
MODAL	Mode	3.000000	0.00000	0.30692	0.30482	0.31053	0.99517	0.98853
MODAL	Mode	4.000000	0.00000	0.00023	0.00367	0.03052	0.99541	0.99220
MODAL	Mode	5.000000	0.00000	3.432E-05	0.00016	9.310E-05	0.99544	0.99237
MODAL	Mode	6.000000	0.00000	0.00086	0.00404	0.06108	0.99630	0.99641
MODAL	Mode	7.000000	0.00000	0.00026	0.00028	0.04670	0.99656	0.99669
MODAL	Mode	8.000000	0.00000	9.634E-07	0.00018	0.00353	0.99656	0.99687
MODAL	Mode	9.000000	0.00000	0.00214	0.00146	0.00078	0.99871	0.99833
MODAL	Mode	10.000000	0.00000	0.00076	0.00129	0.02428	0.99946	0.99962
MODAL	Mode	11.000000	0.00000	0.00041	0.00018	1.319E-06	0.99987	0.99979
MODAL	Mode	12.000000	0.00000	0.00013	0.00021	0.00631	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1.000000	0.51317
MODAL	Mode	2.000000	0.51618
MODAL	Mode	3.000000	0.82671
MODAL	Mode	4.000000	0.85723
MODAL	Mode	5.000000	0.85732
MODAL	Mode	6.000000	0.91841
MODAL	Mode	7.000000	0.96510
MODAL	Mode	8.000000	0.96863
MODAL	Mode	9.000000	0.96941
MODAL	Mode	10.000000	0.99369
MODAL	Mode	11.000000	0.99369
MODAL	Mode	12.000000	1.00000

ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟΝ 3^Ο ΟΡΟΦΟ

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1.000000	0.699960	0.16623	0.13366	0.00000	0.16623	0.13366
MODAL	Mode	2.000000	0.523484	0.37251	0.39279	0.00000	0.53874	0.52645
MODAL	Mode	3.000000	0.399199	0.21204	0.24125	0.00000	0.75079	0.76771
MODAL	Mode	4.000000	0.223679	0.05933	0.02635	0.00000	0.81012	0.79406
MODAL	Mode	5.000000	0.143927	0.07134	0.09268	0.00000	0.88146	0.88674
MODAL	Mode	6.000000	0.117014	5.192E-05	0.00209	0.00000	0.88151	0.88883
MODAL	Mode	7.000000	0.102522	0.06235	0.04800	0.00000	0.94386	0.93684
MODAL	Mode	8.000000	0.087195	0.00586	0.00246	0.00000	0.94973	0.93930
MODAL	Mode	9.000000	0.070346	0.01770	0.02902	0.00000	0.96743	0.96832
MODAL	Mode	10.000000	0.047665	0.01689	0.01728	0.00000	0.98431	0.98560
MODAL	Mode	11.000000	0.045732	0.00900	0.00952	0.00000	0.99331	0.99512
MODAL	Mode	12.000000	0.030521	0.00669	0.00488	0.00000	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1.000000	0.00000	0.17516	0.21893	0.44377	0.17516	0.21893
MODAL	Mode	2.000000	0.00000	0.50546	0.48447	0.00118	0.68062	0.70340
MODAL	Mode	3.000000	0.00000	0.31137	0.28246	0.30186	0.99198	0.98586
MODAL	Mode	4.000000	0.00000	0.00139	0.00374	0.13860	0.99337	0.98960
MODAL	Mode	5.000000	0.00000	0.00148	0.00292	0.00038	0.99485	0.99252
MODAL	Mode	6.000000	0.00000	0.00050	0.00141	0.01217	0.99535	0.99393
MODAL	Mode	7.000000	0.00000	0.00158	0.00302	0.06059	0.99694	0.99695
MODAL	Mode	8.000000	0.00000	8.771E-07	0.00023	0.01392	0.99694	0.99719
MODAL	Mode	9.000000	0.00000	0.00210	0.00155	0.00033	0.99903	0.99873
MODAL	Mode	10.000000	0.00000	0.00089	0.00116	0.01966	0.99992	0.99989
MODAL	Mode	11.000000	0.00000	2.900E-05	4.647E-05	0.00070	0.99995	0.99994
MODAL	Mode	12.000000	0.00000	5.227E-05	5.871E-05	0.00684	1.00000	1.00000

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1.000000	0.44377
MODAL	Mode	2.000000	0.44495
MODAL	Mode	3.000000	0.74681
MODAL	Mode	4.000000	0.88541
MODAL	Mode	5.000000	0.88579
MODAL	Mode	6.000000	0.89795
MODAL	Mode	7.000000	0.95855
MODAL	Mode	8.000000	0.97247
MODAL	Mode	9.000000	0.97280
MODAL	Mode	10.000000	0.99246
MODAL	Mode	11.000000	0.99316
MODAL	Mode	12.000000	1.00000

6.2. Ικανοτικός έλεγχος κόμβου 1^{ου} ορόφου (ομοίως για 2^ο και 3^ο)

ΚΟΜΒΟΣ		
1		
$M_{Rc1} = 484,97 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rc} = 974,65$	
$M_{Rc2} = 489,69 \text{ kNm}$		
		$\Sigma M_{rc} > 1,3 \Sigma M_{rb}$ OK
$M_{Rb1} = 667,87 \text{ kNm}$		
$M_{Rb2} = 0,00 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rb} = 667,87$	

ΚΟΜΒΟΣ		
2		
$M_{Rc1} = 697,53 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rc} = 1480,88$	
$M_{Rc2} = 783,35 \text{ kNm}$		
		$\Sigma M_{rc} > 1,3 \Sigma M_{rb}$ OK
$M_{Rb1} = 312,27 \text{ kNm}$		
$M_{Rb2} = 626,43 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rb} = 938,70$	

ΚΟΜΒΟΣ		
3		
$M_{Rc1} = 779,69 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rc} = 1465,54$	
$M_{Rc2} = 685,86 \text{ kNm}$		
		$\Sigma M_{rc} > 1,3 \Sigma M_{rb}$ OK
$M_{Rb1} = 275,71 \text{ kNm}$		
$M_{Rb2} = 596,86 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rb} = 872,57$	

ΚΟΜΒΟΣ		
4		
$M_{Rc1} = 590,80 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rc} = 1095,86$	
$M_{Rc2} = 505,05 \text{ kNm}$		
		$\Sigma M_{rc} > 1,3 \Sigma M_{rb}$ OK
$M_{Rb1} = 596,86 \text{ kNm}$		
$M_{Rb2} = 0,00 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rb} = 596,86$	

ΚΟΜΒΟΣ		
5		
$M_{Rc1} = 674,73 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rc} = 1261,98$	
$M_{Rc2} = 587,26 \text{ kNm}$		
		$\Sigma M_{rc} > 1,3 \Sigma M_{rb}$ OK
$M_{Rb1} = 596,86 \text{ kNm}$		
$M_{Rb2} = 0,00 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rb} = 596,86$	

ΚΟΜΒΟΣ		
6		
$M_{Rc1} = 745,05 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rc} = 1342,45$	
$M_{Rc2} = 597,41 \text{ kNm}$		
		$\Sigma M_{rc} > 1,3 \Sigma M_{rb}$ OK
$M_{Rb1} = 596,86 \text{ kNm}$		
$M_{Rb2} = 0,00 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rb} = 596,86$	

ΚΟΜΒΟΣ		
7		
$M_{Rc1} = 678,44 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rc} = 1359,00$	
$M_{Rc2} = 680,56 \text{ kNm}$		
		$\Sigma M_{rc} > 1,3 \Sigma M_{rb}$ OK
$M_{Rb1} = 596,86 \text{ kNm}$		
$M_{Rb2} = 312,27 \text{ kNm}$	$\Sigma M_{rb} = 909,13$	

6,3. Ικανοτικός έλεγχος τεμνουσών υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου (ομοίως 2^{ου} και 3^{ου})

ΥΠ/ΜΑ			
1			
H= 3,50m			
Άνω παρειά:	M _{Rc1} =	484,97kNm	ΣMrc= 974,65
	M _{Rc2} =	489,69kNm	
	M _{Rb1} =	667,87kNm	ΣMrb= 667,87
Κάτω παρειά:	M _{Rb2} =	0,00kNm	
	M _{Rc1} =	484,97kNm	ΣMrc= 484,97
	M _{Rc2} =	0,00kNm	
	M _{Rb1} =	0,00kNm	ΣMrb= 0,00
	M _{Rb2} =	0,00kNm	
V _{CD,C} =		123,43kN	OK

ΥΠ/ΜΑ			
2			
H= 3,50m			
Άνω παρειά:	M _{Rc1} =	697,53kNm	ΣMrc= 1480,88
	M _{Rc2} =	783,35kNm	
	M _{Rb1} =	596,86kNm	ΣMrb= 911,21
Κάτω παρειά:	M _{Rb2} =	314,35kNm	
	M _{Rc1} =	697,53kNm	ΣMrc= 697,53
	M _{Rc2} =	0,00kNm	
	M _{Rb1} =	0,00kNm	ΣMrb= 0,00
	M _{Rb2} =	0,00kNm	
V _{CD,C} =		159,42kN	OK

ΥΠ/ΜΑ			
3			
H= 3,50m			
Άνω παρειά:	M _{Rc1} =	779,69kNm	ΣMrc= 1465,54
	M _{Rc2} =	685,86kNm	
	M _{Rb1} =	275,71kNm	ΣMrb= 872,57
Κάτω παρειά:	M _{Rb2} =	596,86kNm	
	M _{Rc1} =	779,69kNm	ΣMrc= 779,69
	M _{Rc2} =	0,00kNm	
	M _{Rb1} =	0,00kNm	ΣMrb= 0,00
	M _{Rb2} =	0,00kNm	
V _{CD,C} =		172,42kN	OK

ΥΠ/ΜΑ			
4			
H= 3,50m			
Άνω παρειά:	M _{Rc1} =	590,80kNm	ΣMrc= 1095,86
	M _{Rc2} =	505,05kNm	
	M _{Rb1} =	596,86kNm	ΣMrb= 596,86
Κάτω παρειά:	M _{Rb2} =	0,00kNm	
	M _{Rc1} =	590,80kNm	ΣMrc= 590,80
	M _{Rc2} =	0,00kNm	
	M _{Rb1} =	0,00kNm	ΣMrb= 0,00
	M _{Rb2} =	0,00kNm	
V _{CD,C} =		119,52kN	OK

ΥΠ/ΜΑ			
5			
H= 3,50m			
Άνω παρειά:	M _{Rc1} =	674,73kNm	ΣMrc= 1261,98
	M _{Rc2} =	587,26kNm	
	M _{Rb1} =	596,86kNm	ΣMrb= 596,86
Κάτω παρειά:	M _{Rb2} =	0,00kNm	
	M _{Rc1} =	674,73kNm	ΣMrc= 674,73
	M _{Rc2} =	0,00kNm	
	M _{Rb1} =	0,00kNm	ΣMrb= 0,00
	M _{Rb2} =	0,00kNm	
V _{CD,C} =		118,53kN	OK

ΥΠ/ΜΑ			
6			
H= 3,50m			
Άνω παρειά:	M _{Rc1} =	745,05kNm	ΣMrc= 1342,45
	M _{Rc2} =	597,41kNm	
	M _{Rb1} =	596,86kNm	ΣMrb= 596,86
Κάτω παρειά:	M _{Rb2} =	0,00kNm	
	M _{Rc1} =	745,05kNm	ΣMrc= 745,05
	M _{Rc2} =	0,00kNm	
	M _{Rb1} =	0,00kNm	ΣMrb= 0,00
	M _{Rb2} =	0,00kNm	
V _{CD,C} =		123,04kN	OK

ΥΠ/ΜΑ			
7			
H= 3,50m			
Άνω παρειά:	M _{Rc1} =	678,44kNm	ΣMrc= 1359,00
	M _{Rc2} =	680,56kNm	
	M _{Rb1} =	312,27kNm	ΣMrb= 909,13
	M _{Rb2} =	596,86kNm	
Κάτω παρειά:	M _{Rc1} =	678,44kNm	ΣMrc= 678,44
	M _{Rc2} =	0,00kNm	
	M _{Rb1} =	0,00kNm	ΣMrb= 0,00
	M _{Rb2} =	0,00kNm	
	V _{CD,C} =	168,57kN	OK

Ικανοτικός έλεγχος τεμνουσών δοκών 1^{ου} ορόφου (ομοίως 2^{ου} και 3^{ου})

