

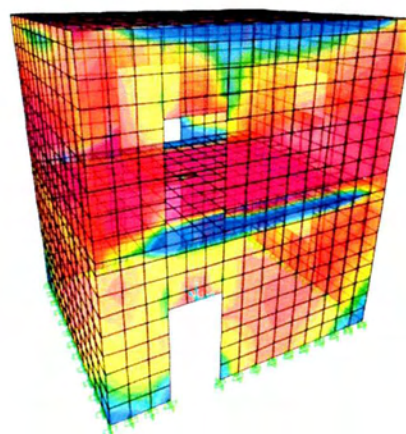
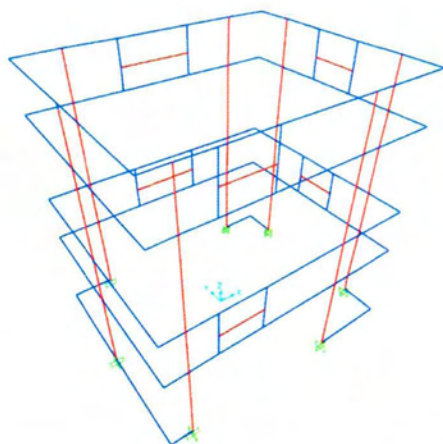


ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

**«ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ
ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ ΣΥΜΜΟΡΦΩΜΕΝΑ ΜΕ ΕΚ6 & ΕΚ8»**

ΕΥΑΓΓΕΛΙΑ ΚΟΠΑΝΟΥ



ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ: ΜΑΡΙΝΑ ΜΩΡΕΤΤΗ, ΕΠΙΚ. ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ Π.Θ.

ΒΟΛΟΣ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2014



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»

Αριθ. Εισ.: 12542/1
Ημερ. Εισ.: 15-04-2014
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ
2014
ΚΟΠ

Ευχαριστίες

Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να ευχαριστήσω την επιβλέπουσα της διπλωματικής μου εργασίας, κυρία Μαρίνα Μωρέττη, Επίκ. Καθηγήτρια της Πολυτεχνικής Σχολής Π.Θ, που με βοήθησε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα. Επίσης εκφράζονται θερμές ευχαριστίες προς τον Τριαντάφυλλο Μακάριο, Λέκτορα του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής ΑΠΘ, για τις πολύτιμες και πρόθυμες συμβουλές του σχετικά με τις προσομοιώσεις των κτηρίων μέσω του λογισμικού SAP2000.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
1.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	7
1.2 ΔΙΑΡΘΡΩΣΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	7
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ	9
2.1 ΓΕΝΙΚΑ	9
2.2 ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ	10
2.3 ΔΙΑΖΩΜΑΤΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ	11
2.4 ΟΠΛΙΣΜΕΝΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ.....	11
2.5 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ	13
2.5.1 ΟΜΑΔΕΣ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ –ΚΑΤΑΤΑΞΗ.....	14
2.5.2 ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΙ.....	16
2.6 ΚΟΝΙΑΜΑΤΑ	18
2.6.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ –ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΟΝΙΑΜΑΤΩΝ	18
2.7 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΟΜΗΣΗΣ ΤΥΠΟΥ ΟΡΘΟBLOCK ΜΕ ΛΙΘΟΣΩΜΑ Κ300	19
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ	23
3.1 ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΣΤΑΘΕΡΕΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ	23
3.1.1 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, E_w	23
3.1.2 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ.....	24
3.1.3 ΛΟΓΟΣ POISSON	25
3.1.4 ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ, G	25
3.2 ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ.....	26
3.2.1 ΓΕΝΙΚΑ	26
3.2.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ	26
3.3 ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ.....	29

3.3.1 ΓΕΝΙΚΑ	29
3.3.2 ΤΙΜΕΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ).....	30
3.3.3 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 6.	34
3.4 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	36
3.4.1 ΓΕΝΙΚΑ	36
3.4.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΤΙΜΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ	37
3.5 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	39
3.5.1 ΤΡΟΠΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ	40
3.5.2 ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ VON –MISES.....	40
3.5.3 ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ MOHR-COULOMB.....	42
3.5.4 ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟ ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΑΠΟ ΤΟΥΣ ΣΥΡΜΑΚΕΖΗΣ & ΑΣΤΕΡΗΣ.....	43
3.5.5 ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΡΙΤΗΡΙΟΥ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	45

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΜΟΡΦΩΣΗΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ.....

4.1 ΓΕΝΙΚΑ	46
4.2 ΣΥΜΜΕΤΡΙΑ	46
4.3 ΑΠΛΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΚΑΤΟΨΗΣ	47
4.4 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ	48
4.5 ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΣ ΜΕ ΑΡΜΟΥΣ.....	48
4.6 ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΟΙΧΩΝ	49
4.7 ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ.....	49
4.8 ΕΛΑΧΙΣΤΑ ΠΑΧΗ ΤΟΙΧΩΝ	50
4.9 ΑΚΑΜΨΙΑ ΔΑΠΕΔΩΝ	50
4.10 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΖΩΜΑΤΑ	51
4.11 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ.....	54
4.12 ΥΨΗ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ.....	56
4.13 ΣΤΕΓΕΣ- ΠΛΑΚΕΣ Ο/Σ- ΞΥΛΙΝΑ ΠΑΤΩΜΑΤΑ	56
4.14 ΑΝΩΦΛΙΑ.....	57
4.15 ΘΕΜΕΛΙΑ	57
4.16 ΥΨΟΣ ΚΑΙ ΣΥΜΜΕΤΡΙΑ ΚΑΘ'ΥΨΟΣ	58

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗΣ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΟΡΓΑΝΙΣΜΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ	59
5.1 ΓΕΝΙΚΑ	59
5.2 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ.....	59
5.2.1 Α.ΚΑΠΠΟΣ, Γ.ΓΕΝΕΛΗΣ, Χ.ΔΡΑΚΟΠΟΥΛΟΣ [23]	61
5.2.2 Κ. ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ, Χ.ΙΓΝΑΤΑΚΗΣ, Γ. ΚΑΡΑΚΑΤΣΑΝΗΣ [11]	62
5.2.3 ΜΕΘΟΔΟΣ «ΙΤΑΛΙΚΗΣ ΣΧΟΛΗΣ».....	63
5.2.3.1 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΜΑΘΗΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟΥ ΤΗΣ ΡΑΝΙΑ.....	65
5.3 ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	66
5.3.1 ΓΕΝΙΚΑ	66
5.3.2 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	68
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ ΒΑΣΕΙ EC6 & EC8.....	70
6.1 ΕΙΔΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8.....	70
6.1.1 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΖΩΝΕΣ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΙΣ	70
6.1.2 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	71
6.2 ΑΠΛΑ ΚΤΗΡΙΑ (SIMPLE BUILDINGS).....	71
6.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ	74
6.3.1 ΓΕΝΙΚΑ	74
6.3.2 ΜΟΝΤΕΛΟ 1.....	74
6.3.2.1 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	86
6.3.3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΕΣΣΩΝ ΚΑΙ ΑΝΩΦΛΙΩΝ	94
6.3.3.1 ΓΕΝΙΚΑ	94
6.3.3.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΘΛΙΨΗΣ (Ρ).....	95
6.3.3.3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΑΜΨΗΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (Μ3) ΜΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ	98
6.3.3.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΑΜΨΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (Μ2).....	100
6.3.3.5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (V2).....	102
6.3.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ 1.....	105
6.3.4.1 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	108
6.3.5 ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟ ΜΟΝΤΕΛΟ.....	109
6.3.5.1 ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΓΡΑΜΜΙΚΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ	109
6.3.5.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ	116
6.3.5.3 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	117

6.3.6 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΓΡΑΜΜΙΚΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ	118
6.3.6.1 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	123
6.3.6.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΛΚΥΣΤΗΡΩΝ.....	125
6.3.7 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ Π.Σ ΜΟΝΩΡΟΦΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ.....	137
6.3.7.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ, $N=1$, $A= 0.16G$	142
6.3.7.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ, $N=1$, $A= 0.24G$	146
6.3.7.3 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	150
6.3.8 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ Π.Σ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ	151
6.3.8.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ $N=2$, $A = 0.16G$	152
6.3.8.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ, $N =2$, $A = 0.24G$	156
6.3.8.3 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	161
6.3.9 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΜΕ Π.Σ.	163
6.3.9.1 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	166
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	167
7.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	167
7.2 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ- ΒΕΛΤΙΩΣΕΙΣ	168
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α.....	170
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β	176
ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	217
ΞΕΝΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	219

1.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται την σεισμική συμπεριφορά κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία, τα οποία είναι συμμορφωμένα με τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων και των Εθνικών Προσαρτημάτων στον Ελλαδικό χώρο για Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας I και II. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η κατασκευή κτιρίων με φέροντα οργανισμό από άοπλη τοιχοποιία επιτρέπεται σε ζώνες με εδαφική επιτάχυνση όχι μεγαλύτερη από 0.20g, ανεξαρτήτως πλήθους ορόφων και χωρίς απαίτηση ανάλυσης. Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας διερευνήθηκε η επάρκεια «απλών» (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8) κτιρίων από τοιχοποιία με έναν και δύο ορόφους σε σεισμική Ζώνη I και II, δηλαδή και για εδαφική επιτάχυνση μεγαλύτερη από εκείνη που επιτρέπει ο Ευρωκώδικας 8 (Ζώνη II). Εφαρμόστηκαν γενικώς γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης. Για την αξιολόγηση της αξιοπιστίας των γραμμικών μοντέλων πραγματοποιήθηκαν και επιλύσεις με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Οι έλεγχοι επάρκειας της τοιχοποιίας έγιναν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 6. Σε όλες τις περιπτώσεις θεωρήθηκε κοινή κατηγορία εδάφους, A, και ίδιος τύπος λιθοσωμάτων και κονιάματος.

1.2 ΔΙΑΡΘΡΩΣΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας και η ιδιαιτερότητά της ως υλικό δόμησης και παρουσιάζεται ο οπτόπλινθος που θα χρησιμοποιηθεί στα υπό εξέταση μοντέλα. Προκειμένου να γίνει κατανοητή η μηχανική της τοιχοποιίας, **στο τρίτο κεφάλαιο** γίνεται μια λεπτομερής αναφορά στην μηχανική λειτουργία της, των ιδιοτήτων της και των ελαστικών χαρακτηριστικών της ως υλικό καθώς και των κριτηρίων αστοχίας. Στην συνέχεια **στο τέταρτο κεφάλαιο** αναφέρονται τα κριτήρια σχεδιασμού ενός φέροντος οργανισμού από τοιχοποιία σύμφωνα με βιβλιογραφικές αναφορές και τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων.

Στο πέμπτο κεφάλαιο περιγράφονται οι μέθοδοι προσομοίωσης κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, αρχικώς αυτή του ισοδύναμου πλαισίου που αφορά την γραμμική προσομοίωση, αναφέροντας τις αντίστοιχες βιβλιογραφικές μελέτες και στη συνέχεια περιγράφεται η μέθοδος των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων.

Αναλυτικότερα **στο έκτο κεφάλαιο** δίνονται οι ειδικές διατάξεις για τον σχεδιασμό ενός κτιρίου «απλού» από φέρουσα τοιχοποιία σε σεισμικές ζώνες στον Ελλαδικό χώρο κατά τους ισχύοντες κανονισμούς (EC6, EC8). Στο ίδιο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα μοντέλα που εξετάστηκαν με όλες τις μεθόδους επίλυσης και με μία συνοπτική αναφορά στα αποτελέσματα σε κάθε περίπτωση.

Τέλος, **στο έβδομο κεφάλαιο** αξιολογούνται τα αποτελέσματα των αναλύσεων, συγκρίνονται οι δύο μέθοδοι προσομοίωσης των μοντέλων που χρησιμοποιήθηκαν και καταλήγουμε στα γενικά συμπεράσματα της παρούσας εργασίας. **Στο Παράρτημα Α** βρίσκονται τα αρχιτεκτονικά σχέδια για το δώροφο μοντέλο κάτοψης (5x6 m²) που αποτελεί και το κτίριο μελέτης. Οι έλεγχοι επάρκειας των πεσσών για κάθε μοντέλο και για κάθε ανάλυση ξεχωριστά καθώς και οι έλεγχοι των πιο κρίσιμων πεπερασμένων στοιχείων από την γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας περιλαμβάνονται **στο Παράρτημα Β**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ

2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η τοιχοποιία είναι το παλαιότερο οικοδομικό υλικό που βρίσκει ακόμα και σήμερα ευρεία χρήση. Κτίρια από τοιχοποιία έχουν κατασκευαστεί σε πολλά σεισμογενή μέρη ανά τον κόσμο. Ως εκ τούτου η γνώση της σεισμικής τους συμπεριφοράς κρίνεται αναγκαία για την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας αυτών των κτιρίων.

Τις τελευταίες δύο δεκαετίες σημαντικές εξελίξεις και εφαρμογές έχουν συμβεί στα υλικά της τοιχοποιίας που την καθιστούν πλέον αξιόπιστο υλικό δόμησης. Η τοιχοποιία είναι σύνθετο υλικό που αποτελείται από τοιχοσώματα και αρμούς κονιάματος. Η προέλευση του τοιχοσώματος, δηλαδή αν είναι φυσικό ή τεχνικό, διαχωρίζει τις τοιχοποιίες σε δύο βασικές κατηγορίες, σε τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους (λιθοδομές) και σε τοιχοποιίες από τεχνητά τοιχοσώματα (πλινθοδομές).

- 1) Οι τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους (λιθοδομές) αποτελούν το αρχαιότερο και, μέχρι την ευρεία εφαρμογή του σκυροδέματος, το κυριότερο δομικό υλικό σε πολλές περιοχές της γης. Αποτελούνται από φυσικούς λίθους συγκολλημένους μέσω κονιάματος. Έχουν χρησιμοποιηθεί στο παρελθόν για την κατασκευή κάθε είδους δομήματος, όπως γέφυρες, κτίρια, τοίχοι αντιστήριξης, οχυρωματικά έργα. Οι λιθοδομές χρησιμοποιούνταν μέχρι την εμφάνιση του οπλισμένου σκυροδέματος για κάθε είδους κατασκευή, ενώ η χρήση τους στα κτιριακά έργα εκτοπίσθηκε από τους οπτόπλινθους όταν συστηματοποιήθηκε η παραγωγή τους, δηλαδή στα τέλη του 19^{ου} αιώνα.
- 2) Οι τοιχοποιίες από τεχνητά τοιχοσώματα (πλινθοδομές), το υλικό των οποίων είναι βιοτεχνικό ή βιομηχανικό προϊόν κατασκευαζόμενο είτε επί τόπου, είτε μακριά από το έργο, έχουν ως κύριο χαρακτηριστικό το σχήμα και τις σταθερές διαστάσεις τους.

Ανάλογα με το υλικό των τεχνητών τοιχοσωμάτων οι πλινθοδομές διακρίνονται σε:

- Ωμοπλινθοδομές, όταν το υλικό είναι ωμόπλινθοι, δηλαδή άψητοι χωματόπλινθοι, υλικό το οποίο χρησιμοποιήθηκε αρχικά στη Μεσοποταμία 12000 χρόνια πριν. Στην Ελλάδα, στις πεδινές περιοχές χρησιμοποιήθηκε σε οικοδομικά έργα μέχρι τα πρώτα μετεπαναστατικά χρόνια και σε αγροικίες μέχρι την εμφάνιση των τιμεντόλιθων. Ένα σημαντικό τμήμα των κτιρίων των

μη ανεπτυγμένων χωρών αποτελείται από ωμόπλινθους. Η χαμηλή αντοχή τους σε ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις είναι η αιτία των μεγάλων καταστροφών στις περιοχές αυτές, οι οποίες συνοδεύονται και από μεγάλο αριθμό θυμάτων.

- Οπτοπλινθοδομές, όταν αποτελούνται από ψημένες πλίνθους, κοινώς τούβλα, τα οποία συνήθως αποτελούνται από αργιλικό υλικό (πηλό) κυρίως χαλαζιακής προέλευσης και νερό σε αναλογίες που ποικίλουν ανάλογα με τις επιθυμητές μηχανικές ιδιότητες.
- Τσιμεντολιθοδομές, όταν αποτελούνται από πλίνθους τσιμέντου αναμιγνυόμενου με άμμο και γαρμπίλι. Αν και είναι αρκετά φθηνό υλικό στην Ελλάδα, η χρήση τους περιορίζεται μόνο στη δόμηση αποθηκευτικών και βιομηχανικών χώρων εξαιτίας πολλών μειονεκτημάτων τους όπως είναι το μεγάλο βάρος τους, η κακή θερμομονωτική ικανότητά τους, η δυσκολία δημιουργίας εγκοπών για τη διέλευση των σωληνώσεων και καλωδίων των υδραυλικών και ηλεκτρικών εγκαταστάσεων.

Κατασκευές από φέρουσα οπτοπλινθοδομή αποτελούν την πλειονότητα των κτηρίων σε πολλές περιοχές του κόσμου. (δεν κολλάει εδώ)

Ανάλογα με τη λειτουργία τους στο δόμημα οι τοιχοποιίες διακρίνονται σε :

- Φέρουσες τοιχοποιίες, οι οποίες προορίζονται να μεταφέρουν στο έδαφος κατακόρυφα ή και οριζόντια φορτία, σε αντίθεση με αυτές που κατασκευάζονται για την διαμόρφωση των χώρων.
- Πληρώσεως, οι οποίες δεν προορίζονται να μεταφέρουν φορτία αλλά κατασκευάζονται για να διαμορφώσουν τους χώρους σε ένα οικοδόμημα.
- Αντιστήριξης, όταν στηρίζουν γαιώδη πρανή.
- Επένδυσης, όταν κατασκευάζονται εν επαφή με τοίχους των ανωτέρω κατηγοριών ή με στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα και χρησιμοποιούνται μόνο για διακοσμητικούς σκοπούς.

Τέλος, ανάλογα με το πώς έχουν δομηθεί, είτε είναι από φυσικούς λίθους είτε από τεχνητούς λίθους, διακρίνονται σε συμπαγείς και σε κοίλες ή με πυρήνα.

2.2 ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ

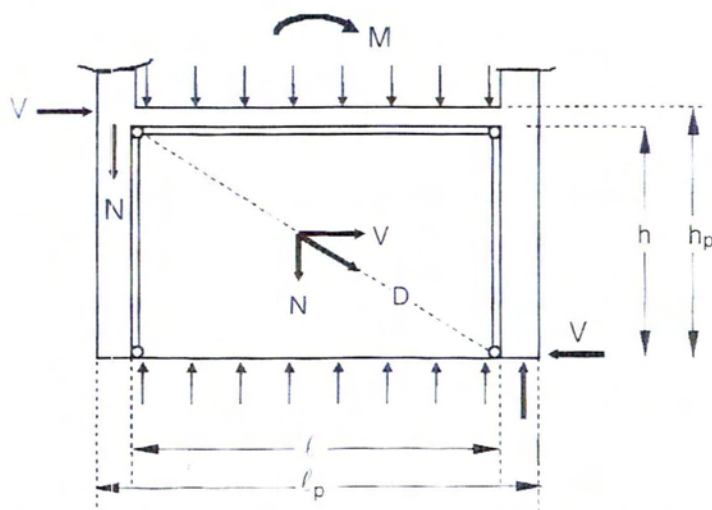
Η άοπλη τοιχοποιία, της οποίας ο σχεδιασμός θα αναλυθεί λεπτομερέστερα στα επόμενα κεφάλαια, κατασκευάζεται με φυσικούς ή τεχνητούς λίθους ή πλίνθους (λιθοσώματα) που συνδέονται μεταξύ τους με πλήρεις αρμούς κονιάματος. Όταν η τοιχοποιία έχει πάχος μεγαλύτερο από το πλάτος ενός λιθοσώματος, είναι αναγκαίο να τοποθετούνται σύνδεσμοι μεταξύ των λιθοσωμάτων ή να διασταυρώνονται τα λιθοσώματα.

2.3 ΔΙΑΖΩΜΑΤΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ

Η ψαθυρή φύση του υλικού της τοιχοποιίας έχει ως αποτέλεσμα την σχετικά περιορισμένη χρήση της άοπλης τοιχοποιίας. Παρόλα αυτά η κατασκευή κτιρίων από τοιχοποιία σε ιδιαίτερα σεισμογενείς ζώνες οδήγησε σε νέες κατασκευαστικές μεθόδους με την εισαγωγή της διαζωματικής τοιχοποιίας.

Πρόκειται για ένα δομικό σύστημα που αποτελείται από οριζόντιες και κατακόρυφες ζώνες σκυροδέματος ανά κανονικά διαστήματα, οι οποίες συνδέονται μεταξύ τους ώστε να περισφίγγουν τους άοπλους τοίχους. Το κύριο χαρακτηριστικό αυτού του συστήματος είναι η εξασφάλιση μεγαλύτερης πλαστιμότητας στους τοίχους αλλά και στο κτίριο συνολικά.

Αυτά τα περιβάλλοντα στοιχεία δεν μελετώνται ώστε να αποτελούν πλαίσια (Σχ. 2.1). Ο συνδυασμός οριζόντιων και κατακόρυφων διαζωμάτων δημιουργεί μια κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα που περικλείει τους τοίχους και βελτιώνει τόσο την αντοχή όσο και την πλαστιμότητά τους. Το μόρφωμα που αποτελείται από τα οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα μπορεί να θεωρηθεί ως δικτύωμα, στο οποίο οι τοίχοι παίζουν τον ρόλο θλιβόμενων διαγωνίων.



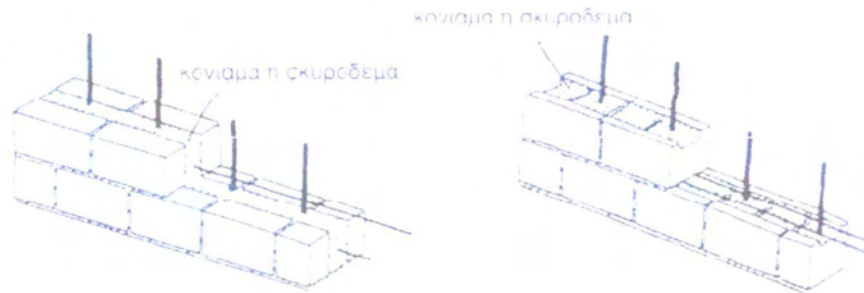
Σχήμα 2.1: Μαθηματικό προσομοίωμα για την τέμνουσα αντοχής στη διαζωματική τοιχοποιία [1].

2.4 ΟΠΛΙΣΜΕΝΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ

Οπλισμένη ονομάζεται η τοιχοποιία στην οποία τοποθετούνται ράβδοι ή συνήθως χαλύβδινα πλέγματα. Ο οπλισμός τοποθετείται στο κονίαμα ή στο σκυρόδεμα πλήρωσης, έτσι ώστε όλα τα υλικά να συνεργάζονται για την ανάληψη δυνάμεων. Από μορφολογική και λειτουργική άποψη διακρίνονται οι δύο παρακάτω μορφές οπλισμένης τοιχοποιίας:

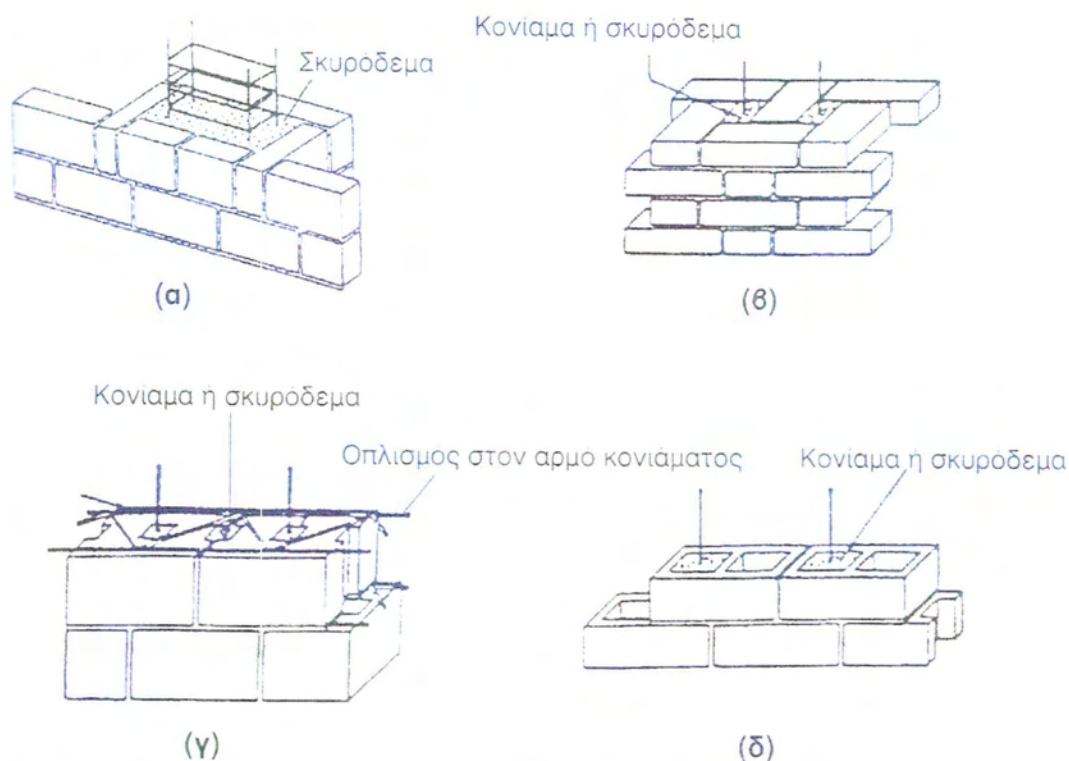
- A. Τοιχοποιία με οπλισμό μέσα στον πυρήνα : αποτελείται από δύο ξεχωριστούς τοίχους με ένα κενό μεταξύ τους , στο οποίο τοποθετείται ο οπλισμός υπό μορφή

οριζοντίων και κατακόρυφων ράβδων χάλυβα και γεμίζεται με ισχυρό τσιμεντοκονίαμα (Σχ. 2.2).



Σχήμα 2.2 : Τύποι Οπλισμένη τοιχοποιία με οπλισμό στον πυρήνα[1].

- B. Τοιχοποιία με διάσπαρτο οπλισμό εντός λιθοσωμάτων: ο οριζόντιος οπλισμός τοποθετείται στους οριζόντιους αρμούς κονιάματος (που γι' αυτό κατασκευάζονται με κατάλληλο πάχος), ενώ ο κατακόρυφος τοποθετείται μέσα σε ειδικές κατακόρυφες οπές των λιθοσωμάτων, τα οποία χτίζονται έτσι ώστε οι οπές αυτές να σχηματίζουν έναν κατακόρυφο «σωλήνα» σταθερής διατομής (Σχ.2.3). [1]



Σχήμα 2.3: Τύποι τοιχοποιίας με διάσπαρτο οπλισμό στα λιθοσώματα [1].

2.5 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6 (EN 1996-1-1 2006), με βάση τη στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατά την παραγωγή τα λιθοσώματα κατατάσσονται στην κατηγορία I ή II.

Λιθοσώματα Κατηγορίας I: Τα λιθοσώματα κατατάσσονται στην κατηγορία I όταν ο παραγωγός αποδέχεται να προμηθεύει λιθοσώματα της προδιαγεγραμμένης θλιπτικής αντοχής, η οποία θα προκύπτει από δοκιμές, όπως αυτές ορίζονται στο EN 772-1. Η μονάδα παραγωγής λειτουργεί βάσει πιστοποιημένου συστήματος ελέγχου ποιότητας, τα αποτελέσματα του οποίου είναι διαθέσιμα, ώστε μία ανεξάρτητη Αρχή να ελέγχει και να διαπιστώνει συστηματική συμμόρφωση της θλιπτικής αντοχής των λιθοσωμάτων με την προδιαγραφόμενη τιμή.

Λιθοσώματα Κατηγορίας II: Τα λιθοσώματα κατατάσσονται στην κατηγορία II, όταν ο παραγωγός ικανοποιεί την απαίτηση προμήθειας λιθοσωμάτων με την προδιαγεγραμμένη θλιπτική αντοχή, αλλά δεν πληροί τους όρους που περιγράφονται για την Κατηγορία I.

Επισημαίνεται ότι σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα για τον Ευρωκώδικα 8, στους ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας υπό τον σεισμικό συνδυασμό, θα πρέπει να χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές γ_m για τις ιδιότητες της τοιχοποιίας και γ_s για τον χάλυβα οπλισμού με την τιμή γ_m να είναι τα 2/3 της τιμής που ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα για τον Ευρωκώδικα 6, όχι όμως λιγότερο από 1,5. Η τιμή για το γ_s είναι 1.

Πίνακας 2.1: Επί μέρους συντελεστές ασφαλείας για τις ιδιότητες των υλικών (γ_m) [3]

Υλικό		γ_m		
		Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής		
		1	2	3
	Τοιχοποιία από:			
A	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, κονίαμα με μελέτη συνθέσεως	1,7	2,0	2,2
B	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, προδιαγεγραμμένο κονίαμα	2,0	2,2	2,5
Γ	Λιθοσώματα Κατηγορίας II, οποιοδήποτε κονίαμα	2,2	2,5	2,7
Δ	Συνάφεια του χάλυβα οπλισμού	2,0	2,2	2,5
E	Χάλυβας οπλισμού και χάλυβας προέντασης	1,15		
ΣΤ	Δευτερεύοντα στοιχεία	2,0	2,2	2,5
Z	Υπέρθυρα σύμφωνα με τον EN 845-2	1,7	2,0	2,2

Οι κατηγορίες λιθοσωμάτων, καθώς και οι στάθμες ποιοτικού ελέγχου κατασκευής θα ορίζονται μέσω σχετικής Υπουργικής Απόφασης.

2.5.1 ΟΜΑΔΕΣ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ –ΚΑΤΑΤΑΞΗ

Τα λιθοσώματα κατατάσσονται σε ομάδες σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2. Για την κατάταξη ισχύουν τέσσερα κριτήρια, ο όγκος των κενών (ως ποσοστό επί τοις εκατό, %, του μικτού όγκου), ο όγκος ενός κενού (% του μικτού όγκου), το ελάχιστο πάχος μέσα και γύρω από τις οπές (mm) και το σύνθετο πάχος των τοιχωμάτων και των κελυφών (% του συνολικού πλάτους) [11].

Πίνακας 2.2 : Γεωμετρικές απαιτήσεις για την ομαδοποίηση των λιθοσωμάτων [3]

	Ομάδα λιθοσώματος							
	Ομάδα 1 (ανεξάρτητη υλικού)	Υλικά	Ομάδα 2		Ομάδα 3		Ομάδα 4	
			Κατακόρυφες οπές				Οριζόντιες οπές	
Όγκος όλων των κενών (ως ποσοστό % του μικτού όγκου)	≤25	άργιλος	>25,≤55		≥25,≤70		>25,≤70	
		πυριτικό ασβέστιο	>25,≤55		Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα ²	>25,≤60		>25,≤70		>25,≤50	
Όγκος ενός κενού (% του μικτού όγκου)	≤12.5	άργιλος	Καθένα από τα πολλαπλά κενά≤2 Λαβές συνολικώς ≤12.5		Καθένα από τα πολλαπλά κενά≤2 Λαβές συνολικώς ≤12.5		Καθένα από τα πολλαπλά κενά≤30	
		πυριτικό ασβέστιο	Καθένα από τα πολλαπλά κενά≤15 Λαβές συνολικώς ≤30		Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα ²	Καθένα από τα πολλαπλά κενά≤30 Λαβές συνολικώς ≤30		Καθένα από τα πολλαπλά κενά≤30 Λαβές συνολικώς ≤30		Καθένα από τα πολλαπλά κενά≤25	
Ελάχιστο πάχος μέσα και γύρω από τις οπές (mm)	Καμία απαίτηση		τοίχωμα	κέλυφος	τοίχωμα	κέλυφος	τοίχωμα	κέλυφος
		άργιλος	5	8	3	6	5	8
		πυριτικό ασβέστιο	5	10	Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα ²	15	18	15	15	20	20
Σύνθετο πάχος τοιχωμάτων και κελύφων (% του συνολικού πλάτους)	Καμία απαίτηση	άργιλος	≥16		≥12		≥12	
		πυριτικό ασβέστιο	≥20		Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα ²	≥18		≥15		≥45	
Σημειώσεις:								

1. Σύνθετο πάχος είναι το πάχος όλων των κελυφών και των τοιχωμάτων, μετρούμενο οριζοντίως επί όλης της διαστάσεως του λιθοσώματος κατά ορθή γωνία ως προς την όψη του λιθοσώματος. Στην περίπτωση κωνικών ή κυψελωειδών κενών, θα χρησιμοποιείται η μέση τιμή του πάχους των κελυφών και των τοιχωμάτων. Ο έλεγχος πρέπει να εκλαμβάνεται ως δοκιμή χαρακτηρισμού και απαιτείται να επαναλαμβάνεται μόνο στην περίπτωση μεγάλων τροποποιήσεων στον σχεδιασμό των διαστάσεων των λιθοσωμάτων.

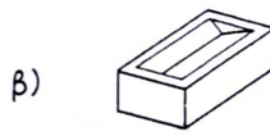
2. Ο όρος περιλαμβάνει το σκυρόδεμα με αδρανή, καθώς και το αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα.

2.5.2 ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΙ

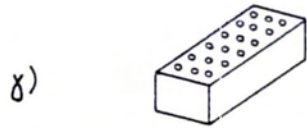
Οι οπτόπλινθοι (τούβλα) είναι τεχνητά λιθοσώματα πρισματικού σχήματος. Το χρώμα τους εξαρτάται από τη χημική σύσταση της αργίλου και κυρίως από την περιεκτικότητά της σε οξειδία του σιδήρου. Στην Ελλάδα τα τούβλα είναι συνήθως πορτοκαλί-κόκκινα και υποκίτρινα, και διακρίνονται σε διάτρητα (κατά τη διεύθυνση του μήκους ή του ύψους) και συμπαγή. Σύμφωνα με τους περισσότερους διεθνείς κανονισμούς, ως συμπαγή τούβλα θεωρούνται και αυτά που έχουν οπές σε ποσοστό 25% το πολύ και το πάχος των τοιχωμάτων των οπών ξεπερνά τα 20 mm [10]. Τυπικές μορφές Ελληνικών τούβλων ικανών για φέρουσα τοιχοποιία δίνονται στο Σχήμα 2.4.



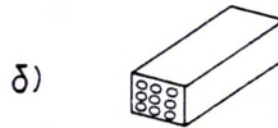
Πλήρης πλίνθος
(Solid unit)



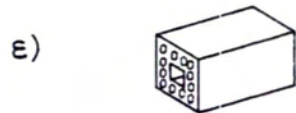
Θεωρούμενη πλήρης πλίνθος
(Equivalent solid unit)



Κατακόρυφως διάτρητη πλίνθος
(Vertically perforated unit)



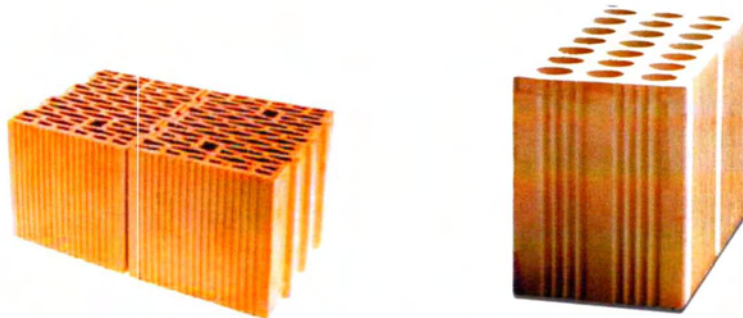
Οριζοντίως διάτρητη πλίνθος
(Horizontally perforated unit)



Πλίνθος με διάκενα
(Hollow unit)



Κυψελωτή πλίνθος
(Cellular unit)



Σχήμα 2.4: Κατακόρυφη διάτρητη πλίνθος [12], [21].

2.6 ΚΟΝΙΑΜΑΤΑ

Κονίαμα ονομάζεται το μείγμα που αποτελείται από λεπτόκοκκα αδρανή (μέγιστη διάμετρος κόκκου αδρανούς 4 mm), κονίες ως συνδετική ύλη, και νερό επεξεργασίας, έχει δε βασική ιδιότητα να σκληρύνεται με τον χρόνο, ενώ κατά την διάρκεια της δόμησης έχει ρευστή μορφή.

Κονίες ονομάζονται τα συνδετικά υλικά, τα οποία παρέχονται σε στερεή κατάσταση, σε μορφή σκόνης, διαλύματος ή αιωρήματος. Όταν υποστούν ανάμειξη και κατεργασία με ένα ρευστό μέσο, συνήθως νερό, γίνονται εύπλαστα και αποκτούν συγκολλητικές ιδιότητες. Η πήξη της κονίας, που συνίσταται στη μεταβολή του ιξώδους της και στη μετάπτωση από μια ημίρρευστη κατάσταση σε κατάσταση αναλλοίωτου σχήματος, έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των μηχανικών αντοχών, η οποία ολοκληρώνεται με την πάροδο του χρόνου και την επίδραση διαφόρων φυσικοχημικών φαινομένων [14].

Οι κονίες διακρίνονται σε :

α) *αερικές*, που υφίστανται πήξη και σκλήρυνση στον ατμοσφαιρικό αέρα, συντηρούνται δε στο περιβάλλον του. Παραδείγματα τέτοιων κονιών είναι οι πηλοί, η άσβεστος, η γύψος, η μαγνησιακή κονία κ.α.

β) *υδραυλικές κονίες*, που υφίστανται πήξη και σκλήρυνση ακόμη και στο νερό ή σε υγρό περιβάλλον, όπως η υδραυλική άσβεστος, η ρωμαϊκή κονία, το φυσικό τσιμέντο, η τεχνητή κονία Portland, τα ποζολανικά τσιμέντα, η θηραϊκή γη κ.ά..