V(g+0.3q)									
	μήκος(m)	1ος όροφος		2ος όροφος		3ος όροφος		4ος όροφος	
		L	R	L	R	L	R	L	R
Δ1	5	-95,916	112,984	-97,247	111,653	-98,318	110,582	-92,716	116,184
Δ2	5	-95,418	87,082	-96,163	86,337	-97,111	85,389	-96,96	85,54
Δ3	5	-93,467	75,683	-93,039	76,111	-93,453	75,697	-96,202	72,948
Δ4	6,86	-156,019	155,879	-156,442	155,457	-156,9	155,001	-156,42	155,477
Δ5	4,185	-99,424	118,918	-97,046	121,296	-95,193	123,15	-91,455	126,887
Δ6	6,4053	-160,311	138,456	-159,12	139,647	-158,22	140,551	-166,35	132,413
Δ7	3,5	-63,462	92,326	-68,433	87,355	-71,951	83,837	-60,37	95,419
Δ8	6,5	-139,214	128,535	-137,002	130,746	-135,43	132,315	-141,27	126,476
Δ9	8,08	-131,526	121,62	-131,62	121,525	-131,88	121,268	-133,94	119,207
Δ10	3,246	-55,288	47,342	-55,945	46,685	-56,486	46,144	-58,794	43,836
Δ11	3,57	-63,145	85,517	-61,077	87,585	-59,266	89,396	-56,367	92,295

ΔΟΚΟΣ Δ1(L)				ΔΟΚΟΣ Δ1(R)			
L=	5m			L=	5m		
Αριστερή παρειά:	Mrc1=	484,97kNm	ΣMrc= 974,654	Αριστερή παρειά:	Mrc1=	484,97kNm	ΣMrc= 974,65382
	Mrc2=	489,69kNm			Mrc2=	489,69kNm	
	Mrb1=	667,87kNm	ΣMrb= 667,87		Mrb1=	667,87kNm	ΣMrb= 667,87
	Mrb2=	0kNm			Mrb2=	0kNm	
			ΣMrc/ΣMrb= 1,45935				ΣMrc/ΣMrb= 1,4593466
Δεξιά παρειά:	Mrc1=	697,53kNm	ΣMrc= 1480,88	Δεξιά παρειά:	Mrc1=	697,53kNm	ΣMrc= 1480,8835
	Mrc2=	783,35kNm			Mrc2=	783,35kNm	
	Mrb1=	312,27kNm	ΣMrb= 938,7		Mrb1=	312,27kNm	ΣMrb= 938,7
	Mrb2=	626,43kNm	ΣMrc/ΣMrb= 1,57759		Mrb2=	626,43kNm	ΣMrc/ΣMrb= 1,5775897
V _{CD,C} (max)=	331,15kN	OK		V _{CD,C} (max)=	348,2176kN	OK	
	Mrb1=	327,81kNm	ΣMrb= 327,81		Mrb1=	327,81kNm	ΣMrb= 327,81
	Mrb2=	0kNm			Mrb2=	0kNm	
			ΣMrc/ΣMrb= 2,97323				ΣMrc/ΣMrb= 2,9732278
	Mrb1=	596,86kNm	ΣMrb= 911,211		Mrb1=	596,86kNm	ΣMrb= 911,2113
	Mrb2=	314,351kNm	ΣMrc/ΣMrb= 1,62518		Mrb2=	314,3513kNm	ΣMrc/ΣMrb= 1,6251812
V _{CD,C} (min)=	-126,005kN	OK		V _{CD,C} (min)=	-108,9368kN	OK	

<u>ΔΟΚΟΣ Δ2(L)</u>				<u>ΔΟΚΟΣ Δ2(R)</u>			
L=	5m			L=	5m		
Αριστερή παρειά:	Mrc1= 697,53kNm	ΣMrc= 1480,88		Αριστερή παρειά:	Mrc1= 697,53kNm	ΣMrc=1480,8835	
	Mrc2= 783,35kNm				Mrc2= 783,35kNm		
	Mrb1= 312,27kNm	ΣMrb= 938,7			Mrb1= 312,27kNm	ΣMrb= 938,7	
	Mrb2= 626,43kNm				Mrb2= 626,43kNm		
		ΣMrc/ΣMrb= 1,57759				ΣMrc/ΣMrb=1,5775897	
Δεξιά παρειά:	Mrc1= 779,69kNm	ΣMrc= 1465,54		Δεξιά παρειά:	Mrc1= 779,69kNm	ΣMrc=1465,5429	
	Mrc2= 685,86kNm				Mrc2= 685,86kNm		
	Mrb1= 275,71kNm	ΣMrb= 872,57			Mrb1= 275,71kNm	ΣMrb= 872,57	
	Mrb2= 596,86kNm	ΣMrc/ΣMrb= 1,67957			Mrb2= 596,86kNm	ΣMrc/ΣMrb=1,6795706	
V _{CD,C} (max)= 236,533kN	OK			V _{CD,C} (max)= 228,1972kN	OK		
	Mrb1= 314,351kNm	ΣMrb= 911,211			Mrb1= 314,3513kNm	ΣMrb= 911,2113	
	Mrb2= 596,86kNm				Mrb2= 596,86kNm		
		ΣMrc/ΣMrb= 1,62518				ΣMrc/ΣMrb=1,6251812	
	Mrb1= 518,3kNm	ΣMrb= 830,57			Mrb1= 518,3kNm	ΣMrb= 830,57	
	Mrb2= 312,27kNm	ΣMrc/ΣMrb= 1,7645			Mrb2= 312,27kNm	ΣMrc/ΣMrb=1,7645025	
V _{CD,C} (min)= -104,418kN	OK			V _{CD,C} (min)= -112,75431kN	OK		

<u>ΔΟΚΟΣ Δ3(L)</u>				<u>ΔΟΚΟΣ Δ3(R)</u>			
		ΣMrc/ΣMrb= 1,7645				ΣMrc/ΣMrb= 1,7645025	
	Mrb1= 596,86kNm	ΣMrb= 596,86			Mrb1= 596,86kNm	ΣMrb= 596,86	
L=	5m	Mrb2= 0kNm	ΣMrc/ΣMrb= 1,83604	L=	5m	Mrb2= 0kNm	ΣMrc/ΣMrb= 1,8360369
Αριστερή παρειά:	Mrc1= 779,69kNm	ΣMrc= 1465,54		Αριστερή παρειά:	Mrc1= 779,69kNm	ΣMrc= 1465,5429	
	Mrc2= 685,86kNm				Mrc2= 685,86kNm		
	Mrb1= 596,86kNm	ΣMrb= 872,57			Mrb1= 596,86kNm	ΣMrb= 872,57	
	Mrb2= 275,71kNm				Mrb2= 275,71kNm		
		ΣMrc/ΣMrb= 1,67957				ΣMrc/ΣMrb= 1,6795706	
Δεξιά παρειά:	Mrc1= 590,80kNm	ΣMrc= 1095,86		Δεξιά παρειά:	Mrc1= 590,80kNm	ΣMrc= 1095,857	
	Mrc2= 505,05kNm				Mrc2= 505,05kNm		
	Mrb1= 312,27kNm	ΣMrb= 312,27			Mrb1= 312,27kNm	ΣMrb= 312,27	
	Mrb2= 0kNm	ΣMrc/ΣMrb= 3,50933			Mrb2= 0kNm	ΣMrc/ΣMrb= 3,5093251	
V _{CD,C} (max)= 311,658kN	OK			V _{CD,C} (max)= 293,8742kN	OK		
	Mrb1= 312,27kNm	ΣMrb= 830,57			Mrb1= 312,27kNm	ΣMrb= 830,57	
	Mrb2= 518,3kNm				Mrb2= 518,3kNm		

<u>ΔΟΚΟΣ Δ4(L)</u>			<u>ΔΟΚΟΣ Δ4(R)</u>		
L=	6,86m		L=	6,86m	
Αριστερή παρειά:	Mrc1= 413,53kNm Mrc2= 489,77kNm	ΣMrc= 903,304	Αριστερή παρειά:	Mrc1= 413,53kNm Mrc2= 489,77kNm	ΣMrc=903,30397
	Mrb1= 596,86kNm Mrb2= 0kNm	ΣMrb= 596,86		Mrb1= 596,86kNm Mrb2= 0kNm	ΣMrb= 596,86
		ΣMrc/ΣMrb= 1,51343			ΣMrc/ΣMrb=1,5134269
Δεξιά παρειά:	Mrc1= 674,73kNm Mrc2= 587,26kNm	ΣMrc= 1261,98	Δεξιά παρειά:	Mrc1= 674,73kNm Mrc2= 587,26kNm	ΣMrc=1261,9817
	Mrb1= 312,27kNm Mrb2= 0kNm	ΣMrb= 312,27		Mrb1= 312,27kNm Mrb2= 0kNm	ΣMrb= 312,27
		ΣMrc/ΣMrb= 4,04132			ΣMrc/ΣMrb=4,0413158
V _{CD,C} (max)=	315,05kN	OK	V _{CD,C} (max)=	314,91049kN	OK
	Mrb1= 312,27kNm Mrb2= 0kNm	ΣMrb= 312,27		Mrb1= 312,27kNm Mrb2= 0kNm	ΣMrb= 312,27
		ΣMrc/ΣMrb= 2,8927			ΣMrc/ΣMrb=2,8927017
	Mrb1= 596,86kNm Mrb2= 0kNm	ΣMrb= 596,86		Mrb1= 596,86kNm Mrb2= 0kNm	ΣMrb= 596,86
		ΣMrc/ΣMrb= 2,11437			ΣMrc/ΣMrb= 2,114368
V _{CD,C} (min)=	-3,01249kN	OK	V _{CD,C} (min)=	-3,1524869kN	OK

<u>ΔΟΚΟΣ Δ7(L)</u>			<u>ΔΟΚΟΣ Δ7(R)</u>		
L=	3,5m		L=	3,5m	
Αριστερή παρειά:	Mrc1= 745,05kNm Mrc2= 597,41kNm	ΣMrc= 1342,45	Αριστερή παρειά:	Mrc1= 745,05kNm Mrc2= 597,41kNm	ΣMrc= 1342,454
	Mrb1= 596,86kNm Mrb2= 0kNm	ΣMrb= 596,86		Mrb1= 596,86kNm Mrb2= 0kNm	ΣMrb= 596,86
		ΣMrc/ΣMrb=2,24919			ΣMrc/ΣMrb=2,2491941
Δεξιά παρειά:	Mrc1= 678,44kNm Mrc2= 680,56kNm	ΣMrc= 1359	Δεξιά παρειά:	Mrc1= 678,44kNm Mrc2= 680,56kNm	ΣMrc=1359,0031
	Mrb1= 312,27kNm Mrb2= 596,86kNm	ΣMrb= 909,13		Mrb1= 312,27kNm Mrb2= 596,86kNm	ΣMrb= 909,13
		ΣMrc/ΣMrb= 1,49484			ΣMrc/ΣMrb=1,4948391

$V_{CD,C} (max)= 311,702kN$ OK		$V_{CD,C} (max)= 404,02771kN$ OK	
Mrb1= 312,27kNm	$\Sigma Mrb= 312,27$	Mrb1= 312,27kNm	$\Sigma Mrb= 312,27$
Mrb2= 0kNm		Mrb2= 0kNm	
	$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb=4,29902$		$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb=4,2990169$
Mrb1= 596,86kNm	$\Sigma Mrb= 909,13$	Mrb1= 596,86kNm	$\Sigma Mrb= 909,13$
Mrb2= 312,27kNm	$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb= 1,49484$	Mrb2= 312,27kNm	$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb= 1,4948391$
$V_{CD,C} (min)= -248,24kN$ OK		$V_{CD,C} (min)= -219,37571kN$ OK	

<u>ΔΟΚΟΣ Δ8(L)</u>			<u>ΔΟΚΟΣ Δ8(R)</u>		
L=	6,5m		L=	6,5m	
Αριστερή παρειά:	Mrc1= 678,44kNm	$\Sigma Mrc= 1359$	Αριστερή παρειά:	Mrc1= 678,44kNm	$\Sigma Mrc= 1359,0031$
	Mrc2= 680,56kNm			Mrc2= 680,56kNm	
	Mrb1= 596,86kNm	$\Sigma Mrb= 909,13$		Mrb1= 596,86kNm	$\Sigma Mrb= 909,13$
	Mrb2= 312,27kNm			Mrb2= 312,27kNm	
		$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb= 1,49484$			$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb= 1,4948391$
Δεξιά παρειά:	Mrc1= 533,35kNm	$\Sigma Mrc= 1037,61$	Δεξιά παρειά:	Mrc1= 533,35kNm	$\Sigma Mrc= 1037,6056$
	Mrc2= 504,26kNm			Mrc2= 504,26kNm	
	Mrb1= 327,81kNm	$\Sigma Mrb= 327,81$		Mrb1= 327,81kNm	$\Sigma Mrb= 327,81$
	Mrb2= 0kNm	$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb= 3,16527$		Mrb2= 0kNm	$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb= 3,1652654$
$V_{CD,C} (max)= 309,922kN$ OK			$V_{CD,C} (max)= 299,24331kN$ OK		
	Mrb1= 312,27kNm	$\Sigma Mrb= 909,13$		Mrb1= 312,27kNm	$\Sigma Mrb= 909,13$
	Mrb2= 596,86kNm			Mrb2= 596,86kNm	
		$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb= 1,49484$			$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb= 1,4948391$
	Mrb1= 667,87kNm	$\Sigma Mrb= 667,87$		Mrb1= 667,87kNm	$\Sigma Mrb= 667,87$
	Mrb2= 0kNm	$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb= 1,5536$		Mrb2= 0kNm	$\Sigma Mrc/\Sigma Mrb= 1,5536042$
$V_{CD,C} (min)= -41,7349kN$ OK			$V_{CD,C} (min)= -52,413923kN$ OK		

6.4. Έλεγχος ακανονικοτήτων μέσω του συντελεστή η

Irregularities in elevation

No 1st floor

Κατα τη διεύθυνση x

Στοιχεία	V_{Ed}	ΣV_{Ed}	ηV_{Ed}	$V_{Rd,s}$	$M_{Ed,x}$	ηM_{Ed}	$M_{Rd,x}$	Έλεγχος ηV_{Ed}	Έλεγχος ηM_{Ed}
C1-1	124,432		203,23	502,6	291,45	476,01	484,97	OK	OK
C2-1	190,73		311,51	502,6	367,68	600,51	697,53	OK	OK
C3-1	185,53		303,02	502,6	361,71	590,76	779,69	OK	OK
C4-1	154,54		252,40	502,6	326,03	532,48	590,80	OK	OK
C5-1	49,63	2213,54	81,06	502,6	104,24	170,25	332,45	OK	OK
C6-1	7,23		11,81	502,6	86,20	140,79	251,75	OK	OK
C7-1	41,14		67,19	502,6	139,46	227,77	347,92	OK	OK
W1-1	1371		2239,19						
W2-1	89,31		145,87						

$$\eta = 1,6333 < q = 3$$

Ανοιγμα	θ	F_{wc}	$F_{wc} \cos\theta$	ΔV_{Rw}
1	34,84	291,82	239,52	
2	34,84	291,82	239,52	
3	34,84	291,82	239,52	
4	24,51	0,00	0,00	
5	44,57	236,02	168,15	
6	30,07	335,35	290,23	1402
7	41,83	248,52	0,00	
8	25,73	391,11	0,00	
9	22,71	243,71	224,81	
10	67,62	101,85	0,00	
11	62,90	104,31	0,00	

Κατα τη διεύθυνση y

Στοιχεία	V_{Ed}	ΣV_{Ed}	ηV_{Ed}	$V_{Rd,s}$	$M_{Ed,y}$	ηM_{Ed}	$M_{Rd,y}$	Έλεγχος ηV_{Ed}	Έλεγχος ηM_{Ed}
C1-1	123,3		201,38	502,6	320,12	452,65	533,35	OK	OK
C2-1	42,61		69,59	502,6	145,16	237,08	271,96	OK	OK
C3-1	36,38		59,42	502,6	84,26	137,62	210,38	OK	OK
C4-1	56,25		91,87	502,6	171,94	280,82	413,53	OK	OK
C5-1	109,09	2409,59	178,17	502,6	218,83	357,40	674,73	OK	OK
C6-1	145,4		237,47	502,6	305,97	499,73	745,05	OK	OK
C7-1	187,26		305,84	502,6	354,28	578,63	678,44	OK	OK
W1-1	66,67		108,89						
W2-1	1642,63		2682,83						

$$\eta = 1,414 < q = 3$$

Ανοιγμα	θ	F_{wc}	$F_{wc} \cos\theta$	ΔV_{Rw}
1	34,84	291,82		
2	34,84	291,82		
3	34,84	291,82		
4	24,51	410,72	373,72	
5	44,57	236,02		
6	30,07	335,35		997,6
7	41,83	248,52	185,19	
8	25,73	391,11	352,34	
9	22,71	243,71		
10	67,62	101,85	38,78	
11	62,90	104,31	47,52	

No 2nd floor

Κατα τη διεύθυνση x

Στοιχεία	V_{Ed}	ΣV_{Ed}	ηV_{Ed}	$V_{Rd,s}$	$M_{Ed,x}$	ηM_{Ed}	$M_{Rd,x}$	Έλεγχος ηV_{Ed}	Έλεγχος ηM_{Ed}
C1-2	93,77		153,15	502,6	264,13	406,76	489,69	OK	OK
C2-2	213,6		348,86	502,6	371,21	650,52	783,35	OK	OK
C3-2	204,68		334,29	502,6	378,08	662,56	685,86	OK	OK
C4-2	146,4		239,11	502,6	253,65	444,51	505,05	OK	OK
C5-2	84,54	1862,92	138,08	502,6	157,67	276,31	407,85	OK	OK
C6-2	7,23		11,81	502,6	158,91	278,48	385,45	OK	OK
C7-2	41,14		67,19	502,6	109,86	192,52	312,31	OK	OK
W1-2	1061		1732,88						
W2-2	10,56		17,25					$\eta = 1,7524 < q = 3$	

Ανοιγμα	θ	F_{wc}	$F_{wc} \cos \theta$	ΔV_{Rw}
1	34,84	291,82	239,52	
2	34,84	291,82	239,52	
3	34,84	291,82	239,52	
4	24,51	410,72		
5	44,57	236,02	168,15	
6	30,07	335,35	290,23	1402
7	41,83	248,52		
8	25,73	391,11		
9	22,71	243,71	224,81	
10	67,62	101,85		
11	62,90	104,31		

Κατα τη διεύθυνση y

Στοιχεία	V_{Ed}	ΣV_{Ed}	ηV_{Ed}	$V_{Rd,s}$	$M_{Ed,y}$	ηM_{Ed}	$M_{Rd,y}$	Έλεγχος ηV_{Ed}	Έλεγχος ηM_{Ed}
C1-2	77,65		126,82	502,6	265,49	408,85	504,26	OK	OK
C2-2	4,67		7,63	502,6	25,56	44,79	46,95	OK	OK
C3-2	66,85		109,18	502,6	136,91	239,93	288,03	OK	OK
C4-2	30,26		49,42	502,6	231,86	406,32	489,77	OK	OK
C5-2	128,5	2066,47	209,87	502,6	230,71	404,30	587,26	OK	OK
C6-2	161,36		263,54	502,6	286,65	502,34	597,41	OK	OK
C7-2	241,42		394,30	502,6	428,18	634,88	680,56	OK	OK
W1-2	99,76		162,93						
W2-2	1256		2051,36					$\eta = 1,4827 < q = 3$	

Ανοιγμα	θ	F_{wc}	$F_{wc} \cos \theta$	ΔV_{Rw}
1	34,84	291,82		
2	34,84	291,82		
3	34,84	291,82		
4	24,51	410,72	373,72	
5	44,57	236,02		
6	30,07	335,35		997,6
7	41,83	248,52	185,19	
8	25,73	391,11	352,34	
9	22,71	243,71		
10	67,62	101,85	38,78	
11	62,90	104,31	47,52	

No 3rd floor

Κατα τη διεύθυνση x

Στοιχεία	V_{Ed}	ΣV_{Ed}	ηV_{Ed}	$V_{Rd,s}$	$M_{Ed,x}$	ηM_{Ed}	$M_{Rd,x}$	Έλεγχος ηV_{Ed}	Έλεγχος ηM_{Ed}
C1-3	75,38		123,11	502,6	189,77	379,40	461,10	OK	OK
C2-3	169,4		276,67	502,6	303,15	606,08	738,91	OK	OK
C3-3	162,95		266,14	502,6	310,23	620,24	638,62	OK	OK
C4-3	116,73		190,65	502,6	189,89	379,64	488,25	OK	OK
C5-3	85,72	1402,74	140,00	502,6	155,37	310,63	426,98	OK	OK
C6-3	23,51		38,40	502,6	161,52	322,92	368,17	OK	OK
C7-3	17,43		28,47	502,6	97,77	195,47	284,68	OK	OK
W1-3	733,39		1197,81						
W2-3	18,23		29,77						

$\eta = 1,9993 < q = 3$

Άνοιγμα	θ	F_{wc}	$F_{wc} \cos \theta$	ΔV_{Rw}
1	34,84	291,82	239,52	
2	34,84	291,82	239,52	
3	34,84	291,82	239,52	
4	24,51	410,72		
5	44,57	236,02	168,15	
6	30,07	335,35	290,23	1402
7	41,83	248,52		
8	25,73	391,11		
9	22,71	243,71	224,81	
10	67,62	101,85		
11	62,90	104,31		

Κατα τη διεύθυνση y

Στοιχεία	V_{Ed}	ΣV_{Ed}	ηV_{Ed}	$V_{Rd,s}$	$M_{Ed,y}$	ηM_{Ed}	$M_{Rd,y}$	Έλεγχος ηV_{Ed}	Έλεγχος ηM_{Ed}
C1-3	68,59		112,02	502,6	251,48	406,10	497,94	OK	OK
C2-3	6,23		10,18	502,6	26,55	53,08	66,49	OK	OK
C3-3	75,7		123,64	502,6	148,26	296,41	312,86	OK	OK
C4-3	31,97		52,22	502,6	207,31	414,47	463,81	OK	OK
C5-3	113,46	1622,5	185,31	502,6	230,71	461,25	542,21	OK	OK
C6-3	145,3		237,31	502,6	248,62	497,06	581,49	OK	OK
C7-3	216,9		354,25	502,6	376,59	608,13	677,23	OK	OK
W1-3	104,62		170,87						
W2-3	859,73		1404,16						

$\eta = 1,6148 < q = 3$

Άνοιγμα	θ	F_{wc}	$F_{wc} \cos \theta$	ΔV_{Rw}
1	34,84	291,82		997,6
2	34,84	291,82		
3	34,84	291,82		
4	24,51	410,72	373,72	
5	44,57	236,02		

6	30,07	335,35	
7	41,83	248,52	185,19
8	25,73	391,11	352,34
9	22,71	243,71	
10	67,62	101,85	38,78
11	62,90	104,31	47,52

6.5 Έλεγχος $M_y < V_R L_s$ στοιχείων 1^{ου} ορόφου (ομοίως στους υπόλοιπους)

Υπ/μ	Ύψος	N	b(cm)	h(cm)	d(cm)	Astot(cm ²)	Asw/s (cm)	b*h(cm ²)	b*d(cm ²)	ρ	ρ _v
1	3,5	1398,31	50	50	45	75,36	0,3925	2500	2250	0,033	0,0079
2	3,5	1030,58	50	50	45	75,36	0,3925	2500	2250	0,033	0,0079
3	3,5	1521,59	50	50	45	75,36	0,3925	2500	2250	0,033	0,0079
4	3,5	1269	50	50	45	75,36	0,3925	2500	2250	0,033	0,0079
5	3,5	1548,95	50	50	45	75,36	0,3925	2500	2250	0,033	0,0079
6	3,5	1499,23	50	50	45	75,36	0,3925	2500	2250	0,033	0,0079
7	3,5	1889,99	50	50	45	75,36	0,3925	2500	2250	0,033	0,0079
x	1/r	My (kNm)	V _{Rc}	av	α	θ _γ	θ _{um}	μθ	VR	My < VR*L _s	
1	0,334	0,00868	758,15	397,96	1	0,6115	0,0090	0,0346	2,84	467,21	οκ
2	0,334	0,00919	758,29	348,33	1	0,6115	0,0094	0,0368	2,92	464,95	οκ
3	0,334	0,00941	809,58	414,62	1	0,6115	0,0095	0,0339	2,55	474,95	οκ
4	0,334	0,00876	753,68	380,52	1	0,6115	0,0091	0,0353	2,90	465,61	οκ
5	0,334	0,00896	783,99	418,31	1	0,6115	0,0092	0,0337	2,66	472,02	οκ
6	0,334	0,00922	796,23	411,6	1	0,6115	0,0094	0,0340	2,62	473,18	οκ
7	0,334	0,0090	806,4	464,35	0	0,6115	0,0080	0,0319	2,96	463,80	οκ

+M											
Δοκός	Μήκος	b(cm)	h(cm)	d(cm)	As(cm ²)	As'(cm ²)	Asw/s (cm)	b*h(cm ²)	b*d(cm ²)	ρ	ρ'
1(L)	5	30	60	55	21,54	10,77	0,2944	4560	4410	0,0049	0,0024
1(R)	5	30	60	55	18,46	9,23	0,2944	4560	4410	0,0042	0,0021
2(L)	5	30	60	55	18,46	9,23	0,2944	4560	4410	0,0042	0,0021