Αν και τα κονιάματα αντιστοιχούν μόνο σε μία αναλογία 7% του όγκου της συνολικής τοιχοποιίας, έχουν μια σημαντική λειτουργία, που δεν συνίσταται μόνο στη σύνδεση των διαφόρων οπτόπλινθων μεταξύ τους, αλλά και στην αντίσταση στη θερμότητα και την υγρασία.

2.6.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ –ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΟΝΙΑΜΑΤΩΝ

Ανάλογα με τη χρησιμοποιούμενη κονία, τα κονιάματα διακρίνονται σε :

- α) αερικά κονιάματα (ασβεστοκονίαμα, πηλοκονίαμα, ασβεστομαρμαροκονίαμα)
- β) υδραυλικά κονιάματα (τσιμεντοκονιάματα)
- γ) οργανικά κονιάματα (πλαστικά κονιάματα)
- δ) ειδικά κονιάματα (κόλλες)

Ανάλογα με τη μηχανική αντοχή τους διακρίνονται σε :

α) χαμηλής αντοχής, δηλαδή κονιάματα με καμία απαίτηση αντοχής (πηλοκονίαμα, ασβεστοκονίαμα κλπ.)

β) μέσης αντοχής, δηλαδή κονιάματα με αντοχή 25 Kg/cm^2 περίπου (ασβεστοτσιμεντοκονίαμα κλπ.)

γ) υψηλής αντοχής, δηλαδή κονιάματα με αντοχή 100 Kg/cm^2 περίπου (τσιμεντοκονίαμα, οργανικό κονίαμα κλπ.)

Τα κονιάματα κατατάσσονται βάσει της θλιπτικής τους αντοχής, η οποία εκφράζεται από το γράμμα M ακολουθούμενο από τη μέση θλιπτική αντοχή 28 ημερών σε N/mm^2 . Τα προδιαγεγραμμένα κονιάματα, τα οποία αποτελούν τον κανόνα στην πράξη έναντι των κονιαμάτων μελέτης συνθέσεως, επί πλέον του γράμματος M ακολουθούμενου από τον κατάλληλο αριθμό, θα πρέπει να περιγράφονται και μέσω της προδιαγεγραμμένης σύνθεσής τους, για παράδειγμα, 1:1:5, τσιμέντο : ασβέστη : άμμο (κατ' όγκον). Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η σύνθεση των προδιαγεγραμμένων κονιαμάτων δίνεται στον παρακάτω πίνακα. Σημειώνεται δε ότι σε όλη την Ελληνική επικράτεια ισχύουν οι απαιτήσεις του EN 1998-1 και του Εθνικού Προσαρτήματος EN 1998-1[10], σύμφωνα με τα οποία για φέρουσες κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία εν γένει, δεν επιτρέπεται η χρήση κονιάματος κατηγορίας κατώτερης της M5.

Πίνακας 2.3: Σύνθεση Προδιαγεγραμμένων κονιαμάτων [3]

Κατηγορία κονιάματος	Μέση θλιπτική αντοχή	Αναλογίες ανάμιξης (σε μέρη κατ' όγκον)		
		Τσιμέντο	Ασβέστης	Άμμος
M2,5	2.5	1	3	9
M5	5	1	2	6
M10	10	1	0.5	5
M20	20	1	-	3

2.7 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΟΜΗΣΗΣ ΤΥΠΟΥ ΟΡΘΟBLOCK ΜΕ ΛΙΘΟΣΩΜΑ K300

Στην παρούσα εργασία θα εξετασθεί το σύστημα δόμησης τύπου **ΟΡΘΟBLOCK** με οπτόπλινθο (κατακόρυφων οπών) **K300** που παράγεται στην Κεραμουργία Βορείου Ελλάδος, ΚΕΒΕ Α.Ε, η οποία δραστηριοποιείται παραγωγικά από το 2008. Το συγκεκριμένο σύστημα δόμησης τείνει να αντικαταστήσει τους παραδοσιακούς τρόπους δόμησης κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία, προσφέροντας οικονομία, ταχύτητα και ασφάλεια. Επιλέχθηκε να μελετηθεί το συγκεκριμένο λιθόσωμα επειδή είναι απολύτως συμμορφωμένο ως προς τις απαιτήσεις των Ευρωκωδίκων EN 1996 και EN 1998 και των αντίστοιχων Εθνικών Προσαρτημάτων καθώς και του Κανονισμού Ενεργειακής Απόδοσης των Κτιρίων. Η οπτόπλινθος K300 (Εικόνα 2.2) έχει μήκος 250 mm, ύψος 240mm και πάχος 300mm από το οποίο παίρνει και το όνομά της. Είναι κατασκευασμένη

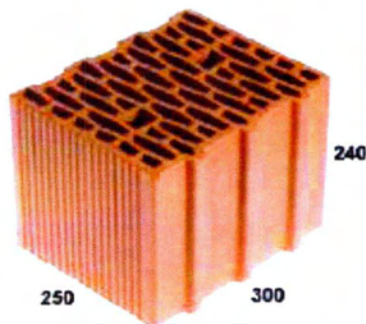
από μάζα αργίλου κανονικής πυκνότητας και έχει βάρος 14,400 kg. Η καθαρή ξηρή πυκνότητά της βρίσκεται όπως παρακάτω :

- Όγκος όλων των κενών (ως ποσοστό % του μικτού όγκου): 54,8%
- Βάρος οπτόπλινθου: $W=14,400 \text{ kg}=0,144\text{KN}$

Επομένως,

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{0,144\text{kN}}{\frac{45,2}{100} \times (0,30 \times 0,25 \times 0,24)} = 17,6991\text{KN} / \text{m}^3$$

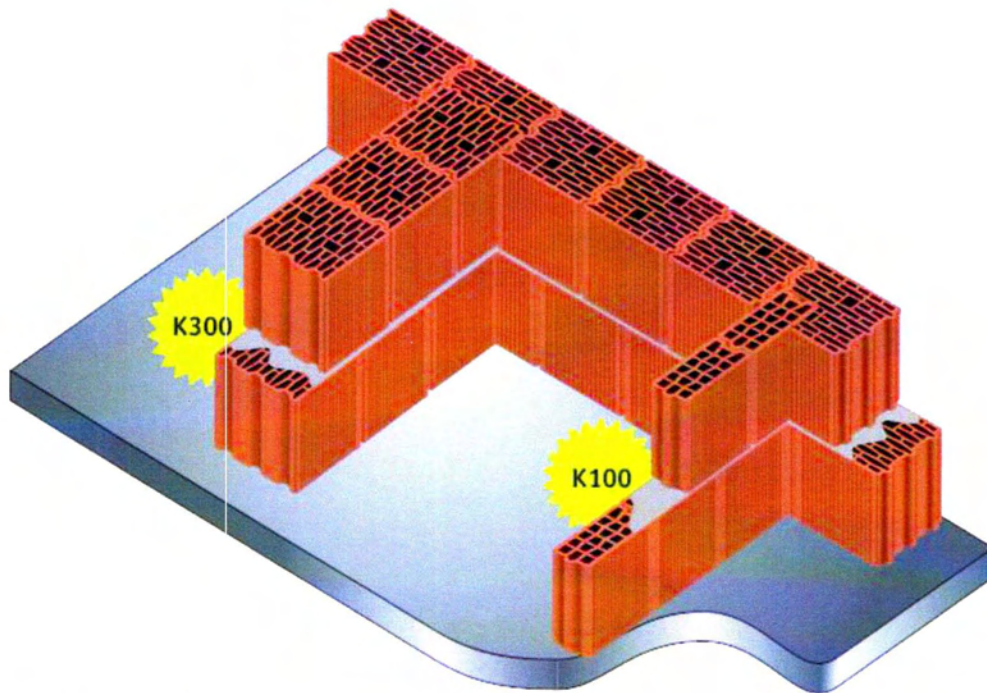
Στο Σχήμα 2.5 παρουσιάζεται η γεωμετρία του φορέα όπου διακρίνονται οι μικρού σχετικά μεγέθους κατακόρυφες οπές της.



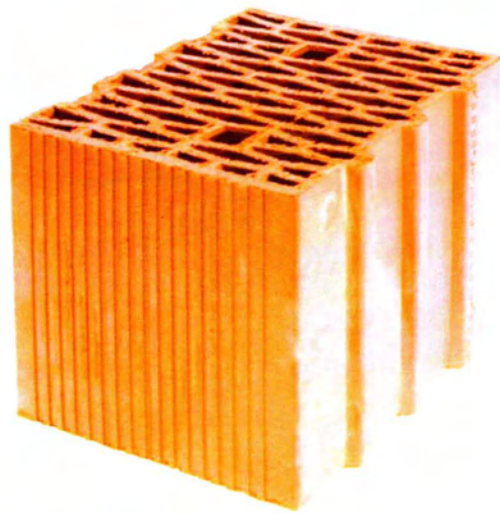
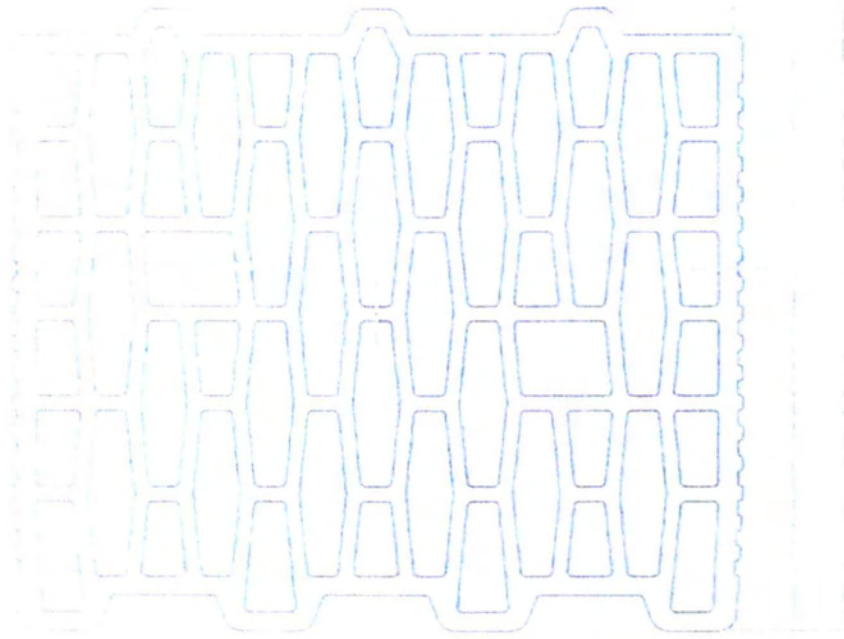
Σχήμα 2.5 : Απεικόνιση οπτόπλινθου K300 (διαστάσεις σε mm) [21]

Οι κατασκευαζόμενοι τοίχοι είναι κατά κανόνα μονοί (μονόστρωτοι, δρομικοί) με πάχος όσο το πάχος της πλίνθου, δηλαδή 300 mm. Η διαμόρφωση των άκρων κατά τη διεύθυνση του μήκους προσφέρει δυνατότητα μηχανικής εμπλοκής, γεγονός που αυξάνει την εκτός επιπέδου αντοχή του τοίχου [21]. Η κατασκευή του τοίχου μπορεί να γίνει είτε με κονίαμα γενικής εφαρμογής ,δηλαδή με κονίαμα χωρίς ιδιαίτερα χαρακτηριστικά, πάχους 6 έως 15 mm, είτε με κονίαμα λεπτής στρώσης πάχους 0.5 έως 3 mm (Σχήμα A-6, Παράρτημα Α). Στην παρούσα εργασία θα θεωρηθεί κονίαμα λεπτής στρώσης πάχους 0.5-3 mm. Σημειώνεται δε ότι το μικρό σχετικά μέγεθος των κατακόρυφων ρομβοειδών κενών αποτρέπει την απώλεια κονιάματος κατά τη δόμηση.

Η μέση αντοχή σε σύνθλιψη των λιθοσωμάτων, μετά από εκτεταμένη έρευνα της εταιρίας και μετρήσεις, ορίζεται συντηρητικά σε $f_{bc}=10 \text{ N/mm}^2$ κάθετα και $f_{bh}=2.5 \text{ N/mm}^2$ παράλληλα στη διεύθυνση διάστρωσης του τοίχου.



Σχήμα 2.6: Ενδεικτική γραφική απεικόνιση ένωσης εξωτερικής τοιχοποιίας ΟΡΘΟBLOCK K300 με εσωτερικές τοιχοποιίες K 100 [21].



Σχήμα 2.7 : Οριζόντια τομή και φωτογραφία πλίνθου K300 [21]

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

3.1 ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΣΤΑΘΕΡΕΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

3.1.1 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, E_w

Το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να προσδιορισθεί είτε πειραματικά με υπερηχομετρήσεις, είτε αναλυτικά από την έκφραση (3.1)[2], εφόσον είναι γνωστά τα μέτρα ελαστικότητας των πλίνθων (E_b) και κονιάματος (E_m) :

$$E_w = \frac{E_b \cdot E_m \cdot (1 + a)}{a \cdot E_b + E_m} \quad (3.1)$$

όπου,

$$a = \frac{t_m}{t_b} \quad \text{με } t_m \text{ το πάχος του κονιάματος και } t_b \text{ το πάχος του τοιχοσώματος.}$$

Στην βιβλιογραφία παρατηρείται μεγάλη διασπορά τιμών για το μέτρο ελαστικότητας και τον λόγο Poisson της τοιχοποιίας. Ενδεικτικά αναφέρονται οι ακόλουθες σχέσεις:

$$E_w = (400 \div 1000) f_{wc} \quad (3.2)$$

$$E_w = K \cdot E_b \quad (3.3)$$

όπου,

$$K = 0.40 \div 0.90 \quad \text{για αύξουσα αντοχή κονιάματος}$$

Σύμφωνα με τον EN 1996-1-1:2005, §3.7.2, το μέτρο ελαστικότητας, E , θα πρέπει να ορίζεται βάσει πειραματικών δοκιμών σύμφωνα με το πρότυπο EN 1052-1 [6]. Διαφορετικά, υπό την απουσία πειραματικών αποτελεσμάτων το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, E , μπορεί να ορισθεί από την ακόλουθη μαθηματική σχέση:

$$E_w = K_E \cdot f_k \quad (3.4)$$

όπου,

$$K_E=1000$$

f_k η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

Μία εναλλακτική μέθοδος εκτίμησης του E κατά τους Αμερικάνικους Κανονισμούς (ACI 530/ASCE5/TMS 402-92,1992), βασιζόμενη σε ισορροπία και στο συμβιβαστό των παραμορφώσεων (αλλά αγνοώντας την πολυαξονικότητα της εντατικής κατάστασης) δίνει [14]:

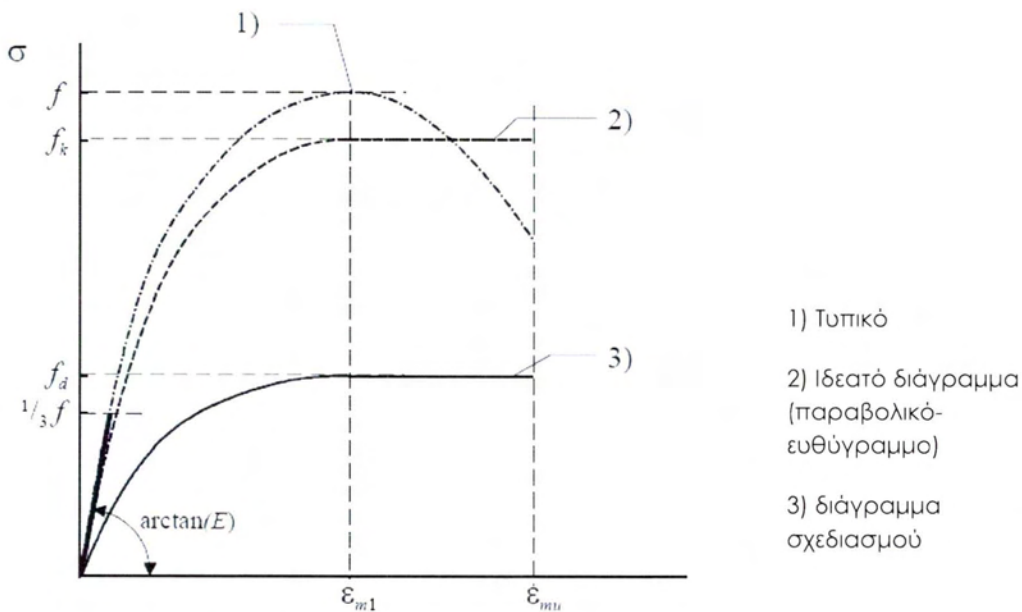
$$E = \frac{1}{\frac{\delta}{E_b} + \frac{1-\delta}{E_m}} \quad (3.5)$$

όπου $\delta = \frac{t_b}{t_b + t_m}$

με t_b, t_m το πάχος του λιθοσώματος και του κονιάματος αντίστοιχα.

3.1.2 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΙΑΣ

Ο ΕΚ6 δέχεται ένα παραβολικό ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων, αντίστοιχο με αυτό του σκυροδέματος, όπου η παραμόρφωση μέγιστης τάσης είναι 0,2% (ϵ_{m1}) και η οριακή παραμόρφωση 0,35% (ϵ_{mu}) (βλ. Σχήμα 3.1).



Σχήμα 3.1: Σχέση Τάσης-Παραμόρφωσης για τοιχοποιία υπό θλίψη [3].

3.1.3 ΛΟΓΟΣ POISSON

Ο λόγος Poisson δίνεται από την εμπειρική σχέση (Tassios and Chronopoulos,1986)[2]:

$$\nu = 0.5 - 0.1 \cdot \sqrt[4]{f_{wc}} \quad (3.6)$$

Ο Ευρωκώδικας 6, EN 1996-1-1:2006, προτείνει την τιμή λόγου Poisson τοιχοποιίας $\nu = 0.20 \div 0.25$.

3.1.4 ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ, G

Το μέτρο διάτμησης είναι συνάρτηση των δύο παραπάνω μεγεθών και δίνεται από την γενική σχέση:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.7)$$

όπου,

E το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, E_w

ν ο λόγος Poisson της τοιχοποιίας, ν_w

Στο Εθνικό Προσάρτημα [4] του Ευρωκώδικα 6, αναφέρεται ότι το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να προσδιορισθεί ως 40% του μέτρου ελαστικότητας τοιχοποιίας, E_w .

Άλλες παραμορφωσιακές ιδιότητες της τοιχοποιίας για διάφορα είδη λιθοσωμάτων και για κονίαμα γενικής εφαρμογής, όπως είναι ο ερπυσμός, η συστολή ξήρανσης, η διαστολή λόγω βράχυνσης και ο συντελεστής θερμικής διαστολής, δίνονται στον Πίνακα 3.1 (Ευρωκώδικας 6).

Πίνακας 3.1: Παραμορφωσιακές ιδιότητες τοιχοποιίας [3].

Λιθοσώματα	Τελικός συντελεστής ερπυσμού ¹	Τελική συστολή λόγω ξήρανσης Διαστολή λόγω υγρασίας ² ($\times 10^3$)	Συντελεστής θερμικής διαστολής ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
Οπτόπλινθοι	0.5 ÷ 1.5	-0.2 ÷ 1.0	4 ÷ 8
Ασβεστο-πυριτικά	1.0 ÷ 2.0	-0.4 ÷ -0.1	7 ÷ 11
Λιθοσώματα από Σκυρόδεμα και Τεχνητοί Λίθοι	1.0 ÷ 2.0	-0.6 ÷ -0.1	6 ÷ 12

Λιθωσώματα από ελαφροσκυρόδεμα		1.0 ÷ 3.0	-1.0 ÷ -0.2	6 ÷ 12
Ελαφρόπλινθοι από σκυρόδεμα		0.5 ÷ 1.5	-0.4 ÷ 0.2	7 ÷ 9
Φυσικοί Λίθοι	Πυριγενείς	Τιμές πολύ χαμηλές	-0.4 ÷ 0.7	5 ÷ 9
	Ιζηματογενείς			2 ÷ 7
	Μεταμορφωσιγενείς			1 ÷ 18

¹Ισούται με το λόγο της τελικής ερπυστικής παραμόρφωσης προς την ελαστική.

²Αρνητική τελική τιμή διαστολής λόγω υγρασίας ή συστολής λόγω ξήρανσης δηλώνει βράχυνση, ενώ θετική δηλώνει μήκυνση.

3.2 ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ

3.2.1 Γενικά

Όλες οι τοιχοποιίες υπόκεινται συνήθως σε θλίψη και όπως ήταν φυσικό, δόθηκε ιδιαίτερο ενδιαφέρον στον καθορισμό της θλιπτικής τους αντοχής. Βασικοί παράγοντες που επηρεάζουν την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας είναι:

- Η αντοχή και η γεωμετρία των λιθοσωμάτων
- Η αντοχή του κονιάματος
- Οι παραμορφώσεις των λιθοσωμάτων και του κονιάματος
- Το πάχος του αρμού
- Η υδρο-απορροφητικότητα των λιθοσωμάτων
- Το σύστημα δομήσεως

[2]

3.2.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΙΑΣ

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας f_{wc} συνδέεται με την θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος f_{bc} και την θλιπτική αντοχή του κονιάματος f_{mc} με τις παρακάτω εμπειρικές σχέσεις:

- $f_{wc} = \sqrt{f_{bc}}$ (MPa) (Henry, 1981) (3.8)
- $f_{wc} = \sqrt[3]{f_{mc}}$ ή $f_{wc} = \sqrt[4]{f_{mc}}$ (MPa)
- $f_{wc} = \frac{f_{bc}}{6} + \frac{\sqrt{f_{bc} \cdot f_{mc}}}{4} - \frac{f_{mc}}{20} + 1.4$ (MPa) (Τάσιος Θ., 1983) (3.9)

$$\bullet \quad f_{wc} = \begin{cases} (1 - 0,8\sqrt[3]{\alpha}) \cdot f_{bc} & f_{bc} < f_{mc} \\ (1 - 0,8\sqrt[3]{\alpha}) \cdot \{f_{mc} + 0,4(f_{bc} - f_{mc})\} & f_{bc} > f_{mc} \end{cases} \quad (\text{MPa}) \quad (3.10)$$

(Τάσιος Θ. , 1985)

[2]

Σύμφωνα με τον ΕΚ6, EN 1996-1-1:2006, § 3.6.1, η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας θα πρέπει να ορίζεται βάσει των αποτελεσμάτων πειραματικών δοκιμών σύμφωνα με το πρότυπο EN 1052-1. Διαφορετικά, υπό την απουσία πειραματικών αποτελεσμάτων, μπορεί να προσδιοριστεί από την γενική σχέση (3.11) αλληλεπίδρασης λιθοσώματος - κονιάματος :

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (\text{MPa}) \quad (3.11)$$

όπου,

f_k είναι η τιμή της χαρακτηριστικής αντοχής σε θλίψη της τοιχοποιίας, σε N/mm^2

K εμπειρική σταθερά η οποία λαμβάνεται από τον πίνακα του ΕΚ6

α, β σταθερές

f_b είναι η τιμή της ανηγμένης αντοχής σε θλίψη του λιθοσώματος, σε N/mm^2

f_m είναι η τιμή της αντοχής σε θλίψη του κονιάματος, σε N/mm^2

- Για τοιχοποιία κατασκευασμένη με κονίαμα Γενικής Εφαρμογής (6-15 mm) ή με ελαφροκονίαμα η f_k δίνεται από:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \quad (\text{MPa}) \quad (3.12)$$

- Για τοιχοποιία κατασκευασμένη με κονίαμα λεπτής στρώσης (0.5-3 mm) και Λιθοσώματα Οπτοπλίνθου Ομάδας 1 και 4 ή Ασβεστοπυρριτικά ή από Σκυρόδεμα :

$$f_k = K \cdot f_b^{0.85} \quad (\text{MPa}) \quad (3.13)$$

- Για τοιχοποιία κατασκευασμένη με κονίαμα λεπτής στρώσης (0.5-3 mm) και Λιθοσώματα Οπτοπλίνθου Ομάδας 2 και 3 :

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \quad (\text{MPa}) \quad (3.14)$$

Η f_b υπολογίζεται ως $f_b = \delta \cdot f_b$

Όπου δ ο συντελεστής αναγωγής συναρτήσει του ύψους και της ελάχιστης από τις άλλες διαστάσεις του, ο οποίος λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.2

Πίνακας 3.2: Συντελεστής αναγωγής δ [1]

Ύψος λιθοσώματος [mm]	Ελάχιστη οριζόντια διάσταση [mm]				
	50	100	150	200	≥250
50	0.85	0.75	0.70	-	-
65	0.95	0.85	0.75	0.70	0.65
100	1.15	1.00	0.90	0.80	0.75
150	1.30	1.20	1.10	1.00	0.95
200	1.45	1.35	1.25	1.15	1.10
≥250	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15

Επίσης θα πρέπει να ισχύουν οι εξής περιορισμοί:

- Για να θεωρούνται πλήρεις οι κατακόρυφοι αρμοί θα πρέπει να καταλαμβάνουν το σύνολο του ύψους των λιθοσωμάτων και τουλάχιστον 40% του πλάτους τους.
- Η f_b λαμβάνεται το πολύ ίση με 75 MPa ή 50 MPa όταν γίνεται χρήση κονιαμάτων γενικής εφαρμογής ή λεπτής στρώσης, αντίστοιχα.
- Η f_m λαμβάνεται το πολύ ίση με $\min(20 \text{ MPa}, 2f_b)$ ή 10 MPa όταν γίνεται χρήση κονιαμάτων γενικής εφαρμογής ή ελαφροκονιαμάτων, αντίστοιχα.
- Το πάχος της τοιχοποιίας ισούται με το πλάτος ή το μήκος των λιθοσωμάτων, ώστε να μην υπάρχει αρμός κονιάματος παράλληλα στην όψη του τοίχου σε όλο το μήκος ή σε τμήμα αυτού.
- Ο συντελεστής μεταβλητότητας της αντοχής της τοιχοποιίας είναι το πολύ ίσος με 25%.

Σημειώνεται ότι:

- Για φόρτιση της τοιχοποιίας παράλληλα στη διεύθυνση των οριζόντιων αρμών (π.χ. σεισμική δράση) ο συντελεστής δ του πίνακα 3.2 δεν λαμβάνεται μεγαλύτερος από 1 ενώ για λιθοσώματα Ομάδας 2 και 3 το K πολλαπλασιάζεται επί το 0.5.

- Για τοιχοποιία με κονίαμα γενικής εφαρμογής και λιθοσώματα από σκυρόδεμα ανήκοντα στην Ομάδα 2 και 3 με τα κατακόρυφα κενά τους γεμισμένα πλήρως με επί τόπου χυτευόμενο σκυρόδεμα, η τιμή του f_b μπορεί να ληφθεί θεωρώντας ότι τα λιθοσώματα ανήκουν στην Ομάδα 1 με αντοχή η οποία αντιστοιχεί στην μικρότερη από τις αντοχές των λιθοσωμάτων και του σκυροδέματος πλήρωσης.
- Για τοιχοποιία με κονίαμα γενικής εφαρμογής αν υπάρχει αρμός κονιάματος παράλληλα στην όψη του τοίχου σε όλο το μήκος ή σε τμήμα αυτού το K πολλαπλασιάζεται επί το 0.8.

3.3 ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

3.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η εφελκυστική αντοχή δεν συνιστά ένα σαφές μηχανικό χαρακτηριστικό της τοιχοποιίας. Παρουσιάζει μεγάλη αναξιοπιστία λόγω της μεγάλης διασποράς των τιμών της. Εφελκυστικές τάσεις προκύπτουν από εκκεντρότητα κατακόρυφων φορτίων, οριζόντιες δυνάμεις (άνεμος, σεισμός, ωθήσεις γαιών) εγκάρσιες στο επίπεδο του τοίχου.

Στην πραγματικότητα, ανάλογα με την γωνία εμφάνισης μιας εφελκυστικής ρωγμής, διαφορετική θα είναι και η αντίσταση της τοιχοποιίας σ' εφελκυσμό. Ο κατακόρυφος εφελκυσμός οδηγεί σε αποσύνδεση του κονιάματος (βλ. Σχ.3.2). Έτσι η εφελκυστική αντοχή μπορεί να εκφραστεί σαν ένα ποσοστό της εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος (Τάσιος,1989)[2],[1] :

- Οριζόντια ρηγμάτωση, δηλαδή επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους αρμούς, υπολογίζεται από την σχέση:

$$f_{wt} = \lambda \cdot \frac{f_{mc}}{10} \quad (3.15)$$

- Ενώ για ρηγμάτωση κάθετα στους αρμούς είναι διπλάσια, δηλαδή υπολογίζεται από την σχέση:

$$f_{wt} = 2\lambda \cdot \frac{f_{mc}}{10} \quad (3.16)$$

όπου,

f_{mc} είναι η θλιπτική αντοχή του κονιάματος, και

λ παίρνει την τιμή 0.9 για κονίαμα MI (τσιμέντο: άσβεστος: άμμος = 0.1:3-4) και την τιμή 0.7 για κονίαμα MII (0.5-0.75:1:4-5).

3.3.2 ΤΙΜΕΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ)

Με την παραδοχή ότι επέρχεται αστοχία στην τοιχοποιία όταν η κύρια εφελκυστική τάση φθάσει την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, πειράματα σε τοίχους από άοπλη τοιχοποιία έδωσαν τα παρακάτω αποτελέσματα:

α) $f_{wt} = 1.30 \div 1.65$ MPa (Blume, 1967 αποδ. Mayes et al 1975) [2]

β) $f_{wt} = 1.80 \div 2.25$ MPa (Borchelt, 1970 αποδ. Mayes et al 1975) [2]

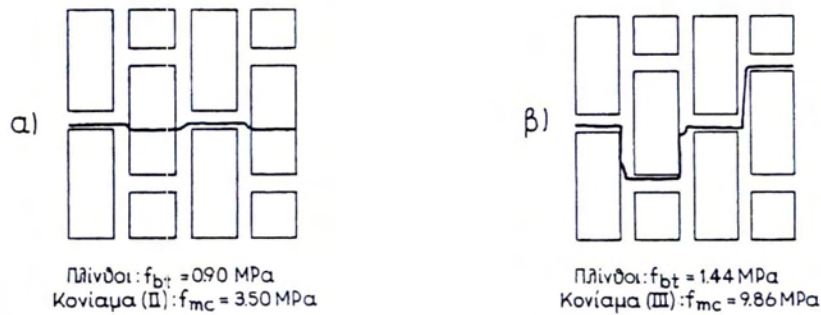
γ) $f_{wt} = 0.90 \div 1.90$ MPa (Blume, 1968 αποδ. Mayes et al 1975)

δ) $f_{wt} = 1.80 \div 3.70$ MPa (Borchelt, 1970 αποδ. Mayes et al 1975)

Η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι αποδεδειγμένη μικρή ($0,05f_{wk}$ έως $0,09f_{wk}$)[1] και εξαρτάται κυρίως από τη συνεργασία πλίνθων – κονιάματος η οποία με τη σειρά της απαρτίζεται από ένα πλήθος παραγόντων, μερικοί από τους οποίους είναι:

- Συνάφεια πλίνθων – κονιάματος (επηρεάζει κυρίως την εφελκυστική αντοχή κάθετα στους αρμούς)
- Αντοχή λιθοσωμάτων, αφού η αστοχία κάθετα στους αρμούς διέρχεται από το σώμα των πλίνθων.
- Πλήρωση των οπών με κονίαμα (αυξάνει κυρίως την εφελκυστική αντοχή κάθετα στους αρμούς)
- Το ποσοστό των οπών (αντοχή αυξάνεται όσο το ποσοστό μειώνεται)
- Ο λόγος των πλευρών του λιθοσώματος (αύξηση του λόγου προκαλεί αύξηση της αντοχής παράλληλα στους αρμούς)
- Η ύπαρξη κατακόρυφης θλιπτικής τάσης (αυξάνει την εφελκυστική αντοχή κάθετα στους αρμούς)

Η εφελκυστική αντοχή συνήθως αναφέρεται ως προς τη διεύθυνση του επιπέδου του εφελκυσμού, δηλαδή είτε κάθετα στους αρμούς, είτε παράλληλα σε αυτούς. Η εφελκυστική αντοχή κάθετα στους αρμούς θα εξαντληθεί όταν επέλθει αποκόλληση δύο τοιχοσωμάτων είτε λόγω κακής συνάφειας μεταξύ λιθοσωμάτων – κονιάματος είτε λόγω εξάντλησης της εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος. Στην περίπτωση της εφελκυστικής αντοχής παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς παρατηρείται έντονη διαφοροποίηση αντοχών και τύπων αστοχίας όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.2 : Μορφές αστοχίας υπό άμεσο εφελκυσμό παράλληλα προς τους οριζόντιους αρμούς. α) ασθενείς πλίνθοι , β) ισχυρές πλίνθοι [12]

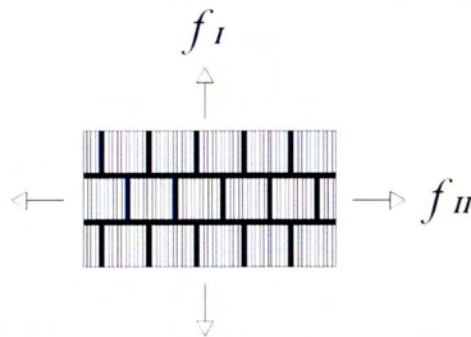
Η καμπτική εφελκυστική αντοχή για κάμψη σε επίπεδο παράλληλο στους αρμούς έχει αποδειχθεί υπερδιπλάσια συγκρινόμενη με κάμψη κάθετα σε αυτούς.

f_{wt} κάθετα στους οριζόντιους αρμούς : $f_{wt} = 0.70 f_{mt}$

f_{wt} παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς : $f_{wt} = 1.70 f_{mt}$

όπου:

f_{mt} , η εφελκυστική αντοχή του κονιάματος (ενδεικτικά $f_{mt} = 0.10 \text{ MPa}$)



Σχήμα 3.3: Απεικόνιση των κύριων εφελκυστικών αντοχών f_I , f_{II}

Ο λόγος των δύο αντοχών εξαρτάται από τους ακόλουθους παράγοντες:

- Την αντοχή των τοιχοσωμάτων, γιατί στην περίπτωση του εφελκυσμού παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς και ασθενής πλίνθους, η κατακόρυφη ρηγματώση διέρχεται δια μέσου των τοιχοσωμάτων
- Την αναλογία των πλευρών των τοιχοσωμάτων, ιδιαίτερα για συμπαγή τούβλα, όταν η αστοχία παρουσιάζεται με διάδοση ρωγμών δια μέσου των τοιχοσωμάτων.

- Την ύπαρξη κατακόρυφης θλιπτικής τάσης, που μειώνει την πιθανότητα αστοχίας κάθετα στους αρμούς.
- Το ποσοστό των οπών, η αντοχή της τοιχοποιίας μειώνεται όσο το ποσοστό των οπών αυξάνεται.
- Την διεπιφάνεια μεταξύ λιθοσώματος και κονιάματος.

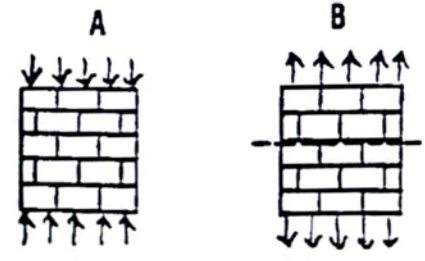
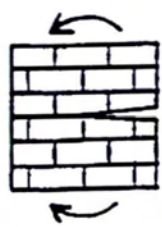


[12]

Στον Πίνακα 3.3 περιλαμβάνονται τιμές οριακής πλινθοδομών υπό διάφορες καταπονήσεις σύμφωνα με τους παλιούς Ρουμανικούς Κανονισμούς. Είναι χαρακτηριστικό ότι, με εξαίρεση τη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, η οποία εξαρτάται από τη θλιπτική αντοχή τόσο των πλίνθων όσο και του κονιάματος, αντοχές της τοιχοποιίας υπό εφελκυσμό, κάμψη και διάτμηση εξαρτώνται μόνο από την κατηγορία του κονιάματος. Για κονίαμα κατηγορίας M4 κατά τους παλιούς κανονισμούς (M5 με τους σύγχρονους κανονισμούς) η τιμή της εφελκυστικής αντοχής κυμαίνεται από 0.20 έως 0.45 MPa.

Υπό την απουσία πειραματικών αποτελεσμάτων για το συγκεκριμένο τύπο δόμησης(ΟΡΘΟBLOCK K300, λεπτή στρώση κονίαμα) όπου εξετάζεται σε αυτή την εργασία, η χαρακτηριστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής μπορεί να υπολογισθεί προσεγγιστικά ως:

$f_{wt} = 0.09 f_{wc} = 0.09 \cdot 3.85 = 0.347 MPa$ (βλέπε § 3.2.2 , για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας).

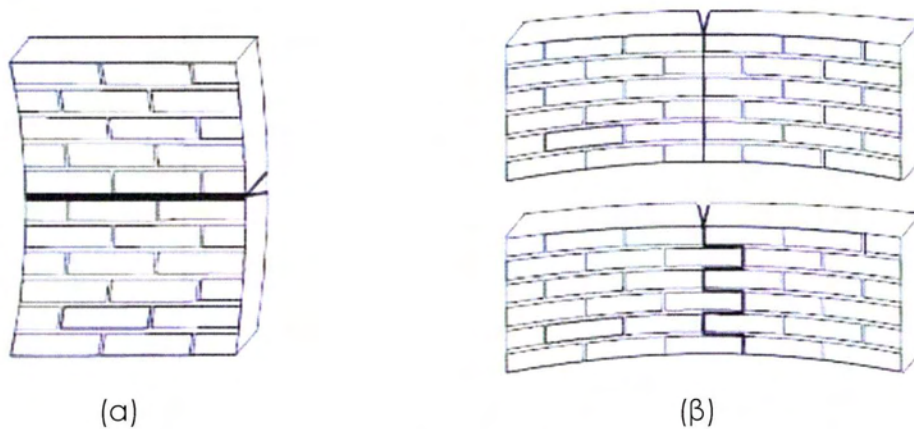
Πίνακας 3.3 : Οριακές αντοχές πλινθοδομών σε (kg/cm²), υπό διάφορες μορφές καταπόνησης σύμφωνα με τους Παλιούς Ρουμανικούς Κανονισμούς,[12]

Ποιότητα Κονιάματος	Οριακή Αντοχή Τοίχου	Μορφή Καταπόνησης	Ποιότητα Πλίνθων (Θλιπτική αντοχή : kg/cm ²)					
			T200	T150	T125	T100	T75	T50
M50	f _{wc}	A	44	36	34	30	26	20
	f _{wt} (f _{jt})	B	1.80					
	f _{wt} (M)	C	2.70					
	f _{wt} (σ _{1,2})	D	2.70					
	f _{wso}	E	3.55					
f _{wc}	A	36	30					
M25	f _{wt} (f _{jt})	B	1.10					
	f _{wt} (M)	C	1.80					
	f _{wt} (σ _{1,2})	D	1.80					
	f _{wso}	E	2.45					
	f _{wc}	A	32					
M10	f _{wt} (f _{jt})	B	0.65	 $\sigma_{1,2} = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2}$ <p>Μείωση της σ στο 50% λόγω θεωρησης ε_v σεισμ. = 0.5g</p>				
	f _{wt} (M)	C	0.90					
	f _{wt} (σ _{1,2})	D	0.90					
	f _{wso}	E	1.10					
	f _{wc}	A	28					
M4	f _{wt} (f _{jt})	B	0.20					
	f _{wt} (M)	C	0.45					
	f _{wt} (σ _{1,2})	D	0.45					
	f _{wso}	E	0.45					

3.3.3 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 6.

Ο Ευρωκώδικας 6 και το αντίστοιχο Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής αποτελούν το επίσημο πλαίσιο κανονισμών για κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία στην Ελλάδα. Κατά συνέπεια η εκτίμηση των χαρακτηριστικών αντοχών νέων κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τις επιταγές και τις διατάξεις των δύο αυτών κειμένων.

Οι κανονισμοί δεν χρησιμοποιούν την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας στο σχεδιασμό. Αντίθετα, προδιαγράφουν την καμπτική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας για φόρτιση κάθετα στο επίπεδό της (σεισμός, άνεμος).



Σχήμα 3.4: Επίπεδο θραύσης παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (α), επίπεδο θραύσης κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (β)[3].

Οι τιμές της χαρακτηριστικής καμπτικής αντοχής της τοιχοποιίας λαμβάνονται από τους Πίνακες 3.4 και 3.5. Ο λόγος f_{xk1} / f_{xk2} αποτελεί ένα δείκτη ανισοτροπίας της τοιχοποιίας. Για το συγκεκριμένο τρόπο δόμησης που εξετάζεται σε αυτή την εργασία ο δείκτης ανισοτροπίας λαμβάνεται ως:

Από Πίνακα 3.4 και 3.5, για άργιλο και κονίαμα λεπτής στρώσεως $f_{xk1} = f_{xk2} = 0,15 \text{ N/mm}^2$. Άρα $f_{xk1} / f_{xk2} = 1 \Rightarrow$ ισοτροπική συμπεριφορά.

Πίνακας 3.4 : Τιμές της f_{xk1} , με επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους αρμούς,[4]

Υλικό λιθοσώματος	$f_{xk1} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσεως	Ελαφροκονίαμα
	$f_m < 5 \text{ N/mm}^2$	$f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$		
Άργιλος	0,10	0,10	0,15	0,10

Πυριτικό ασβέστιο	0,05	0,10	0,20	Δεν χρησιμοποιείται
Σκυρόδεμα με αδρανή	0,05	0,10	0,20	Δεν χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	0,05	0,10	0,15	0,10
Τεχνητοί λίθοι	0,05	0,10	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	0,05	0,10	0,15	Δεν χρησιμοποιείται

Πίνακας 3.5: Τιμές της f_{xk2} , με επίπεδο αστοχίας κάθετο στους αρμούς, [4]

Υλικό λιθοσώματος	f_{xk2} (N/mm ²)			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσεως	Ελαφροκονίαμα
	$f_m < 5\text{N/mm}^2$	$f_m \geq 5\text{N/mm}^2$		
Άργιλος	0,20	0,40	0,15	0,10
Πυριτικό ασβέστιο	0,20	0,40	0,30	Δεν χρησιμοποιείται
Σκυρόδεμα με αδρανή	0,20	0,40	0,30	Δεν χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	0,20	0,20	0,30	0,15
Τεχνητοί λίθοι	0,20	0,40	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	0,20	0,40	0,15	Δεν χρησιμοποιείται

Σε όλη την ελληνική επικράτεια, για φέρουσες κατασκευές εν γένει, δεν επιτρέπεται η χρήση κονιάματος κατηγορίας κατώτερης της M5. Για φέρουσες κατασκευές από σπλισμένη τοιχοποιία δεν επιτρέπεται η χρήση κονιάματος κατηγορίας κατώτερης της M10.

Σε όλη την ελληνική επικράτεια ισχύουν γενικώς οι απαιτήσεις του ΕΛΟΤ EN 1998-1 και του Εθνικού Προσαρτήματος του.

3.4 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ

3.4.1 Γενικά

Καθαρή διάτμηση δεν υπάρχει υπό πραγματικές συνθήκες. Στο επίπεδο των αρμών συνυπάρχουν με τις διατμητικές (τ) και ορθές τάσεις (σ_n) ακόμη και μόνο λόγω του ίδιου βάρους της τοιχοποιίας.

Ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας για αυτόν τον τρόπο αστοχίας αντιμετωπίζεται από τον ΕΚ6 με την χρήση του προσομοιώματος Coulomb (βλ.σχ.3.4). Θεωρείται ότι η μέση διατμητική τάση αστοχίας του τοίχου ισούται με το άθροισμα της συνοχής και της τριβής κατά μήκος μιας βαθμιδωτής ρωγμής, δηλαδή :

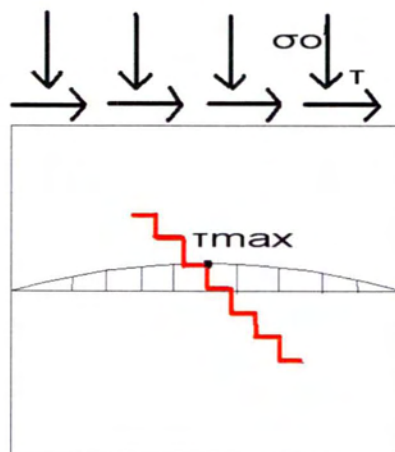
$$t_u = c + \mu \cdot \sigma_o \quad (3.17)$$

όπου,

c η συνοχή

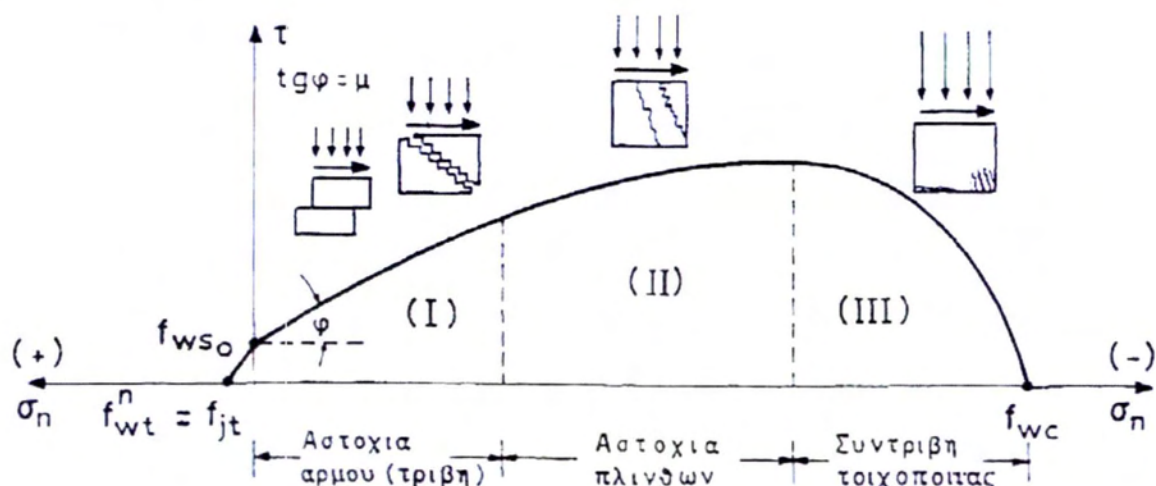
μ ο φαινόμενος συντελεστής τριβής

σ_o οι ορθές τάσεις που εμφανίζονται (θλιπτικές)



Σχήμα 3.5: Μηχανικό προσομοίωμα Coulomb.

Τονίζεται βέβαια ότι η παραπάνω σχέση ισχύει μόνο για τη (σχετικά σπάνια) περίπτωση καθαρά διατμητικής αστοχίας στους αρμούς και όχι για άλλες μορφές αστοχίας (Hamid et al.1979 , Tassios 1992 [2]).



Σχήμα 3.6: Τυπική μορφή καμπύλης αστοχίας (τ , σ_n) [2].

Σχολιάζοντας το Σχήμα 3.6 παρατηρούμε τα εξής:

1. Χαμηλές τιμές σ_n (Περιοχή I): Αστοχία τριβής – ολίσθησης οριζώντιου αρμού ή κλιμακωτή αποκόλληση και ολίσθηση κατακόρυφων και οριζόντιων αρμών (συνήθης μορφή διατμητικής αστοχίας τοίχων).
2. Μέσες τιμές σ_n (Περιοχή II): αστοχία από λοξή ρηγμάτωση που διαπερνά και πλίνθους. Συνήθως εμφανίζεται σε πεσσούς μεταξύ ανοιγμάτων.
3. Υψηλές τιμές σ_n (Περιοχή III): αστοχία από συντριβή θλιβόμενης γωνίας. Αστοχία καμπτικού τύπου η οποία προηγείται της διατμητικής αστοχίας.
4. Περιοχή εφελκυστικής ορθής τάσης σ_n : η περιβάλλουσα αστοχίας είναι σχεδόν ευθεία γραμμή με έντονη κλίση καθώς συνήθως ισχύει.

Στην βιβλιογραφία αναφέρονται τιμές του συντελεστή τριβής (μ) για το αρχικό, σχεδόν ευθύγραμμο, τμήμα της καμπύλης (τ , σ) που κυμαίνονται συνήθως από 0.4 έως 0.7.

3.4.2 Χαρακτηριστική τιμή διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6 (EN 1996-1-1: 2006) η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας μπορεί να υπολογιστεί από δοκιμές ή από αξιολόγηση αποτελεσμάτων μέσω συσχέτισης της χαρακτηριστικής διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας με τη συνοχή, f_{vko} , μεταξύ λιθοσωμάτων και κονιάματος (προσδιοριζόμενη βάσει των Προτύπων EN 1052-3 και EN 1052-4 ή λαμβανόμενη από τον Πίνακα 3.5 για κονιάματα γενικής εφαρμογής και με την εκάστοτε επιβαλλόμενη θλιπτική τάση. Όταν δεν διατίθενται πειραματικά αποτελέσματα η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή

τοιχοποιίας, f_{vk} (με πλήρεις αρμούς και κονίαμα γενικής εφαρμογής ή λεπτής στρώσης 0.5-3 mm ή ελαφροκονίαμα) μπορεί να εκτιμηθεί από την σχέση (3.18) :

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4\sigma_d \leq 0.065f_b \text{ ή } f_{vlt} \quad (3.18)$$

όπου,

f_{vko} είναι η διατμητική αντοχή υπό μηδενική θλιπτική τάση, η οποία λαμβάνεται από τον πίνακα 3.5

f_b είναι η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος, για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κάθετη προς τους οριζόντιους αρμούς

σ_d είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής τάσης κάθετα προς την διατμητική δύναμη

f_{vlt} είναι η οριακή τιμή της f_{vk}

Πίνακας 3.5 : Τιμές της f_{vko} [3]

Υλικό λιθοσώματος	f_{vko} (N/mm ²)		
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσης	Ελαφροκονίαμα
Άργιλος	M10 - M20	0,30	0,30
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Πυριτικό ασβέστιο	M10 - M20	0,20	0,40
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Σκυρόδεμα με αδρανή	M10 - M20	0,20	0,30
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	M2,5 - M9	0,15	
Τεχνητοί λίθοι Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	M1 - M2	0,10	

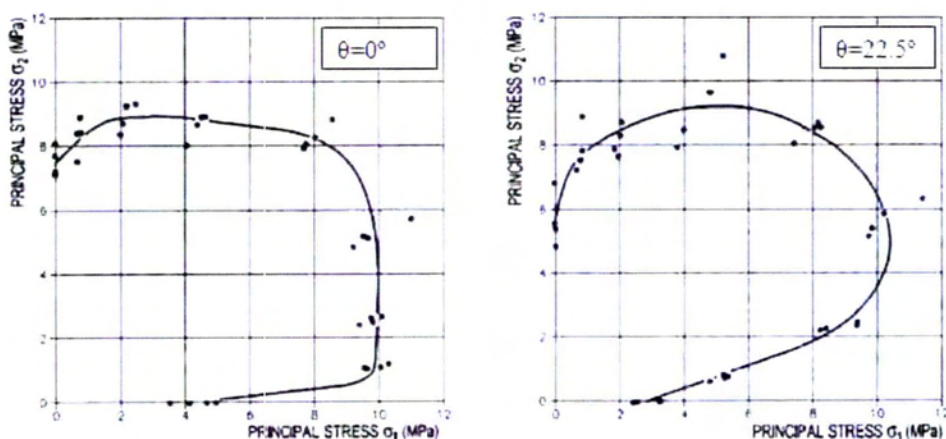
3.5 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Στις σύνθετες καταπονήσεις όπου αναπτύσσονται συγχρόνως ορθές και διατμητικές τάσεις στις έδρες του στοιχείου, δεν μπορεί να θεωρηθεί ως οριακή (κρίσιμη) καταπόνηση η ένταση που προκαλεί χωριστά οριακή ορθή ή διατμητική τάση, διότι οι τάσεις αυτές δεν είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους. Σ' αυτές τις περιπτώσεις πρέπει να αναζητηθούν οι συνδυασμοί των τάσεων που προσδιορίζουν την οριακή επικίνδυνη κατάσταση κατά τη σύνθετη καταπόνηση του υλικού, δεδομένου ότι υπάρχει ποικιλία σύνθετων εντατικών καταστάσεων που προκαλούν διαρροή ή θραύση των στερεών σωμάτων [12].

Οι τοιχοποιίες κατά κανόνα φορτίζονται έτσι ώστε η εντατική τους κατάσταση να είναι διαξονική, γι' αυτό και ο πλέον ενδεδειγμένος τρόπος εκτίμησης των φορτίων αστοχίας (τάσεων) έγκειται στη χρήση κατάλληλων κριτηρίων αστοχίας. Μέχρι σήμερα έχουν διατυπωθεί αρκετά κριτήρια αστοχίας, χωρίς όμως κάποιο από αυτά να μπορεί να θεωρηθεί ως γενικό κριτήριο που να ερμηνεύει αδιάκριτα τη συμπεριφορά όλων των υλικών όλκιμων ή ψαθυρών. Τέτοια κριτήρια έχουν προταθεί από διάφορους ερευνητές (π.χ. Ganz and Thuerliman 1988 , Koenig et al. 1988, Dialer 1991) [12], αλλά λόγω της ανισοτροπίας του υλικού κατά κανόνα χαρακτηρίζονται από μεγάλο βαθμό πολυπλοκότητας.

Μία προκαταρκτική αίσθηση της μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας υπό διαξονική φόρτιση δίνει σε ικανοποιητικό βαθμό η εργασία του Page (1982) [40], ο οποίος αναγνώρισε τις εξής μορφές αστοχίας: α) απώλεια συνάφειας μεταξύ κονιάματος και λιθοσωμάτων κατά μήκος οριζόντιων και/ή κατακόρυφων αρμών σε ευθεία ή τεθλασμένη γραμμή β) θραύση των λιθοσωμάτων και απώλεια συνάφειας μεταξύ των λιθοσωμάτων και κονιάματος στους κατακόρυφους αρμούς και γ) συνδυασμό των α) και β).

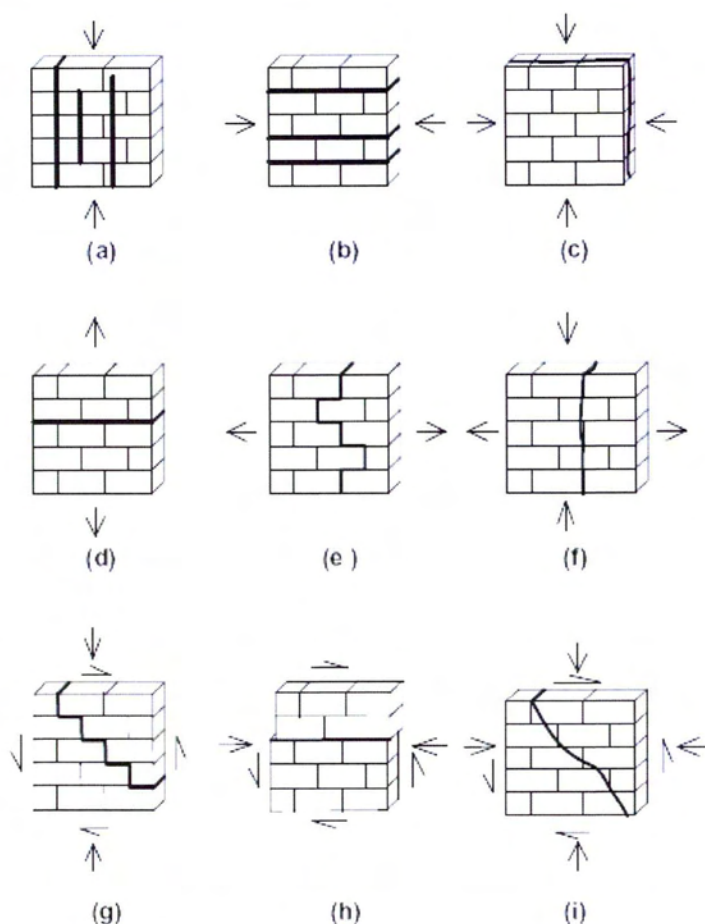
Οι επιφάνειες αστοχίας βάσει πειραματικών αποτελεσμάτων του Page (1982) δίνονται στο Σχ.3.7. Είναι φανερό ότι το κριτήριο αστοχίας δίνεται συναρτήσει όχι μόνο των κύριων τάσεων αλλά και της διεύθυνσής τους, θ , ως προς αυτή των αρμών[12].



Σχήμα 3.7: Καμπύλες αστοχίας τοιχοποιίας υπό διαξονική θλίψη σε όρους κύριων τάσεων σ_1 , σ_2 , θ (Page 1982)[40].

3.5.1 ΤΡΟΠΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

Στην εργασία των Vadim I. Lishak, Vladimir I. Yagust, David Z. Yankelevsky(2012) παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι πιθανοί τρόποι αστοχίας της φέρουσας τοιχοποιίας όπως φαίνονται στο Σχήμα 3.8.



Σχήμα 3.8 : Οι κύριοι τρόποι αστοχίας της τοιχοποιίας σε επίπεδη ένταση. (a) Διαχωρισμός σε μορφή λωρίδων, (b) Διαχωρισμός σε στρώματα από μία ή και περισσότερες σειρές από τοιχοποιία, (c) Διάσπαση παράλληλη προς τις εξωτερικές επιφάνειες της τοιχοποιίας, (d) Διαχωρισμός κατά μήκος ενός αρμού, (e) Αποκόλληση κατά μήκος μιας ρωγμής, (f) Κατακόρυφη διάσπαση λόγω εφελκυσμού και θλίψης, (g) Διάσπαση κατά μήκος μιας κεκλιμένης ρωγμής λόγω διάτμησης και μονοαξονικής θλίψης, (h) Ολίσθηση κατά μήκος ενός οριζόντιου αρμού λόγω ανεπάρκειας κατά τη διάτμηση, (i) Διάσπαση κατά μήκος μιας κεκλιμένης ρωγμής λόγω διάτμησης και διαξονικής θλίψης [35].

3.5.2 ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ VON –MISES

Το κριτήριο Von Mises(1913), γνωστό ως το κριτήριο μέγιστης ενεργειακής παραμόρφωσης, χρησιμοποιείται συχνά για να εκτιμηθεί η απόδοση των όλκιμων υλικών. Το κριτήριο αυτό αναφέρει ότι η αστοχία συμβαίνει όταν η ενέργεια της στρέβλωσης φτάνει την ίδια ενέργεια για διαρροή/θραύση σε μονοαξονική ένταση. Μαθηματικά, αυτό εκφράζεται ως,

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \left[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right]^{1/2} = \sigma_y \quad (3.19)$$

Υπό την μορφή κύριων τάσεων $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$:

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{1/2} = \sigma_y \quad (3.20)$$

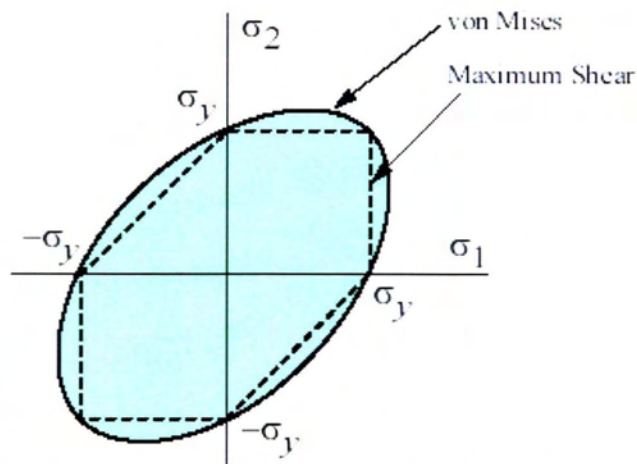
Στις περιπτώσεις επίπεδης έντασης, $\sigma_3 = 0$, το κριτήριο Von Mises διαμορφώνεται ως :

$$\sigma_1^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2^2 \leq \sigma_y^2 \quad (3.21)$$

Όταν $\sigma_3=0$, οι κύριες τάσεις προσδιορίζονται όπως παρακάτω:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

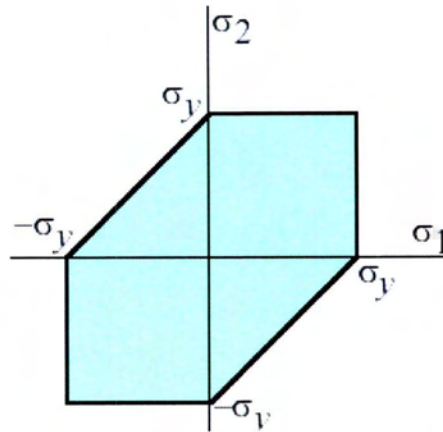
Αυτή η ανίσωση αντιπροσωπεύει μία έλλειψη κύριας τάσης, όπως φαίνεται στο Σχ.3.9.



Σχήμα 3.9: Έλλειψη κύριας τάσης κατά von Mises [42]

Στο Σχήμα 3.10 φαίνεται το κριτήριο της μέγιστης διατμητικής τάσης ή αλλιώς κριτήριο Tresca. Αυτή η θεωρία είναι πιο συντηρητική από το κριτήριο Von Mises, δεδομένου ότι βρίσκεται στο εσωτερικό της έλλειψης Von Mises. Εκτός του ότι το κριτήριο Von Mises οριοθετεί τις κύριες τάσεις για την πρόληψη όλκιμης αστοχίας, δίνει επίσης μια λογική

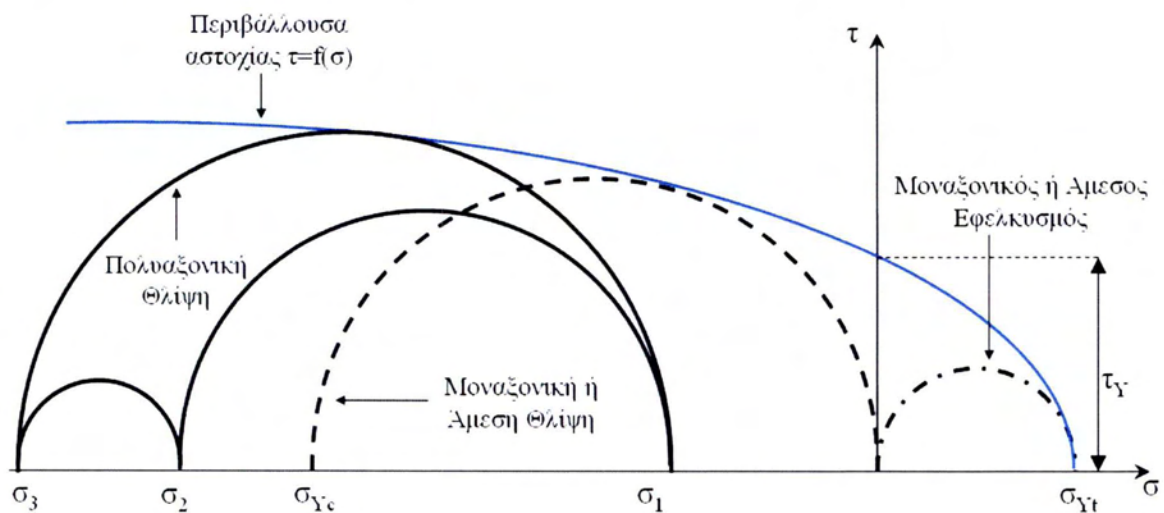
εκτίμηση της αστοχίας λόγω κόπωσης, ιδίως σε περιπτώσεις επαναλαμβανομένων φορτίσεων εφελκυσμού και εφελκυσμού –διάτμησης.



Σχήμα 3.10 Περιβάλλουσα κύριας τάσης κατά το κριτήριο αστοχίας Tresca[42].

3.5.3 ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ MOHR-COULOMB

Το κριτήριο αυτό βασίζεται στην αναπαράσταση του εντατικού πεδίου με την βοήθεια του κύκλου Mohr. Συγκεκριμένα, αν για ένα συγκεκριμένο υλικό σχεδιάσουμε όλους τους κύκλους που παριστάνουν μία κρίσιμη εντατική κατάσταση (δηλαδή μία κατάσταση όπου επέρχεται αστοχία), τότε όλοι αυτοί οι κύκλοι είναι εγγεγραμμένοι σε μία ομαλή καμπύλη, την περιβάλλουσα του.



Σχήμα 3.11: Περιβάλλουσα αστοχίας σύμφωνα με την θεωρία του Mohr

3.5.4 ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟ ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΑΠΟ ΤΟΥΣ ΣΥΡΜΑΚΕΖΗΣ & ΑΣΤΕΡΗΣ.

Ο Συρμακέζης και Αστέρης (2001) [27] ανέπτυξαν μία μέθοδο για τον αναλυτικό προσδιορισμό της επιφάνειας αστοχίας ενός ανισότροπου (ισοτροπικού) υλικού αυτού της τοιχοποιίας κάτω από διαξονική ένταση. Η ανάλυση της αστοχίας, μετά από την ανάλυση των τάσεων, καταδεικνύει τις περιοχές βλάβης στις τοιχοποιίες, υπό συγκεκριμένες περιπτώσεις φόρτισης. Για αυτόν το λόγο χρησιμοποιείται το τροποποιημένο κριτήριο αστοχίας Von Mises. Η τροποποιημένη επιφάνεια αστοχίας Von Mises διαμορφώνεται από την αλληλεπίδραση τεσσάρων επιφανειών S1, S2, S3, και S4, όπως φαίνεται σε τομή στο επίπεδο $(\sigma_{xx}, \sigma_{yy})$ **Σχήμα 3.12** (για το επίπεδο μηδενισμού της διατμητικής τάσης).

Οι τέσσερις προαναφερθείσες επιφάνειες εκφράζονται από τις εξής σχέσεις:

(i) S1 (έλλειψη Von Mises), σ_{xx} και $\sigma_{yy} \leq 0$:

$$\sigma_{xx}^2 + \sigma_{yy}^2 - \sigma_{xx}\sigma_{yy} + 3\tau^2 - f_{wc}^2 = 0 \quad (3.22)$$

(ii) S2, $\sigma_{xx} \geq 0$ και $\sigma_{yy} \leq 0$:

$$\sigma_{yy} + (1 - \sigma_{xx} / a) \sqrt{f_{wc}^2 - 3\tau^2} = 0 \quad (3.23)$$

όπου :

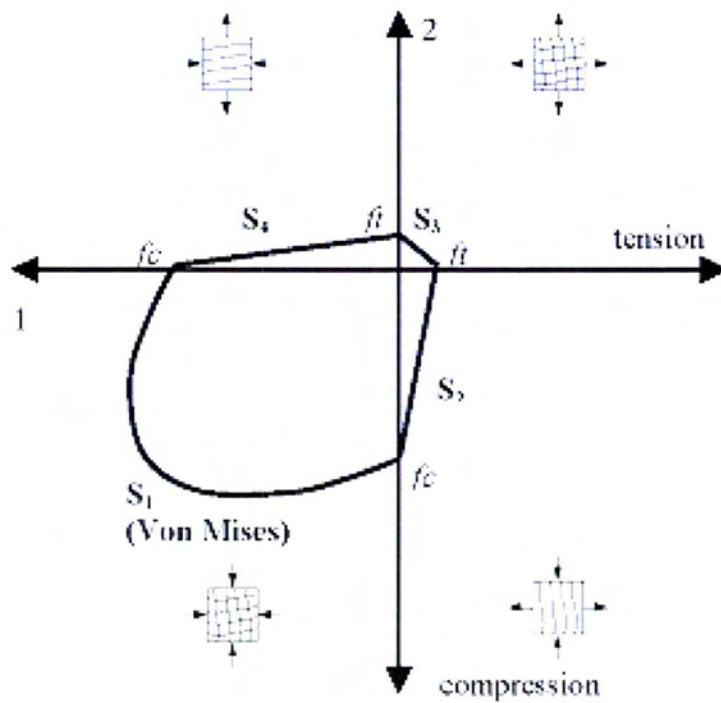
$$a = (f_{wt} / f_{wc}) \sqrt{f_{wc}^2 - 3\tau^2} \quad (3.24)$$

(iv) S4: συμμετρική της S2 ως προς το διχοτομούν επίπεδο του πρώτου τεταρτημορίου

όπου:

f_{wc} : η θλιπτική αντοχή θραύσης

f_{wt} : η εφελκυστική αντοχή θραύσης

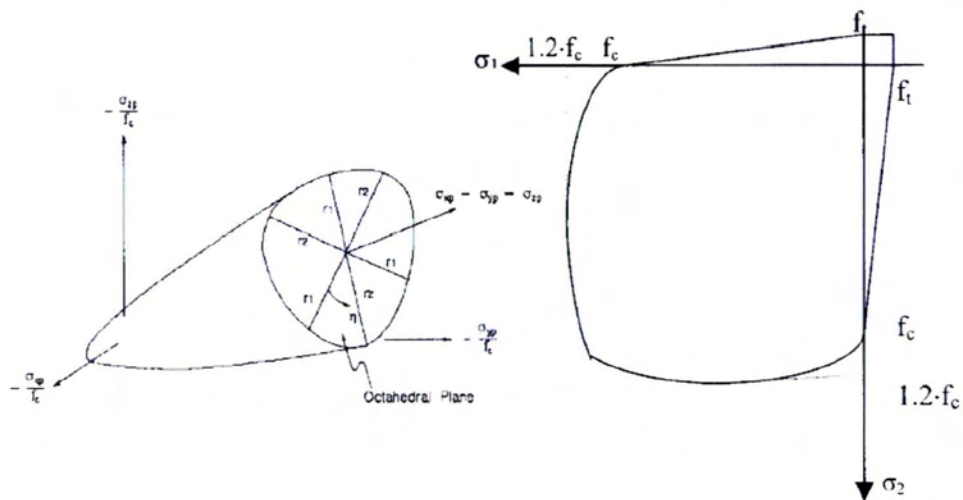


Σχήμα 3.12: Τροποποιημένη επιφάνεια Von Mises [26] , [36].

Σημειώνεται ότι, το σχήμα του κριτηρίου αστοχίας διαφοροποιείται με την αλλαγή της γωνίας λόγω των αλλαγών στις ιδιότητες του υλικού σε διαφορετικούς άξονες του υλικού.

3.5.5 ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΡΙΤΗΡΙΟΥ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Στην παρούσα εργασία για λόγους ευκολίας θα χρησιμοποιηθεί, αν κριθεί αναγκαίο, η ένα απλοποιητικό κριτηρίου αστοχίας. Η επιφάνεια αστοχίας θα αποτελείται από 1 τμήμα τετραγωνικό, 1 παραβολικό και 2 τριγωνικά με οριακές τιμές αυτές της εφελκυστικής αντοχής, f_t και της θλιπτικής αντοχής, f_c , όπως χρησιμοποιήθηκε από τους Κάππο, Πενέλη, Δρακόπουλο (2002) [23] για την αποτίμηση ενός κτιρίου από άοπλη τοιχοποιία.



Σχήμα 3.13: Τρισδιάστατη επιφάνεια αστοχίας (αριστερά) και περιβάλλουσα της διαξονικής αντοχής για άοπλη τοιχοποιία (Κάππος, Πενέλης, Δρακόπουλος) (2002) [23].

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΜΟΡΦΩΣΗΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Αν και ήταν κοινή πεποίθηση ότι τα κτίρια από τοιχοποιία παρουσιάζουν μειωμένη αντοχή υπό την επίδραση σεισμικών δυνάμεων, παρατηρήσεις απέδειξαν ότι όσα είχαν σωστή μόρφωση επέδειξαν καλή σεισμική συμπεριφορά [1]. Για κτίρια χαμηλά, συμμετρικά, χωρίς απαίτηση μεγάλων ελεύθερων χώρων η τοιχοποιία είναι κατάλληλο υλικό και εξασφαλίζει οικονομία τόσο σε υλικά και εργατικό κόστος όσο και σε κόστος λειτουργίας και συντήρησης. Έτσι σχολεία, χώροι γραφείων, απλές μονοκατοικίες και τουριστικά συγκροτήματα από μεμονωμένους οικισμούς μπορούν να κατασκευαστούν εύκολα και σε σύντομο χρονικό διάστημα (βλ. Σχήμα 4.1) με φέροντα οργανισμό από άοπλη τοιχοποιία.



Σχήμα 4.1 : Φωτογραφία από τουριστικά συγκροτήματα αποτελούμενα από μεμονωμένους οικισμούς κατασκευασμένοι από άοπλη τοιχοποιία στη Β.Ελλάδα.

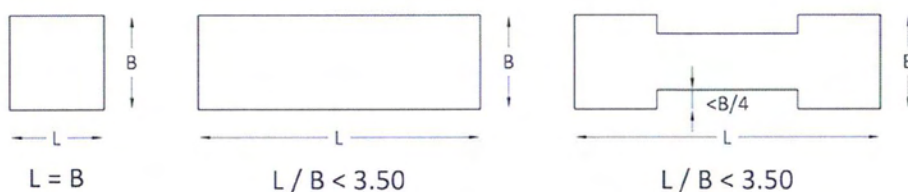
4.2 ΣΥΜΜΕΤΡΙΑ

Η συμμετρία και η κανονικότητα στην κάτοψη επηρεάζουν σημαντικά την απόκριση των κατασκευών στον σεισμό [1]. Σε ασύμμετρα κτίρια έχει παρατηρηθεί

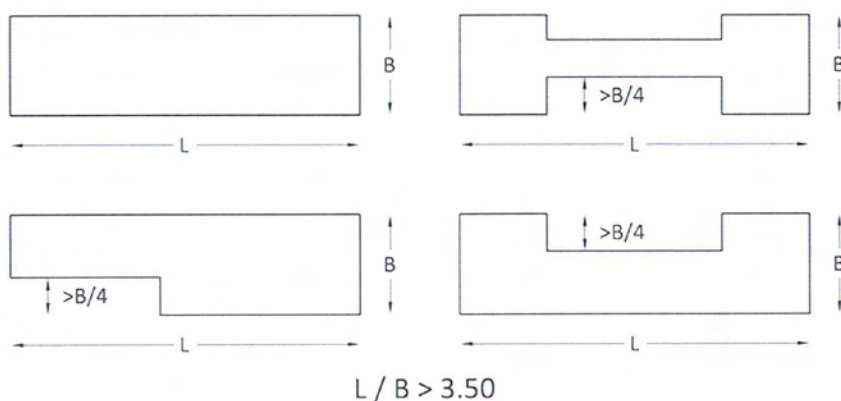
συγκέντρωση των βλαβών στις περιοχές της ασυμμετρίας, όπως είναι οι τοίχοι και οι γωνίες τυχόν εσοχών ή σε όροφο σε εσοχή ή ακόμα και σε τοίχωμα πολύ μεγαλύτερο από τα υπόλοιπα. Η παρατήρηση αυτή οδηγεί στο συμπέρασμα ότι πρέπει στον σχεδιασμό νέων κτιρίων για τη μείωση των βλαβών να επιδιώκεται συμμετρία και κανονικότητα τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψος. Συμμετρία πρέπει να επιδιώκεται όχι μόνο στο σχήμα του κτιρίου αλλά και στη διάταξη των φερόντων τοίχων και στις δύο διευθύνσεις. Τυχόν ασυμμετρία των φερόντων τοίχων μπορεί να προκαλέσει ανεπιθύμητες στροφές με συνέπεια αστοχία των περισσότερο εύτρωτων περιοχών.