2(R)	5	30	60	55	13,84	7,693	0,2944	4560	4410	0,0031	0,0017
3(L)	5	30	60	55	18,46	9,23	0,2944	4560	4410	0,0042	0,0021
3(R)	5	30	60	55	18,46	9,23	0,2944	4560	4410	0,0042	0,0021
4(L)	6,84	30	60	55	18,46	9,23	0,2944	4560	4410	0,0042	0,0021
4(R)	6,84	30	60	55	18,46	9,23	0,2944	4560	4410	0,0042	0,0021
5(L)	4,19	30	60	55	13,84	7,693	0,2944	4560	4410	0,0031	0,0017
5(R)	4,19	30	60	55	13,84	7,693	0,2944	4560	4410	0,0031	0,0017
6(L)	6,4	30	60	55	18,46	9,23	0,2944	4560	4410	0,0042	0,0021
6(R)	6,4	30	60	55	13,84	7,693	0,2944	4560	4410	0,0031	0,0017
7(L)	3,5	30	60	55	18,46	9,23	0,2944	4560	4410	0,0042	0,0021
7(R)	3,5	30	60	55	18,46	9,23	0,2944	4560	4410	0,0042	0,0021
8(L)	6,5	30	60	55	18,46	9,23	0,2944	4560	4410	0,0042	0,0021
8(R)	6,5	30	60	55	21,54	10,77	0,2944	4560	4410	0,0049	0,0024
9(L)	8,08	30	60	55	18,46	9,23	0,2944	4560	4410	0,0042	0,0021
9(R)	8,08	30	60	55	13,84	7,693	0,2944	4560	4410	0,0031	0,0017
10(L)	3,25	30	60	55	13,84	7,693	0,2944	4560	4410	0,0031	0,0017
10(R)	3,25	30	60	55	13,84	7,693	0,2944	4560	4410	0,0031	0,0017
11(L)	3,57	30	60	55	13,84	7,693	0,2944	4560	4410	0,0031	0,0017
11(R)	3,57	30	60	55	13,84	7,693	0,2944	4560	4410	0,0031	0,0017
	pv	x	1/r	My (kNm)	VRc	av	$\theta\gamma$	$\theta\mu m$	$\mu\theta$	VR	My<VR* L_s
1(L)	0,0098	0,287	0,00660	656,22	205,7	1	0,0092	0,0309	2,36	450,06	ok
1(R)	0,0098	0,287	0,00653	582,24	195,5	1	0,0091	0,0309	2,39	449,39	ok
2(L)	0,0098	0,287	0,0067	616,85	195,5	1	0,0093	0,0309	2,34	450,70	ok
2(R)	0,0098	0,287	0,0064	499,86	177,8	1	0,0090	0,0317	2,52	446,02	ok
3(L)	0,0098	0,287	0,00653	582,24	195,5	1	0,0091	0,0309	2,39	449,39	ok
3(R)	0,0098	0,287	0,00653	582,24	195,5	1	0,0091	0,0309	2,39	449,39	ok
4(L)	0,0098	0,287	0,0065	582,24	195,5	0	0,0099	0,0345	2,48	447,04	ok
4(R)	0,0098	0,287	0,0065	582,24	195,5	0	0,0099	0,0345	2,48	447,04	ok
5(L)	0,0098	0,287	0,0064	499,86	177,8	1	0,0082	0,0298	2,62	443,45	ok
5(R)	0,0098	0,287	0,0064	499,86	177,8	1	0,0082	0,0298	2,62	443,45	ok
6(L)	0,0098	0,287	0,00667	616,85	195,5	0	0,0096	0,0337	2,51	446,31	ok
6(R)	0,0098	0,287	0,00642	499,86	177,8	0	0,0093	0,0345	2,69	441,54	ok
7(L)	0,0098	0,287	0,00653	582,24	195,5	1	0,0077	0,0273	2,55	445,30	ok
7(R)	0,0098	0,287	0,00653	582,24	195,5	1	0,0077	0,0273	2,55	445,30	ok
8(L)	0,0098	0,287	0,00653	582,24	195,5	0	0,0096	0,0339	2,54	445,40	ok
8(R)	0,0098	0,287	0,00664	656,22	205,7	0	0,0097	0,0339	2,50	446,51	ok
9(L)	0,0098	0,287	0,00683	688,04	195,5	0	0,0116	0,0366	2,15	455,50	ok
9(R)	0,0098	0,287	0,00683	592,89	177,8	0	0,0116	0,0374	2,22	453,56	ok
10(L)	0,0098	0,287	0,00678	599,35	177,8	1	0,0076	0,0272	2,56	444,94	ok
10(R)	0,0098	0,287	0,00678	599,35	177,8	1	0,0076	0,0272	2,56	444,94	ok
11(L)	0,0098	0,287	0,00689	630,74	177,8	1	0,0080	0,0281	2,51	446,39	ok
11(R)	0,0098	0,287	0,00689	630,74	177,8	1	0,0080	0,0281	2,51	446,39	ok

-M											
Δοκός	Μήκος	b(cm)	h(cm)	d(cm)	As(cm ²)	As'(cm ²)	Asw/s (cm)	b*h(cm ²)	b*d(cm ²)	ρ	ρ'
1(L)	5	30	60	55	10,77	21,54	0,2944	4560	4410	0,0024	0,0049
1(R)	5	30	60	55	9,23	18,46	0,2944	4560	4410	0,0021	0,0042
2(L)	5	30	60	55	9,23	18,46	0,2944	4560	4410	0,0021	0,0042

2(R)	5	30	60	55	7,693	13,84	0,2944	4560	4410	0,0017	0,0031
3(L)	5	30	60	55	9,23	18,46	0,2944	4560	4410	0,0021	0,0042
3(R)	5	30	60	55	9,23	18,46	0,2944	4560	4410	0,0021	0,0042
4(L)	6,84	30	60	55	9,23	18,46	0,2944	4560	4410	0,0021	0,0042
4(R)	6,84	30	60	55	9,23	18,46	0,2944	4560	4410	0,0021	0,0042
5(L)	4,19	30	60	55	7,693	13,84	0,2944	4560	4410	0,0017	0,0031
5(R)	4,19	30	60	55	7,693	13,84	0,2944	4560	4410	0,0017	0,0031
6(L)	6,4	30	60	55	9,23	18,46	0,2944	4560	4410	0,0021	0,0042
6(R)	6,4	30	60	55	7,693	13,84	0,2944	4560	4410	0,0017	0,0031
7(L)	3,5	30	60	55	9,23	18,46	0,2944	4560	4410	0,0021	0,0042
7(R)	3,5	30	60	55	9,23	18,46	0,2944	4560	4410	0,0021	0,0042
8(L)	6,5	30	60	55	9,23	18,46	0,2944	4560	4410	0,0021	0,0042
8(R)	6,5	30	60	55	10,77	21,54	0,2944	4560	4410	0,0024	0,0049
9(L)	8,08	30	60	55	9,23	18,46	0,2944	4560	4410	0,0021	0,0042
9(R)	8,08	30	60	55	7,693	13,84	0,2944	4560	4410	0,0017	0,0031
10(L)	3,25	30	60	55	7,693	13,84	0,2944	4560	4410	0,0017	0,0031
10(R)	3,25	30	60	55	7,693	13,84	0,2944	4560	4410	0,0017	0,0031
11(L)	3,57	30	60	55	7,693	13,84	0,2944	4560	4410	0,0017	0,0031
11(R)	3,57	30	60	55	7,693	13,84	0,2944	4560	4410	0,0017	0,0031
	pv	x	1/r	My (kNm)	VRc	av	$\theta\gamma$	$\theta\mu m$	$\mu\theta$	VR	My<VR*Ls
1(L)	0,0098	0,287	0,0063	314,73	205,7	0	0,0078	0,0422	4,38	398,50	ok
1(R)	0,0098	0,287	0,00641	276,44	195,5	0	0,0079	0,0422	4,32	400,08	ok
2(L)	0,0098	0,287	0,00631	277,26	195,5	0	0,0079	0,0422	4,38	398,64	ok
2(R)	0,0098	0,287	0,00660	241,83	177,8	0	0,0081	0,0412	4,09	405,86	ok
3(L)	0,0098	0,287	0,00641	276,44	195,5	0	0,0079	0,0422	4,32	400,08	ok
3(R)	0,0098	0,287	0,00641	276,44	195,5	0	0,0079	0,0422	4,32	400,08	ok
4(L)	0,0098	0,287	0,00641	276,44	195,5	0	0,0098	0,0471	3,82	412,88	ok
4(R)	0,0098	0,287	0,00641	276,44	195,5	0	0,0098	0,0471	3,82	412,88	ok
5(L)	0,0098	0,287	0,0066	241,83	177,8	0	0,0073	0,0388	4,32	400,20	ok
5(R)	0,0098	0,287	0,0066	241,83	177,8	0	0,0073	0,0388	4,32	400,20	ok
6(L)	0,0098	0,287	0,00632	276,72	195,5	0	0,0092	0,0460	3,98	408,64	ok
6(R)	0,0098	0,287	0,0066	241,836	177,8	0	0,0095	0,0449	3,71	415,51	ok
7(L)	0,0098	0,287	0,00642	276,44	195,5	0	0,0065	0,0373	4,71	390,28	ok
7(R)	0,0098	0,287	0,00642	276,44	195,5	0	0,0065	0,0373	4,71	390,28	ok
8(L)	0,0098	0,287	0,00642	276,44	195,5	0	0,0094	0,0463	3,90	410,75	ok
8(R)	0,0098	0,287	0,00635	314,73	205,7	0	0,0094	0,0463	3,94	409,76	ok
9(L)	0,0098	0,287	0,00676	296,66	195,5	0	0,0115	0,0499	3,33	425,23	ok
9(R)	0,0098	0,287	0,00689	256,68	177,8	0	0,0117	0,0488	3,17	429,44	ok
10(L)	0,0098	0,287	0,00694	259,87	177,8	0	0,0066	0,0355	4,38	398,69	ok
10(R)	0,0098	0,287	0,00694	259,87	177,8	0	0,0066	0,0355	4,38	398,69	ok
11(L)	0,0098	0,287	0,0070	264,52	177,8	0	0,0069	0,0366	4,28	401,12	ok
11(R)	0,0098	0,287	0,0070	264,52	177,8	0	0,0069	0,0366	4,28	401,12	ok

Τοίχωμα	Υψος	N	M	V	Ls	bw (cm)	Lw (cm)	d(cm)	b*h(cm2)	b*d(cm2)	ρ	ρ'	pv
1	14	2432	9655,04	1318,55	12,20	35	350	315	12250	11025	0,0245	0,0245	0,0151
2	14	1770	10726	1588	12,20	35	350	315	12250	11025	0,0245	0,0245	0,0151
		x	1/r	My (kNm)	VRc	av	α	$\theta\gamma$	$\theta\mu m$	$\mu\theta$	VR	VR,max	My<VR*Ls
1		0,976	0,001	16149	1023	1	0,627	0,0062	0,0426183	5,91	4251,76	4837,21523	ok
2		0,976	0,0011	15292	1023	1	0,627	0,0067	0,0427715	5,41	4260,22	4679,37335	ok

6.6. Μετακίνηση στόχος για T=225 χρόνια και T=2475 χρόνια

Εύστρεπτο κατά x (T = 2475)												
Περίπτωση	T*	T _c	T _{eff}	V _y	V _b	S _{d,e}	q _u =R	C1	c	μ	maxu _{tx} (m)	

No infills	0,81	0,80	1,26	3450	3696	0,22	1,07	1,15	1,32	1,07	0,22
Full infills	0,46	0,80	0,54	4750	5057	0,06	1,06	1,18	2,28	1,07	0,06
No infills 1-2	0,63	0,80	0,87	4219	4219	0,09	1,00	1,00	1,64	1,00	0,09
No infills3-4	0,60	0,80	0,87	4400	4460	0,09	1,01	1,03	1,64	1,01	0,09
No 1st floor	0,56	0,80	0,74	4600	4690	0,07	1,02	1,05	1,83	1,02	0,07
No 2nd floor	0,58	0,80	0,79	4510	4622	0,10	1,02	1,06	1,75	1,03	0,10
No 3rd floor	0,53	0,80	0,70	4490	4600	0,08	1,02	1,06	1,89	1,02	0,08

Εύστρεπτο κατά y (T = 2475)											
Περίπτωση	T*	T _c	T _{eff}	V _y	V _b	S _{d,e}	q _u =R	C1	c	μ	maxu _{ty} (m)
No infills	0,81	0,80	1,26	3750	3936	0,21	1,05	1,10	1,32	1,05	0,21
Full infills	0,46	0,80	0,54	4950	4902	0,06	0,99	0,97	2,28	0,99	0,06
No infills 1-2	0,63	0,80	0,87	4540	4531	0,08	1,00	1,00	1,64	1,00	0,08
No infills3-4	0,60	0,80	0,87	4400	3477	0,10	0,79	0,57	1,64	0,80	0,10
No 1st floor	0,56	0,80	0,74	4650	4633	0,07	1,00	0,99	1,83	1,00	0,07
No 2nd floor	0,58	0,80	0,79	4650	4649	0,10	1,00	1,00	1,75	1,00	0,10
No 3rd floor	0,53	0,80	0,70	4640	4649	0,08	1,00	1,00	1,89	1,00	0,08

Εύστρεπτο κατά x (T = 225)											
Περίπτωση	T*	T _c	T _{eff}	V _y	V _b	S _{d,e}	q _u =R	C1	c	μ	maxu _{tx} (m)
No infills	0,81	0,80	1,26	3450	3696	0,06	1,07	1,15	1,32	1,07	0,06
Full infills	0,46	0,80	0,54	4750	5057	0,02	1,06	1,18	2,28	1,07	0,02
No infills 1-2	0,63	0,80	0,87	4219	4219	0,04	1,00	1,00	1,64	1,00	0,04
No infills3-4	0,60	0,80	0,87	4400	4460	0,03	1,01	1,03	1,64	1,01	0,03
No 1st floor	0,56	0,80	0,74	4600	4690	0,03	1,02	1,05	1,83	1,02	0,03
No 2nd floor	0,58	0,80	0,79	4510	4622	0,03	1,02	1,06	1,75	1,03	0,03
No 3rd floor	0,53	0,80	0,70	4490	4600	0,03	1,02	1,06	1,89	1,02	0,03

Εύστρεπτο κατά y (T = 225)											
Περίπτωση	T*	T _c	T _{eff}	V _y	V _b	S _{d,e}	q _u =R	C1	c	μ	maxu _{ty} (m)
No infills	0,81	0,80	1,26	3750	3936	0,04	1,05	1,10	1,32	1,05	0,04
Full infills	0,46	0,80	0,54	4950	4902	0,02	0,99	0,97	2,28	0,99	0,02
No infills 1-2	0,63	0,80	0,87	4540	4531	0,02	1,00	1,00	1,64	1,00	0,02
No infills3-4	0,60	0,80	0,87	4400	3477	0,03	0,79	0,57	1,64	0,80	0,03
No 1st floor	0,56	0,80	0,74	4650	4633	0,03	1,00	0,99	1,83	1,00	0,03
No 2nd floor	0,58	0,80	0,79	4650	4649	0,03	1,00	1,00	1,75	1,00	0,03
No 3rd floor	0,53	0,80	0,70	4640	4649	0,03	1,00	1,00	1,89	1,00	0,03

6.7. Damage index στοιχείων

Με τοιχοπληρώσεις - 1^{ος} όροφος για push x για T=475 χρόνια (ομοίως 2^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος})

Στοιχείο	Βήμα	Sx	M _R	V _R	θ _u	M _{Ex}	M _{Ey}	V _E	Θ _{pl}	M _E /M _R	V _E /V _R	Θ _{pl} /θ _u
C1-1	103	0,05376	720,87	467,21	0,0346	207,5	161,56	74,77	0,00579	0,3648	0,16003	0,1674
C2-1	103	0,05376	748,67	464,95	0,0368	268,99	52,34	133,44	0,00408	0,366	0,287	0,111
C3-1	103	0,05376	807,57	474,95	0,0339	269,68	24,41	128,88	0,00438	0,3353	0,27135	0,1293
C4-1	103	0,05376	721,15	465,61	0,0353	248,94	57,27	112,27	0,00479	0,3542	0,24112	0,1356
C5-1	103	0,05376	752,18	472,02	0,0337	81,07	141,41	16,87	0,00343	0,2167	0,03574	0,1017
C6-1	103	0,05376	786,43	473,18	0,0340	49,45	54,98	2,05	0,00227	0,094	0,00433	0,0668
C7-1	103	0,05376	762,45	463,80	0,0319	116,84	100,41	11,51	0,00472	0,2021	0,02482	0,1481
Wall 1	103	0,05376	16149	4251,76	0,0426	11233	-	2084	0,00104	0,6956	0,49015	0,0244
Wall 2	103	0,05376	15292	4260,22	0,0428	2661	-	699,39	0,00104	0,174	0,16417	0,0243
B1-1	103	0,05376	656,22	450,06	0,0309	260,91	-	45,89	0,00104	0,3976	0,10196	0,0336
B1-1	103	0,05376	582,24	449,39	0,0309	368,65	-	233,9	0,00104	0,6332	0,52048	0,0336
B1-2	103	0,05376	616,85	450,70	0,0309	180,16	-	26,45	0,00104	0,2921	0,05869	0,0336
B1-2	103	0,05376	499,86	446,02	0,0317	308,44	-	190,7	0,00104	0,6171	0,42756	0,0329
B1-3	103	0,05376	582,24	449,39	0,0309	212	-	45,16	0,00104	0,3641	0,10049	0,0336
B1-3	103	0,05376	582,24	449,39	0,0309	333,78	-	197,4	0,00104	0,5733	0,43926	0,0336
B1-4	103	0,05376	276,44	412,88	0,0345	46,85	-	114,55	0,00104	0,1695	0,27744	0,0302
B1-4	103	0,05376	276,44	412,88	0,0345	258,54	-	176,18	0,00104	0,9352	0,42671	0,0302
B1-5	103	0,05376	241,83	400,20	0,0298	16,44	-	106,73	0,00104	0,068	0,26669	0,035
B1-5	103	0,05376	241,83	400,20	0,0298	110	-	26,88	0,00104	0,4549	0,06717	0,035
B1-6	103	0,05376	276,72	408,64	0,0337	213,42	-	114,41	0,00104	0,7712	0,27998	0,0309
B1-6	103	0,05376	241,836	415,51	0,0345	22,5	-	73,76	0,00104	0,093	0,17752	0,0301
B1-7	103	0,05376	276,44	390,28	0,0273	32,165	-	68,15	0,00104	0,1164	0,17462	0,0381
B1-7	103	0,05376	276,44	390,28	0,0273	32,165	-	68,15	0,00104	0,1164	0,17462	0,0381
B1-8	103	0,05376	276,44	410,75	0,0339	100,52	-	85,46	0,00104	0,3636	0,20806	0,0307
B1-8	103	0,05376	314,73	409,76	0,0339	150,72	-	162,88	0,00104	0,4789	0,3975	0,0307
B1-9	103	0,05376	296,66	425,23	0,0366	93,6	-	111	0,00104	0,3155	0,26104	0,0284
B1-9	103	0,05376	256,68	429,44	0,0374	168,08	-	129,51	0,00104	0,6548	0,30158	0,0278
B1-10	103	0,05376	259,87	398,69	0,0272	65,82	-	38,7	0,00104	0,2533	0,09707	0,0382
B1-10	103	0,05376	259,87	398,69	0,0272	80,24	-	93,48	0,00104	0,3088	0,23447	0,0382
B1-11	103	0,05376	264,52	401,12	0,0281	85,93	-	93,31	0,00104	0,3249	0,23262	0,037
B1-11	103	0,05376	264,52	401,12	0,0281	46,45	-	9,71	0,00104	0,1756	0,02421	0,037

Με τοιχοπληρώσεις - 1^{ος} όροφος για push γ για T=475 χρόνια (ομοίως 2^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος})

C1-1	102	0,05475	720,87	467,21	0,0346	172,95	75,089	49,1	0,00087	0,2616	0,10509	0,0252
------	-----	---------	--------	--------	--------	--------	--------	------	---------	--------	---------	--------

C2-1	102	0,05475	748,67	464,95	0,0368	113,28	62,47	24,35	0,00107	0,1728	0,05237	0,0291
C3-1	102	0,05475	807,57	474,95	0,0339	138,61	67,8	69,16	0,00102	0,1911	0,14561	0,0301
C4-1	102	0,05475	721,15	465,61	0,0353	3,45	45,93	23,96	0,00151	0,0639	0,05146	0,0427
C5-1	102	0,05475	752,18	472,02	0,0337	75,92	15,38	39,43	0,00074	0,103	0,08353	0,0219
C6-1	102	0,05475	786,43	473,18	0,0340	145,01	16,99	33,51	0,00193	0,1857	0,07082	0,0568
C7-1	102	0,05475	762,45	463,80	0,0319	161,86	81,29	31,54	0,00151	0,2376	0,068	0,0474
Wall 1	102	0,05475	16149	4251,76	0,0426	260,75		107,57	0,00072	0,0161	0,0253	0,0169
Wall 2	102	0,05475	15292	4260,22	0,0428	36,69		12,79	0,00072	0,0024	0,003	0,0168
B1-1	102	0,05475	314,73	398,50	0,0309	132,79		122,57	0,00072	0,4219	0,30758	0,0233
B1-1	102	0,05475	276,44	400,08	0,0309	4,23		65,43	0,00072	0,0153	0,16354	0,0233
B1-2	102	0,05475	277,26	398,64	0,0309	116,81		106,47	0,00072	0,4213	0,26708	0,0233
B1-2	102	0,05475	241,83	405,86	0,0317	7,26		57,78	0,00072	0,03	0,14236	0,0227
B1-3	102	0,05475	276,44	400,08	0,0309	132,54		111,64	0,00072	0,4795	0,27904	0,0233
B1-3	102	0,05475	276,44	400,08	0,0309	27,34		40,58	0,00072	0,0989	0,10143	0,0233
B1-4	102	0,05475	276,44	412,88	0,0345	75,17		122,32	0,00072	0,2719	0,29626	0,0209
B1-4	102	0,05475	276,44	412,88	0,0345	233,48		168,41	0,00072	0,8446	0,40789	0,0209
B1-5	102	0,05475	241,83	400,20	0,0298	5,45		53,58	0,00072	0,0225	0,13388	0,0242
B1-5	102	0,05475	241,83	400,20	0,0298	36,46		80,043	0,00072	0,1508	0,20001	0,0242
B1-6	102	0,05475	276,72	408,64	0,0337	151,11		134,1	0,00072	0,5461	0,32816	0,0214
B1-6	102	0,05475	241,836	415,51	0,0345	15,93		84,077	0,00072	0,0659	0,20235	0,0209
B1-7	102	0,05475	276,44	390,28	0,0273	38,35		68,15	0,00072	0,1387	0,17462	0,0264
B1-7	102	0,05475	276,44	390,28	0,0273	38,35		68,15	0,00072	0,1387	0,17462	0,0264
B1-8	102	0,05475	276,44	410,75	0,0339	154,024		183,48	0,00072	0,5572	0,44669	0,0213
B1-8	102	0,05475	314,73	409,76	0,0339	230,93		64,87	0,00072	0,7337	0,15831	0,0213
B1-9	102	0,05475	296,66	425,23	0,0366	107,8		109,62	0,00072	0,3634	0,25779	0,0197
B1-9	102	0,05475	256,68	429,44	0,0374	193,58		130,92	0,00072	0,7542	0,30487	0,0192
B1-10	102	0,05475	259,87	398,69	0,0272	289,8		269,45	0,00072	1,1152	0,67585	0,0264
B1-10	102	0,05475	259,87	398,69	0,0272	366,32		324,28	0,00072	1,4096	0,81337	0,0264
B1-11	102	0,05475	264,52	401,12	0,0281	293,51		223,6	0,00072	1,1096	0,55743	0,0256
B1-11	102	0,05475	264,52	401,12	0,0281	388,57		307,2	0,00072	1,469	0,76585	0,0256

Χωρίς τοιχοπληρώσεις πλευρών 1-2 -1^{ος} όροφος για push x για T=475 χρόνια
(ομοίως 2^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος})

C1-1	147	0,07667	720,87	467,21	0,0346	322,53	252,17	128,7	0,00779	0,5679	0,27546	0,2253
C2-1	147	0,07667	748,67	464,95	0,0368	410,65	84,67	212,5	0,00534	0,56	0,45704	0,1453
C3-1	147	0,07667	807,57	474,95	0,0339	416,56	42,91	210,3	0,00567	0,5185	0,44278	0,1674
C4-1	147	0,07667	721,15	465,61	0,0353	358,7	136,07	162,39	0,00684	0,532	0,34877	0,1936
C5-1	147	0,07667	752,18	472,02	0,0337	95,45	216,8	19,78	0,00405	0,3149	0,0419	0,1201
C6-1	147	0,07667	786,43	473,18	0,0340	52,46	103,32	3,1	0,00188	0,1473	0,00655	0,0553
C7-1	147	0,07667	762,45	463,80	0,0319	130,17	163,5	3,61	0,00557	0,2741	0,00778	0,1748
Wall 1	147	0,07667	16149	4251,76	0,0426	11390		1989	0,00176	0,7053	0,46781	0,0413
Wall 2	147	0,07667	15292	4260,22	0,0428	4359		1017,78	0,00176	0,2851	0,2389	0,0411
B1-1	147	0,07667	314,73	398,50	0,0309	333,81		80,13	0,00176	1,0606	0,20108	0,0569
B1-1	147	0,07667	276,44	400,08	0,0309	449,79		268,14	0,00176	1,6271	0,67021	0,0569
B1-2	147	0,07667	277,26	398,64	0,0309	254,51		59,65	0,00176	0,9179	0,14963	0,0569
B1-2	147	0,07667	241,83	405,86	0,0317	383,48		223,9	0,00176	1,5857	0,55167	0,0556
B1-3	147	0,07667	276,44	400,08	0,0309	296,9		87,13	0,00176	1,074	0,21778	0,0569
B1-3	147	0,07667	276,44	400,08	0,0309	437,74		239,37	0,00176	1,5835	0,5983	0,0569
B1-4	147	0,07667	276,44	412,88	0,0345	16,86		95,81	0,00176	0,061	0,23205	0,051
B1-4	147	0,07667	276,44	412,88	0,0345	323,56		194,9	0,00176	1,1705	0,47205	0,051
B1-5	147	0,07667	241,83	400,20	0,0298	17,75		109,9	0,00176	0,0734	0,27461	0,0591
B1-5	147	0,07667	241,83	400,20	0,0298	118,77		23,71	0,00176	0,4911	0,05924	0,0591
B1-6	147	0,07667	276,72	408,64	0,0337	215,97		144,83	0,00176	0,7805	0,35442	0,0522
B1-6	147	0,07667	241,836	415,51	0,0345	22,77		73,42	0,00176	0,0942	0,1767	0,051
B1-7	147	0,07667	276,44	390,28	0,0273	30,68		68,15	0,00176	0,111	0,17462	0,0645
B1-7	147	0,07667	276,44	390,28	0,0273	30,68		68,15	0,00176	0,111	0,17462	0,0645
B1-8	147	0,07667	276,44	410,75	0,0339	160,84		62,24	0,00176	0,5818	0,15153	0,0519
B1-8	147	0,07667	314,73	409,76	0,0339	241,15		186,1	0,00176	0,7662	0,45417	0,0519
B1-9	147	0,07667	296,66	425,23	0,0366	89,22		111,12	0,00176	0,3007	0,26132	0,0481
B1-9	147	0,07667	256,68	429,44	0,0374	161,78		129,17	0,00176	0,6303	0,30079	0,047
B1-10	147	0,07667	259,87	398,69	0,0272	123,85		89,19	0,00176	0,4766	0,22371	0,0646
B1-10	147	0,07667	259,87	398,69	0,0272	133,8		143,98	0,00176	0,5149	0,36114	0,0646
B1-11	147	0,07667	264,52	401,12	0,0281	136,12		130,43	0,00176	0,5146	0,32516	0,0626
B1-11	147	0,07667	264,52	401,12	0,0281	91,43		46,74	0,00176	0,3456	0,11652	0,0626