4.3 ΑΠΛΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΚΑΤΟΨΗΣ

Είναι επιθυμητό οι κατόψεις να είναι περίπου τετραγωνικές ή απλές ορθογωνικές, διότι η συμπεριφορά τέτοιων κτιρίων υπό την επίδραση σεισμικών δράσεων έχει αποδειχθεί καλύτερη. Σε περιπτώσεις μη ορθογωνικών κατόψεων, οι τυχόν εσοχές είναι καλό να μην υπερβαίνουν το $\frac{1}{4}$ της παράλληλης προς την εσοχή διάστασης [1]. Στο σχήμα 4.1 φαίνονται επιθυμητές μορφές των κατόψεων, ενώ στο σχήμα 4.2 φαίνονται κατόψεις που θα πρέπει να αποφεύγονται.



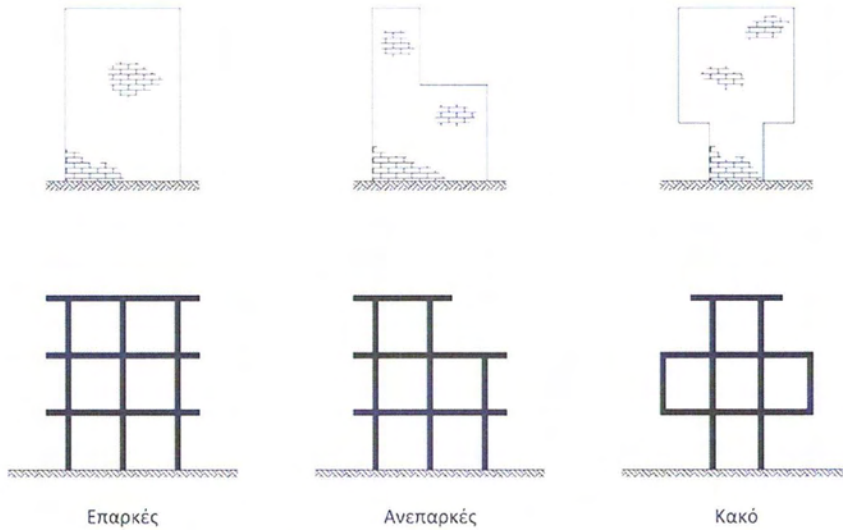
Σχήμα 4.2: Επιθυμητές μορφές κατόψεων (λόγος διαστάσεων και εσοχών) [43]



Σχήμα 4.3: Ανεπιθύμητες μορφές κατόψεων (λόγος διαστάσεων και εσοχών) [43]

4.4 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

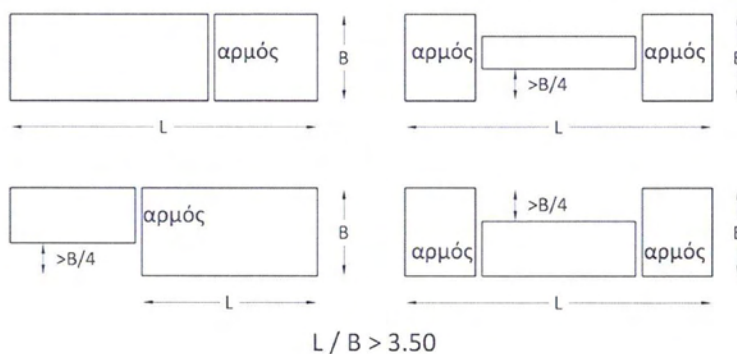
Σε σεισμογενείς περιοχές η κατανομή της δυσκαμψίας ενός κτιρίου ανεξαρτήτως του υλικού κατασκευής του αλλά και του δομικού συστήματος (σκελετός ή φέροντες τοίχοι) πρέπει να είναι όχι μόνο συμμετρική σε κάτοψη αλλά και ομοιόμορφη καθ' ύψος του κτιρίου. Στα κτίρια από τοιχοποιία πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή στον τομέα αυτό γιατί κτίρια με μη κανονική κατανομή των στοιχείων δυσκαμψίας αποδείχθηκαν ιδιαίτερα τρωτά κατά τη διάρκεια σεισμών [1].



Εικόνα 4.4: Σύνθεση όγκων καθ' ύψος [43]

4.5 ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΣ ΜΕ ΑΡΜΟΥΣ

Το κτήριο είναι καλό να διαχωρίζεται μέσω κατακόρυφων αρμών σε μικρότερα, απλούστερα και συμμετρικά τμήματα, όταν για οποιοδήποτε λόγο δεν μπορεί να αποφευχθεί σύνθετο σχήμα κάτοψης. Η ύπαρξη αρμού επιτρέπει στα επιμέρους τμήματα να συμπεριφέρονται αυτόνομα. Το πλάτος του αρμού εξαρτάται από το ύψος του κτηρίου και από τις προβλεπόμενες μετακινήσεις των επιμέρους τμημάτων.



Σχήμα 4.5 : Διαχωρισμός Κτιρίου σε Τμήματα μέσω αρμών [43]

4.6 ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΟΙΧΩΝ

Η διάταξη των φερόντων τοίχων είναι ένας σημαντικός παράγων που επηρεάζει την τρωτότητα των κτιρίων. Ασυμμετρία στη διάταξη των τοίχων έχει ως πιθανό αποτέλεσμα ανεπιθύμητη στροφή του κτιρίου, που εκδηλώνεται με βλάβες στα περισσότερο τρωτά σημεία. Για τον λόγο αυτόν κατά τον σχεδιασμό πρέπει να λαμβάνεται μέριμνα ώστε οι φέροντες τοίχοι να είναι ισοκατανεμημένοι και στις δύο διευθύνσεις και όσο το δυνατόν συμμετρικοί σε κάθε κατεύθυνση. Για την αύξηση της στρεπτικής αντίστασης του κτιρίου οι τοίχοι πρέπει να διατάσσονται περισσότερο συγκεντρωμένοι στην περίμετρο του κτιρίου και ιδιαίτερα στις γωνίες. Επίσης, μία διάταξη που σχηματίζει κλειστές «κυψέλες», όπως στο σχήμα 4.4 εξασφαλίζει καλύτερη απόκριση της κατασκευής. Επι πλέον, συνιστάται η επιφάνειά τους σε κάτοψη να είναι σε κάθε διεύθυνση τουλάχιστον 4% της επιφάνειας κάτοψης του κτιρίου, ώστε να εξασφαλίζεται, σε στάδιο προελέγχου της κατασκευής, ότι οι σεισμικές δυνάμεις μπορούν να παραληφθούν.



επαρκής

ανεπαρκής

Σχήμα 4.6: Ενδεικτικές ενδεδειγμένες διατάξεις τοίχων [43]

4.7 ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

Οι μέγιστες αποστάσεις μεταξύ των φερόντων τοίχων εξαρτώνται από το είδος της τοιχοποιίας και τη σεισμικότητα της περιοχής [1].

Πίνακας 4.1 : Μέγιστες αποστάσεις φερόντων τοίχων [1]

ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑΣ		
	Χαμηλή	Μέτρια	Υψηλή
Ωμοπλινθοδομή / Λιθοδομή	4,5	4,5	4,5
Άοπλη οπτοπλινθοδομή	10	8	6
Διαζωματική / Οπλισμένη	15	12	8

4.8 ΕΛΑΧΙΣΤΑ ΠΑΧΗ ΤΟΙΧΩΝ

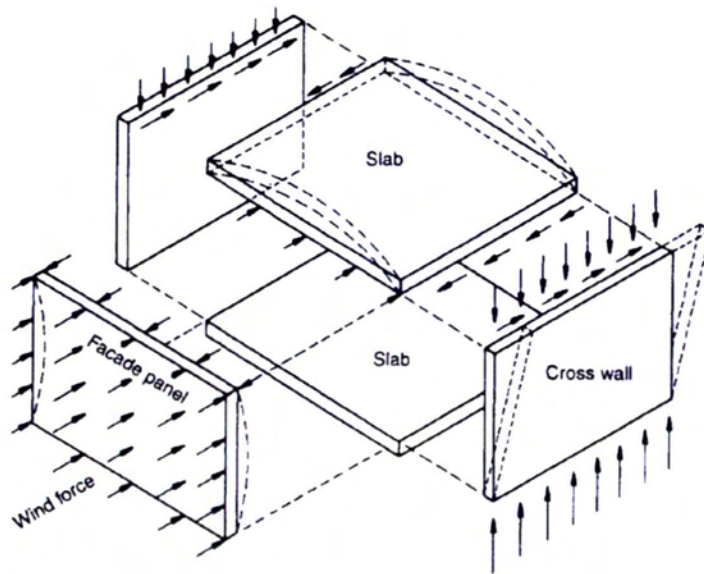
Το ελάχιστο πάχος των φερόντων τοίχων εξαρτάται και πρέπει να υπολογίζεται βάσει ελέγχων σε θλίψη και διάτμηση. Άμεση σχέση με το πάχος του τοίχου έχει και η λυγηρότητα, που είναι ο λόγος του ενεργού ύψους του τοίχου προς το πάχος του. Έχει αποδειχθεί μέσω δοκιμών σε σεισμική τράπεζα, ότι η λυγηρότητα είναι σημαντικός παράγων για τη σωστή λειτουργία των τοίχων.

Για το ενδεδειγμένο ελάχιστο πάχος και τις λοιπές γεωμετρικές απαιτήσεις των τοίχων ισχύει ο ακόλουθος Πίνακας 4.2 (Πίνακας 9.2 του ΕΛΟΤ EN 1998-1:2005):

Τύπος τοιχοποιίας	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Άοπλη, λιθοσώματα από φυσικό λίθο	350	9	0,5
Άοπλη, με οποιονδήποτε άλλο τύπο λιθοσωμάτων	240	12	0,4
Διαζωματική τοιχοποιία	240	15	0,3
Οπλισμένη τοιχοποιία	240	15	Χωρίς περιορισμό

4.9 ΑΚΑΜΨΙΑ ΔΑΠΕΔΩΝ

Η ύπαρξη οριζοντίου διαφράγματος, που εξασφαλίζεται πρωτίστως με την κατασκευή δαπέδων από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατανέμει τις σεισμικές δυνάμεις στους τοίχους ανάλογα με τη δυσκαμψία τους και επιπλέον τους εφοδιάζει με κατακόρυφη θλιπτική τάση που αυξάνει τη διατμητική αντοχή και μειώνει τις τυχόν αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις. Με την ύπαρξη δύσκαμπτων δαπέδων εντός του επιπέδου τους, τμήμα των καθέτων στον τοίχο αδρανειακών δυνάμεων μεταφέρεται στους εγκάρσιους τοίχους μέσω αυτών, αντί μέσω των κατακόρυφων ακμών σύνδεσής του με τους τελευταίους. Επιπλέον, μειώνει το ελεύθερο ύψος των τοίχων, αυξάνοντας έτσι την ικανότητα ανάληψης κατακορύφων αλλά και οριζοντίων εντός και εκτός επιπέδου, φορτίων. Επομένως, στις νέες κατασκευές πρέπει να αποφεύγονται τα ξύλινα δάπεδα και η ξύλινη στέγη. Στις ειδικές διατάξεις για Κτίρια από Τοιχοποιία σε Σεισμογενείς Περιοχές (1996) αναφέρεται ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί κάθε τύπος πατώματος υπό την προϋπόθεση ότι ικανοποιούνται οι απαιτήσεις συνέχειας και αποτελεσματικής διαφραγματικής λειτουργίας.



Σχήμα 4.7: Δράση σεισμικών δυνάμεων παρουσία διαφράγματος [34]

4.10 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΖΩΜΑΤΑ

Τα διαφράγματα και τα οριζόντια διαζώματα ίσως είναι από τα πιο κρίσιμα σημεία στον σχεδιασμό και την κατασκευή κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Κατασκευάζονται στη στάθμη της οροφής κάθε ορόφου και στη στάθμη των ανωφλίων ή/και κατωφλίων των ανοιγμάτων και είναι πολύ αποτελεσματικά στην ανάληψη οριζόντιων σεισμικών εφελκυστικών τάσεων λόγω κάμψης των τοίχων εγκάρσια στο επίπεδό τους και στην αποφυγή αποκόλλησής τους από τους εγκάρσιους τοίχους και ανατροπής τους.



απουσία διαφράγματος ή σενάζ

ύπαρξη σενάζ

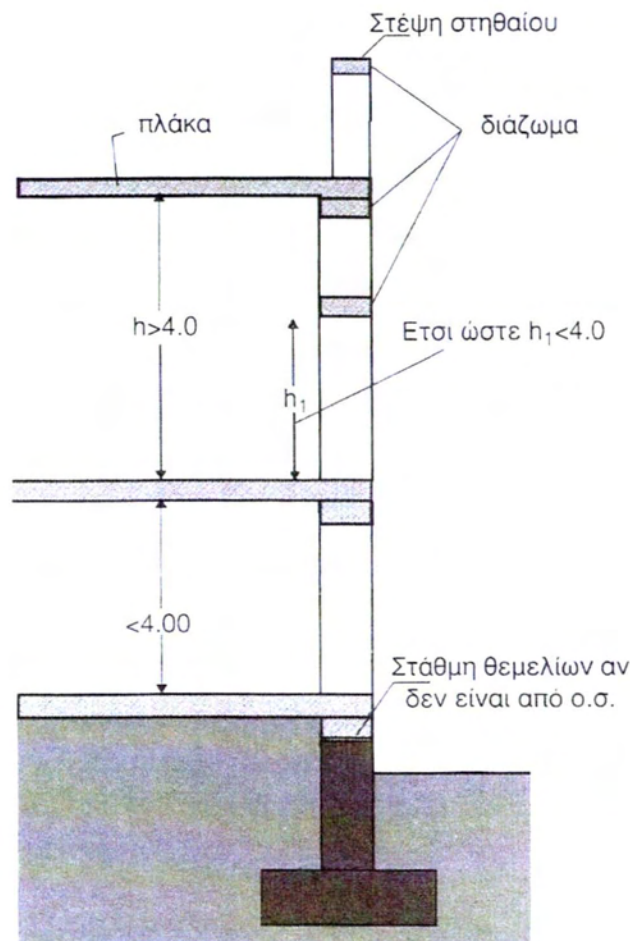
ύπαρξη διαφράγματος

Σχήμα 4.8: Παραμόρφωση τοίχων υπό σεισμική δράση [1].

Η ύπαρξη στο σώμα των τοίχων οριζοντίων καθ' ύψος διαζωμάτων και η στέψη των τοιχοποιιών με οριζόντια διαφράγματα, αναγκάζει τις τοιχοποιίες να έχουν κοινή παραμόρφωση και εμποδίζει την αυτόνομη μετακίνησή τους, με αποτέλεσμα να περιορίζεται σημαντικά η αποκόλληση στις γωνίες συμβολής τους [1]. Σε μια φέρουσα

τοιχοποιία από σύγχρονους οπτόπλινθους το διάφραγμα επιτυγχάνεται συνήθως με κατασκευή πλάκας σκυροδέματος στη στέψη της.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, EN 1998-1:2004, §9.5.2, απαιτούνται οριζόντια διαζώματα ή εναλλακτικά, μεταλλικοί σύνδεσμοι σε κάθε στάθμη της οροφής κάθε ορόφου και σε περιπτώσεις όπου η κατακόρυφη απόσταση είναι μεγαλύτερη από 4 m. Αυτά τα οριζόντια διαζώματα ή μεταλλικοί σύνδεσμοι θα πρέπει να κατασκευάζονται περιμετρικώς του κτιρίου, να έχουν πάχος όσο το πάχος του τοίχου, το δε ύψος τους πρέπει να είναι τουλάχιστον όσο το πάχος της πλάκας και πάντως όχι λιγότερο από 15cm [9].



Σχήμα 4.9: Διάταξη οριζοντίων διαζωμάτων καθ' ύψος ενός τοίχου [1]

Σύμφωνα με το Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής [20], το χρησιμοποιούμενο σκυρόδεμα πρέπει να είναι τουλάχιστον C12/15, το δε ποσοστό ελάχιστου διαμήκους οπλισμού να υπολογίζεται από την σχέση (4.1):

$$\rho_{\min} = f_{ctm} / f_{yk} \quad (4.1)$$

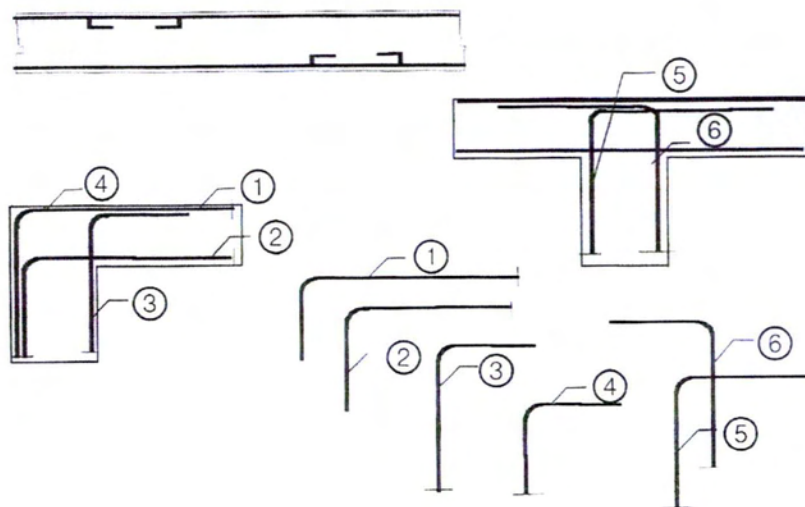
όπου,

f_{ctm} είναι η μέση εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος

f_{yk} είναι η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα οπλισμού των ζωνών

Ο διαμήκης οπλισμός που προκύπτει από αυτή την σχέση δεν πρέπει να είναι μικρότερος από 200 mm^2 και πρέπει να αγκυρώνεται σύμφωνα με όσα προβλέπει ο ΕΚ6. Οι συνδετήρες πρέπει να είναι τουλάχιστον $\Phi 6/250$.

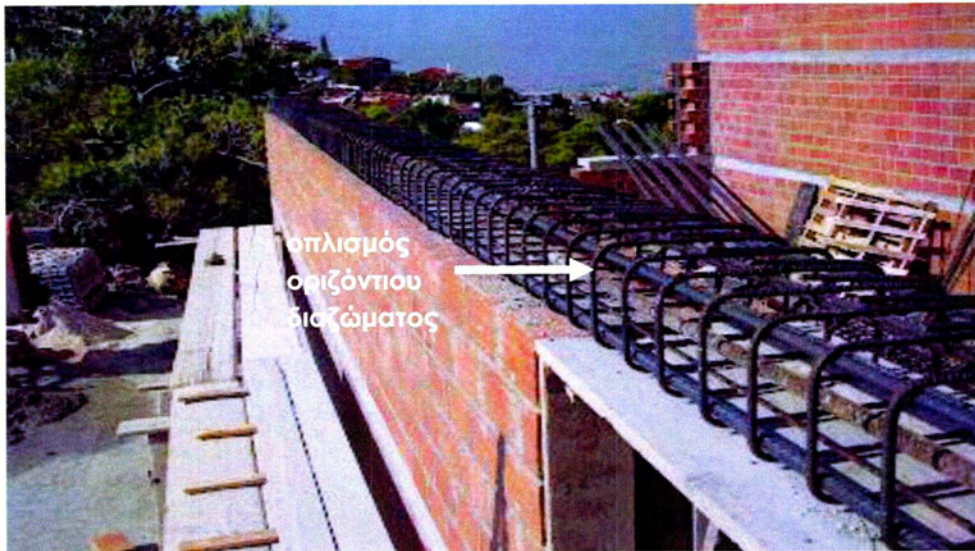
Στο παρακάτω σχήμα παρατίθεται η τυπική όπλιση των οριζόντιων τομών των διαζωμάτων για την εξωτερική και εσωτερική γωνία αλλά και κατά μήκος μίας πλευράς.



Πρέπει να σημειωθεί ότι, ο ΕΚ8 αναγνωρίζει τη βασική συμβολή των διαζωμάτων στην αύξηση της χαμηλής πλαστιμότητας των άοπλων τοιχοποιιών και διαφοροποιεί αντίστοιχα τις τιμές των συντελεστών σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής:

- Τοιχοποιία με οριζόντια διαζώματα: $q = 1.5$.
- Τοιχοποιία με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα: $q = 2.0$.

γ. Τοιχοποιία οπλισμένη (κατακορύφως και οριζοντίως): $\rho = 2.5$.

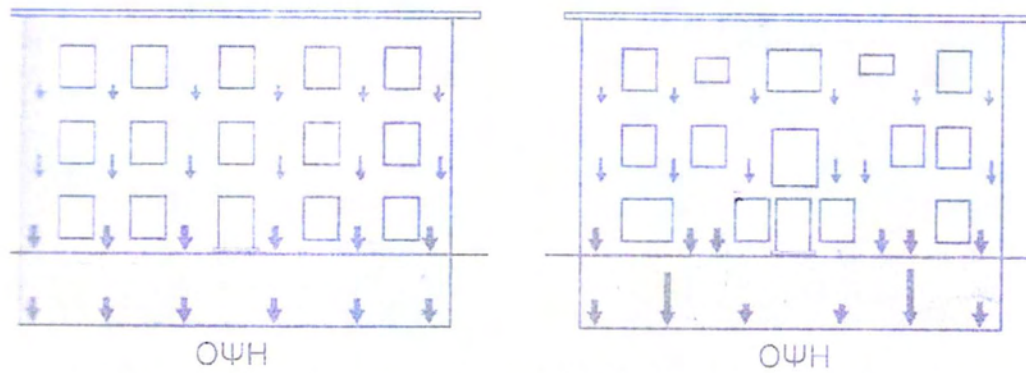


Σχήμα 4.10: Τοποθέτηση απαιτούμενου οπλισμού για το οριζόντιο διάζωμα

4.11 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

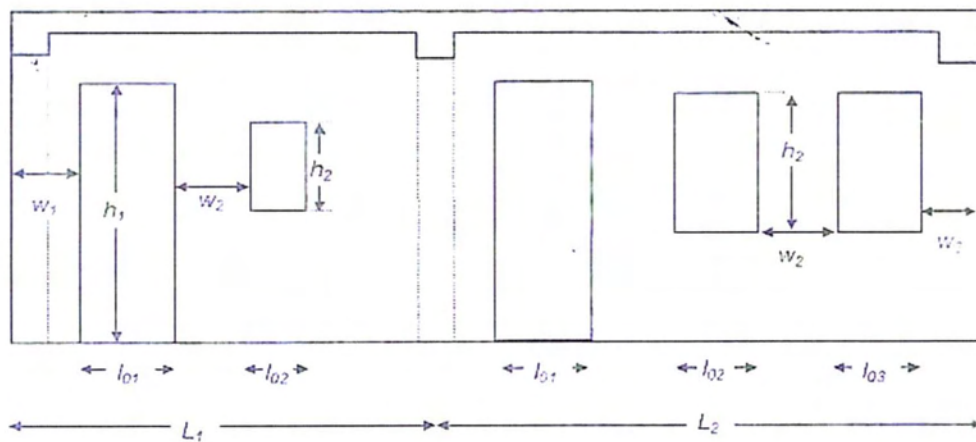
Έχει αποδειχθεί (Γιαννακάς et al ,1987, Unido, 1984) [22] ότι τόσο η θέση όσο και το μέγεθος των ανοιγμάτων επηρεάζουν την τρωτότητα ενός τοίχου από τοιχοποιία υπό την επίδραση σεισμικών δράσεων. Έτσι κατά τον σχεδιασμό νέων κτιρίων για την τοποθέτηση των ανοιγμάτων στους φέροντες τοίχους θα πρέπει εκτός των λειτουργικών αναγκών να λαμβάνονται υπόψη και τα κατωτέρω:

- Τα ανοίγματα πρέπει να δημιουργούνται στους λιγότερο φορτισμένους τοίχους και στα λιγότερο φορτισμένα τμήματά τους.
- Δεν πρέπει να δημιουργούνται ανοίγματα κάτω από περιοχές συγκεντρωμένων φορτίων, δηλ. σημεία ζευκτών στέγης, ισχυρών δοκών πατωμάτων κ.α.
- Δεν πρέπει να αλλάζει η θέση των ανοιγμάτων στους διάφορους ορόφους ώστε η μεταφορά των δυνάμεων στους πεσσούς να γίνεται ομαλά (Σχήμα 4.9).



Σχήμα 4.11: (α) Κανονική και (β) μη κανονική διάταξη ανοιγμάτων καθ' ύψος [1].

- Τα ανώφλια πρέπει να βρίσκονται στην ίδια στάθμη.
- Τα οριζόντια διαζώματα δεν πρέπει να διακόπτονται από ανοίγματα.
- Τα ανοίγματα σε κάτοψη πρέπει να είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα στις δύο διευθύνσεις και σε τέτοιες θέσεις ώστε να εξασφαλίζεται η συμμετρία των πεσσών σε κάθε διεύθυνση.
- Το συνολικό μήκος των ανοιγμάτων σε ένα τοίχο δεν πρέπει να υπερβαίνει το 50% του μήκους του τοίχου.
- Ο ακραίος πεσός πρέπει να έχει ελάχιστο μήκος το μέγιστο εκ των α) το ήμισυ του ύψους του συντρέχοντος ανοίγματος και β) του 1500mm ή 1000mm για περιοχές μεγάλης ή μέσης και χαμηλής σεισμικότητας αντίστοιχα (Σχήμα 4.10).
- Ο πεσός μεταξύ δύο ανοιγμάτων πρέπει να έχει ελάχιστο μήκος το ήμισυ του ύψους του μικρότερου σε ύψος συντρέχοντος ανοίγματος, αλλά να μην είναι μικρότερο από 1 m.



- $\sum l_{oi} < 0.50 L_i$
- $W_1 > 0.50 h_1$, $W_3 > 0.50 h_2$ και $> 1500\text{mm}$ σε περιοχή υψηλής σεισμικότητας
 $> 1000\text{mm}$ σε περιοχές μικρής και μέσης σεισμικότητας
- $W_2 > 0.50 \min(h_1, h_2) > 1000\text{mm}$

Σχήμα 4.12: Συνιστώμενη διάταξη ανοιγμάτων [1].

4.12 ΥΨΗ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ

Η τρωτότητα ενός κτιρίου σε σεισμό αυξάνεται όσο αυξάνεται το ύψος του. Ανάλογα με τη σεισμικότητα της περιοχής προκύπτουν και τα επιτρεπόμενα όρια για το βέλτιστο ύψος και τον αριθμό των ορόφων.

4.13 ΣΤΕΓΕΣ- ΠΛΑΚΕΣ Ο/Σ- ΞΥΛΙΝΑ ΠΑΤΩΜΑΤΑ

Τα χαρακτηριστικά των εναλλακτικών δομικών μεθόδων για την στέψη των οροφών ενός κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία παρατίθενται εν συντομία στην συνέχεια.

ΣΤΕΓΕΣ

Όταν δεν είναι δυνατή η κατασκευή πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα στην οροφή του κτιρίου πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα για την εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζοντίων φορτίων της στέγης στους τοίχους. Στην περίπτωση αυτή βοηθούν οι χιαστί σύνδεσμοι μεταξύ των ελκυστήρων των ζευκτών και η καλή αγκύρωση της στέγης στο οριζόντιο διάζωμα της στέψης των τοίχων.

ΠΛΑΚΕΣ Ο/Σ

- ✓ Εμφανίζουν σχεδόν άπειρη δυσκαμψία στο επίπεδό τους. Υπό την προϋπόθεση επαρκούς σύνδεσης με τους φέροντες τοίχους διασφαλίζουν πλήρη διαφραγματική λειτουργία.
- ✓ Αν η σύνδεσή τους με τη φέρουσα τοιχοποιία είναι επαρκής και κατά τις 2 διευθύνσεις εμφανίζουν ισότροπη συμπεριφορά.
- ✓ Το βάρος τους είναι μεσαίο έως μεγάλο σε σχέση με τα άλλα δομικά στοιχεία .
- ✓ Δεν ασκούν οριζόντιες ωθήσεις υπό τα κατακόρυφα φορτία στους τοίχους που εδράζονται.

ΞΥΛΙΝΑ ΠΑΤΩΜΑΤΑ

- ✓ Εμφανίζουν μικρή με μέση (στην περίπτωση διπλού σανιδώματος) δυσκαμψία στο επίπεδό τους, με αντίστοιχη διαφοροποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας.
- ✓ Εμφανίζουν ανισότροπη συμπεριφορά, λόγω της έδρασής τους σε μία μόνο κύρια διεύθυνση.

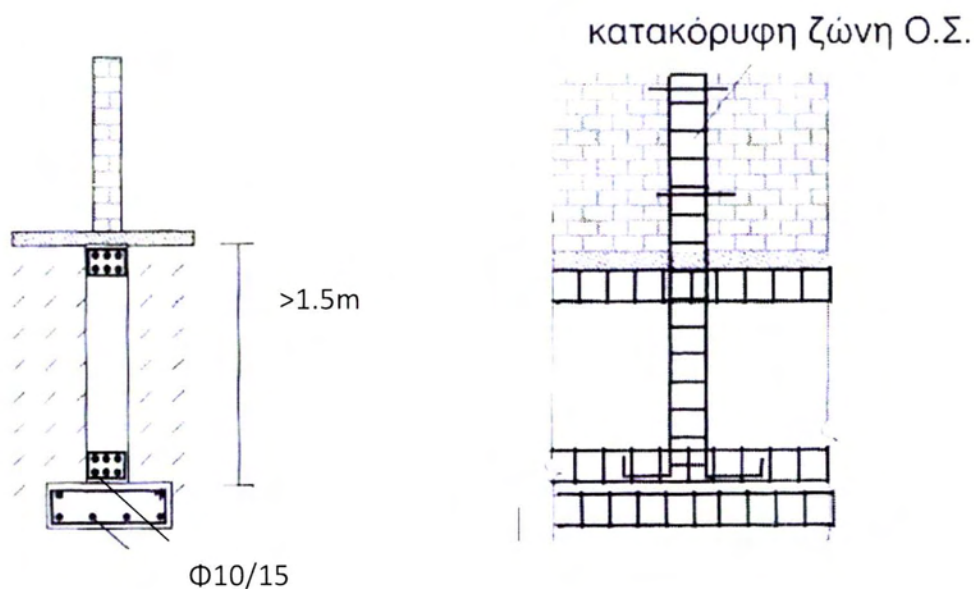
- ✓ Το βάρος τους είναι σχετικά μικρό.
- ✓ Δεν ασκούν οριζόντιες ωθήσεις υπό τα κατακόρυφα φορτία στους τοίχους που εδράζονται.

4.14 ΑΝΩΦΛΙΑ

Τα ανώφλια για κατακόρυφα φορτία λειτουργούν ως δοκοί, που μεταφέρουν το βάρος των τοίχων και πλακών πάνω από τα ανοίγματα στους εκατέρωθεν πεσσούς. Τα ανώφλια τα τελευταία χρόνια συνήθως κατασκευάζονται επί τόπου από έγχυτο σκυρόδεμα αλλά μπορεί ακόμα να δημιουργούνται από προκατασκευασμένα στοιχεία Ο/Σ ή και από μονόλιθους στην περίπτωση λιθοδομών. Σε όλες τις περιπτώσεις το μήκος έδρασης στον τοίχο πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 0.25 m

4.15 ΘΕΜΕΛΙΑ

Ο ρόλος της θεμελίωσης στην αντοχή και ευστάθεια μίας κατασκευής κρίνεται σημαντικός. Είναι αυτονόητο ότι κάθε φέρων τοίχος πρέπει να θεμελιώνεται διότι διαφορετικά δεν μεταφέρει ασφαλώς τα φορτία του στο έδαφος. Τα θεμέλια σήμερα κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και αναλόγως του βάθους θεμελίωσης πρέπει να έχουν ένα ή δύο οριζόντια διαζώματα. Εάν το βάθος θεμελίωσης είναι μικρότερο από 1.5 m τότε ένα διάζωμα στην ανώτερη στάθμη της θεμελίωσης είναι αρκετό. Εάν το βάθος θεμελίωσης είναι μεγαλύτερο από 1.5 m τότε κατασκευάζεται ένα διάζωμα πάνω από το πέδιλο και ένα διάζωμα στο ανώτερο ύψος του θεμελίου όπως φαίνεται στο Σχ.4.11. Στην περίπτωση ύπαρξης υπογείου, οπότε οι τοίχοι του είναι τοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, πάλι κατασκευάζονται δύο διαζώματα. Για τον οπλισμό τους ακολουθούνται όσα ισχύουν για τα διαζώματα επάνω από τη στάθμη εδάφους



Σχήμα 4.13 : Διαμόρφωση θεμελίων φέρουσας τοιχοποιίας[1]

4.16 ΥΨΟΣ ΚΑΙ ΣΥΜΜΕΤΡΙΑ ΚΑΘ'ΥΨΟΣ

Όπως είναι γνωστό, τα μονώροφα κτίρια είναι λιγότερο τρωτά από τα πολυώροφα, των οποίων η τρωτότητα αυξάνεται με την αύξηση της ασυμμετρίας τους [1]. Μεγάλη μείωση στην απόκριση των κατασκευών επιφέρουν επίσης η ασύμμετρη διάταξη των πλακών καθώς και οι μειωμένες διατομές ή ακόμα και η πλήρης έλλειψη μερικών τοίχων στους κατώτερους ορόφους. Σε κτίρια με πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα στα οποία η δράση των τοίχων υπό οριζόντιες δυνάμεις είναι κυρίως διατμητική, η θέση και το μέγεθος των ανοιγμάτων επηρεάζουν τη συμπεριφορά τους [1].

5.1 ΓΕΝΙΚΑ

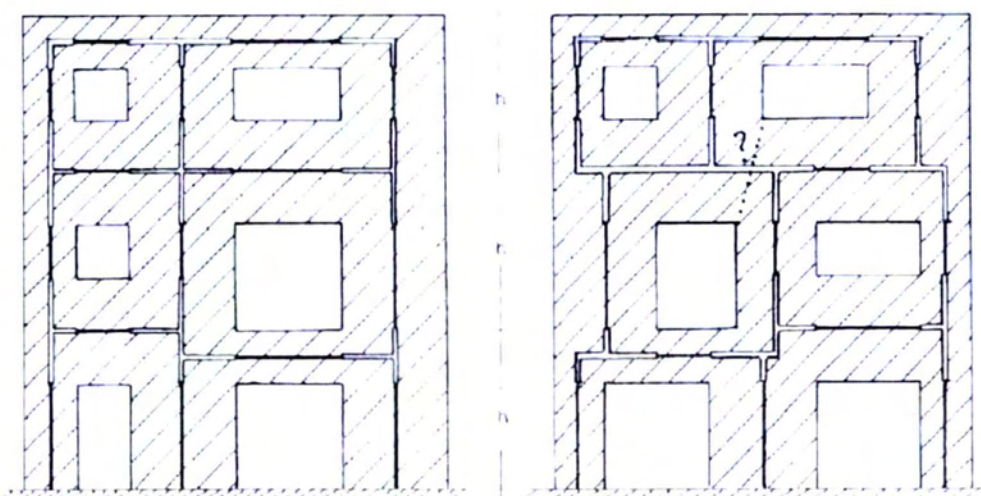
Η προσομοίωση ενός κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία παρουσιάζει αρκετή δυσκολία, ιδιαίτερα αν αναλογιστεί κανείς ότι η σημασία ενός συνήθους τέτοιου κτιρίου είναι μικρή. Κατά αύξουσα ακρίβεια, η προσομοίωση μπορεί να γίνει με [13]:

- Επίπεδα πλαίσια γραμμικών στοιχείων (Σχ.5.1)
- Χωρικά πλαίσια γραμμικών στοιχείων
- Χωρικά μορφώματα επιφανειακών στοιχείων

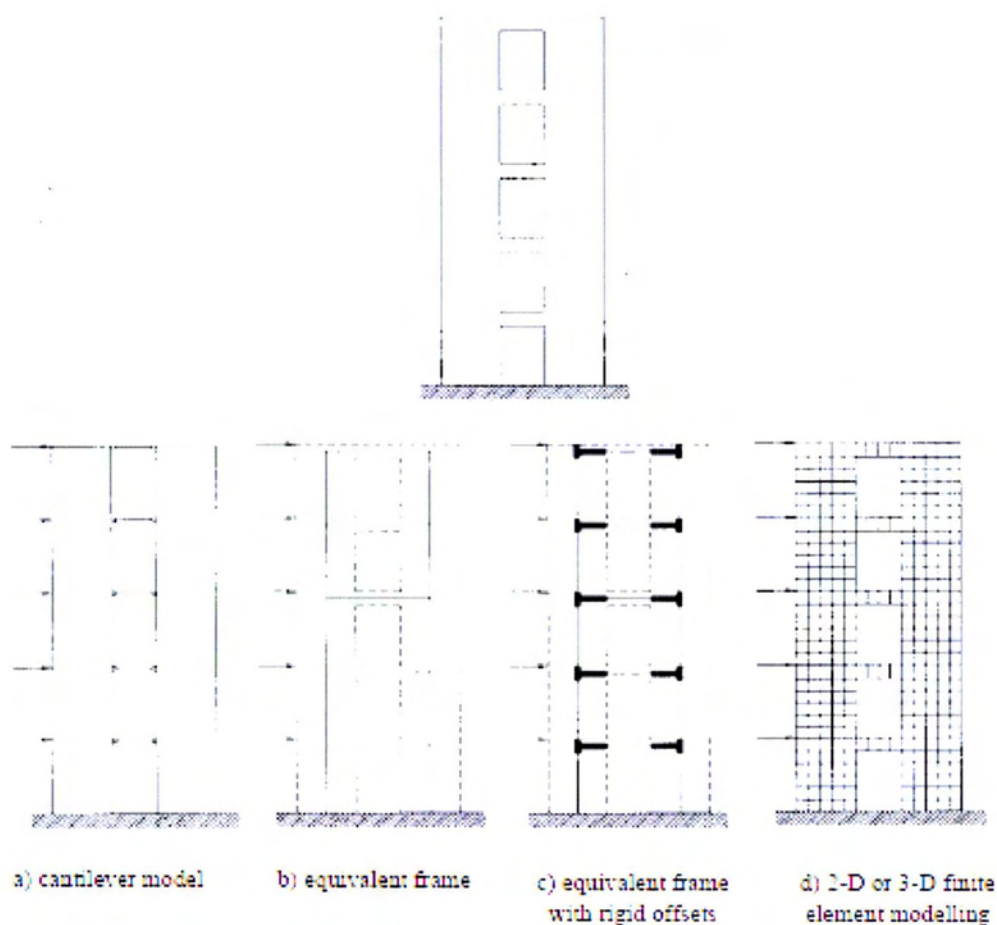
5.2 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ.

Η μέθοδος του ισοδύναμου πλαισίου είναι μία μέθοδος κατά την οποία το κτίριο μπορεί να προσομοιωθεί μέσω πλαισίων από γραμμικά στοιχεία. Αν η διάταξη των ανοιγμάτων καθ' ύψος και οριζοντίως είναι αρκετά κανονική, μπορούν να αναγνωριστούν οι συνεχείς κατακόρυφες λωρίδες τοίχου μεταξύ γειτονικών ανοιγμάτων, οι «πεσσοί», οι οποίοι για τους σκοπούς της ανάλυσης συνήθως εξιδανικεύονται ως στύλοι, και συνεχείς οριζόντιες λωρίδες τοίχου μεταξύ των ανοιγμάτων διαδοχικών ορόφων, τα «ανώφλια», τα οποία προσομοιώνονται συνήθως ως δοκοί. Οι κόμβοι μεταξύ στοιχείων δοκών και υποστυλωμάτων που χρησιμοποιούνται στην προσομοίωση δεν λαμβάνονται ως σημειακοί, αλλά πεπερασμένου μεγέθους, άκαμπτοι ή όχι.

Η μοντελοποίηση μίας κατασκευής κανονικής καθ' ύψος και σε κάτοψη με την λεγόμενη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου όπως απεικονίζεται αριστερά του Σχ.5.1 τείνει να δώσει μία πιο ρεαλιστική εικόνα της σεισμικής του απόκρισης. Η διαδικασία είναι πολύπλοκη διότι απαιτεί τον προσδιορισμό της δυσκαμψίας και τα χαρακτηριστικά αντοχής των οριζόντιων στοιχείων σύζευξης όπως είναι το διάζωμα από Ο/Σ και το ανώφλι. Αντίθετα, εάν η διάταξη των ανοιγμάτων καθ' ύψος του κτιρίου δεν είναι κανονική όπως φαίνεται δεξιά του Σχ.5.1 η προσομοίωση του κτιρίου με γραμμικά στοιχεία κρίνεται μη ικανοποιητική καθώς σε αυτή την περίπτωση υπάρχουν περισσότερες αβεβαιότητες όσον αφορά το μήκος των άκαμπτων μελών σύζευξης μεταξύ δοκού και στύλου.



Σχήμα 5.1: Προβλήματα προσομοίωσης φορέων από φέρουσα τοιχοποιία με γραμμικά στοιχεία, γραμμική προσομοίωση δισδιάστατου τριώροφου κτιρίου κανονικό καθ' ύψος α), γραμμική προσομοίωση δισδιάστατου τριώροφου κτιρίου μη κανονικό καθ' ύψος (β). [13]



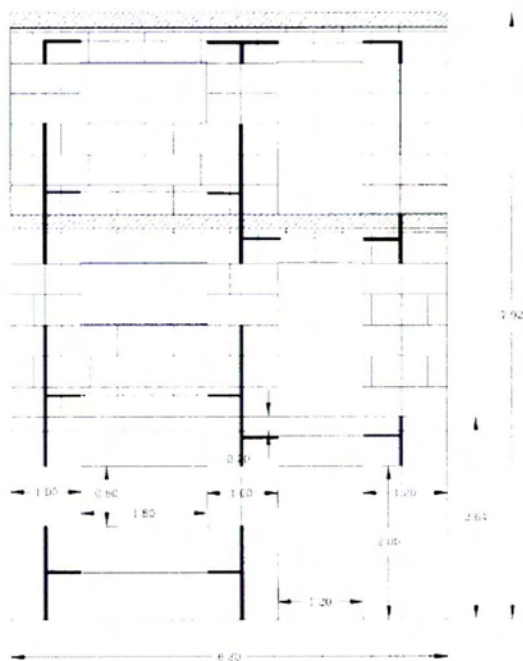
Σχήμα 5.2: Τρόποι προσομοίωσης επίπεδων φορέων από άοπλη τοιχοποιία , (α) μοντέλο cantilever , (β) μοντέλο με τη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου χωρίς άκαμπτες περιοχές , (γ) μοντέλο με τη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου με άκαμπτες περιοχές , (γ) προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία [37].

5.2.1 Α.ΚΑΠΠΟΣ, Γ.ΠΕΝΕΛΗΣ, Χ.ΔΡΑΚΟΠΟΥΛΟΣ [23]

Στην εργασία των Α. Κάππου, Γ. Πενέλη και Χ. Δρακόπουλου (2002) διεξήχθησαν συγκριτικές ελαστικές και πλαστικές αναλύσεις σε μοντέλα (προσομοιώματα) δύο και τριών διαστάσεων κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία με στόχο να αξιολογηθεί η ακρίβεια της τεχνικής μοντελοποίησης του ισοδύναμου πλαισίου. Για την ελαστική ανάλυση ενός δισδιάστατου διάτρητου κτιρίου από τοιχοποιία, σχηματίστηκε το γραμμικό μοντέλο με τη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.3 και μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων. Ως παράμετροι στην εργασία αυτή κρίθηκαν οι πλήρως άκαμπτες οριζόντιες περιοχές γύρω από τους κόμβους, οι πλήρως άκαμπτες οριζόντιες και κατακόρυφες, οι πλήρως οριζόντιες με τις μισές πλήρως άκαμπτες κατακόρυφες περιοχές γύρω από τους κόμβους και το διάφραγμα περιορισμού.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αναλύσεων, το μοντέλο του ισοδύναμου πλαισίου με πλήρη οριζόντια και κάθετα άκαμπτα συγκλίνει περισσότερο με το μοντέλο των πεπερασμένων στοιχείων. Επίσης η επίδραση του διαφράγματος βρέθηκε να είναι αμελητέα για επίπεδες δομές, ενώ ζωτικής σημασίας για τρισδιάστατες δομές.

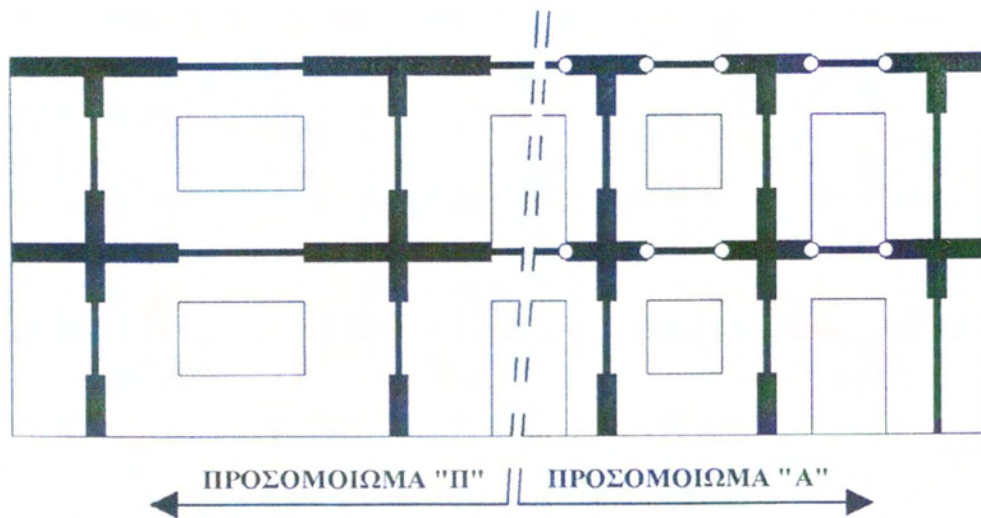
Για τον έλεγχο των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιήθηκε η επιφάνεια αστοχίας όπως παρουσιάστηκε στην §3.5.5, Σχήμα 5.3. Σε σχέση με τα δεδομένα της δοκιμής που διεξήχθη στο Πανεπιστήμιο της Παβίας και του εργαστηρίου ISMES, η EFM έχει βρεθεί να είναι αποτελεσματική και αρκετά ακριβής μέθοδος για τη μη γραμμική ανάλυση των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία [23].



Σχήμα 5.3: Γεωμετρία της διάτρητης τοιχοποιίας που μελετήθηκε και το αντίστοιχο ισοδύναμο γραμμικό πλαίσιο με πλήρη οριζόντια και κάθετα τμήματα.[23]

5.2.2 Κ. ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ, Χ.ΙΓΝΑΤΑΚΗΣ, Γ. ΚΑΡΑΚΑΤΣΑΝΗΣ [11]

Στην εργασία των Κ. Στυλιανίδη, Χ. Ιγνατάκη, Γ. Καρακατσάνη (2006), διαμορφώθηκαν τέσσερα μονώροφα και δύο διώροφα κτίρια σε διάφορες ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, τα οποία προσομοιώθηκαν αποκλειστικά με γραμμικά στοιχεία. Τα τμήματα των κόμβων στην συμβολή πεσσών- ανωφλίων προσομοιώθηκαν με απολύτως άκαμπτα γραμμικά στοιχεία. Μία από τις παραμέτρους της έρευνας αποτέλεσε η προσομοίωση των τμημάτων τοιχοποιίας στις ζώνες ανωφλίων μεταξύ των πεσσών.



Σχήμα 5.4 : Ενδεικτικός τοίχος και τα αντίστοιχα προσομοιώματα με Πλαισιακή σύζευξη πεσσών (Π) και Αρθρωτή σύζευξη πεσσών στα ανώφλια (Α)[11].

Οι ζώνες αυτές εξασφαλίζουν την «πλαισιακή σύζευξη» των πεσσών, μόνον εφόσον διατίθεται επαρκούς δυσκαμψίας και όπλισης συνεχές διάζωμα στις στάθμες τουλάχιστον των ορόφων. Η ύπαρξη, επιπλέον του προηγούμενου, συνεχούς διαζώματος και στη στάθμη των ανωφλίων αυξάνει τη δυσκαμψία και την αντοχή της ζώνης αυτής και συνεισφέρει στην ευνοϊκότερη κατανομή της έντασης στην περιοχή του κόμβου (βλέπε Σχήμα 5.4: προσομοίωμα «Π»).

Στην αντίθετη περίπτωση, η απουσία σαφούς διαζώματος στις στάθμες των ορόφων και η ύπαρξη ανεξάρτητων, συνήθως προκατασκευασμένων, ανωφλίων με μικρό μήκος έδρασης στους εκατέρωθεν πεσσούς, σε συνδυασμό με την ιδιαίτερα χαμηλή καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας λόγω απουσίας αξονικής θλίψης, οι συνδέσεις των ζωνών ανωφλίων με τους πεσσούς προσομοιώνονται με αρθρώσεις (βλ. Σχήμα 5.4: προσομοίωμα «Α»). Όλα τα κτίρια προσομοιώθηκαν και με τους δύο τρόπους ώστε να εκτιμηθεί η επιρροή του βαθμού σύζευξης των πεσσών. Θεωρήθηκε πλήρης διαφραγματική λειτουργία των πλακών Ο/Σ. [11]

5.2.3 Μέθοδος «Ιταλικής σχολής»

Η μέθοδος SAM (Simplified Analysis of Masonry buildings) που προτάθηκε αρχικώς από τους Magenes and Calvi (1996) [24] και μετά εξελίχθηκε από τους Magenes and Fontana (1998) [28] αναφέρεται στην μη γραμμική σεισμική ανάλυση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία με την εξιδανίκευση του ισοδύναμου πλαισίου όταν οι τοίχοι του κτιρίου υπόκεινται σε εντός επιπέδου φόρτιση. Έτσι για έναν τοίχο με ανοίγματα είναι δυνατό να διαιρεθεί σε μακρό-στοιχεία (αρ. του Σχ. 5.5), αναγνωρίζοντας έτσι οριζόντια στοιχεία τοιχοποιίας (ανώφλια) και κατακόρυφα στοιχεία τοιχοποιίας (πεσσοί) τα οποία συνδέονται με τα στοιχεία των κόμβων. Ενώ οι πεσσοί έχουν ουσιαστικά φέρουσα λειτουργία, τα ανώφλια μεταφέρουν τα φορτία της οροφής στα στοιχεία του κόμβου. Επιπλέον, τα στοιχεία του κόμβου μεταφέρουν τα φορτία της πλάκας στους πεσσοί εξασφαλίζοντας έτσι τη σύνδεση μεταξύ των πεσσών και ανωφλίων (Augenti and Romano, 2008) [25]. Μία άλλη σημαντική πτυχή στη γεωμετρική διακριτοποίηση είναι ο ορισμός του ύψους των πεσσών η οποία φαίνεται στο δεξί μέρος του Σχήματος 5.5, όπως προτείνεται από τους Dolce (1989) [30] και Augenti (2004) [41].

Σύμφωνα με τον Dolce [30] οι κολώνες αποτελούνται από ένα παραμορφώσιμο μέρος και δύο μέρη τελείως άκαμπτα στα δύο άκρα (rigid offsets). Το ύψος ανταποκρίνεται στο ενεργό παραμορφώσιμο μήκος, H_{eff} (βλέπε Σχ.5.5) και είναι υπολογισμένο χρησιμοποιώντας την ακόλουθη σχέση:

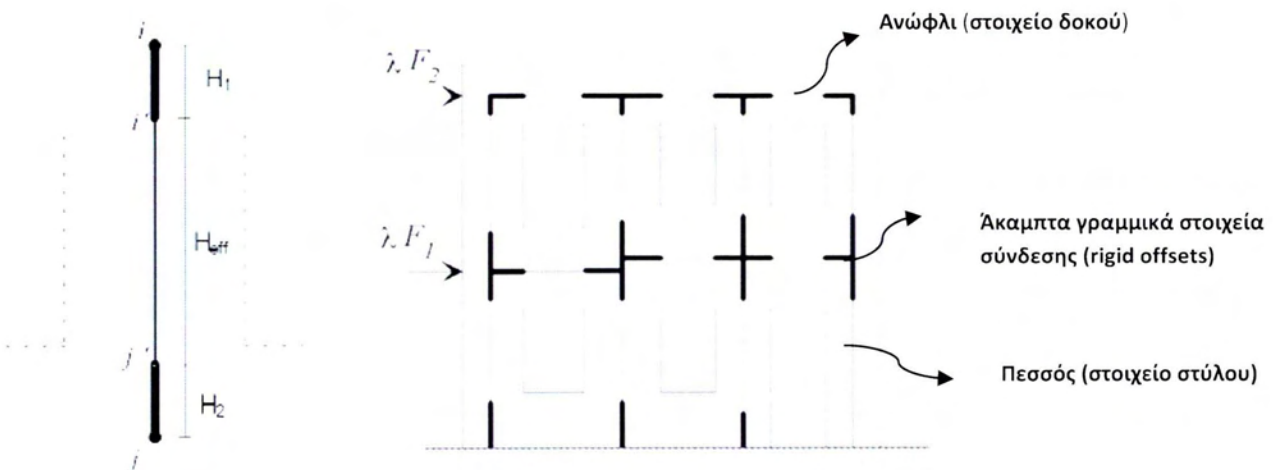
$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{(H - h')}{h'} \quad (5.1)$$

όπου ,

h' το μήκος που προκύπτει από την γεωμετρία του φορέα (βλ. Σχ. 5.5)

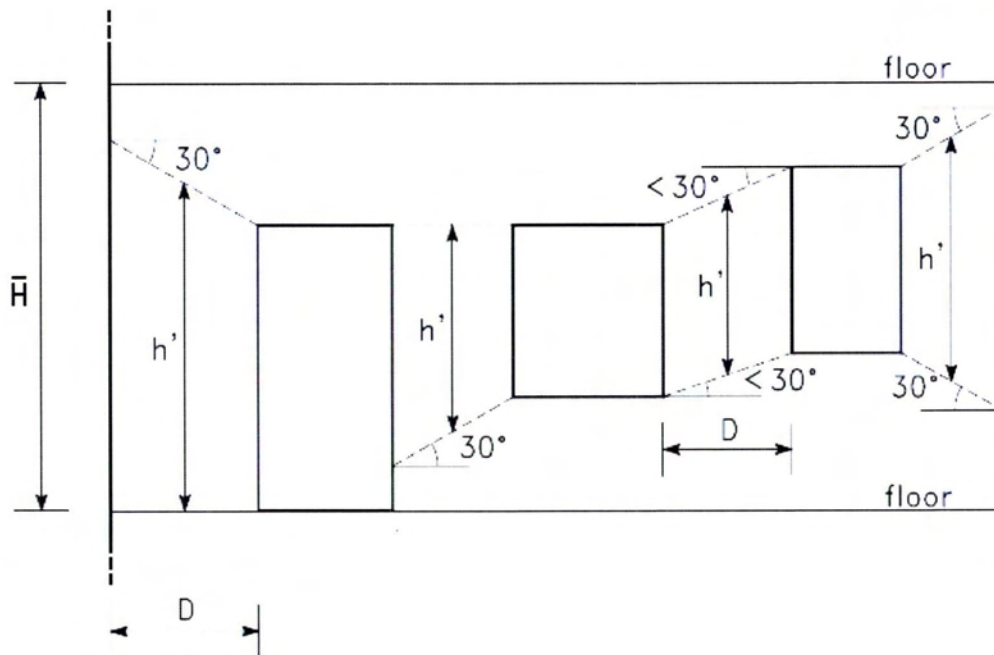
D το μήκος του πεσσού

H το ύψος του πεσσού



Σχήμα 5.5 : Ισοδύναμο πλαίσιο (Magenes et al.2000) [33]

Ο προσδιορισμός του ενεργού ύψους των πεσσών προσδιορίζεται γεωμετρικά από την επιρροή του ανοίγματος της γωνίας ($\leq 30^\circ$) κατά μήκος της πιθανής ρωγμής, και αναλόγως της διάταξης των ανοιγμάτων όπως φαίνεται στο Σχ.5.6.



Σχήμα 5.6 : Προσδιορισμός του ενεργού ύψους των πεσσών [30]

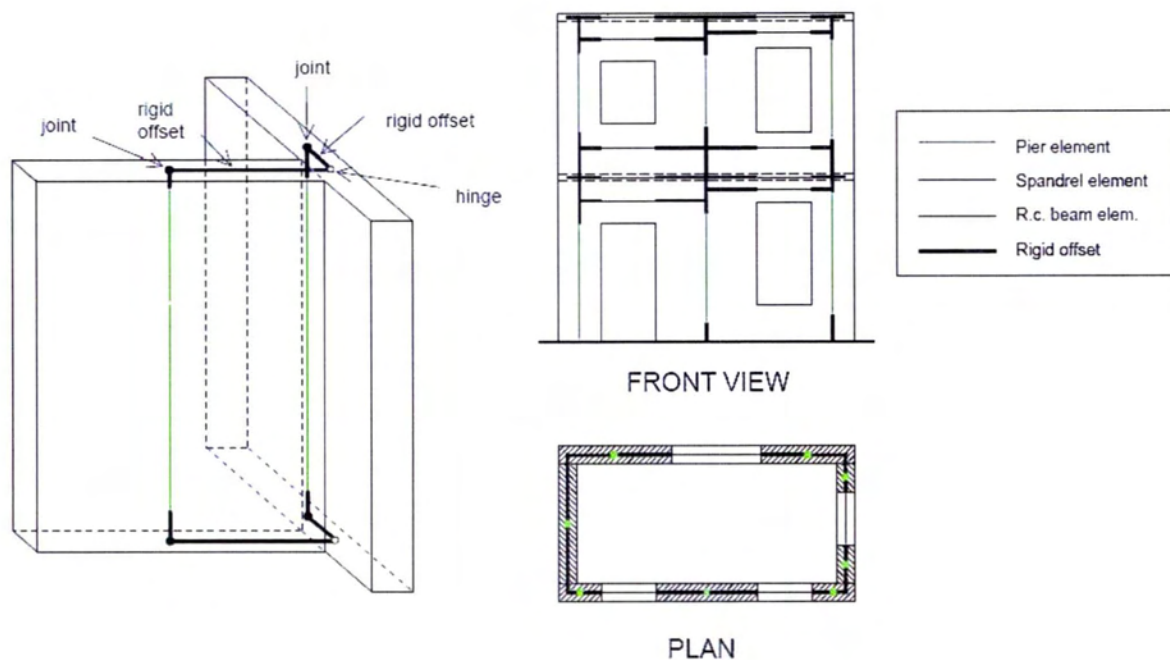
Στη μέθοδο SAM προκύπτει διατμητική αστοχία συμπεριφοράς των υπερθύρων. Ζητούμενο θα ήταν η διατύπωση ενός γραμμικού προσομοιώματος το οποίο θα περιγράφει πιο ρεαλιστικά την συμπεριφορά των ανωφλίων. Παρά το γεγονός ότι το θέμα της μοντελοποίησης δεν είναι ζωτικής σημασίας για μονώροφο ή διώροφο κτίριο, μπορεί να έχει μια ισχυρή επίδραση στα αποτελέσματα για κτίρια με περισσότερους από δύο ορόφους.

Ο στόχος της διαδικασίας είναι να αποτιμηθεί η παραμόρφωση του κτιρίου για τη μέγιστη απόκριση. Το προτεινόμενο μοντέλο για τη μη γραμμική στατική ανάλυση έχει μέχρι στιγμής αποφέρει ικανοποιητικά αποτελέσματα. Επίσης απαιτούνται περαιτέρω συγκρίσεις με άλλες μεθόδους ανάλυσης και αυτό αποτελεί αντικείμενο συνεχιζόμενης έρευνας. Τα χαρακτηριστικά που κάνουν τη μέθοδο SAM ελκυστική για εφαρμογή είναι κυρίως το χαμηλό υπολογιστικό φορτίο και μια καλή ευελιξία. Αυτό το δεύτερο χαρακτηριστικό επιτρέπει στον μηχανικό να επιλέξει ανάμεσα σε μια σειρά από πιθανές λύσεις και υποθέσεις, να συγκρίνει την πιο ρεαλιστική με τη πιο συντηρητική, για μια ορθότερη εκτίμηση, ιδιαίτερα όταν η γνώση του υφιστάμενου δομικού συστήματος είναι ελλιπής, όπως μπορεί να είναι η περίπτωση των ιστορικών κτιρίων. Από την άλλη πλευρά, είναι σαφές ότι ένα ικανοποιητικό μοντέλο για μονοτονική ανάλυση δεν είναι

επαρκές για την αξιόπιστη πρόβλεψη της δυναμικής απόκρισης υπό σεισμική διέγερση. Η προτεινόμενη διαδικασία αξιολόγησης με βάση το ισοδύναμο πλαίσιο φαίνεται να είναι ένα βήμα προς τα εμπρός σε σχέση με τις τρέχουσες κωδικοποιημένες πρακτικές. Ωστόσο, για μια ικανοποιητική πρόβλεψη της μέγιστης δυναμικής απόκρισης χρειάζεται περαιτέρω επαλήθευση με ανάλογα πειράματα. Στην πραγματικότητα, η άοπλη τοιχοποιία παρουσιάζει ειδικά χαρακτηριστικά τα οποία εξαρτώνται από τυχόν προγενέστερες σεισμικές καταπονήσεις (υποβάθμιση της δυσκαμψίας και της αντοχής, ευαισθησία στη διάρκεια, τη συχνότητα και το ενεργειακό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης). Τα χαρακτηριστικά αυτά πρέπει να εξεταστούν προσεκτικά για τον ορισμό μιας αξιόπιστης διαδικασίας αξιολόγησης.

5.2.3.1 Γραμμική προσομοίωση μοντέλων από άοπλη τοιχοποιία σύμφωνα με σημειώσεις μαθήματος του Πανεπιστημίου της Ραβία.

Η μοντελοποίηση της ένωσης δύο κάθετων μεταξύ τους πεσσών γίνεται ενώνοντας τους κόμβους στην βάση των πεσσών με ένα συνεχές γραμμικό στοιχείο το οποίο θα είναι άκαμπτο. Δηλώνεται έτσι η θεμελίωση του κτιρίου και η συμπεριφορά ενός τοίχου σχήματος T. Ο κόμβος που ενώνει τα δύο γραμμικά στοιχεία δηλώνεται ως άρθρωση στη Pushover ανάλυση που ως σκοπό έχει την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου, αντίθετα στον σχεδιασμό ο κόμβος αυτός θα δηλωθεί ως απλός κόμβος ένωσης των δύο στοιχείων όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.7. Ενδεικτικά, παρουσιάζεται η μοντελοποίηση ενός κτιρίου με τη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου, του οποίου η κάτοψη και η μπροστινή όψη δίνονται στο Σχήμα 5.7. Με πράσινο χρώμα δηλώνονται τα γραμμικά στοιχεία των πεσσών (pier element), με σκούρο μωβ τα οριζόντια γραμμικά στοιχεία των ανωφλίων (Spandrel elem.), με ανοιχτό μωβ τα οριζόντια γραμμικά στοιχεία των δοκών Ο/Σ (Rc beam elem.) και τέλος με μαύρο χρώμα οι πλήρως άκαμπτες περιοχές (Rigid offset).



Σχήμα 5.7: Λεπτομέρεια της γραμμικής προσομοίωσης σε τρισδιάστατη μορφή (αριστερά) και της τυπικής μπροστινής όψης και κάτοψης ενός κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία με εμφανές το ισοδύναμο πλαίσιο [37].

5.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

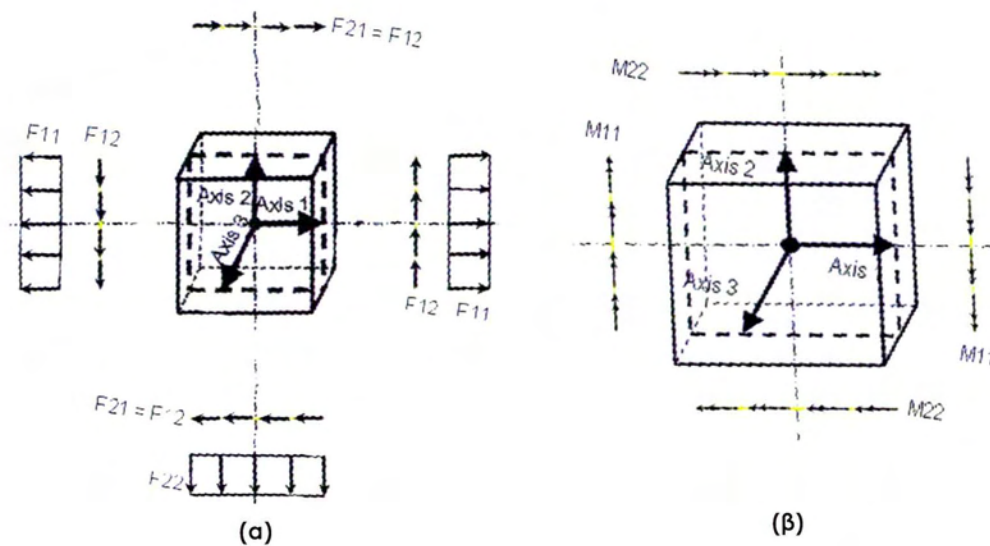
5.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μία από τις πλέον σημαντικές εξελίξεις στην εφαρμοσμένη μηχανική. Η θεμελιώδης αρχή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων βασίζεται στην αντικατάσταση του γεωμετρικά σύνθετου πεδίου του προβλήματος με ένα σύνολο απλών υποπεδίων τα οποία ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία. Το μέγεθος αυτών των στοιχείων είναι συνάρτηση της επιθυμητής ακρίβειας των αποτελεσμάτων. Εφόσον η ανάλυση γίνεται για σεισμική δράση και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, τα στοιχεία πρέπει να δέχονται φόρτιση στο επίπεδό τους όσο και εγκάρσια σ' αυτό, άρα θα πρέπει να είναι συνδυασμός στοιχείων επίπεδης έντασης (για τις εντός του επιπέδου τους δράσεις) και πλάκας (για τις εκτός επιπέδου) [13].

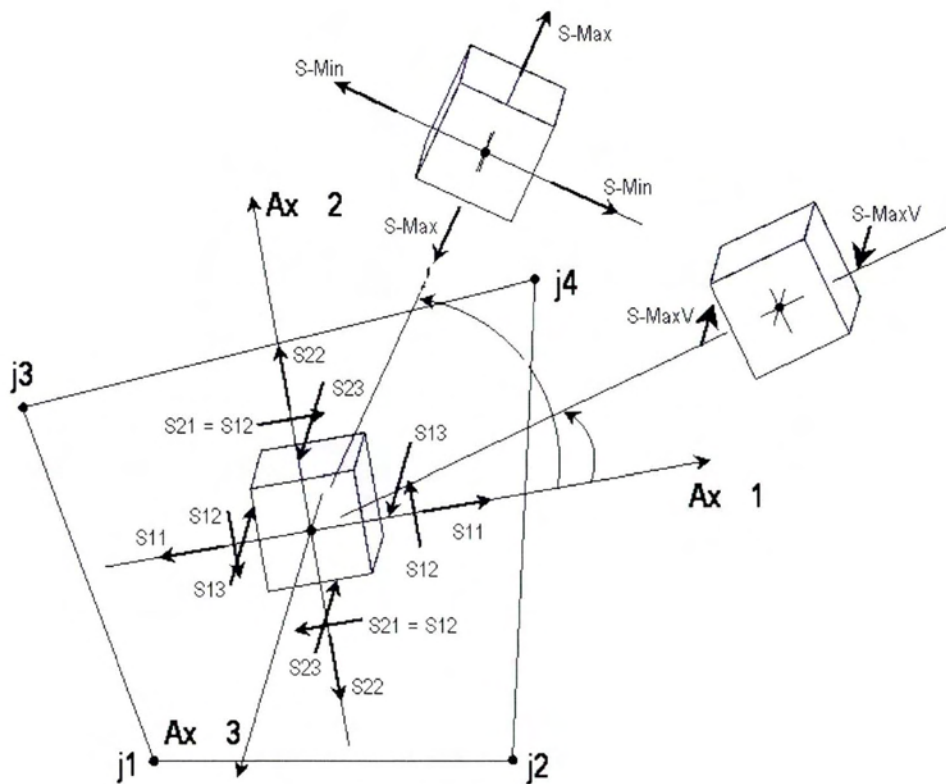
Σύμφωνα με τα παραπάνω η προσομοίωση ενός δώροφου κτιρίου το οποίο αποτελείται από δύο πλάκες, πεσσούς, ανώφλια, κατώφλια και οριζόντια διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, μπορεί να πραγματοποιηθεί ως ακολούθως:

- Η φέρουσα τοιχοποιία και η πλάκα προσομοιώνονται με παχιά επιφανειακά στοιχεία (τύπου shell-thick) που διακριτοποιούνται σε τετράκομβρα πεπερασμένα στοιχεία (μέγιστου μεγέθους 0,50x0,50 m).
- Η πλάκα και τα οριζόντια διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα προσομοιώνονται με ένα αριθμό πεπερασμένων στοιχείων με τις ελαστικές ιδιότητες του οπλισμένου σκυροδέματος και τα αντίστοιχα πεπερασμένα στοιχεία της φέρουσας τοιχοποιίας με τις ελαστικές ιδιότητες της τοιχοποιίας που εξετάζεται. Για την προσομοίωση των πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα αλλά και γενικότερα δύσκαμπτων πατωμάτων, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κινηματικές δεσμεύσεις των κόμβων στη στάθμη των δαπέδων από τις ελευθερίες μετακίνησης της πλάκας, που είναι μετακινήσεις στους δύο οριζόντιους άξονες και στροφή περί τον κατακόρυφο.

Τα αποτελέσματα τέτοιων αναλύσεων είναι τάσεις ή δυνάμεις και ροπές στους κόμβους (βλέπε Σχ.5.8). Οι τάσεις μπορεί να είναι είτε ορθές και αντίστοιχες διατμητικές, είτε κύριες. Στο σχήμα 5.9 φαίνονται οι τάσεις που υπολογίζονται σε ένα πεπερασμένο στοιχείο αυτού του τύπου με βάση το πρόγραμμα SAP2000 v.15.0.1.



Σχήμα 5.8: Δυνάμεις που αναπτύσσονται σε ένα πεπερασμένο στοιχείο επίπεδης έντασης και πλάκας (α), Ροπές που αναπτύσσονται στο ίδιο στοιχείο(β)[18].



Σχήμα 5.9: Τάσεις σε ένα στοιχείο επίπεδης έντασης και πλάκας σύμφωνα με το SAP2000[18]

5.3.2 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Η χρήση αυτής της μεθόδου για τις αναλύσεις κτιρίων από τοιχοποιία παρουσιάζει πολλά πλεονεκτήματα αλλά και ένα μειονέκτημα. Το μειονέκτημα είναι ότι τα αποτελέσματα της ανάλυσης δίνονται υπό μορφή τάσεων, παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών στο σύνορο και στο εσωτερικό των στοιχείων, οπότε πρέπει να ολοκληρωθούν στη διατομή του πεσσού που ελέγχεται ή διαφορετικά ο έλεγχος να γίνει σε επίπεδο τάσεων. Στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιείται κάποιο κριτήριο αστοχίας (βλέπε § 3.5). Με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων είναι εύκολος ο έλεγχος στη περίπτωση που του κριτήριο αστοχίας είναι η υπέρβαση ενός μεγέθους. Ωστόσο η υπέρβαση της εφελκυστικής ή θλιπτικής αντοχής ενός πεπερασμένου στοιχείου δεν οδηγεί σε συνολική αστοχία του υπό εξέταση πεσσού ή υπερθύρου. Γι' αυτό απαιτείται σε κάθε κρίσιμο πεσσό ή υπερθύρο μεμονωμένα να πραγματοποιείται στο σύνολο των πεπερασμένων στοιχείων που απαρτίζουν το στοιχείο ο έλεγχος έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Στα πλεονεκτήματα αυτής της μεθόδου συγκαταλέγεται η αξιόπιστη και ακριβέστερη κατανομή των μαζών και των αδρανειακών δυνάμεων της κατασκευής κατά

τη διάρκεια της δυναμικής ανάλυσης. Επιπλέον, προσφέρει το πλεονέκτημα της ευελιξίας κατά τη διάρκεια της προσομοίωσης όσο αφορά τη γεωμετρία, τις συνοριακές συνθήκες και άλλες σημαντικές παραμέτρους. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων παρέχουν επίσης μεγάλη ακρίβεια σχετικά με τις μετατοπίσεις της κατασκευής, την ανάπτυξη των τάσεων, τα δυναμικά χαρακτηριστικά, την ικανότητα απόσβεσης της εισερχόμενης σεισμικής ενέργειας κ.λπ.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ ΒΑΣΕΙ EC6 & EC8

6.1 ΕΙΔΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8

Το μέρος 1 του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1) αφιερώνει το κεφάλαιο 9 ειδικά στα κτίρια από τοιχοποιία. Πριν όμως από την παρουσίαση αυτή κρίνεται σκόπιμο να αναφερθούν το πεδίο εφαρμογής της άοπλης τοιχοποιίας και οι επιτρεπτές σεισμικές ζώνες και οι εδαφικές επιταχύνσεις σχεδιασμού.

6.1.1 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΖΩΝΕΣ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΙΣ

Το εθνικό προσάρτημα του EN 1998-1 ορίζει στα εδάφια 3.2.1(1), (2), (3) τους Χάρτες των Σεισμικών Ζωνών και τις τιμές αναφοράς των αντίστοιχων εδαφικών επιταχύνσεων. Οι τιμές της επιτάχυνσης αντιστοιχούν σε έδαφος κατηγορίας A κατά EN 1998-1. Επισημαίνεται ότι, σύμφωνα με το EN 1998-1, η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους a_{gR} , η οποία ορίζεται για έδαφος κατηγορίας A, ενώ προβλέπεται ουσιαστική αύξησή της (πολλαπλασιασμός με τον συντελεστή $S > 1.0$) για τις άλλες κατηγορίες εδάφους.

Ακολουθεί ο σχετικός πίνακας 6.1 με τα εδάφη και τις σεισμικές επιταχύνσεις

Πίνακας 6.1: Τιμές αναφοράς a_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A [6]

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Κατά τα εδάφια 3.2.1(4) και (5) του Εθνικού Προσαρτήματος EN 1998-1, στην Ελλάδα δεν προβλέπονται ζώνες χαμηλής και πολύ χαμηλής σεισμικότητας. Κατά συνέπεια τυχόν αναφορές σε πίνακες ή κείμενα στις ζώνες αυτές δεν έχουν εφαρμογή στη χώρα μας.