Χωρίς τοιχοπληρώσεις πλευρών 1-2 -1^{ος} όροφος για push γ για T=475 χρόνια
(ομοίως 2^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος})

C1-1	127	0,06676	720,87	467,21	0,0346	230,39	123,45	70,33	0,00176	0,3626	0,15053	0,0509
C2-1	127	0,06676	748,67	464,95	0,0368	138,67	125,07	29,29	0,00158	0,2494	0,063	0,043
C3-1	127	0,06676	807,57	474,95	0,0339	144,54	131,7	67,59	0,00157	0,2421	0,14231	0,0463
C4-1	127	0,06676	721,15	465,61	0,0353	83,36	97,94	29,37	0,00231	0,1783	0,06308	0,0654
C5-1	127	0,06676	752,18	472,02	0,0337	69,59	9,54	38,59	0,00104	0,0934	0,08175	0,0308
C6-1	127	0,06676	786,43	473,18	0,0340	180,99	14,17	41,87	0,00213	0,2308	0,08849	0,0626
C7-1	127	0,06676	762,45	463,80	0,0319	216,07	102,55	51,75	0,00113	0,3137	0,11158	0,0355
Wall 1	127	0,06676	16149	4251,76	0,0426	283,57		113,9	0,00104	0,0176	0,02679	0,0244
Wall 2	127	0,06676	15292	4260,22	0,0428	35,073		2,85	0,00104	0,0023	0,00067	0,0243
B1-1	127	0,06676	314,73	398,50	0,0309	182,78		143,15	0,00104	0,5808	0,35922	0,0336
B1-1	127	0,06676	276,44	400,08	0,0309	38,69		44,86	0,00104	0,14	0,11213	0,0336
B1-2	127	0,06676	277,26	398,64	0,0309	146,25		119,7	0,00104	0,5275	0,30027	0,0336
B1-2	127	0,06676	241,83	405,86	0,0317	22,86		44,54	0,00104	0,0945	0,10974	0,0329
B1-3	127	0,06676	276,44	400,08	0,0309	173,88		131,046	0,00104	0,629	0,32755	0,0336
B1-3	127	0,06676	276,44	400,08	0,0309	73,29		21,18	0,00104	0,2651	0,05294	0,0336
B1-4	127	0,06676	276,44	412,88	0,0345	83,65		125,085	0,00104	0,3026	0,30296	0,0302
B1-4	127	0,06676	276,44	412,88	0,0345	223,016		165,65	0,00104	0,8067	0,40121	0,0302
B1-5	127	0,06676	241,83	400,20	0,0298	6,73		50,47	0,00104	0,0278	0,12611	0,035
B1-5	127	0,06676	241,83	400,20	0,0298	45,02		83,14	0,00104	0,1862	0,20774	0,035
B1-6	127	0,06676	276,72	408,64	0,0337	146,72		133,37	0,00104	0,5302	0,32638	0,0309
B1-6	127	0,06676	241,836	415,51	0,0345	15,47		84,8	0,00104	0,064	0,20409	0,0301
B1-7	127	0,06676	276,44	390,28	0,0273	40,76		68,15	0,00104	0,1474	0,17462	0,0381
B1-7	127	0,06676	276,44	390,28	0,0273	40,76		68,15	0,00104	0,1474	0,17462	0,0381
B1-8	127	0,06676	276,44	410,75	0,0339	199,36		200,94	0,00104	0,7212	0,4892	0,0307
B1-8	127	0,06676	314,73	409,76	0,0339	298,91		47,41	0,00104	0,9497	0,1157	0,0307
B1-9	127	0,06676	296,66	425,23	0,0366	109,73		109,43	0,00104	0,3699	0,25735	0,0284
B1-9	127	0,06676	256,68	429,44	0,0374	197,047		131,11	0,00104	0,7677	0,30531	0,0278
B1-10	127	0,06676	259,87	398,69	0,0272	291,81		288,41	0,00104	1,1229	0,7234	0,0382
B1-10	127	0,06676	259,87	398,69	0,0272	406,05		342,2	0,00104	1,5625	0,85832	0,0382
B1-11	127	0,06676	264,52	401,12	0,0281	427,92		323,32	0,00104	1,6177	0,80604	0,037
B1-11	127	0,06676	264,52	401,12	0,0281	295,59		239,72	0,00104	1,1175	0,59762	0,037

Χωρίς τοιχοπληρώσεις πλευρών 3-4 -1^{ος} όροφος για push x για T=475 χρόνια
(ομοίως 2^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος})

C1-1	150	0,07859	720,87	467,21	0,0346	261,41	193,69	97,28	0,00699	0,4513	0,20821	0,2021
C2-1	150	0,07859	748,67	464,95	0,0368	332,56	66,6	165,46	0,005	0,453	0,35587	0,136
C3-1	150	0,07859	807,57	474,95	0,0339	334,44	17,55	160,74	0,00534	0,4147	0,33843	0,1576
C4-1	150	0,07859	721,15	465,61	0,0353	301,71	65,53	134,058	0,00601	0,4281	0,28792	0,1701
C5-1	150	0,07859	752,18	472,02	0,0337	117,24	146,81	28,56	0,00456	0,2498	0,06051	0,1352
C6-1	150	0,07859	786,43	473,18	0,0340	67,85	78,88	0,2	0,00364	0,1323	0,00042	0,107
C7-1	150	0,07859	762,45	463,80	0,0319	142,48	133,29	9,63	0,00628	0,2559	0,02076	0,1971
Wall 1	150	0,07859	16149	4251,76	0,0426	15936		2201,15	0,00114	0,9868	0,5177	0,0267
Wall 2	150	0,07859	15292	4260,22	0,0428	2046		505,3	0,00114	0,1338	0,11861	0,0267
B1-1	150	0,07859	314,73	398,50	0,0309	331,04		75,82	0,00114	1,0518	0,19026	0,0369
B1-1	150	0,07859	276,44	400,08	0,0309	433,18		263,83	0,00114	1,567	0,65944	0,0369
B1-2	150	0,07859	277,26	398,64	0,0309	233,71		50,72	0,00114	0,8429	0,12723	0,0369
B1-2	150	0,07859	241,83	405,86	0,0317	363,05		214,8	0,00114	1,5013	0,52925	0,036
B1-3	150	0,07859	276,44	400,08	0,0309	274,44		73,95	0,00114	0,9928	0,18484	0,0369
B1-3	150	0,07859	276,44	400,08	0,0309	400,88		226,19	0,00114	1,4502	0,56536	0,0369
B1-4	150	0,07859	276,44	412,88	0,0345	47,25		114,51	0,00114	0,1709	0,27735	0,0331
B1-4	150	0,07859	276,44	412,88	0,0345	259,19		176,21	0,00114	0,9376	0,42679	0,0331
B1-5	150	0,07859	241,83	400,20	0,0298	31,45		143,17	0,00114	0,1301	0,35774	0,0383
B1-5	150	0,07859	241,83	400,20	0,0298	210,45		9,55	0,00114	0,8702	0,02386	0,0383
B1-6	150	0,07859	276,72	408,64	0,0337	256,94		151,61	0,00114	0,9285	0,37101	0,0338
B1-6	150	0,07859	241,836	415,51	0,0345	27,09		66,56	0,00114	0,112	0,16019	0,033
B1-7	150	0,07859	276,44	390,28	0,0273	31,68		68,15	0,00114	0,1146	0,17462	0,0418
B1-7	150	0,07859	276,44	390,28	0,0273	31,68		68,15	0,00114	0,1146	0,17462	0,0418
B1-8	150	0,07859	276,44	410,75	0,0339	91,32		89,014	0,00114	0,3303	0,21671	0,0336
B1-8	150	0,07859	314,73	409,76	0,0339	136,92		159,33	0,00114	0,435	0,38884	0,0336
B1-9	150	0,07859	296,66	425,23	0,0366	89,43		111,44	0,00114	0,3015	0,26207	0,0312
B1-9	150	0,07859	256,68	429,44	0,0374	160,59		129,1	0,00114	0,6256	0,30063	0,0304
B1-10	150	0,07859	259,87	398,69	0,0272	51,38		26,14	0,00114	0,1977	0,06557	0,0419
B1-10	150	0,07859	259,87	398,69	0,0272	66,93		80,93	0,00114	0,2576	0,20299	0,0419
B1-11	150	0,07859	264,52	401,12	0,0281	35,04		0,3	0,00114	0,1325	0,00075	0,0405
B1-11	150	0,07859	264,52	401,12	0,0281	73,16		83,9	0,00114	0,2766	0,20916	0,0405

Χωρίς τοιχοπληρώσεις πλευρών 3-4 -1^{ος} όροφος για push γ για T=475 χρόνια
(ομοίως 2^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος})

C2-1	16	0,09672	748,67	464,95	0,0368	202,71	5,1	45,49	0,0019	0,2708	0,09784	0,0517
C1-1	16	0,09672	720,87	467,21	0,0346	352,83	35,14	118,73	0,00208	0,4919	0,25412	0,0601

C3-1	16	0,09672	807,57	474,95	0,0339	188,59	9,51	81,4	0,00189	0,2338	0,17139	0,0558
C4-1	16	0,09672	721,15	465,61	0,0353	72,48	20,27	19,52	0,00251	0,1044	0,04192	0,071
C5-1	16	0,09672	752,18	472,02	0,0337	85,2	5,083	44,6	0,00211	0,1135	0,09449	0,0626
C6-1	16	0,09672	786,43	473,18	0,0340	277,89	14,91	70,15	0,00448	0,3539	0,14825	0,1317
C7-1	16	0,09672	762,45	463,80	0,0319	356,51	83,77	107,59	0,0025	0,4803	0,23198	0,0784
Wall 1	16	0,09672	16149	4251,76	0,0426	417,68		163,3	0,00268	0,0259	0,03841	0,0629
Wall 2	16	0,09672	15292	4260,22	0,0428	17,38		9,06	0,00151	0,0011	0,00213	0,0353
B1-1	16	0,09672	314,73	398,50	0,0309	198,62		150,16	0,00151	0,6311	0,37681	0,0489
B1-1	16	0,09672	276,44	400,08	0,0309	54,09		37,84	0,00151	0,1957	0,09458	0,0489
B1-2	16	0,09672	277,26	398,64	0,0309	164,1		127,62	0,00151	0,5919	0,32014	0,0489
B1-2	16	0,09672	241,83	405,86	0,0317	40,63		36,62	0,00151	0,168	0,09023	0,0477
B1-3	16	0,09672	276,44	400,08	0,0309	188,46		137,053	0,00151	0,6817	0,34256	0,0489
B1-3	16	0,09672	276,44	400,08	0,0309	85,74		15,18	0,00151	0,3102	0,03794	0,0489
B1-4	16	0,09672	276,44	412,88	0,0345	71,71		121,5	0,00151	0,2594	0,29428	0,0438
B1-4	16	0,09672	276,44	412,88	0,0345	236,78		169,38	0,00151	0,8565	0,41024	0,0438
B1-5	16	0,09672	241,83	400,20	0,0298	8,21		86,75	0,00151	0,0339	0,21676	0,0507
B1-5	16	0,09672	241,83	400,20	0,0298	54,96		46,86	0,00151	0,2273	0,11709	0,0507
B1-6	16	0,09672	276,72	408,64	0,0337	189,94		140,52	0,00151	0,6864	0,34387	0,0448
B1-6	16	0,09672	241,836	415,51	0,0345	20,03		77,65	0,00151	0,0828	0,18688	0,0438
B1-7	16	0,09672	276,44	390,28	0,0273	45,63		68,154	0,00151	0,1651	0,17463	0,0553
B1-7	16	0,09672	276,44	390,28	0,0273	45,63		68,154	0,00151	0,1651	0,17463	0,0553
B1-8	16	0,09672	276,44	410,75	0,0339	201,18		201,62	0,00151	0,7278	0,49086	0,0446
B1-8	16	0,09672	314,73	409,76	0,0339	301,58		46,72	0,00151	0,9582	0,11402	0,0446
B1-9	16	0,09672	296,66	425,23	0,0366	107,96		109,61	0,00151	0,3639	0,25777	0,0413
B1-9	16	0,09672	256,68	429,44	0,0374	193,86		130,93	0,00151	0,7553	0,30489	0,0403
B1-10	16	0,09672	259,87	398,69	0,0272	297,34		337,81	0,00151	1,1442	0,84731	0,0555
B1-10	16	0,09672	259,87	398,69	0,0272	509,75		392,52	0,00151	1,9616	0,98454	0,0555
B1-11	16	0,09672	264,52	401,12	0,0281	300,72		279,63	0,00151	1,1369	0,69712	0,0537
B1-11	16	0,09672	264,52	401,12	0,0281	525,37		363,24	0,00151	1,9861	0,90556	0,0537