Πίνακας 6.2 : Συντελεστές Εδάφους S οριζοντίου ελαστικού φάσματος[6]

Κατηγορία Εδάφους	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

6.1.2 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Οι κανόνες του Κεφαλαίου 9 του EN 1998-1 είναι πρόσθετοι και δυσμενέστεροι εκείνων του EN 1996-1-1. Δεν επιτρέπεται η χρήση της άοπλης τοιχοποιίας σε περιοχές με $a_g S > a_{g,urm} = 0.20 g$ σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα [10]. Είναι προφανές από τα εισαγωγικά ότι στη χώρα μας επιτρέπεται η κατασκευή άοπλης τοιχοποιίας μόνον στη Ζώνη I και μάλιστα μόνο σε εδάφη A, B και Γ χωρίς να υπάρχει περιορισμός στο πλήθος των ορόφων [15].

Σημειώνεται ότι στην παρούσα εργασία θα εξεταστεί η περίπτωση της χρήσης της άοπλης τοιχοποιίας σε περιοχή με $a_g S = 0.24g > a_{g,urm} = 0.20g$, δηλαδή σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II και κατηγορία εδάφους A.

6.2 ΑΠΛΑ ΚΤΗΡΙΑ (SIMPLE BUILDINGS)

Έχει παρατηρηθεί ότι ορισμένοι τύποι κτιρίων από τοιχοποιία κατά τη διάρκεια της ζωής τους και υπό την επίρεια σεισμικών δράσεων ακόμα και ισχυρών, έχουν επιδείξει αξιολογικά καλή συμπεριφορά και μειωμένη τρωτότητα σε σχέση με άλλα από το ίδιο υλικό. Το κύριο χαρακτηριστικό των κτιρίων αυτών, εκτός από την καλή ποιότητα της δόμησής τους, είναι ότι διακρίνονται για την απλότητα της σύλληψης και την σχετικά πυκνή διάταξη των φερόντων τοίχων. Πρόκειται δηλαδή για απλά, δύσκαμπτα κτήρια, με μικρές ιδιοπεριόδους που βρίσκονται σε περιοχές των περισσότερων ελαστικών φασμάτων όπου ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης της επιτάχυνσης του εδάφους β_0 είναι περίπου 1.0, δηλαδή δέχονται μικρότερες σεισμικές δυνάμεις από άλλα κτήρια με μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους.

Ένα κτίριο χαρακτηρίζεται ως απλό όταν πληροί ορισμένες προϋποθέσεις σύμφωνα με τον ΕΚ8-Μέρος 1 και το Εθνικό Προσάρτημα, που αφορούν την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, τον επιτρεπόμενο αριθμό υπέργειων ορόφων, το ελάχιστο ποσοστό της επιφάνειας των τοίχων, την γεωμετρία της κάτοψης του κτηρίου και τη μέγιστη απόσταση μεταξύ των φερόντων τοίχων.

Συγκεκριμένα :

- 1) Το κτίριο πρέπει να ανήκει στις κατηγορίες σπουδαιότητας I ή II.
- 2) Το κτίριο πρέπει να έχει μέγιστο αριθμό υπέργειων ορόφων, n , που εξαρτάται από το είδος της τοιχοποιίας και από το ποσοστό των τοίχων στις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις, εκφρασμένο ως ποσοστό της συνολικής επιφάνειας της κάτοψης ανά όροφο, το οποίο ποικίλει ανάλογα με την τοπική επιτάχυνση, όπως ειδικότερα φαίνεται στον πίνακα 6.3.
- 3) Η κάτοψη θα πρέπει να είναι περίπου ορθογωνική με λόγο ελάχιστης προς μέγιστη διάσταση πλευρών $I_{\min} / I_{\max} \geq 0.25$.
- 4) Η δυσκαμψία εξασφαλίζεται με διατμητικούς τοίχους, που διατάσσονται σχεδόν περιμετρικά στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.
- 5) Απαιτείται συμμετρική διάταξη τοίχων κατά τις δύο διευθύνσεις, τουλάχιστον δύο ανά διεύθυνση, με μήκος τουλάχιστον ίσο προς το 30% του μήκους του κτιρίου στην αντίστοιχη διεύθυνση και με απόσταση τουλάχιστον ίση προς το 75% της κάθετης διάστασης του κτιρίου.
- 6) Σε ζώνες μικρής σεισμικότητας οι τοίχοι αυτοί επιτρέπεται να έχουν ανοίγματα και το μήκος τους πρέπει να ισούται κατ'ελάχιστον με το άθροισμα των μηκών των επί μέρους πεσσών.
- 7) Τουλάχιστον το 75% των κατακόρυφων φορτίων πρέπει να μεταφέρονται από διατμητικούς τοίχους που συμμετέχουν στην ανάληψη οριζόντιων σεισμικών φορτίων.
- 8) Η μεταβολή ανά όροφο της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων ανά διεύθυνση δεν πρέπει να υπερβαίνει το 20%.
- 9) Οι τοίχοι πρέπει να συνδέονται με εγκάρσιους τοίχους ανά αποστάσεις το πολύ 7.00 m.
- 10) Η οριζόντια διατομή των φερόντων τοίχων, σε κάθε διεύθυνση, ως ποσοστό(%) του αθροίσματος των επιφανειών των υπερκείμενων ορόφων, σε κάθε όροφο πρέπει να λαμβάνεται ίση με τις τιμές που αναγράφονται στον πίνακα 6.3 του παρόντος κεφαλαίου.

11) Απαγορεύονται εσοχές ή εξοχές με διαστάσεις άνω του 15% του μήκους της παράλληλης πλευράς του κτιρίου.

Πίνακας 6.3: Προτεινόμενος επιτρεπόμενος αριθμός υπέργειων ορόφων και ελάχιστη επιφάνεια των διατμητικών τοίχων για «απλά κτίρια από τοιχοποιία». [6]

Acceleration at site $a_g \cdot S$		$\leq 0,07 \text{ k g}$	$\leq 0,10 \text{ k g}$	$\leq 0,15 \text{ k g}$	$\leq 0,20 \text{ k g}$
Είδος κατασκευής	Αριθμός ορόφων (n)	Ελάχιστο άθροισμα των επιφανειών των οριζόντιων διατμητικών τοίχων ανά διεύθυνση, εκφραζόμενο ως ποσοστό της συνολικής επιφάνειας οροφής ανά όροφο ($\rho_{A,min}$)			
Άοπλη τοιχοποιία	1	2,0%	2,0%	3,5%	ΔE^*
	2	2,0%	2,5%	5,0%	ΔE
	3	3,0%	5,0%	ΔE	ΔE
	4	5,0%	ΔE^1	ΔE	ΔE

*Δεν Επιτρέπεται

Στον Πίνακα 6.3, ο συντελεστής k λαμβάνει τις ακόλουθες τιμές:

- Στην περίπτωση που τουλάχιστον το 70% των τοίχων ενός κτιρίου έχουν μήκος μεγαλύτερο από 2m ο συντελεστής δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$k = 1 + (l_{av} - 2) / 4 \leq 2 \quad (6.1)$$

όπου l_{av} είναι το μέσο μήκος σε m των υπό εξέταση τοίχων

- Στις λοιπές περιπτώσεις $k = 1$.

Σύμφωνα με την αποκτηθείσα εμπειρία από προηγούμενους σεισμούς αναμένεται, τα κτίρια που ονομάζονται απλά και πληρούν σαφώς τα προαναφερόμενα κριτήρια (γεωμετρικά κ.ά), να δείξουν καλή σεισμική συμπεριφορά. Με γνώμονα αυτό, ο Ευρωκώδικας 8 και οι Ειδικές Διατάξεις για δόμηση σε σειсмоγενείς ζώνες δίνουν τη δυνατότητα απαλλαγής από ελέγχους ασφαλείας σε αυτά τα κτίρια.

Όταν ο μελετητής είναι διατεθειμένος να διεξάγει όλους τους ελέγχους ασφαλείας, τότε επιτρέπεται η χρήση της άοπλης τοιχοποιίας σε Ζώνη I και σε εδάφη A, B, C, χωρίς περιορισμό στο πλήθος των ορόφων. Είναι αυτονόητο ότι πρέπει να αποδειχθεί ότι ικανοποιούνται οι έλεγχοι ασφαλείας.

Όταν ο μελετητής επιθυμεί να αποφύγει τους ελέγχους ασφαλείας, πρέπει να τηρήσει τις προϋποθέσεις κανονικότητας ως προς τη διαμόρφωση της κάτοψης και τη διάταξη των

τοιχών, πρέπει να περιορισθεί σε κτίριο μέχρι δύο υπέργειων ορόφων, συγχρόνως δε πρέπει να χρησιμοποιήσει τοίχους επαρκούς μήκους ώστε να ισχύει η σχέση $\leq 0,15 \text{ k g}$.

6.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ

6.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκαν να εφαρμοστούν η μέθοδος της γραμμικής προσομοίωσης των Magenes –Dolce, όπως περιγράφηκε στην παράγραφο §5.2.3 και η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων σύμφωνα με την παράγραφο §5.3. Εξετάσθηκαν τρία μοντέλα κτιρίων, τα οποία προσομοιώθηκαν και με τις δύο μεθόδους και τα οποία πληρούν τις γεωμετρικές απαιτήσεις του EC8 χαρακτηριζόμενα ως «απλά». Συνεπώς με βάση τον Κανονισμό απαλλάσσονται από την ανάλυση. Παρόλα αυτά, πραγματοποιήθηκε τόσο ελαστική (στατική και φασματική) ανάλυση για τα γραμμικά μοντέλα όσο και δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας και φασματική για τα μοντέλα των πεπερασμένων στοιχείων με την χρήση του πρόγραμματος SAP2000. Όλα τα μοντέλα προσομοιώθηκαν στον χώρο. Στη συνέχεια ακολουθεί η αναλυτική περιγραφή των μοντέλων.

6.3.2 ΜΟΝΤΕΛΟ 1

Το πρώτο μοντέλο που επιλέχθηκε να μελετηθεί είναι ένα μικρό ισόγειο κτίριο με ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 5,0 m x 6,0 m και καθαρό ύψος ορόφου ίσο με 3,20 m. Ο λόγος της μικρής πλευράς προς τη μεγάλη είναι ίσος με 0.25. Η γεωμετρία του φορέα φαίνεται στο Σχ.6.1. Οι τέσσερις περιμετρικοί τοίχοι είναι φέροντες με πάχος 30 cm και κατασκευασμένοι από οπτόπλινθο K300 και κονίαμα λεπτής στρώσεως σύμφωνα με τον τρόπο δομήσεως ΟΡΘΟBLOCK που αναλύθηκε στην παράγραφο §2.7. Κατασκευάζεται περιμετρικό διάζωμα από Ο/Σ στη στάθμη της οροφής με πάχος όσο το πάχος της τοιχοποιίας, δηλαδή 30 cm, και ύψος 40 cm (μαζί με το πάχος της πλάκας). Η στέγασή του θεωρείται ότι υλοποιείται με πλάκα Ο/Σ πάχους 20 cm. Το σύστημα συντεταγμένων έχει τοποθετηθεί έτσι ώστε ο άξονας x να είναι παράλληλος με τη μεγάλη πλευρά του κτιρίου ενώ ο άξονας y με τη μικρή πλευρά του κτιρίου (βλέπε Σχήμα 6.1).

Αρχικώς ελέχθηκε αν το μοντέλο 1 πληροί τα κριτήρια σχεδιασμού για απλά κτίρια όπως αναφέρθηκαν στην §6.2 της παρούσας εργασίας. Διαπιστώθηκε ότι το μοντέλο μπορεί να χαρακτηριστεί ως «απλό» κτίριο και επομένως να απαλλαχθεί από τους ελέγχους επάρκειας. Στην συνέχεια παρατίθεται ο παραπάνω έλεγχος των κριτηρίων συμμόρφωσης του μοντέλου ώστε να χαρακτηρίζεται ως «απλό».

Έλεγχος απαλλαγής από τον στατικό έλεγχο σύμφωνα με την §9.7.2 του EN 1998-1.

Με βάση τα κριτήρια απαλλαγής που αναφέρθηκαν στην §6.2 πραγματοποιείται ο έλεγχος του μοντέλου 1, κάτοψης (5x6) m².

Κριτήριο 1: Το κτίριο ανήκει στην Κατηγορία Σπουδαιότητας Ι.

Κριτήριο 2: $I_{av} = (2.0+2.0+2.2+2.2+3.75+1.25+5.0)/7 = 2.628$ m

Από την σχέση 6.1 υπολογίζεται το $k = 1 + (2.63-2)/4 = 1.157 < 2.0$

Κριτήριο 3: Ο λόγος των πλευρών του είναι ίσος $I_{min} / I_{max} = 5/6 = 0.83 > 0.25$

Κριτήριο 4: Σχεδόν περιμετρική διάταξη των διατμητικών τοίχων.

Κριτήριο 5:

Απαιτούμενος αριθμός τοίχων ανά διεύθυνση : 2

Συνολικό μήκος τοίχων κατά τη Διεύθυνση χ : $2.20 + 2.20 + 1.25 + 3.75 = 9.4$ m > 1.80m

Απαιτούμενο μήκος τοίχου κατά χ: $30\% I_x = 30\% * 6.0 = 1.80$ m

Ελάχιστη απόσταση τοίχων στη διεύθυνση χ: $75\% I_y = 75\% * 5.0 = 3.75$ m < 4,40 m

Συνολικό μήκος τοίχων κατά τη Διεύθυνση γ : $5.0 + 2.0 + 2.0 = 9.0$ m > 1.50 m

Απαιτούμενο μήκος τοίχου κατά γ : $30\% I_x = 30\% * 5.0 = 1.50$ m

Κριτήριο 6: Δεν χρησιμοποιήθηκε (οι διατμητικοί τοίχοι που θεωρούνται ότι παραλαμβάνουν οριζόντια φορτία δεν έχουν ανοίγματα).

Κριτήριο 7: Ισχύει: Το 100% των τοίχων ανά διεύθυνση θεωρούνται ότι αναλαμβάνουν οριζόντια φορτία.

Κριτήριο 8: Ισχύει καθώς δεν υπάρχει μεταβολή της μάζας ανά όροφο και ούτε της οριζόντιας διατομής των τοίχων ανά διεύθυνση.

Κριτήριο 9: Ισχύει καθώς οι εγκάρσιοι τοίχοι συνδέονται σε αποστάσεις < 7 m.

Κριτήριο 10: Από Πίνακα 6.1 και για άοπλη τοιχοποιία κ αριθμό ορόφων =1 , προκύπτει απαιτούμενο ποσοστό τοίχων 3.5%.

Συνολική επιφάνεια οροφής = $5.0 * 6.0 = 30.0$ m²

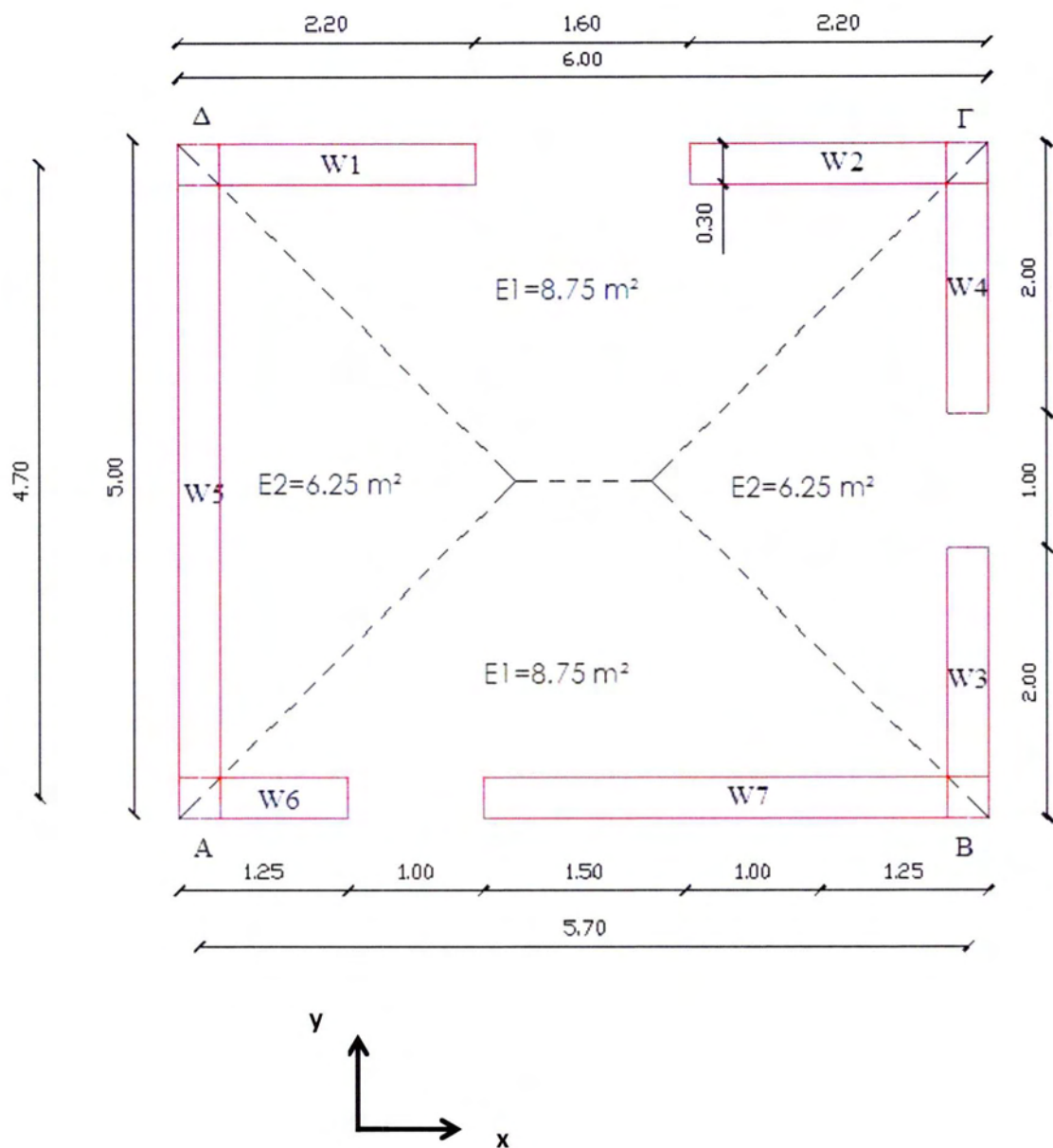
Εμβαδό διατομής τοίχων κατά τη Διεύθυνση χ : $(2.20 + 2.20 + 1.25 + 3.75) * 0.30 = 2.82$

$P_a(x) = 2.82/30 = 0.094$ ή 9.4 %

Εμβαδό διατομής τοίχων κατά τη Διεύθυνση γ : $5.00 + 2.00 + 2.00 = 9.00 * 0.30 = 2.70$

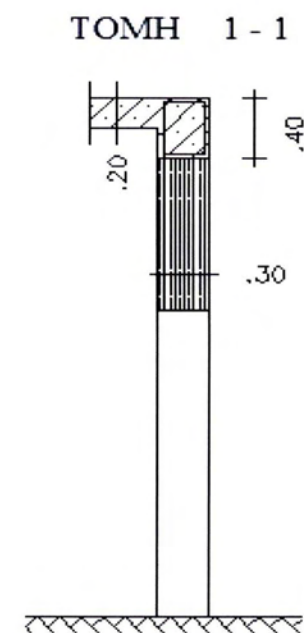
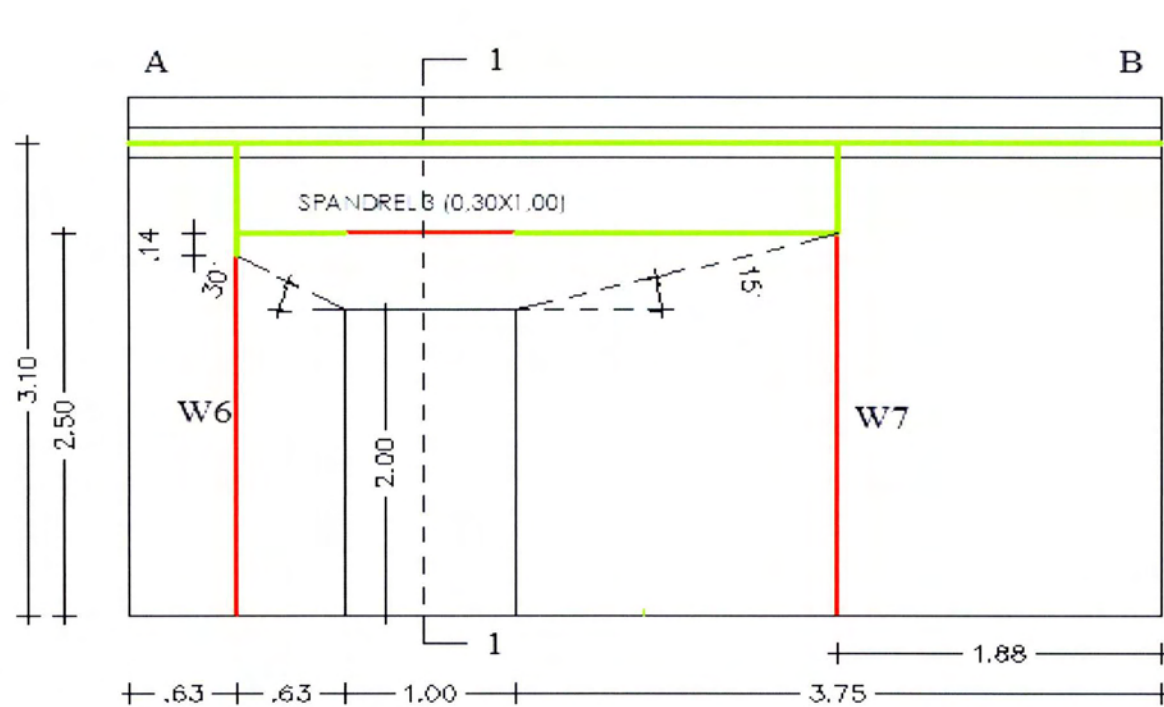
$P_a(y) = 2.70/30 = 0.09$ ή 9%

Κριτήριο 11: Δεν έχουν σχεδιαστεί εσοχές ή εξοχές στο υπό εξέταση κτίριο.

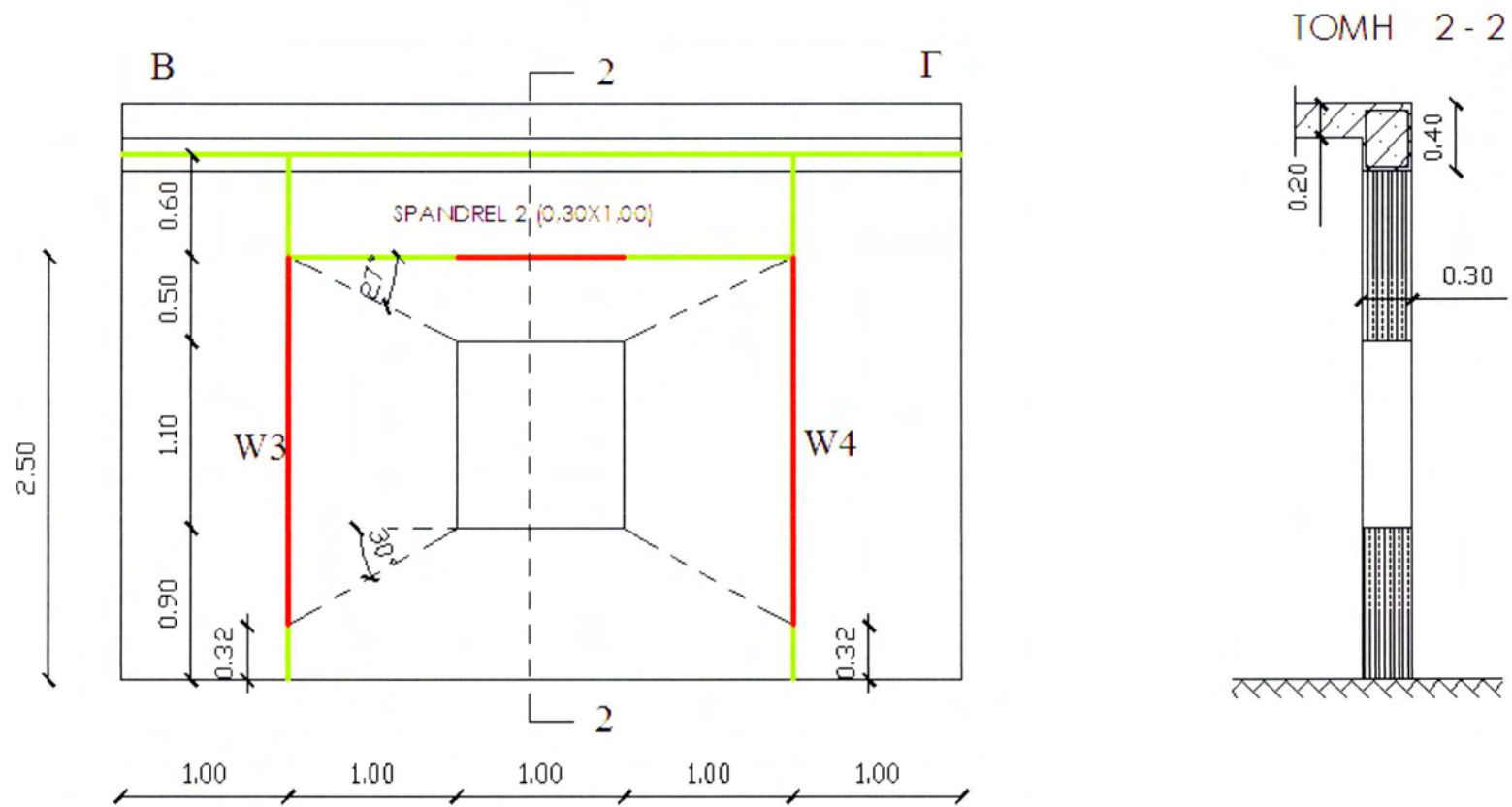


Σχήμα 6.1: Κάτοψη μοντέλου 1

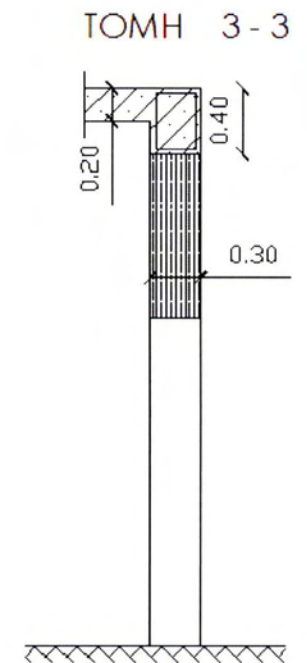
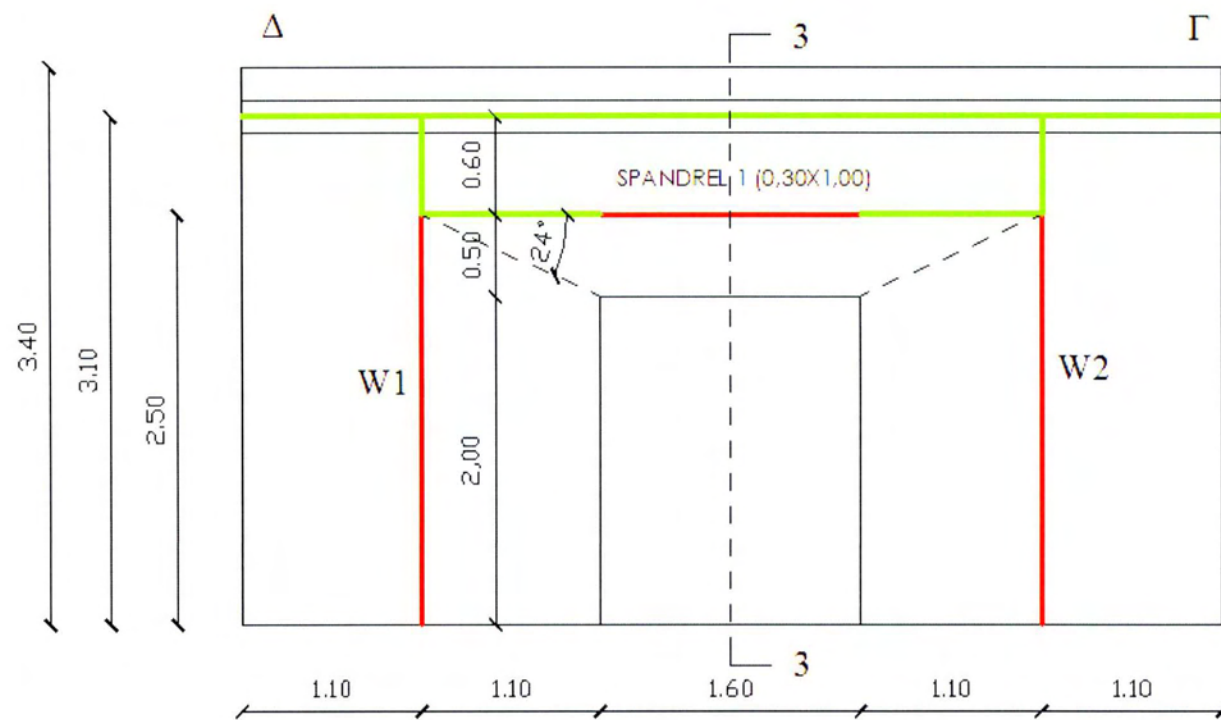
Παρατίθενται παρακάτω οι όψεις του κτιρίου με εμφανές το ισοδύναμο πλαίσιο για το γραμμικό μοντέλο. Σημειώνεται ότι με πράσινο χρώμα παριστάνονται οι πλήρως άκαμπτες περιοχές ενώ με κόκκινο οι παραμορφώσιμες (γραμμικά στοιχεία τοιχοποιίας).



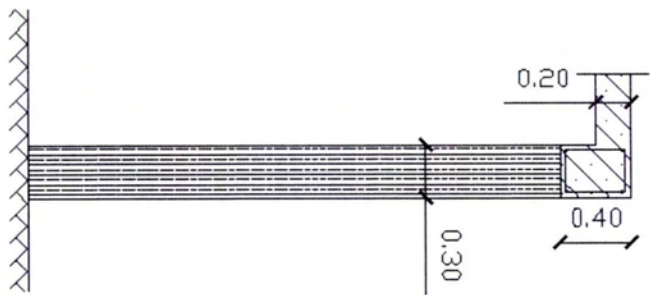
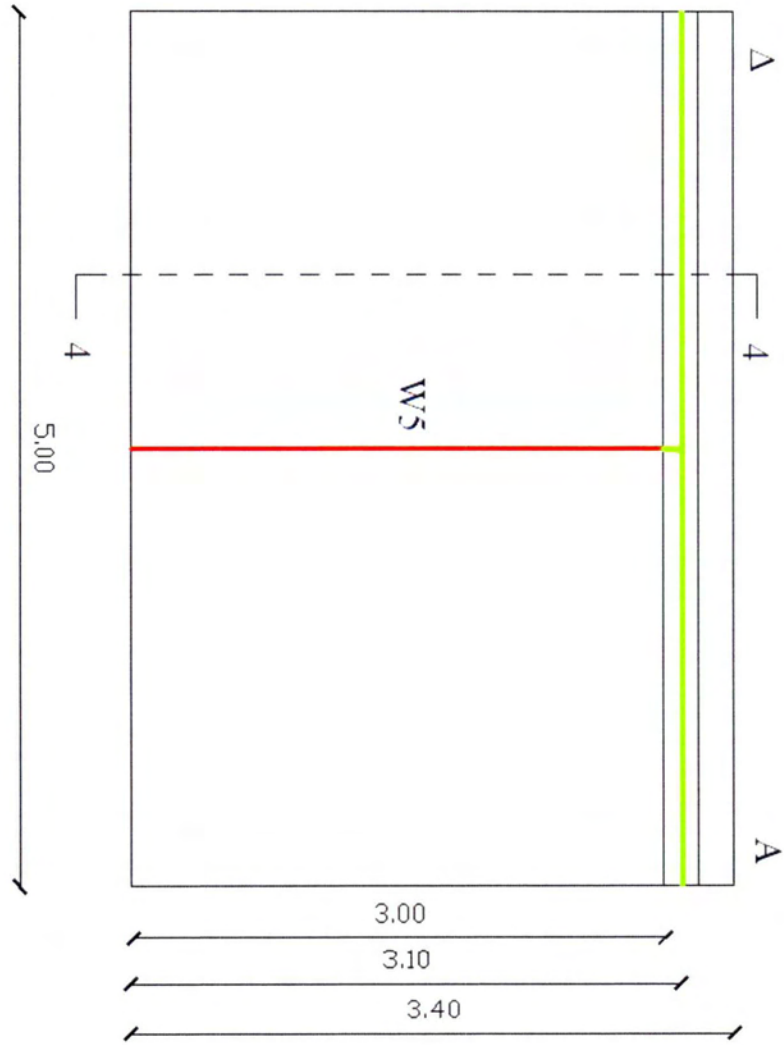
Σχήμα 6.2: Όψη AB, μοντέλου κάτοψης (5x6) (αριστερά) και Τομή 1-1 (δεξιά).



Σχήμα 6.3: Όψη ΒΓ, μοντέλου κάτοψης (5x6) (αριστερά) και Τομή 2-2 (δεξιά).



Σχήμα 6.4: Όψη ΓΔ, μοντέλου κάτοψης (5x6) (αριστερά) και Τομή 3-3 (δεξιά).



Σχήμα 6.5: Όψη ΔΑ, μοντέλου κάτοψης (5x6) (αριστερά) και Τομή 4-4 (δεξιά).

Υπολογισμός Επικάλυψης, c_{nom} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (6.2)$$

όπου,

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm} \}$$

Για δεδομένη κατηγορία κατασκευής S3 και κατηγορία έκθεσης XC3 (μέτρια υγρασία) από πίνακα 2.1, EC8, λαμβάνουμε την τιμή $c_{min,dur}=20$ mm. Από πίνακα 2.3 επιλέγω κατηγορία αντοχής σκυροδέματος για την πλάκα και τα οριζόντια διαζώματα C25/30.

Άρα, $c_{min} = \max \{ 12 \text{ mm (υπόθεση)}; 20 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \} = 20 \text{ mm}$

Από (6.2) => $c_{nom} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$

$$d_1^{πλάκας} = c_{nom} + \frac{\Phi_L}{2} = 30 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

Εύρεση πάχους πλάκας

Με θεώρηση συνεχών πλακών προκύπτει στατικό ύψος πλάκας 0,14m.

Άρα πάχος πλάκας : 0,14 + 0,035 = 0,175 m

Λαμβάνουμε ως πάχος πλάκας 0,20 m.

Υλικά (Materials)

Για την προσομοίωση του συστήματος στο πρόγραμμα είναι απαραίτητος ο καθορισμός των ιδιοτήτων των υλικών. Οι ιδιότητες των υλικών που εισήχθησαν στο πρόγραμμα δίνονται όπως παρακάτω :

- Τοιχοποιία /Ονομασία : **MASONRY**
 $f_{wk} = 3.85 \text{ MPa}$
Ειδικό βάρος : $\gamma = 17,7 \text{ kN/m}^3$
Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 1000f_{wk} = 1000 \times 3.85 = 3850 \text{ MPa}$ ή $E = 3850000 \text{ kN/m}^2$
Λόγος Poisson : $\nu = 0,25$
Συντελεστής θερμικής διαστολής : $\alpha = 1,170 \cdot 10^{-5}$
- Οπλισμένο σκυρόδεμα/Ονομασία : **C25/30**
Ειδικό βάρος : $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Μέτρο Ελαστικότητας : $E = 31000000 \text{ kN/m}^2$
Λόγος Poisson : $\nu = 0,20$
Συντελεστής θερμικής διαστολής : $\alpha = 1,170 \cdot 10^{-5}$
- Οπλισμένο δύσκαμπτο σκυρόδεμα /Ονομασία: **RIGID**
Ισχύουν οι ιδιότητες του υλικού **C25/30**

Σημειώνεται ότι όλα τα παραπάνω υλικά θεωρούνται ισότροπα, δηλαδή η συμπεριφορά τους είναι ανεξάρτητη από την διεύθυνση της φόρτισης ή την διεύθυνση του δομικού στοιχείου.

Διατομές (Frame Sections)

Οι θέσεις των διατομών των πεσσών έτσι όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα δίνονται στον Πίνακα 6.4 και μαζί με τα στοιχεία των ανωφλίων ($S(i)=S_{\text{pandrel}}$) και των οριζόντιων διαζωμάτων (R/C BM) παριστάνονται στο Σχήμα 6.6 (άνω), καθώς και σε τρισδιάστατη μορφή στο Σχήμα 6.6 (κάτω).

Πίνακας 6.4: Εισαγόμενες συντεταγμένες Κέντρου Βάρους διατομών του πρώτου γραμμικού μοντέλου στο πρόγραμμα SAP2000.

ΣΤΥΛΟΣ	X	Y	ΔΙΑΤΟΜΗ
W1	-1.90	+2.35	0.30x3.20
W2	+1.90	+2.35	0.30x3.20
W3	+2.85	-1.50	0.30x2.00
W4	+2.85	+1.50	0.30x2.00
W5	-2.85	0	0.30x5.00
W6	-2.375	-2.35	0.30x1.50
W7	+1.13	-2.35	0.30x3.00

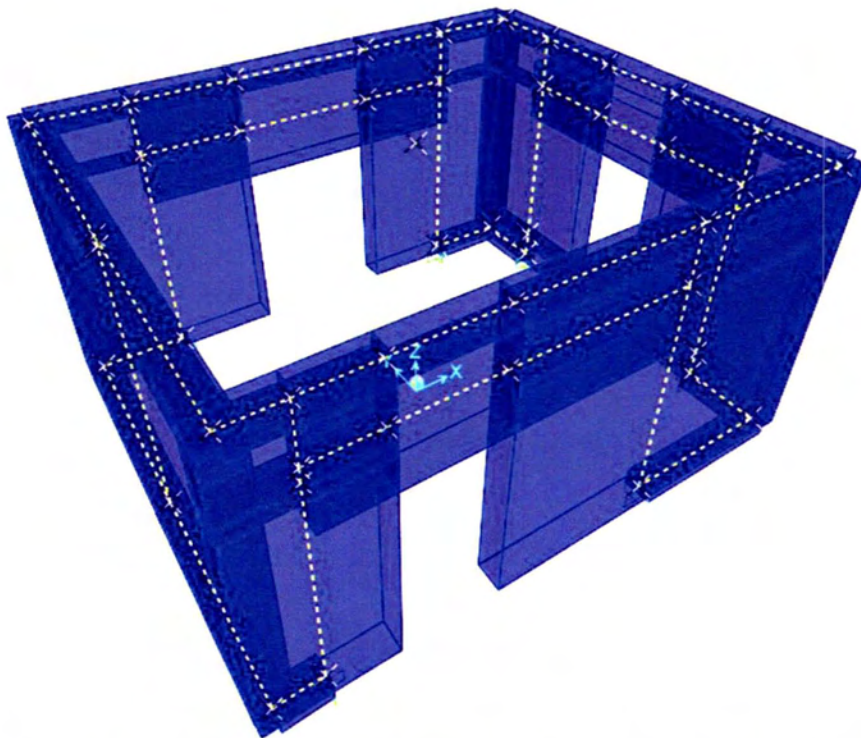
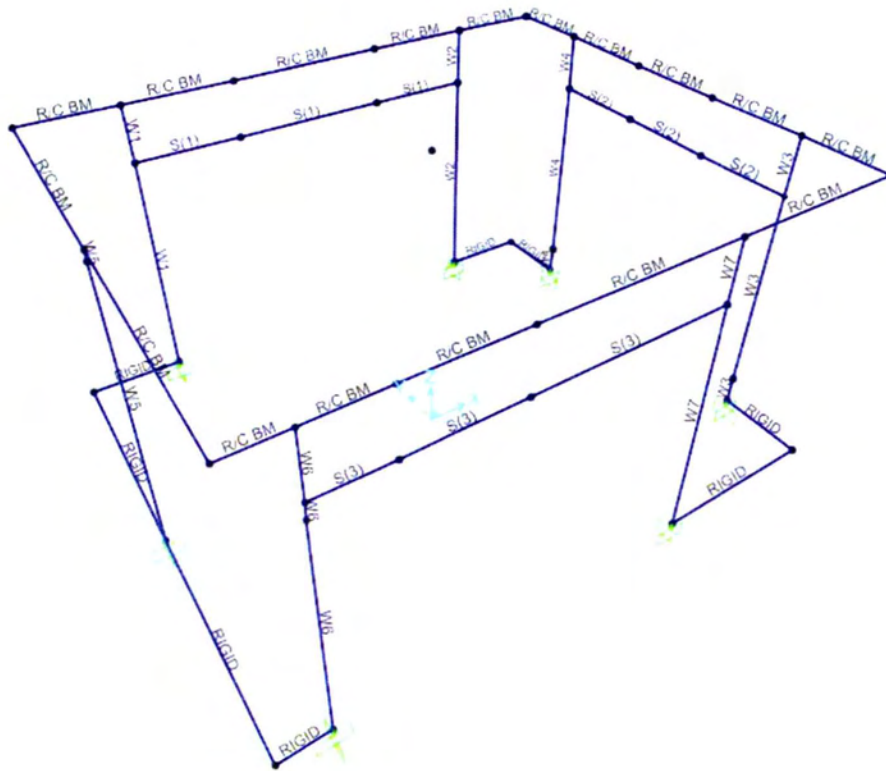
Ο προσδιορισμός της μάζας των υλικών είναι δυνατόν να γίνει είτε:

- από τον χρήστη του προγράμματος
- είτε αυτόματα από το ίδιο το πρόγραμμα.

Στην περίπτωση του γραμμικού μοντέλου που εξετάζεται, επιλέχθηκε η πρώτη από τις παραπάνω δυνατότητες, δηλαδή κατά την ανάλυση οι μάζες της κατασκευής υπολογίζονται από τον χρήστη λόγω των φορτίων της (ίδιο βάρος κατασκευής, πρόσθετες μάζες, εξωτερικές φορτίσεις) και εισάγονται στον κόμβο της οροφής που αντιστοιχεί στο Κέντρο Βάρους της κάτοψης. Κατά συνέπεια τα υλικά εισάγονται στο πρόγραμμα με μηδενική μάζα.

Παραδοχή πάκτωσης

Η σύνδεση της ανωδομής με το θεμέλιο θεωρήθηκε πλήρης πάκτωση σε αντίθεση με την πραγματικότητα όπου δεν υπάρχει πλήρης σύνδεση τοίχων – θεμελίου.



Σχήμα 6.6: Τρισδιάστατη απεικόνιση της προσομοίωσης του πρώτου μονώροφου μοντέλου με τη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου με εμφανή την ονοματολογία των στοιχείων στο SAP2000 (άνω) και σε μορφή extrude (κάτω).

ΒΑΡΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Το συνολικό βάρος της τοιχοποιίας υπολογίζεται ως :

$$G_{\text{τοιχων}} = \Sigma A_i \cdot b_w \cdot \gamma \quad (6.3)$$

όπου,

A_i : εμβαδόν διατομής τοίχου

b_w : πάχος τοίχου

γ : ειδικό βάρος τοιχοποιίας ($\gamma=17,70\text{kN/m}^3$)

Μετρήθηκε στο πρόγραμμα Autocad με την εντολή Area το άθροισμα των εμβαδών όλων των διατομών ίσο με $59,4 \text{ m}^2$.

Επομένως, από (6.3) $\Rightarrow G_{\text{τοιχων}}=59,4 \times 0,30 \times 17,7=315,415 \text{ kN}$.

Ιδιότητες Διατομών/ Πολλαπλασιαστές Ακαμψίας

Σύμφωνα με τον EN 1998-1:2004, §9.4(2),(3), είναι προτιμότερο να χρησιμοποιηθεί μειωμένη δυσκαμψία λόγω ρηγμάτωσης (σταδίου II) για μία πιο ρεαλιστική προσομοίωση της κατασκευής έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή των ρηγματώσεων στις παραμορφώσεις και να μπορεί να εκτιμηθεί καλύτερα η κλίση της πρώτης διακλάδωσης του διγραμμικού διαγράμματος δυνάμεως – μετατοπίσεως του μοντέλου. Υπό την απουσία μιας ακριβούς εκτίμησης των χαρακτηριστικών δυσκαμψίας, η ρηγματωμένη ακαμψία σε κάμψη και τέμνουσα μπορεί να ληφθεί ως το ήμισυ της ολικής αρηγμάτωσης ελαστικής ακαμψίας, δηλαδή $K = \frac{1}{2} K_{el}$. Επομένως στα κελιά που αναφέρονται στην Τέμνουσα και στην Ροπή (modification factors) τοποθετείται η τιμή 0.5 ενώ στο κελί που αναφέρεται στην στρέψη η τιμή μηδέν (0) (βλέπε Σχήμα 6.7). Τέλος, όπως προαναφέρθηκε, ο πολλαπλασιαστής της μάζας και του βάρους των στοιχείων λήφθηκε ίσος με μηδέν καθώς το ίδιο βάρος των στοιχείων συμπεριλήφθη κατά τον υπολογισμό των φορτίων της κατασκευής.

Για τα γραμμικά στοιχεία των στύλων (πεσσών) και των δοκών (ανωφλίων) καθώς και των δοκών από Ο/Σ (διαζωμάτων) ισχύουν τα κάτωθι:

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.5
Shear Area in 3 direction	0.5
Torsional Constant	0
Moment of Inertia about 2 axis	0.5
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	0

Σχήμα 6.7: Εισαγωγή τροποποιημένων ιδιοτήτων των διατομών των πεσσών και ανωφλίων (εμβαδόν, ροπές αδράνειας κλπ.) μέσω κατάλληλων πολλαπλασιαστών (modifiers).

Για τα γραμμικά στοιχεία των δοκών από Ο/Σ(διαζωμάτων) ισχύουν τα κάτωθι:

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	3.3
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	0
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	50
Mass	0
Weight	0

Σχήμα 6.8: Δυνατότητα μεταβολής των ιδιοτήτων των διατομών των δοκών από Ο/Σ (εμβαδόν, ροπές αδράνειας κλπ.) μέσω κατάλληλων πολλαπλασιαστών (modifiers).

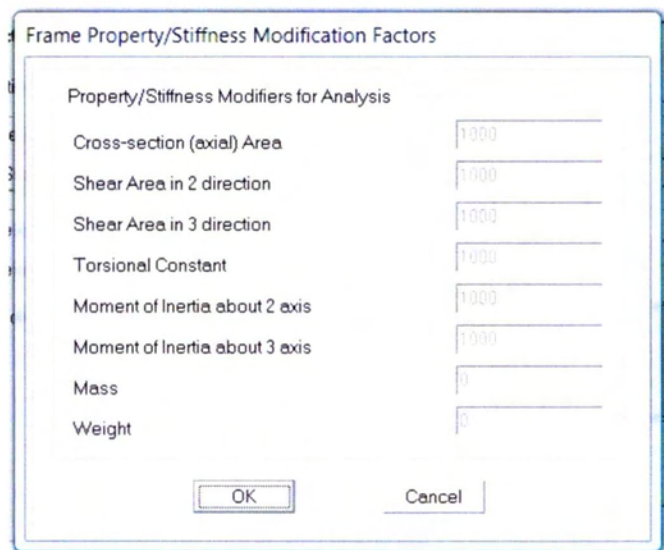
Άκαμπτες Ζώνες

Η διατομή **Rigid** δημιουργήθηκε με σκοπό :

- Να προσδώσει μία άκαμπτη σύνδεση της βάσης του κτιρίου με το έδαφος.
- Να προσομοιωθεί η σύνδεση των τοίχων στις τέσσερις γωνίες του κτιρίου.

Για να επιτευχθεί αυτή η αυξημένη δυσκαμψία, δημιουργείται μία διατομή (Rectangular) δίνοντας το όνομα Rigid της οποίας έχει προηγουμένως ορισθεί το υλικό της. Στα κελιά Mass per Unit Volume και Weight per Unit τοποθετείται η τιμή μηδέν (0), καθώς η ύπαρξη των ζωνών αυτών είναι καθαρά θεωρητική. Αυξάνονται η δυσκαμψία, η δυστρεψία και δυστένεια αυτής της διατομής κατά ένα ποσό μεγαλύτερο των άλλων διατομών. Για αυτή την διαδικασία όλοι οι υπόλοιποι πολλαπλασιαστές που αναφέρονται σε τέτοια μεγέθη, πολλαπλασιάζονται με την τιμή χίλια (1000) όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.9.

Για τα άκαμπτα, λοιπόν, γραμμικά στοιχεία ισχύουν τα κάτωθι:



Σχήμα 6.9 : Καθορισμός των συντελεστών (Modifiers) της διατομής των άκαμπτων ζωνών κατά τρόπο τέτοιο ώστε να επιτευχθεί ο σκοπός της χρήσης της.

6.3.2.1 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

ΣΥΝΗΘΗ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (ΜΟΝΙΜΑ ΚΑΙ ΚΙΝΗΤΑ)

- ΦΟΡΤΙΑ ΠΛΑΚΑΣ

$$g = g_{IB} + g'_{EΠ} = 25h_F + 2KN / m^2 = 25 \cdot 0,20 + 2 = 7,0kN / m^2$$

$$q = 3,5kN / m^2$$

- ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΔΙΑΖΩΜΑΤΟΣ

$$g = g_{IB} = b_w \cdot h_w \cdot 25 \tag{6.4}$$

όπου,

b_w : το πάχος του διαζώματος το οποίο θα πρέπει να είναι ίσο με το πάχος των λιθοσωμάτων, επομένως $b_w=30\text{ cm}$

h_w : το ύψος του διαζώματος το οποίο θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο ή ίσο από το ύψος της πλάκας και σε καμία περίπτωση μικρότερο από 15 cm, επομένως λαμβάνουμε ως $h_w=20\text{ cm}$.

$$\text{Άρα, από (6.4)} \Rightarrow g_{\text{διαζ.}} = b_w \cdot h_w \cdot 25 = 0,30 \cdot 0,20 \cdot 25 = 1,5 \text{ kN/m}$$

Από γεωμετρικό καταμερισμό της επιφάνειας της κάτοψης (βλ. Σχήμα 6.1) βρίσκουμε τα εμβαδά φόρτισης των φερόντων τοίχων από την πλάκα, τα οποία προέκυψαν:

$E_1=8.75\text{ m}^2$ το οποίο αντιστοιχεί στις πλευρές AB και ΓΔ

$E_2=6.25\text{ m}^2$ το οποίο αντιστοιχεί στις πλευρές ΒΓ και ΔΑ

Στην συνέχεια θεωρούμε το ισοδύναμο ορθογώνιο εμβαδό φόρτισης που έχει ύψος ίσο με $\frac{E}{l}$ και υπολογίζουμε τα φορτία (μόνιμα και κινητά) που μεταβιβάζονται στους περιμετρικούς τοίχους από την πλάκα και το οριζόντιο διάζωμα ως εξής:

$$\text{Μόνιμο} : (g_{IB} + g'_{\text{ΕΠ}}) \cdot \frac{E}{L_{\text{wall}}} + b_w \cdot h_w \cdot 25$$

$$\text{Κινητό} : q \cdot \frac{E}{L_{\text{wall}}}$$

Μόνιμο φορτίο στα AB, ΓΔ : $g = (7 \cdot 8,75 / 6) + 1,5 = 11,71\text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο στα AB, ΓΔ : $q = 3,5 \cdot 8,75 / 6 = 5,10\text{ kN/m}$

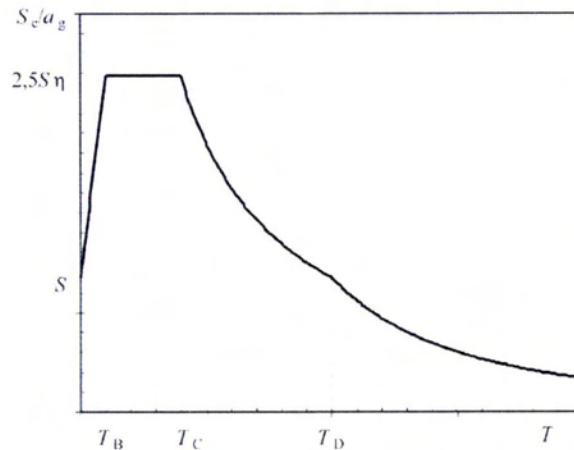
Μόνιμο φορτίο στα ΒΓ, ΔΑ : $g = (7 \cdot 6,25 / 5) + 1,5 = 10,25\text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο στα ΒΓ, ΔΑ : $q = 3,5 \cdot 6,25 / 5 = 4,375\text{ kN/m}$

ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Αρχικώς θα μελετηθεί το κτίριο στην Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I με μέγιστη σεισμική επιτάχυνση $\alpha_{gR} = 0.16g$ και στην συνέχεια στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II με $\alpha_{gR} = 0.24g$.

- Φασματική Επιτάχυνση Σχεδιασμού



Σχήμα 6.10: Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης S_d στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5% [9]

Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού προκύπτει σύμφωνα με τον EC8 από τους ακόλουθους τύπους για τις διάφορες περιπτώσεις της ιδιοπεριόδου $T(s)$ της κατασκευής.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{Σταθερή φασματική Επιτάχυνση}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0.2a_{vg} \end{cases} \quad \text{Σταθερή φασματική Ταχύτητα}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0.2a_{vg} \end{cases} \quad \text{Σταθερή φασματική Μετακίνηση}$$

όπου,

a_g η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A: $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$

η ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta=1$ για 5% ιξώδη απόσβεση

S ο συντελεστής εδάφους (βλ. Πίνακα 6.4)

q ο δείκτης σεισμικής συμπεριφοράς, για άοπλη τοιχοποιία λαμβάνει την τιμή 1,5

T_B, T_C, T_D χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι φάσματος (βλ. Πίνακα 6.4)

T θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου

Πίνακας 6.5 : Συντελεστές Εδάφους S οριζοντίου ελαστικού φάσματος [9]

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

- **Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος Ταλάντωσης**

Για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου ταλάντωσης T_1 του κτιρίου χρησιμοποιείται η προσεγγιστική λύση σύμφωνα με τον EC8. Για κτίρια από τοιχοποιία, η τιμή της T_1 (σε s) μπορεί να προσεγγιστεί ως:

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (6.9)$$

όπου:

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (6.10)$$

$$\text{και } A_c = \sum \left[A_i \cdot (0,2 + (L_{wi} / H))^2 \right] \quad (6.11)$$

A_c = η συνολική δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m^2

A_i = η δρώσα επιφάνεια της διατομής του τοιχώματος i στη θεωρούμενη κατεύθυνση στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m^2

L_{wi} = το μήκος κάθε τοίχου

H = το ύψος του κτιρίου, σε m, από την θεμελίωση ή από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου.

Από την γεωμετρία του κτιρίου προκύπτει:

ΤΟΙΧΟΣ	ΠΑΧΟΣ, t_w (m)	ΜΗΚΟΣ L_w (m)	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ, A_w	$A_i \times (0,2+(l_i/H))^2$
W1	0.3	2.2	0.66	0.574933333
W2	0.3	2.2	0.66	0.574933333
W3	0.3	2	0.6	0.450666667
W4	0.3	2	0.6	0.450666667
W5	0.3	5	1.5	5.226666667
W6	0.3	1.25	0.375	0.142604167
W7	0.3	3.75	1.125	2.3653125

Χρησιμοποιώντας τις παραπάνω σχέσεις για τον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων προκύπτουν τα εξής:

$A_c(x)$	3.657783333
$A_c(y)$	6.128
$C_t(x)$	0.039215005
$C_t(y)$	0.030297158

$T_1(x)$	0.089390881
$T_1(y)$	0.069062584

Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για σεισμική δράση στη διεύθυνση x (παράλληλα προς την μεγάλη πλευρά του κτιρίου):

$$T_1(x) = 0.089 \text{ s}$$

Ισχύει $T_1(x) < 0.15 \text{ s}$ επομένως,

$$S_{dx}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T_1(x)}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{0.089}{0.15} \left(\frac{2.5}{1.5} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (6.12)$$

Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για σεισμική δράση στη διεύθυνση γ (παράλληλα προς την μικρή (βλ. σελ 79) πλευρά του κτιρίου):

$$T_1(\gamma) = 0.069 \text{ s}$$

Ισχύει $T_1(\gamma) < 0.15 \text{ s}$ επομένως,

$$S_{dy}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T_1(\gamma)}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{0.069}{0.15} \left(\frac{2.5}{1.5} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (6.13)$$

Η ιδιομορφική ανάλυση του μοντέλου στο πρόγραμμα έδωσε θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T_1(x) = 0.065 \text{ s}$ και $T_1(\gamma) = 0.062 \text{ s}$.

Η σεισμική δύναμη που μεταβιβάζεται στην κατασκευή εφαρμόζεται ως στατικό φορτίο στο κέντρο μάζας της οροφής. Η συνολική δύναμη που μεταφέρεται στην κατασκευή ανά διεύθυνση είναι :

$$F = M_{ολ} \cdot S_d(T) = \frac{W_{ολ}}{g} \cdot a \quad (6.14)$$

όπου,

$S_d(T)$ η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

Από πίνακα 1.3 EC8, για κτίριο σύννηθες $\Rightarrow \gamma_1 = 1$

Από πίνακα 1.2, EC8, για Ζώνη Σεισμικότητας I $\Rightarrow \frac{a_{gR}}{g} = 0,16 \Rightarrow a_{gR} = 1,5696$

Από πίνακα 6.4, για κατηγορία εδάφους A $\Rightarrow S = 1.0$, $T_B(\text{s}) = 0,15$, $T_C(\text{s}) = 0,50$, $T_D(\text{s}) = 2,0$
(6.15)

Εύρεση $W_{ολ}$:

$$W_{ολ} = \sum (G_i + y_i Q_i) = G_{πλάκας} + G_{διαζ} + G_{τοιχων} + 0,3 \cdot Q_{πλάκας}$$

$$G_{πλάκας} = (5 \cdot 6) m^2 \times (7,0 kN / m^2 + 0,3 \times 3,5 kN / m^2) = 241,50 kN$$

$$G_{διαζ} = (0,3 m \cdot 0,2 m \cdot 25 kN / m^3) \times (6 + 5) m \times 2 = 33 kN$$

$$G_{τοιχων} = 315,415 kN / 2 = 157,71 kN$$

$$W_{ολ} = 241,50 + 33 + 157,71 = 432,20 kN$$

Σημείωση: Θεωρείται ότι το $\frac{1}{2}$ της μάζας των τοίχων δρα στο Κ.Μ.

5*6*(0,3*3,5) στην πλάκα παριστάνει το μόνιμο φορτίο λόγω επικάλυψης.

$$\text{Μάζα συγκεντρωμένη στο Κ.Β της οροφής : } m_{ολ} = \frac{432,20}{9,81} = 44,06 \text{ tn}$$

$$\text{Για Ζώνη I , από (6.14), (6.12) και (6.15)} \rightarrow F_{ολ}(x) = \frac{432,20}{g} \cdot 0,20g = 86,40kN$$

$$\text{Για Ζώνη I , από (6.14), (6.13) και (6.15)} \rightarrow F_{ολ}(y) = \frac{432,20}{g} \cdot 0,18g = 77,80kN$$

$$\text{Για Ζώνη II , από (6.14), (6.12) και (6.15)} \rightarrow F_{ολ}(x) = \frac{432,20}{g} \cdot 0,30g = 129,66kN$$

$$\text{Για Ζώνη II , από (6.14), (6.13) και (6.15)} \rightarrow F_{ολ}(y) = \frac{432,20}{g} \cdot 0,27g = 116,69kN$$

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Με το στατικό πρόγραμμα Sap2000 v15.1.0 πραγματοποιούνται ελαστικές αναλύσεις για το κτίριο μελέτης για τους ακόλουθους συνδυασμούς φορτίσεων:

- Δυσμενής συνδυασμός μόνιμων και κινητών φορτίων:
 $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

$$\text{Case 1 (} 1,35g + 1,5q) \begin{cases} 23,45kN / m & \text{για τα πλαίσια AB και ΓΔ} \\ 20,40kN / m & \text{για τα πλαίσια ΒΓ και ΔΑ} \end{cases}$$

$$\text{Case 4 (} 0,3q + g) \begin{cases} 13,24kN / m & \text{για τα πλαίσια AB και ΓΔ} \\ 11,56kN / m & \text{για τα πλαίσια ΒΓ και ΔΑ} \end{cases}$$

- Συνδυασμοί Σεισμικών με συνήθων φορτίων και στρεπτικών ροπών λόγω τυχηματικών εκκεντροτήτων

$$COMB 1 : G + 0,3 \cdot Q + E_x + 0,3E_y + M(y)$$

$$COMB 2 : G + 0,3 \cdot Q + E_x + 0,3E_y - M(y)$$

$$COMB 3 : G + 0,3 \cdot Q + E_x - 0,3E_y + M(y)$$

$$COMB 4 : G + 0,3 \cdot Q + E_x - 0,3E_y - M(y)$$

$$COMB 5 : G + 0,3 \cdot Q + E_y - 0,3E_x + M(x)$$

$$COMB 6 : G + 0,3 \cdot Q + E_y - 0,3E_x - M(x)$$

$$COMB 7 : G + 0,3 \cdot Q + E_y + 0,3E_x + M(x)$$

$$COMB 8 : G + 0,3 \cdot Q + E_y + 0,3E_x - M(x)$$

$$COMB 9 : G + 0,3 \cdot Q - E_x - 0,3E_y + M(y)$$

$$COMB 10 : G + 0,3 \cdot Q - E_x - 0,3E_y - M(y)$$

$$COMB 11 : G + 0,3 \cdot Q - E_x + 0,3E_y + M(y)$$

$$COMB 12 : G + 0,3 \cdot Q - E_x + 0,3E_y - M(y)$$

$$COMB 13 : G + 0,3 \cdot Q - E_y - 0,3E_x + M(x)$$

$$COMB 14 : G + 0,3 \cdot Q - E_y - 0,3E_x - M(x)$$

$$COMB 15 : G + 0,3 \cdot Q - E_y + 0,3E_x + M(x)$$

$$COMB 16 : G + 0,3 \cdot Q - E_y + 0,3E_x - M(x)$$

όπου,

G : μόνιμα κατακόρυφα φορτία

Q : κινητά κατακόρυφα φορτία

E_x : σεισμικό φορτίο κατά την διεύθυνση x

E_y : σεισμικό φορτίο κατά την διεύθυνση y

$M_x = E_x \cdot 0,05 \cdot L_y$: στρεπτική ροπή γύρω από τον άξονα z , λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας της E_x

$M_y = E_y \cdot 0,05 \cdot L_x$: στρεπτική ροπή γύρω από τον άξονα z , λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας της E_y

Οι στρεπτικές ροπές που εισάγονται στο πρόγραμμα , υπολογίζονται ως :

Για Ζώνη I:

$$M_x = E_x \cdot 0,05 \cdot L_y = 86,40 \cdot 0,05 \cdot 5,0 = 21,60 \text{ kNm}$$

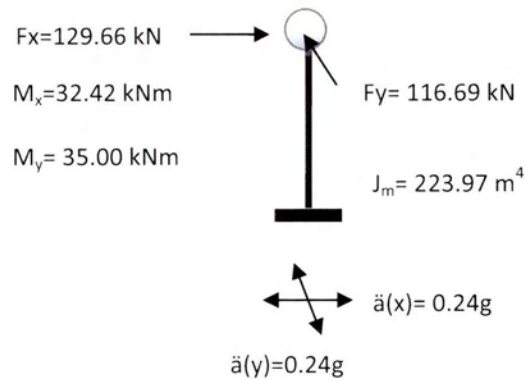
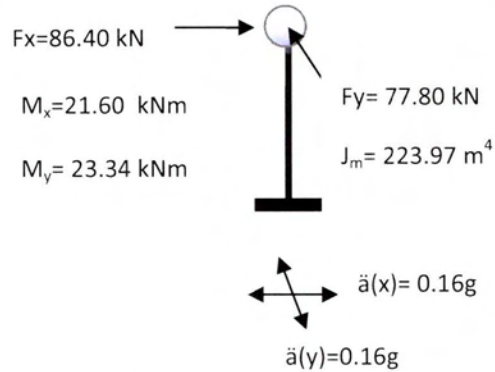
$$M_y = E_y \cdot 0,05 \cdot L_x = 77,80 \cdot 0,05 \cdot 6,0 = 23,34 \text{ kNm}$$

Για Ζώνη II:

$$M_x = E_x * 0,05 * L_y = 129,66 * 0,05 * 5,0 = 32,42 \text{ kNm}$$

$$M_y = E_y * 0,05 * L_x = 116,69 * 0,05 * 6,0 = 35,00 \text{ kNm}$$

Γραφική απεικόνιση του μοντέλου 1 με τα χαρακτηριστικά του.



6.3.3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΕΣΣΩΝ ΚΑΙ ΑΝΩΦΛΙΩΝ

6.3.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία για καθένα από τους συνδυασμούς φορτίσεων ελέγχονται στους κρίσιμους πεσσούς και στα κρίσιμα υπέρθυρα (ανώφλια) τα οποία προκύπτουν για κάθε συνδυασμό.

Για τον συνδυασμό $1,35g+1,5q$, δεν ελέγχονται τα μεγέθη λόγω των μικρών τιμών τους σε σύγκριση με τις τιμές που προκύπτουν για τους σεισμικούς συνδυασμούς. Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται είναι οι ακόλουθοι:

- Έλεγχος έναντι διατμήσεως εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας για το μοντέλο 1 κατά την ελαστική και φασματική ανάλυση.
- Έλεγχος έναντι κάμψεως με επίπεδο θραύσεως κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς για όλα τα γραμμικά μοντέλα και για όλες τις αναλύσεις.

- Έλεγχος έναντι κάμψης με επίπεδο θραύσεως παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς για όλα τα γραμμικά μοντέλα και για όλες τις αναλύσεις.

Δεν πραγματοποιείται έλεγχος έναντι θλίψεως της τοιχοποιίας καθώς οι τιμές που προκύπτουν είναι πολύ μικρές σε σχέση με την αντοχή της τοιχοποιίας σε θλίψη. Ενδεικτικά όμως, παρουσιάζεται παρακάτω ο έλεγχος έναντι θλίψης για έναν πεσσό. Πραγματοποιούνται παρακάτω οι έλεγχοι επάρκειας ενός κρίσιμου πεσσού έναντι θλίψης, κάμψης (εκτός και εντός του επιπέδου του), διάτμησης και ενός ανωφλίου έναντι κάμψης (εκτός και εντός του επιπέδου του), και διάτμησης σύμφωνα με τον EC6.

6.3.3.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΘΛΙΨΗΣ (P)

Οι έλεγχοι επάρκειας των πεσών έναντι θλίψης αναφέρονται στο συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων 1.35G +1.5Q.

Έλεγχος επάρκειας του πεσσού W5 έναντι θλίψης σύμφωνα με τον EC6.

Υπολογισμός ενεργού θλιβόμενου ύψους πεσσού

- **Μέθοδος Dolce (1989) [30]:** Σύμφωνα με τον Dolce το ενεργό μήκος πεσσού υπολογίζεται όπως έχει περιγραφεί στην §5.2.3, από την σχέση (5.1). Εφαρμόζοντας την σχέση προκύπτει ότι: $H_{eff} = 3.0 \text{ m}$
- **EN 1996-1-1:2006 [3]:** $l = 5.00 < 30 \cdot 0.30 = 9.00 \text{ m}$, επομένως λαμβάνονται υπόψη οι πλευρικές συνθήκες στήριξης του τοίχου. Έχοντας λοιπόν ο τοίχος W5 τέσσερις πακτωμένες πλευρές, ο μειωτικός συντελεστής ρ_4 υπολογίζεται ως :

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{L} \right]^2} \rho_2 \quad \text{για } h \leq L$$

$$\rho_2 = 0.75 \quad \text{για πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος άνω και κάτω}$$

(6.16)

$$h = 3.0 \text{ m}$$

$$L = 5.0 \text{ m} \quad (\text{η απόσταση των δύο εγκάρσιων τοίχων})$$

Οι τιμές του ρ_4 δίνονται στο διάγραμμα Δ.2 (Παράρτημα Δ του EC6)

Προκύπτει ότι $\rho_4 = 0.6237$

$$h_{ef} = \rho_4 h = 0.6237 \cdot 3.0 = 1.87 \text{ m}$$

$$t_{ef} = t = 0.30 \text{ m}$$

Η δρώσα αξονική δύναμη προκύπτει από την ανάλυση ως: $N_{Ed} = -102,88 \text{ kN}$. Προσθέτοντας την αξονική δύναμη λόγω ίδιου βάρους στην βάση του πεσσού, η συνολική αξονική δίνεται ως : $N_{sd, tot} = (-102,88) + (-79.65) = -182.53 \text{ kN}$.

- Στην κορυφή του τοίχου :

$$N_{Ed} = -102,88 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 5.24 \text{ kNm}$$

$$e_{init} = h_{ef} / 450 \text{ (αθέλητη εκκεντρότητα)} \quad (6.17)$$

$$e_{h1} = 0 \text{ (εκκεντρότητα λόγω οριζόντιων φορτίων)}$$

$$e_1 = e_{1m} + e_{h1} \pm e_{init} \quad (6.18)$$

$$e_1 = 5.24/102.88 + 0 + 1.87/450 = 0.055 \text{ m } (0.057\text{m})^2$$

Οπότε λαμβάνεται ως $e_1 = 0.055 \text{ m}$

$$\Phi_{top} = 1 - 2 * (0.055/0.30) = 0.633 \text{ } (0.62)^2$$

- Στη βάση του τοίχου :

$$N_{sd} = -182,53 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 10.03 \text{ kNm}$$

$$e_2 = e_{2m} + e_{h2} \pm e_{init} = 10.03/182,53 + 0 + 1.87/450 = 0.059 \text{ m } (0.061\text{m})^2$$

οπότε λαμβάνεται ως $e_2 = 0.059 \text{ m}$

$$\Phi_{base} = 1 - 2 * (0.059/0.30) = 0.605 \text{ } (0.59)^2$$

- Στο μέσον του τοίχου :

$$N_{sd} = -102,88 + (-39.83) = -142.71 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 4.14 \text{ kNm}$$

$$e_{mk} = e_m + e_k \quad (6.19)$$

$$\text{➤ } e_k = 0 \text{ (λόγω ερπυσμού)}$$

$$\text{➤ } e_m = 4.14/142.71 + 0 + 1.87/450 = 0.03316$$

οπότε $e_{mk} = 33.16 \text{ mm} > 0.05 t = 15.0 \text{ mm}$

για λυγηρότητα $h_{ef} / t_{ef} = 6.23$ και για $E = 1000f_k$ από το διάγραμμα του Παραρτήματος Η ή από τις εξισώσεις προκύπτει ότι :

$$\Phi_m = 1 - 2 * (33.16/300) = 0.7789$$

² Τιμή της εκκεντρότητας στην κορυφή του τοίχου με h_{ef} το ενεργό ύψος που προκύπτει σύμφωνα με τη μέθοδο Dolce(1989).

Συντελεστής ασφαλείας τοίχου $\gamma_M = 2.2$ (βλέπε Πίνακα 2.1)

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΒΑΣΕΙ EN1996-1-1:2006.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Η τιμή σχεδιασμού του κατακόρυφου φορτίου αντοχής, N_{Rd} , σύμφωνα με τον EN 1996-1-1:2005, ενός μονόστρωτου τοίχου ανά μονάδα μήκους δίνεται από τη σχέση:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \quad (6.20)$$

όπου:

Φ είναι ο μειωτικός συντελεστής της αντοχής, Φ_i , στην κορυφή ή στην βάση του τοίχου, ή Φ_m , στο μέσο του τοίχου, όποιος είναι κατάλληλος, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις συνέπειες της λυγηρότητας και της εκκεντρότητας του φορτίου όπως αυτή έχει προκύψει από την § 6.1.2.2, EN 1996-1-1:2005.

t είναι το πάχος του τοίχου

f_d είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού = f_k / γ_M

f_k χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή λιθοσώματος

Όταν το εμβαδόν της διατομής ενός τοίχου είναι μικρότερο από 0.1 m^2 , η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας, f_d , πρέπει να πολλαπλασιάζεται με τον ακόλουθο συντελεστή:

$$(0.7 + 3A)$$

όπου,

A είναι η φορτιζόμενη οριζόντια διατομή του στοιχείου, σε m^2

$$\text{Απαιτείται : } N_{Rd} = \Phi_{\min} \cdot t \cdot f_d = \Phi_{\min} \cdot t \cdot (f_k / \gamma_M) \quad (6.21)$$

$$f_k = K f_b^{0.7}$$

όπου K είναι μια σταθερά, εξαρτώμενη από τον τύπο του λιθοσώματος και του κονιάματος, λαμβανόμενη από τον Πίνακα 3.3 [3] => $K=0.7$

$$f_b = 11.40 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow f_k = 0.7 \cdot 11.40^{0.7} = 3.85 \text{ N/mm}^2 = 3850 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_{\min} = \Phi_{\text{base}} = 0.605$$

οπότε από (6.21) προκύπτει : $N_{Rd} = 0.605 \cdot 0.30 \cdot (3850 / 2.2) = 318.13 \text{ kN} > 182,53 \text{ kN}$

$$^3N_{Rd} = 0.59 \cdot 0.30 \cdot (3850/2.2) = 311.50 \text{ kN}$$

Άρα ο τοίχος **W5** επαρκεί έναντι θλίψης για τον συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων (1.35g + 1.5 q).

Επισημαίνεται ότι για διαφορετικές συνθήκες στήριξης των τοίχων ο Ευρωκώδικας 6 προδιαγράφει διαφορετικές εξισώσεις υπολογισμού του μειωτικού συντελεστή κατά τον υπολογισμό της αξονικής αντοχής.

6.3.3.3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΑΜΨΗΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (Μ3) ΜΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

Οι έλεγχοι επάρκειας των πεσσών έναντι κάμψης με αξονική δύναμη έγιναν για τους 16 σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης σύμφωνα με τη μέθοδο που περιγράφεται στο κεφάλαιο αυτό. Κάθε πεσός ελέγχθηκε στις στάθμες κατωφλίου και ανωφλίου. Θεωρήθηκε μονοαξονική κάμψη μέσα στο επίπεδο των πεσσών, καθώς οι εκτός επιπέδου καμπτικές ροπές ήταν γενικά μικρές.

Κρίσιμοι σεισμικοί συνδυασμοί κρίθηκαν αυτοί με την μικρότερη αξονική δρώσα δύναμη (COMB 12) και την μέγιστη ροπή κάμψης (COMB 14). Ενδεικτικά, πραγματοποιείται παρακάτω ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού **W3** (2,00x0.30) έναντι κάμψης εντός επιπέδου με αξονική δύναμη σύμφωνα με τον ΕΚ6 για τον σεισμικό συνδυασμό (COMB 14): $G + 0,3 \cdot Q - E_y - 0,3E_x - M(x)$.