Χωρίς τοιχοπληρώσεις 1^{ος} ορόφου -1^{ος} όροφος για push x για T=475 χρόνια (ομοίως 2^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος})

C1-1	125	0,0658	720,87	467,21	0,0346	465,56	418	212,65	0,00859	0,8679	0,45515	0,2484
C2-1	125	0,0658	748,67	464,95	0,0368	562,61	141,49	306,29	0,00577	0,7749	0,65876	0,157
C3-1	125	0,0658	807,57	474,95	0,0339	572,085	32,38	305,21	0,00619	0,7095	0,64261	0,1827

C4-1	125	0,0658	721,15	465,61	0,0353	498,12	215,66	243,92	0,00768	0,7527	0,52387	0,2174
C5-1	125	0,0658	752,18	472,02	0,0337	126,89	278,45	36,98	0,00434	0,4068	0,07834	0,1287
C6-1	125	0,0658	786,43	473,18	0,0340	70,51	232,35	15,12	0,00236	0,3088	0,03195	0,0694
C7-1	125	0,0658	762,45	463,80	0,0319	220,81	329,88	58,67	0,00578	0,5206	0,1265	0,1814
Wall 1	125	0,0658	16149	4251,76	0,0426	13228		2580	0,00236	0,8191	0,60681	0,0554
Wall 2	125	0,0658	15292	4260,22	0,0428	3242,33		919,84	0,00236	0,212	0,21591	0,0552
B1-1	125	0,0658	656,22	450,06	0,0309	334,62		83,73	0,00236	0,5099	0,18604	0,0764
B1-1	125	0,0658	582,24	449,39	0,0309	465,19		271,74	0,00236	0,799	0,60469	0,0764
B1-2	125	0,0658	616,85	450,70	0,0309	279,95		71,31	0,00236	0,4538	0,15822	0,0764
B1-2	125	0,0658	499,86	446,02	0,0317	410,49		235,56	0,00236	0,8212	0,52814	0,0746
B1-3	125	0,0658	582,24	449,39	0,0309	298,33		93,52	0,00236	0,5124	0,2081	0,0764
B1-3	125	0,0658	582,24	449,39	0,0309	465		245,75	0,00236	0,7986	0,54685	0,0764
B1-4	125	0,0658	276,44	412,88	0,0345	12,65		96,071	0,00236	0,0458	0,23269	0,0684
B1-4	125	0,0658	276,44	412,88	0,0345	326,017		194,66	0,00236	1,1793	0,47147	0,0684
B1-5	125	0,0658	241,83	400,20	0,0298	20,35		116,96	0,00236	0,0842	0,29225	0,0793
B1-5	125	0,0658	241,83	400,20	0,0298	138,54		16,54	0,00236	0,5729	0,04133	0,0793
B1-6	125	0,0658	276,72	408,64	0,0337	224,51		146,25	0,00236	0,8113	0,35789	0,07
B1-6	125	0,0658	241,836	415,51	0,0345	23,67		71,92	0,00236	0,0979	0,17309	0,0684
B1-7	125	0,0658	276,44	390,28	0,0273	27,96		68,15	0,00236	0,1011	0,17462	0,0865
B1-7	125	0,0658	276,44	390,28	0,0273	27,96		68,15	0,00236	0,1011	0,17462	0,0865
B1-8	125	0,0658	276,44	410,75	0,0339	178,51		55,44	0,00236	0,6457	0,13497	0,0697
B1-8	125	0,0658	314,73	409,76	0,0339	267,64		192,9	0,00236	0,8504	0,47076	0,0697
B1-9	125	0,0658	296,66	425,23	0,0366	90,073		111,37	0,00236	0,3036	0,26191	0,0645
B1-9	125	0,0658	256,68	429,44	0,0374	161,74		129,17	0,00236	0,6301	0,30079	0,063
B1-10	125	0,0658	259,87	398,69	0,0272	76,6		48,026	0,00236	0,2948	0,12046	0,0867
B1-10	125	0,0658	259,87	398,69	0,0272	90,067		102,81	0,00236	0,3466	0,25787	0,0867
B1-11	125	0,0658	264,52	401,12	0,0281	54,032		16,33	0,00236	0,2043	0,04071	0,0839
B1-11	125	0,0658	264,52	401,12	0,0281	95,12		99,85	0,00236	0,3596	0,24893	0,0839

Χωρίς τοιχοπληρώσεις 1^{ος} ορόφου -1^{ος} όροφος για push γ για T=475 χρόνια (ομοίως 2^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος})

C1-1	109	0,05835	720,87	467,21	0,0346	370,13	192	164,2	0,00235	0,5784	0,35145	0,068
C2-1	109	0,05835	748,67	464,95	0,0368	186,67	209,3	58,67	0,00175	0,3746	0,12619	0,0476

C3-1	109	0,05835	807,57	474,95	0,0339	155,98	216,73	79,47	0,00182	0,3307	0,16732	0,0537
C4-1	109	0,05835	721,15	465,61	0,0353	108,51	182,13	51,95	0,00253	0,294	0,11157	0,0716
C5-1	109	0,05835	752,18	472,02	0,0337	9,76	15,87	3,14	0,00147	0,0248	0,00665	0,0436
C6-1	109	0,05835	786,43	473,18	0,0340	257,19	11,99	86,95	0,00246	0,3274	0,18376	0,0723
C7-1	109	0,05835	762,45	463,80	0,0319	325,16	138,78	121,44	0,00147	0,4637	0,26184	0,0461
Wall 1	109	0,05835	16149	4251,76	0,0426	290,054		121	0,00147	0,018	0,02846	0,0345
Wall 2	109	0,05835	15292	4260,22	0,0428	74,37		23,8	0,00147	0,0049	0,00559	0,0344
B1-1	109	0,05835	314,73	398,50	0,0309	209,9		153,35	0,00147	0,6669	0,38482	0,0476
B1-1	109	0,05835	276,44	400,08	0,0309	57,16		34,65	0,00147	0,2068	0,08661	0,0476
B1-2	109	0,05835	277,26	398,64	0,0309	158,61		125,49	0,00147	0,5721	0,31479	0,0476
B1-2	109	0,05835	241,83	405,86	0,0317	36,56		38,75	0,00147	0,1512	0,09548	0,0464
B1-3	109	0,05835	276,44	400,08	0,0309	185,57		136,15	0,00147	0,6713	0,34031	0,0476
B1-3	109	0,05835	276,44	400,08	0,0309	84,58		16,082	0,00147	0,306	0,0402	0,0476
B1-4	109	0,05835	276,44	412,88	0,0345	109,47		131,91	0,00147	0,396	0,31949	0,0426
B1-4	109	0,05835	276,44	412,88	0,0345	201,91		158,82	0,00147	0,7304	0,38467	0,0426
B1-5	109	0,05835	241,83	400,20	0,0298	4,54		55,77	0,00147	0,0188	0,13935	0,0494
B1-5	109	0,05835	241,83	400,20	0,0298	30,43		77,85	0,00147	0,1258	0,19453	0,0494
B1-6	109	0,05835	276,72	408,64	0,0337	153,71		134,53	0,00147	0,5555	0,32921	0,0436
B1-6	109	0,05835	241,836	415,51	0,0345	16,2		83,64	0,00147	0,067	0,20129	0,0426
B1-7	109	0,05835	276,44	390,28	0,0273	44,18		68,15	0,00147	0,1598	0,17462	0,0539
B1-7	109	0,05835	276,44	390,28	0,0273	44,18		68,15	0,00147	0,1598	0,17462	0,0539
B1-8	109	0,05835	276,44	410,75	0,0339	189,48		197,13	0,00147	0,6854	0,47992	0,0434
B1-8	109	0,05835	314,73	409,76	0,0339	284,09		51,21	0,00147	0,9026	0,12498	0,0434
B1-9	109	0,05835	296,66	425,23	0,0366	109,92		109,41	0,00147	0,3705	0,2573	0,0402
B1-9	109	0,05835	256,68	429,44	0,0374	197,39		131,13	0,00147	0,769	0,30535	0,0393
B1-10	109	0,05835	259,87	398,69	0,0272	290,14		278,56	0,00147	1,1165	0,6987	0,054
B1-10	109	0,05835	259,87	398,69	0,0272	385,24		333,29	0,00147	1,4824	0,83597	0,054
B1-11	109	0,05835	264,52	401,12	0,0281	405,15		314	0,00147	1,5316	0,7828	0,0523
B1-11	109	0,05835	264,52	401,12	0,0281	294,39		230,39	0,00147	1,1129	0,57436	0,0523

Χωρίς τοιχοπληρώσεις 2^{ου} ορόφου -2^{ος} όροφος για push x για T=475 χρόνια (ομοίως 1^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος})

C1-2	161	0,08481	702,90	460,63	0,0366	240,59	274,67	162,48	0,01048	0,5195	0,35273	0,286
C2-2	161	0,08481	784,76	464,98	0,0385	550	52,44	374,36	0,00796	0,704	0,80511	0,207
C3-2	161	0,08481	743,88	466,69	0,0360	532,1	43,4	365,2	0,00816	0,7177	0,78254	0,2267

C4-2	161	0,08481	703,53	459,07	0,0371	419,17	83,21	279,46	0,00953	0,6074	0,60875	0,2567
C5-2	161	0,08481	714,99	463,63	0,0359	88,53	244,4	45,13	0,00629	0,3636	0,09734	0,1752
C6-2	161	0,08481	710,96	462,51	0,0364	16,85	70,63	6,21	0,00475	0,1021	0,01343	0,1306
C7-2	161	0,08481	748,80	470,67	0,0344	24,17	191,51	15,9	0,00751	0,2578	0,03378	0,218
B2-1	161	0,08481	656,22	450,06	0,0422	296,41		84,092	0,00475	0,4517	0,18685	0,1125
B2-1	161	0,08481	582,24	449,39	0,0422	505,02		272,1	0,00475	0,8674	0,60549	0,1125
B2-2	161	0,08481	616,85	450,70	0,0422	298,12		91,02	0,00475	0,4833	0,20195	0,1125
B2-2	161	0,08481	499,86	446,02	0,0412	481,027		255,27	0,00475	0,9623	0,57233	0,1152
B2-3	161	0,08481	582,24	449,39	0,0422	301,55		107,81	0,00475	0,5179	0,2399	0,1125
B2-3	161	0,08481	582,24	449,39	0,0422	526,12		260,045	0,00475	0,9036	0,57866	0,1125
B2-4	161	0,08481	276,44	412,88	0,0471	4,9		97,11	0,00475	0,0177	0,2352	0,1008
B2-4	161	0,08481	276,44	412,88	0,0471	326,58		193,62	0,00475	1,1814	0,46895	0,1008
B2-5	161	0,08481	241,83	400,20	0,0397	36,76		156,042	0,00475	0,152	0,38991	0,1197
B2-5	161	0,08481	241,83	400,20	0,0388	245,9		22,41	0,00475	1,0168	0,056	0,1226
B2-6	161	0,08481	276,72	408,64	0,0460	280,44		155,5	0,00475	1,0134	0,38053	0,1032
B2-6	161	0,08481	241,836	415,51	0,0449	29,57		62,67	0,00475	0,1223	0,15083	0,1057
B2-7	161	0,08481	276,44	390,28	0,0373	28,93		68,15	0,00475	0,1047	0,17462	0,1275
B2-7	161	0,08481	276,44	390,28	0,0373	28,93		68,15	0,00475	0,1047	0,17462	0,1275
B2-8	161	0,08481	276,44	410,75	0,0463	146,6		67,78	0,00475	0,5303	0,16501	0,1026
B2-8	161	0,08481	314,73	409,76	0,0463	219,58		180,56	0,00475	0,6977	0,44065	0,1026
B2-9	161	0,08481	296,66	425,23	0,0499	86,09		111,76	0,00475	0,2902	0,26283	0,0951
B2-9	161	0,08481	256,68	429,44	0,0488	154,6		128,77	0,00475	0,6023	0,29986	0,0974
B2-10	161	0,08481	259,87	398,69	0,0363	103,59		70,6	0,00475	0,3986	0,17708	0,1308
B2-10	161	0,08481	259,87	398,69	0,0363	112,97		125,38	0,00475	0,4347	0,31448	0,1308
B2-11	161	0,08481	264,52	401,12	0,0375	114,33		113,74	0,00475	0,4322	0,28355	0,1266
B2-11	161	0,08481	264,52	401,12	0,0366	70,57		30,14	0,00475	0,2668	0,07514	0,1296

Χωρίς τοιχοπληρώσεις 2^ο ορόφου -2^ος όροφος για push γ για T=475 χρόνια (ομοίως 1^ο, 3^ο, 4^ο)

C2-2	158	0,08492	784,76	464,98	0,0385	48,01	205,79	30,21	0,00374	0,2693	0,06497	0,0972
C1-2	158	0,08492	702,90	460,63	0,0366	224,35	21,8	149,72	0,00374	0,4074	0,32503	0,1021
C3-2	158	0,08492	743,88	466,69	0,0360	224,35	213,41	149,36	0,00374	0,4162	0,32004	0,1039

C4-2	158	0,08492	703,53	459,07	0,0371	76,76	131,7	52,2	0,00374	0,2167	0,11371	0,1007
C5-2	158	0,08492	714,99	463,63	0,0359	122,79	10,15	68,7	0,00374	0,1723	0,14818	0,1042
C6-2	158	0,08492	710,96	462,51	0,0364	140,86	14,79	76,78	0,00375	0,1992	0,16601	0,1031
C7-2	158	0,08492	748,80	470,67	0,0344	178,53	148,86	104,92	0,00374	0,3104	0,22292	0,1086
B2-1	158	0,08492	314,73	398,50	0,0422	230,29		162	0,00374	0,7317	0,40652	0,0886
B2-1	158	0,08492	276,44	400,08	0,0422	75,71		26	0,00374	0,2739	0,06499	0,0886
B2-2	158	0,08492	277,26	398,64	0,0422	174,89		132,74	0,00374	0,6308	0,33298	0,0886
B2-2	158	0,08492	241,83	405,86	0,0412	52,88		31,5	0,00374	0,2187	0,07761	0,0907
B2-3	158	0,08492	276,44	400,08	0,0422	208,64		145,78	0,00374	0,7547	0,36438	0,0886
B2-3	158	0,08492	276,44	400,08	0,0422	104,87		6,447	0,00374	0,3794	0,01611	0,0886
B2-4	158	0,08492	276,44	412,88	0,0471	43,24		111,25	0,00374	0,1564	0,26945	0,0794
B2-4	158	0,08492	276,44	412,88	0,0471	277,63		179,48	0,00374	1,0043	0,43471	0,0794
B2-5	158	0,08492	241,83	400,20	0,0397	1,28		63,69	0,00374	0,0053	0,15914	0,0942
B2-5	158	0,08492	241,83	400,20	0,0388	8,6		69,93	0,00374	0,0356	0,17474	0,0965
B2-6	158	0,08492	276,72	408,64	0,0460	162,47		135,98	0,00374	0,5871	0,33276	0,0812
B2-6	158	0,08492	241,836	415,51	0,0449	17,13		82,19	0,00374	0,0708	0,1978	0,0832
B2-7	158	0,08492	276,44	390,28	0,0373	44,43		68,013	0,00374	0,1607	0,17427	0,1004
B2-7	158	0,08492	276,44	390,28	0,0373	44,64		68,15	0,00374	0,1615	0,17462	0,1004
B2-8	158	0,08492	276,44	410,75	0,0463	201,22		201,63	0,00374	0,7279	0,49088	0,0808
B2-8	158	0,08492	314,73	409,76	0,0463	301,58		46,71	0,00374	0,9582	0,11399	0,0808
B2-9	158	0,08492	296,66	425,23	0,0499	111,49		109,26	0,00374	0,3758	0,25695	0,0749
B2-9	158	0,08492	256,68	429,44	0,0488	200,21		131,28	0,00374	0,78	0,3057	0,0767
B2-10	158	0,08492	259,87	398,69	0,0363	390,68		452,36	0,00374	1,5034	1,13463	0,103
B2-10	158	0,08492	259,87	398,69	0,0363	669,49		507,11	0,00374	2,5762	1,27196	0,103
B2-11	158	0,08492	264,52	401,12	0,0375	659,2		435,61	0,00374	2,4921	1,08597	0,0997
B2-11	158	0,08492	264,52	401,12	0,0366	352,9		352,016	0,00374	1,3341	0,87757	0,1021

Χωρίς τοιχοπληρώσεις 3^{ου} ορόφου -3^{ου} ορόφος για push x για T=475 χρόνια (ομοίως 1^{ου}, 2^{ου}, 4^{ου})

C6-3	140	0,07391	688,24	456,02	0,0390	32,55	71,94	0,64	0,00405	0,1147	0,0014	0,1039
C7-3	140	0,07391	678,64	453,77	0,0390	247,2	181,69	138,91	0,00618	0,4521	0,30616	0,1586
C7-3	140	0,07391	734,63	462,52	0,0374	45,93	135,47	7,68	0,00405	0,1947	0,0166	0,1084
B3-1	140	0,07391	314,73 ⁹⁰	398,58	0,0402	408,032	49,57	270,042	0,00517	0,554	0,58656	0,1287
B3-1	140	0,07391	276,44 ¹⁴	400,08	0,0412	246,35		43,84	0,00405	0,7827	0,4168	0,0982
B3-1	140	0,07391	276,44 ¹⁴	400,08	0,0384	420,82	31,43	274,94	0,00517	0,5934	0,5983	0,1329
B3-1	140	0,07391	276,44 ¹⁴	400,08	0,0412	370,35		237,05	0,00405	1,3397	0,57751	0,0982
B3-2	140	0,07391	277,26 ⁴³	452,42	0,0393	292,057	53,95	195,9	0,00655	0,441	0,433	0,1665
B3-2	140	0,07391	277,26 ⁴³	452,42	0,0412	270,26		38,48	0,00405	0,7583	0,09653	0,0982
B3-2	140	0,07391	241,83 ¹⁵	405,86	0,0384	52,52	176,93	31,52	0,00533	0,2674	0,06812	0,1456
B3-2	140	0,07391	241,83 ¹⁵	405,86	0,0412	332,49		202,73	0,00405	1,3749	0,49951	0,0982

B3-3	140	0,07391	276,44	400,08	0,0412	244,27		63,19	0,00405	0,8836	0,15794	0,0982
B3-3	140	0,07391	276,44	400,08	0,0412	382,63		215,43	0,00405	1,3841	0,53847	0,0982
B3-4	140	0,07391	276,44	412,88	0,0471	86,34		123,49	0,00405	0,3123	0,2991	0,086
B3-4	140	0,07391	276,44	412,88	0,0471	236,63		167,24	0,00405	0,856	0,40506	0,086
B3-5	140	0,07391	241,83	400,20	0,0388	39,21		163,089	0,00405	0,1621	0,40752	0,1045
B3-5	140	0,07391	241,83	400,20	0,0397	265,72		29,6	0,00405	1,0988	0,07396	0,102
B3-6	140	0,07391	276,72	408,64	0,0460	275,57		154,7	0,00405	0,9958	0,37857	0,088
B3-6	140	0,07391	241,836	415,51	0,0449	29,06		63,47	0,00405	0,1202	0,15275	0,0901
B3-7	140	0,07391	276,44	390,28	0,0373	34,31		68,15	0,00405	0,1241	0,17462	0,1087
B3-7	140	0,07391	276,44	390,28	0,0373	34,31		68,15	0,00405	0,1241	0,17462	0,1087
B3-8	140	0,07391	276,44	410,75	0,0463	70,9		96,87	0,00405	0,2565	0,23584	0,0875
B3-8	140	0,07391	314,73	409,76	0,0463	106,31		151,47	0,00405	0,3378	0,36966	0,0875
B3-9	140	0,07391	296,66	425,23	0,0499	95,029		110,88	0,00405	0,3203	0,26076	0,0811
B3-9	140	0,07391	256,68	429,44	0,0488	170,64		129,66	0,00405	0,6648	0,30193	0,083
B3-10	140	0,07391	259,87	398,69	0,0363	66,083		38,56	0,00405	0,2543	0,09672	0,1115
B3-10	140	0,07391	259,87	398,69	0,0363	79,68		93,35	0,00405	0,3066	0,23414	0,1115
B3-11	140	0,07391	264,52	401,12	0,0375	83,66		91,26	0,00405	0,3163	0,22751	0,1079
B3-11	140	0,07391	264,52	401,12	0,0366	43,45		7,66	0,00405	0,1643	0,0191	0,1105

Χωρίς τοιχοπληρώσεις 3^{ου} ορόφου -3^{ος} όροφος για push y για T=475 χρόνια (ομοίως 1^{ος}, 2^{ος}, 4^{ος})

C1-3	137	0,07393	678,64	453,72	0,0390	250,27	113,08	138,96	0,00415	0,4047	0,30627	0,1065
C2-3	137	0,07393	741,90	460,38	0,0402	57,35	141,53	32,43	0,00415	0,2058	0,07044	0,1033
C3-3	137	0,07393	711,14	459,53	0,0384	160,95	142,1	108,39	0,00415	0,3019	0,23587	0,108
C4-3	137	0,07393	673,43	452,42	0,0393	63,36	90,52	27,95	0,00415	0,1641	0,06178	0,1055
C5-3	137	0,07393	690,15	456,05	0,0384	91,79	1,81	50,51	0,00415	0,133	0,11076	0,1081
C6-3	137	0,07393	688,24	456,02	0,0390	78,13	16,85	51,89	0,00415	0,1161	0,11379	0,1065
C7-3	137	0,07393	734,63	462,52	0,0374	136,66	108,15	84,82	0,00415	0,2372	0,18339	0,1111
B3-1	137	0,07393	314,73	398,50	0,0412	164,98		133,39	0,00415	0,5242	0,33473	0,1007
B3-1	137	0,07393	276,44	400,08	0,0412	12,27		54,61	0,00415	0,0444	0,1365	0,1007
B3-2	137	0,07393	277,26	398,64	0,0412	116,31		106,99	0,00415	0,4195	0,26839	0,1007
B3-2	137	0,07393	241,83	405,86	0,0412	4,42		57,26	0,00415	0,0183	0,14108	0,1007
B3-3	137	0,07393	276,44	400,08	0,0412	147,21		117,37	0,00415	0,5325	0,29337	0,1007

B3-3	137	0,07393	276,44	400,08	0,0412	38,43		34,86	0,00415	0,139	0,08713	0,1007
B3-4	137	0,07393	276,44	412,88	0,0471	52,16		111,65	0,00415	0,1887	0,27042	0,0881
B3-4	137	0,07393	276,44	412,88	0,0471	283,78		179,085	0,00415	1,0266	0,43375	0,0881
B3-5	137	0,07393	241,83	400,20	0,0388	3,12		59,22	0,00415	0,0129	0,14797	0,1071
B3-5	137	0,07393	241,83	400,20	0,0397	20,9		74,39	0,00415	0,0864	0,18588	0,1046
B3-6	137	0,07393	276,72	408,64	0,0460	158,67		135,35	0,00415	0,5734	0,33122	0,0902
B3-6	137	0,07393	241,836	415,51	0,0449	16,73		82,82	0,00415	0,0692	0,19932	0,0923
B3-7	137	0,07393	276,44	390,28	0,0373	47,064		68,154	0,00415	0,1703	0,17463	0,1114
B3-7	137	0,07393	276,44	390,28	0,0373	47,064		68,154	0,00415	0,1703	0,17463	0,1114
B3-8	137	0,07393	276,44	410,75	0,0463	201,15		201,62	0,00415	0,7276	0,49086	0,0897
B3-8	137	0,07393	314,73	409,76	0,0463	301,57		46,72	0,00415	0,9582	0,11402	0,0897
B3-9	137	0,07393	296,66	425,23	0,0499	112,22		109,18	0,00415	0,3783	0,25676	0,0831
B3-9	137	0,07393	256,68	429,44	0,0488	201,52		131,35	0,00415	0,7851	0,30587	0,0851
B3-10	137	0,07393	259,87	398,69	0,0363	386,92		418,3	0,00415	1,4889	1,0492	0,1143
B3-10	137	0,07393	259,87	398,69	0,0363	598,05		473,087	0,00415	2,3013	1,18662	0,1143
B3-11	137	0,07393	264,52	401,12	0,0375	576,26		401,64	0,00415	2,1785	1,00129	0,1106
B3-11	137	0,07393	264,52	401,12	0,0366	348,53		318,043	0,00415	1,3176	0,79288	0,1133

6.8

4-όροφο

Τέμνουσα βάσης ως προς x	2226	x	η_v	
Τέμνουσα βάσης ως προς y	2416			0,66
Τέμνουσα που αναλαμβάνει Wall1 x	1371			
Τέμνουσα που αναλαμβάνει Wall2 x	89,31			
Τέμνουσα που αναλαμβάνει Wall1 y	66,67			0,71
Τέμνουσα που αναλαμβάνει Wall2 y	1642,23			
4 Όροφο				
		Full infills		
		Τέμνουσα Fb (από διγραμικοποίηση)	4850	kN
		Τέμνουσα σχεδιασμού Fd	2226	kN
		Fd/q	742	kN
		Fb/Fd	2,18	
		No infills		

Τέμνουσα Fb (από διγραμμοποίηση)	3250	kN
Τέμνουσα σχεδιασμού Fd	2226	kN
Fd/q	742	kN
Fb/Fd	1,46	
Σύγκριση Full/No infills	$\alpha =$	1,49