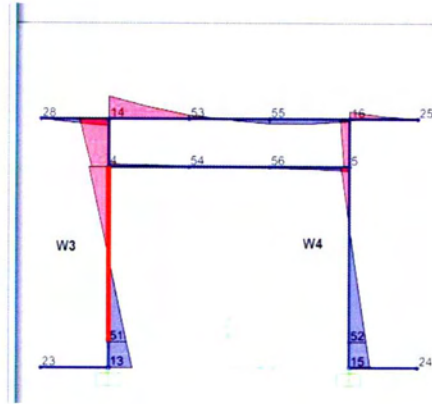
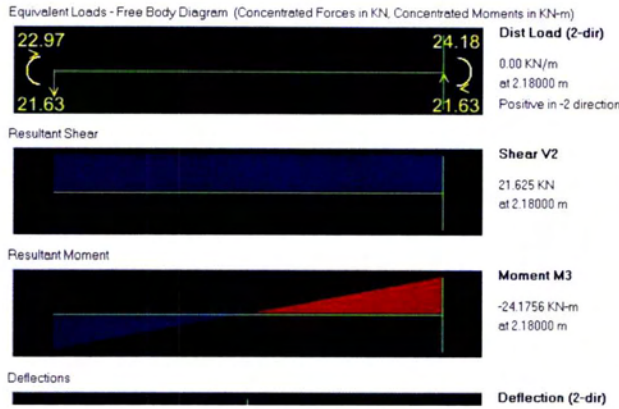
Το διάγραμμα ροπών για εντός επιπέδου κάμψη για τον συγκεκριμένο συνδυασμό δίνεται όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11 με εμφανή την μέγιστη ροπή στην κορυφή του πεσσού.

Προέκυψαν, Ροπή βάσης : $M_{Ed} = 22.96 \text{ kNm}$

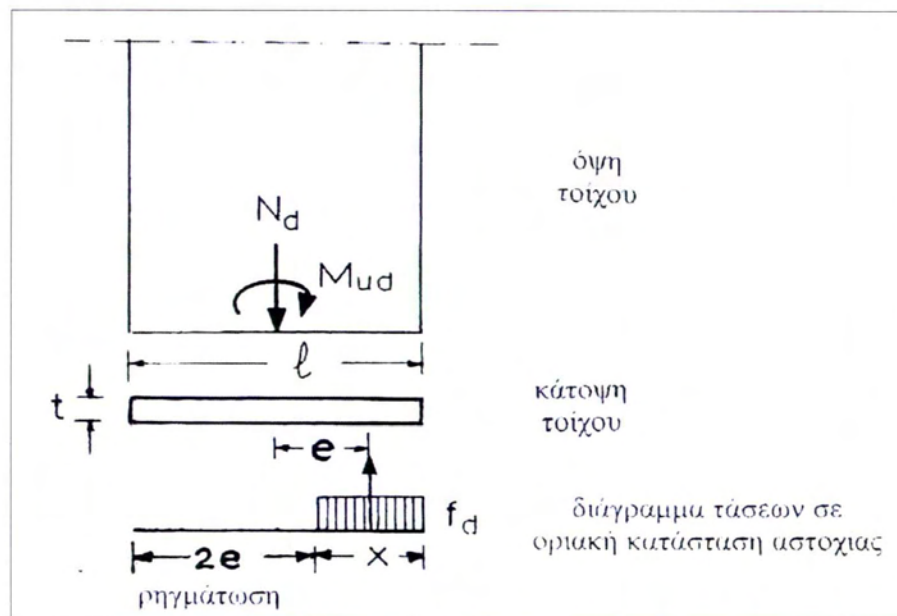
Ροπή κορυφής: $M_{Ed} = -24.18 \text{ kNm (max)}$

Η δρώσα αξονική δύναμη προέκυψε σταθερή καθ' ύψος του τοίχου και ίση με $N_{Ed} = 27.61 + 31.86 = 59.47 \text{ KN}$

³ Τιμή της αντοχής σε θλίψη για τον στατικό συνδυασμό χρησιμοποιώντας το ενεργό ύψος πεσσού, h_{ef} , που προκύπτει από την μέθοδο του Dolce(1989).



Σχήμα 6.11: Διάγραμμα Ροπών Κάμψης (M3) για τον σεισμικό συνδυασμό COMB 14 με εμφανή την μέγιστη τιμή της ροπής στην κορυφή του πεσσού W3.



Σχήμα 6.12 : Ισορροπία ορθογωνικής διατομής τοίχου [13]

Κατά τον έλεγχο της κάμψης θα πρέπει να ισχύει η γενική σχέση : $M_{Ed} \leq M_{Rd}$.

Με την παραδοχή ορθογωνικού διαγράμματος τάσεων κατά την αστοχία (αντί παραβολικού-ορθογωνικού) (Σχήμα 6.12), η ροπή αντοχής ενός τοίχου, μπορεί να υπολογισθεί σύμφωνα με την σχέση (6.22) [13].

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_d}{f_d} \right) \quad (6.22)$$

όπου,

l το μήκος του τοίχου ($l = 2.0 \text{ m}$)

- t το πάχος του τοίχου ($t = 0.30\text{m}$)
- σ_d η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής τάσης, η οποία προκύπτει : $\sigma_d = N_{Ed}/A = 59.47 / (2.0 \cdot 0.30) = 99.11 \text{ kN/m}^2$
- f_d η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής, η οποία προκύπτει: $f_d = f_k/\gamma_M = 3.85\text{MPa} / 1.50 = 2.57 \text{ MPa}$

Χρησιμοποιώντας την σχέση (6.22) προκύπτει $M_{Rd} = 56.02 \text{ kNm}$ τόσο στη βάση όσο και στην κορυφή. Επομένως με δεδομένο ότι $M_{Ed} < M_{Rd}$, συμπεραίνουμε ότι ο πεσσός **W3** επαρκεί έναντι κάμψης εντός του επιπέδου του.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΩΦΛΙΟΥ S(1)

Λόγω των μικρών εφελκυστικών αξονικών δυνάμεων που φέρει το ανώφλι S1 για σχεδόν όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς, ο έλεγχος έναντι κάμψης δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί (βλέπε Πίνακα B-1, Παράρτημα Β). Συνεπώς, το ανώφλι 1 αστοχεί έναντι κάμψης εντός του επιπέδου του.

6.3.3.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΑΜΨΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M2)

Κατά την γραμμική προσομοίωση η επάρκεια έναντι κάμψης εκτός του επιπέδου του πεσσού μπορεί να ελεγχθεί μόνο με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς και όχι με επίπεδο θραύσεων κάθετο στους οριζόντιους αρμούς. Αυτό μπορεί εύκολα να διαπιστωθεί από το σχήμα A1, Παράρτημα Α, όπου παρουσιάζονται οι τοπικοί άξονες του κάθε γραμμικού στοιχείου και οι αντίστοιχες θετικές φορές των καταπονούμενων δυνάμεων και ροπών του.

Οι έλεγχοι επάρκειας των πεσσών έναντι κάμψης εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσης παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς έγιναν για τους 16 σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης και για τον στατικό συνδυασμό. Ενδεικτικά, πραγματοποιείται παρακάτω ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού **W3** κατά τον σεισμικό συνδυασμό $G + 0,3 \cdot Q - E_x - 0,3E_y - M(y)$, (Comb 10)(βλ. Πίνακα B-1, Παράρτημα Β).

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΡΟΠΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ, ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ EN 1996-1-1:2005.

Η τιμή σχεδιασμού της επιβαλλόμενης ροπής σε ένα τοίχο, M_{Ed} , πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από την τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής σε κάμψη, M_{Rd} , όπως παρακάτω :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής, ενός τοίχου υποβαλλόμενου σε φορτία κάθετα στο επίπεδό του, δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$M_{Rd} = f_{xd} Z \quad (6.23)$$

όπου:

f_{xd} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για την κατάλληλη διεύθυνση ροπής σύμφωνα με § 3.6.3, § 6.3.1(4) ή § 6.6.2(9) του EN 1996-1-1:2005.

Z είναι η ροπή αντιστάσεως της εκάστοτε διατομής τοίχου (για τοίχο ορθογωνικής διατομής: $Z_i = L_i t^2/6$)

Από Πίνακα 3.3 και Πίνακα 3.4, για άργιλο και κονίαμα λεπτής στρώσεως προκύπτουν οι χαρακτηριστικές τιμές καμπτικής αντοχής, $f_{xk1} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ και $f_{xk2} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ και χρησιμοποιώντας την σχέση (6.23) προκύπτουν τα εξής:

Για τον σεισμικό συνδυασμό ($\gamma_M = 1,5$),

$$M_{Rd} = \frac{0,15}{1,5} \cdot \frac{300^2}{6} = 1500 \text{ Nm/m} \quad \text{ή} \quad M_{Rd} = 1.5 \text{ KNm/m} \times 2\text{m} = 3.0 \text{ kNm}$$

Ενώ για τον στατικό συνδυασμό ($\gamma_M = 2,2$),

$$M_{Rd} = \frac{0,15}{2,2} \cdot \frac{300^2}{6} = 1022.72 \text{ Nm/m} \quad \text{ή} \quad M_{Rd} = 1.02 \text{ KNm/m} \times 2\text{m} = 2.04 \text{ kNm}$$

Οι αντίστοιχες δρώσες ροπές προέκυψαν :

Στατικός συνδυασμός (1.35g + 1.5q) :

$$M_{Ed} = -0.0216 \text{ kNm} \text{ (max στη βάση του τοίχου)}$$

Σεισμικός συνδυασμός 10, ($G + 0,3 \cdot Q - E_x - 0,3E_y - M(y)$) :

$M_{Ed} = -0.6018 \text{ kNm} < M_{Rd} = 3.0 \text{ kNm} \Rightarrow$ ο πεσσός επαρκεί έναντι κάμψης εκτός του επιπέδου του με θραύση παράλληλα προς τους οριζόντιους αρμούς.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΩΦΛΙΟΥ S(1)

Από την ανάλυση προέκυψαν πολύ μικρές τιμές της ροπής κάμψης εκτός επιπέδου (M2) σε σχέση με την ροπή αντοχής του ανωφλίου, η οποία επειδή ανάγεται σε 1 m που είναι το ύψος του, είναι ίση με $M_{Rd} = 1,02 \text{ KNm}$. Επομένως το ανώφλι 1 αντέχει σε κάμψη εκτός του επιπέδου του με θραύση παράλληλα προς τους οριζόντιους αρμούς.

6.3.3.5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (V2)

Οι έλεγχοι έναντι διάτμησης των πεσσών έγιναν για τους 16 σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης σύμφωνα με τη μέθοδο που περιγράφεται στο παρόν κεφάλαιο. Οι έλεγχοι έγιναν τόσο στη διατομή του κάτω άκρου όσο και στη διατομή του άνω άκρου του ενεργού μήκους του πεσσού, δηλαδή το μήκος της θλιβόμενης ζώνης για το αντίστοιχο ζεύγος M, N με θεώρηση ορθογωνικού διαγράμματος ορθών τάσεων.

Ενδεικτικά, πραγματοποιείται παρακάτω ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού **W5 (5.00x0.30)** και του ανωφλίου **S(1)** έναντι διάτμησης εντός επιπέδου για τον κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό $G + 0,3 \cdot Q + E_y + 0,3E_x - M(x)$ (COMB 8), σύμφωνα με τον EC6.

Η τιμή της δρώσας τέμνουσας, ροπής και της αξονικής λαμβάνεται όπως προκύπτει από την ανάλυση του προγράμματος SAP2000 ως :

$$V_{sd} = -40.53 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -131.75 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = -18.69 \text{ kNm}$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ, V_{Rd} ΒΑΣΕΙ EN1996-1-1.

Η τιμή σχεδιασμού της επιβαλλόμενης τέμνουσας, V_{Ed} , πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από την τιμή σχεδιασμού της αντιστάσεως έναντι τέμνουσας, V_{Rd} , έτσι ώστε:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας αντοχής, V_{Rd} , υπολογίζεται σύμφωνα με τον τύπο :

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M} \quad (6.24)$$

όπου,

γ_M ο συντελεστής ασφαλείας για τον αντίστοιχο συνδυασμό φόρτισης, λαμβάνεται από την §2.4.1(1), EN 1996-1-1:2005 και ισούται με 1.5 για τον σεισμικό συνδυασμό και 2.2 για τον στατικό συνδυασμό.

l_c είναι το μήκος της θλιβόμενης ζώνης του τοίχου, με παραδοχή γραμμικής κατανομής τάσεων

f_{vk} είναι η χαρακτηριστική τιμή της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας, όπως προκύπτει από την 3.6.3, βάσει του κατακόρυφου φορτίου του αναλαμβανόμενου από την θλιβόμενη ζώνη του τοίχου και αμελώντας όλα τα τμήματα του τοίχου τα οποία υποβάλλονται σε εφελκυσμό.

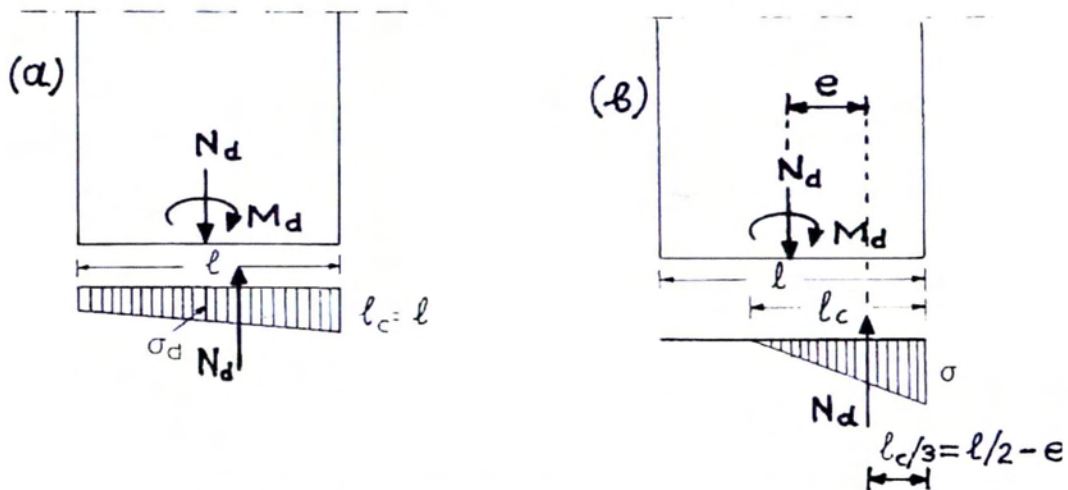
f_{vk} είναι η χαρακτηριστική τιμή της διατμητικής αντοχής όπως προκύπτει από τη σχέση: $f_{vk} = f_{vko} + 0.4\sigma_d \leq 0.065f_b$ ή f_{vlt}

f_b η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος, λαμβάνεται ως 11,40 N/mm²
 f_{vko} λαμβάνεται η τιμή 0,30 N/mm² από τον Πίνακα 3.5 ,
 f_{vt} η μέγιστη διατμητική τιμή

$$\sigma_d = N / (t \cdot l_c) = -131.75 / 0.30 \cdot 5.00 = 87.84 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_d = 0,30 + 0,4 \cdot \frac{131.75}{1000} = 0.34 \text{ MPa} \leq 0.065 f_b = 0.741$$

$$\rightarrow f_{vk} = 340 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 6.13: Μήκος θλιβόμενης ζώνης τοίχου με παραδοχή γραμμικής κατανομής τάσεων [13].

Κύρια παραδοχή του ελέγχου: Θεωρείται ότι υπό φορτία σχεδιασμού N_{Ed} , M_{Ed} δημιουργείται γραμμικό διάγραμμα ορθών θλιπτικών τάσεων και συγχρόνως η τυχόν ρηγματωμένη (λόγω εφελκυσμού) περιοχή του τοίχου (τμήμα χωρίς τάσεις στο Σχ. 6.13β) δεν αντιστέκεται σε τέμνουσα.

Κατά συνέπεια, το πρώτο βήμα της υπολογιστικής διαδικασίας είναι να προσδιοριστεί η τιμή του l_c . Αν η εκκεντρότητα $e = \frac{M}{N} \leq 1/6$ (βλέπε Σχ.6.13 (α)) τότε $l_c = l$ (δεν υπάρχει ρηγματωμένη ζώνη). Αν αντίθετα $e > 1/6$ (βλέπε Σχ.6.13 (β)) τότε $l_c < l$ διότι υπάρχει ρηγματώση.

Τότε ισχύουν τα εξής:

$$\frac{l_c}{3} = \frac{l}{2} - e \Rightarrow l_c = 3\left(\frac{l}{2} - e\right) \quad (6.25)$$

Από (6.24) προκύπτει ότι, $V_{Rd} = 340 \cdot 0.30 \cdot 5 / 1.5 = 335.13 \text{ kN}$

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{18.69}{131.75} \Rightarrow 0.14 < 1/6 \quad \text{άρα δεν υπάρχει ρηγμάτωση}$$

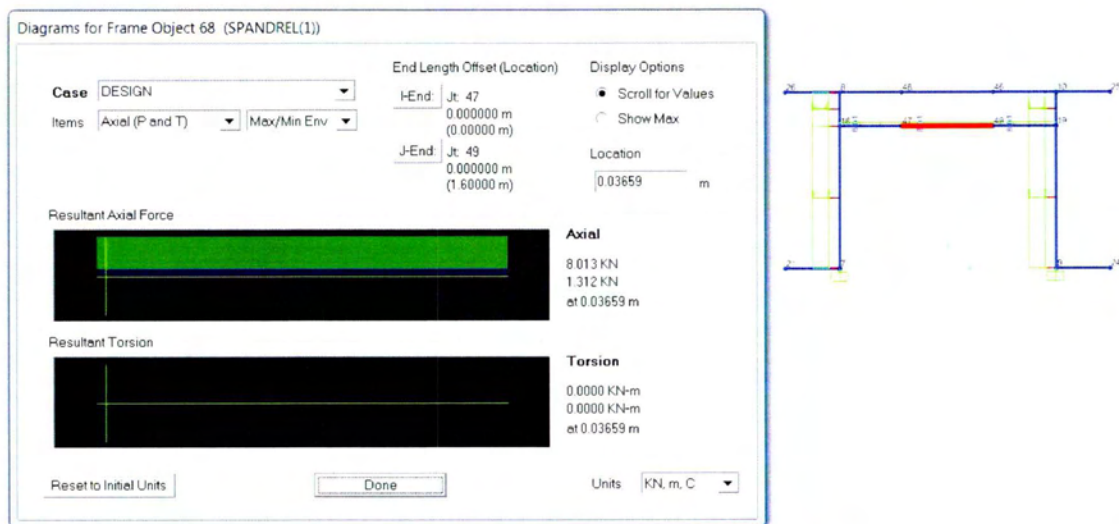
$$l_c = l = 5.00\text{m}$$

(δηλαδή όλο το μήκος του τοίχου συνεισφέρει στην παραλαβή τέμνουσας)

Προκύπτει ότι κατά απόλυτη τιμή ισχύει η σχέση $VE_d < V_{Rd} \Rightarrow$ ο πεσσός επαρκεί έναντι τέμνουσας δύναμης.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΩΦΛΙΟΥ S(1)

Το ανώφλι 1 δεν μπορεί να αναλάβει τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη, η οποία είναι κάθετη στην τέμνουσα, είναι θετική (+8.01KN) σε όλο το ύψος στις θέσεις ελέγχου για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων (Σχήμα 6.14). Συνεπώς το ανώφλι 1 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.



Σχήμα 6.14: Περιβάλλουσα (DESIGN) αξονικής δύναμης (P) στο ανώφλι 1 όπως φαίνεται δεξιά της εικόνας.

6.3.4 ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ 1

Παραδοχές

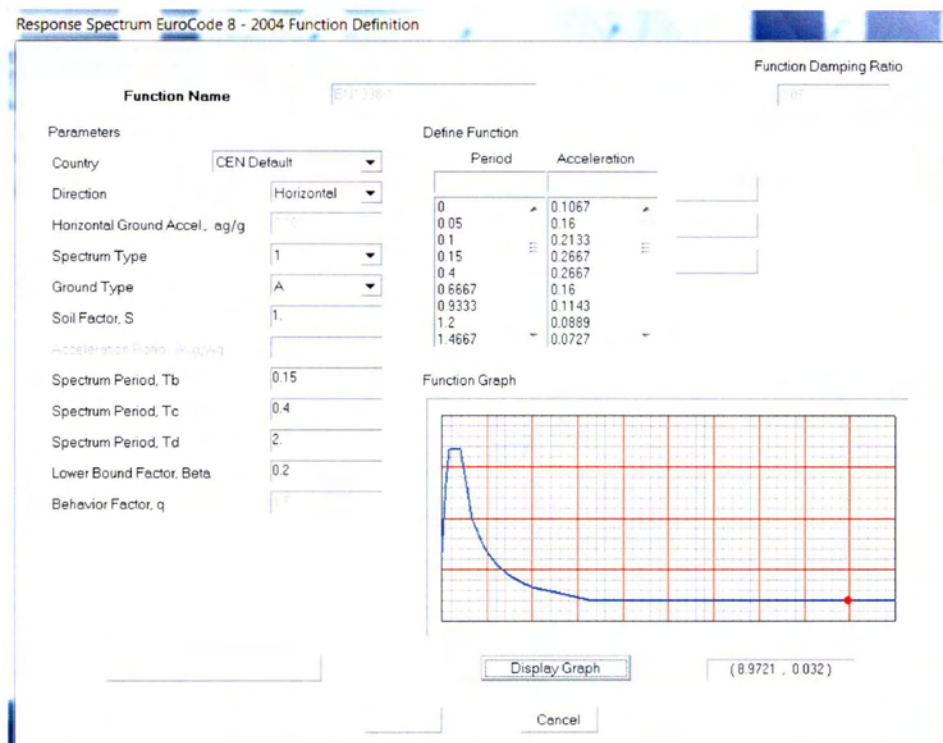
- Η μάζα που ταλαντώνεται είναι συγκεντρωμένη στο Κ.Β της οροφής και λαμβάνεται ως το ½ της συνολικής μάζας, $m_{ολ}=44.06tn$, όπως υπολογίστηκε κατά την ελαστική ανάλυση.

- Η ροπή αδράνειας υπολογίστηκε προσεγγιστικά με βάση την ακόλουθη σχέση :

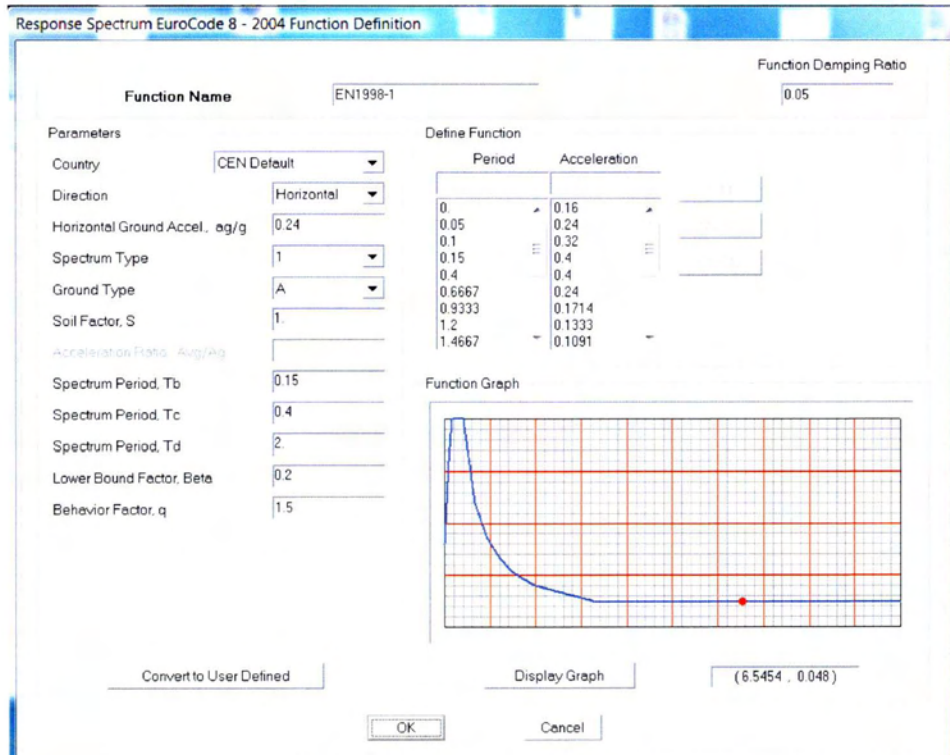
$$J_m = m_{ολ} \times \left(\frac{\alpha^2 + b^2}{12} \right) = 44.06 * (5^2 + 6^2) / 12 = 223.97 \text{ m}^4$$

Όπου, α και β οι διαστάσεις του κτιρίου

- Η διαφραγματική λειτουργία λόγω ύπαρξης πλάκας προσομοιώθηκε με την εντολή Diaphragm (Επιλογή όλων των κόμβων στο ύψος του διαφράγματος ->assign->joints->constraints->DIAPH1 όπου δεσμεύονται και οι έξι βαθμοί ελευθερίας, μετατοπίσεις και στροφές κατά x,y,z).
- Τα χαρακτηριστικά του φάσματος επιταχύνσεων που χρησιμοποιήθηκαν κατά την ανάλυση στην περίπτωση της Ζώνης Ι δίνονται παρακάτω (Σχ.6.15-16) :



Σχήμα 6.15: Ορισμός των χαρακτηριστικών του Φάσματος Επιταχύνσεων κατά τον Ευρωκώδικα 8 για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι στο πρόγραμμα SAP2000 V.15.



Σχήμα 6.16: Ορισμός των χαρακτηριστικών του Φάσματος Επιταχύνσεων κατά τον Ευρωκώδικα 8 για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II στο πρόγραμμα SAP2000 V.15.

ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Επειδή πρόκειται για το ίδιο μοντέλο, τα φορτία κατασκευής τόσο μονίμων και κινητών όσο και σεισμικών φορτίων παραμένουν τα ίδια όπως υπολογίστηκαν κατά την γραμμική ελαστική ανάλυση (βλ. §6.3.2.2). Επίσης λήφθηκε υπόψη και η τυχηματική στρεπτική επίδραση.

Τυχηματική Στρεπτική επίδραση (§ 4.3.2, Σχέση 4.17, EN1998-1) :

$$M_{στρ} = e_{ai} \times F_i \quad (6.26)$$

όπου,

$$e_{ai} = 0.05L_i \quad (L_i : \text{οι πλευρές του κτιρίου})$$

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Κατά την επίλυση ορίστηκαν συγκεκριμένοι συνδυασμοί δράσεων, οι εξής παρακάτω:

- **Συνδυασμοί μόνιμων και κινητών φορτίων**

Όπως και στην ελαστική ανάλυση, πραγματοποιήθηκε ο στατικός συνδυασμός :

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$g + 0.3q \quad (\text{λόγω σεισμού})$$

- **Σεισμικοί συνδυασμοί**

- Σεισμός κατά Χ (FASMATIKOS-X):
- Σεισμός κατά Υ (FASMATIKOS-Y):

- SEISM-1: FASMATIKOS-X (Scale Factor: 1)
TORSION-Ly (Scale Factor: 1)

- SEISM-2: FASMATIKOS-X (Scale Factor: 1)
TORSION-Ly (Scale Factor: -1)

- SEISM-3: FASMATIKOS-Y (Scale Factor: 1)
TORSION-Lx (Scale Factor: 1)

- SEISM-4: FASMATIKOS-Y (Scale Factor: 1)
TORSION-Lx (Scale Factor: -1)

- SEISM-X: Πρόκειται για την περιβάλλουσα των συνδυασμών SEISM-1, SEISM-2.
- SEISM-Y: Πρόκειται για την περιβάλλουσα των συνδυασμών SEISM-3, SEISM-4.
- ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ: : Πρόκειται για την περιβάλλουσα των συνδυασμών SEISM-X, SEISM-Y.
- SEISM FINAL-1: ΧΟΡΙΚΙ ΕΠΑΛΛΙΛΙΑ (Scale Factor: 1)
CASE 4 (g+0.3q) (Scale Factor: 1)

- SEISM FINAL-2: ΧΟΡΙΚΙ ΕΠΑΛΛΙΛΙΑ (Scale Factor: -1)
CASE 4 (g+0.3q) (Scale Factor: 1)

- FINAL SEISM : Πρόκειται για την περιβάλλουσα των συνδυασμών SEISM FINAL-1, SEISM FINAL-2.

- Τελικός Συνδυασμός (DESIGN): Case 1 (1.35g+1.5q) + Σεισμός
Πρόκειται για την περιβάλλουσα των FINAL SEISM + Envelope 1.35g+1.5q.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΕΣΣΩΝ ΚΑΙ ΑΝΩΦΛΙΩΝ

Οι έλεγχοι των πεσσών και των ανωφλίων πραγματοποιούνται όπως και στην ελαστική ανάλυση. Εξάγονται τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα προς εξέταση στοιχεία και πραγματοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας. Λαμβάνονται οι τιμές των αξονικών δυνάμεων $N(g+0.3q)$ και ελέγχονται με τις δρώσες τιμές των ροπών και των διατμητικών δυνάμεων από την περιβάλλουσα όλων των συνδυασμών (DESIGN). Η πινακοποίηση των ελέγχων τόσο σε κάμψης όσο και σε διάτμηση βρίσκεται στο παράρτημα Β (βλ.Πίνακες Β3-4).

6.3.4.1 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Από την σύγκριση των δύο μεθόδων ανάλυσης του γραμμικού μοντέλου μπορούν να διατυπωθούν τα εξής:

- Κατά την γραμμική ανάλυση οριζόντιων φορτίων πραγματοποιήθηκαν 17 συνδυασμοί φορτίσεως από τους οποίους προέκυψε ότι όλοι οι πεσσοί επαρκούν τόσο έναντι κάμψης (εκτός και εντός επιπέδου) όσο και έναντι διάτμησης. Όμως τα ανώφλια για τους περισσότερους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης αστοχούν καμπτικά και διατμητικά (βλ. Παράρτημα Β, Πίνακες Β1-2), γεγονός που ήταν αναμενόμενο για το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε. Κατά την δυναμική ανάλυση φάσματος τα εντατικά μεγέθη που ελέγχθησαν ήταν αυτά που προέκυψαν από τον τελικό συνδυασμό (design). Επαληθεύτηκαν τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης τόσο για την επάρκεια των πεσσών όσο και για την αστοχία των ανωφλίων.
- Βρέθηκε ότι η φασματική ανάλυση έναντι της στατικής είναι πιο ευνοϊκή λόγω του γεγονότος ότι λήφθηκε κατά τον σχεδιασμό η αξονική από τον συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων ($N = g + 0.3q$).
- Πλεονέκτημα της ελαστικής ανάλυσης είναι ότι τα μεγέθη που ελέγχονται (M , N , V) είναι ταυτόχρονα σε αντίθεση με τη δυναμική φασματική όπου λαμβάνεται η περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών.

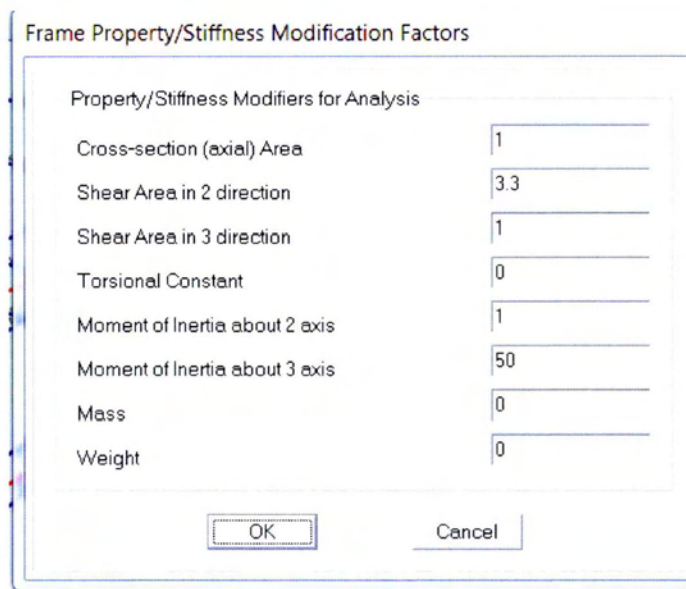
6.3.5 ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟ ΜΟΝΤΕΛΟ

6.3.5.1 ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΓΡΑΜΜΙΚΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ

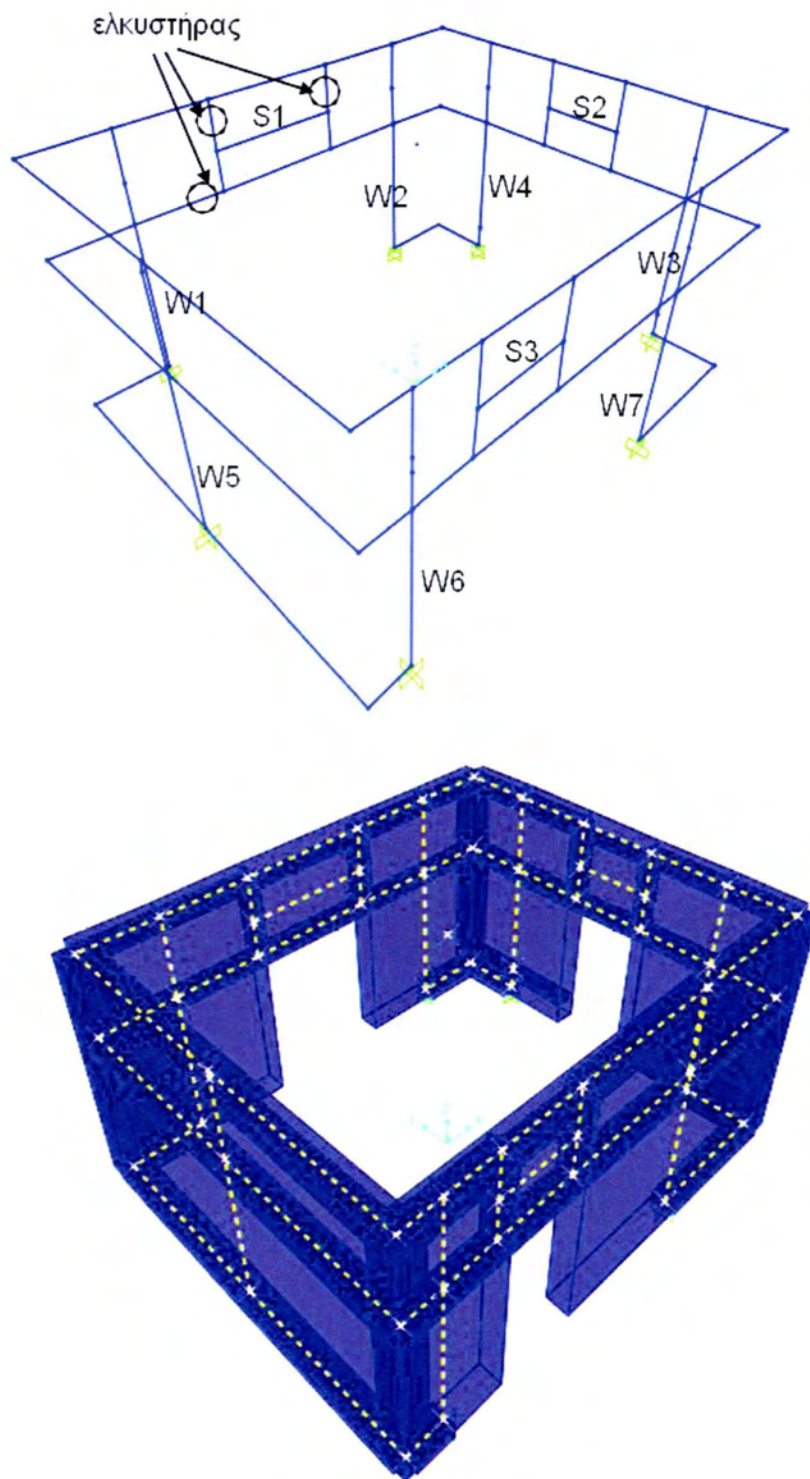
Από τα αποτελέσματα του πρώτου μοντέλου προέκυψε ότι στα υπέρθυρα αναπτύσσονται εφελκυστικές δυνάμεις εξ αιτίας των οποίων τα στοιχεία αυτά αστοχούν έστω και υπό μικρή σεισμική δράση. Για τον λόγο αυτόν αποφασίστηκε η ενίσχυση του κτιρίου μέσω ελκυστήρων από οπλισμένο σκυρόδεμα, διαστάσεων 30x15 cm γύρω από κάθε ανώφλι καθώς και μέσω ενός επί πλέον οριζοντίου διαζώματος, διαστάσεων 30x15 cm, στην κάτω πλευρά των ανοιγμάτων (σε απόσταση 2.0 m από την θεμελίωση του κτιρίου). Με τον τρόπο αυτόν δημιουργείται ένα κλειστό «κουτί» από σκυρόδεμα το οποίο εγκιβωτίζει τα υπέρθυρα και το οποίο θα είναι σε θέση να αναλαμβάνει τις εφελκυστικές δυνάμεις που τυχόν αναπτυχθούν. Ως εκ τούτου

Η γραμμική προσομοίωση του μοντέλου έγινε με βάση την θεωρία των Dolce-Magenes (2004) για τον υπολογισμό του ενεργού ύψους κάθε πεσσού, μόνο που εδώ με την του περιμετρικού διαζώματος πάνω από τα ανοίγματα το ενεργό ύψος του κάθε πεσσού μειώνεται όπως φαίνεται στα Σχήματα 6.19-6.22. Χωρίζονται δηλαδή οι πεσσοί σε δύο τμήματα, άνωθεν του ελκυστήρα και κάτωθεν του, τα οποία λαμβάνονται ως παραμορφώσιμα μέλη. Οι ελκυστήρες από Ο/Σ θεωρούνται παραμορφώσιμοι με πολλαπλασιαστές ακαμψίας όπως φαίνονται στο Σχήμα 6.17.

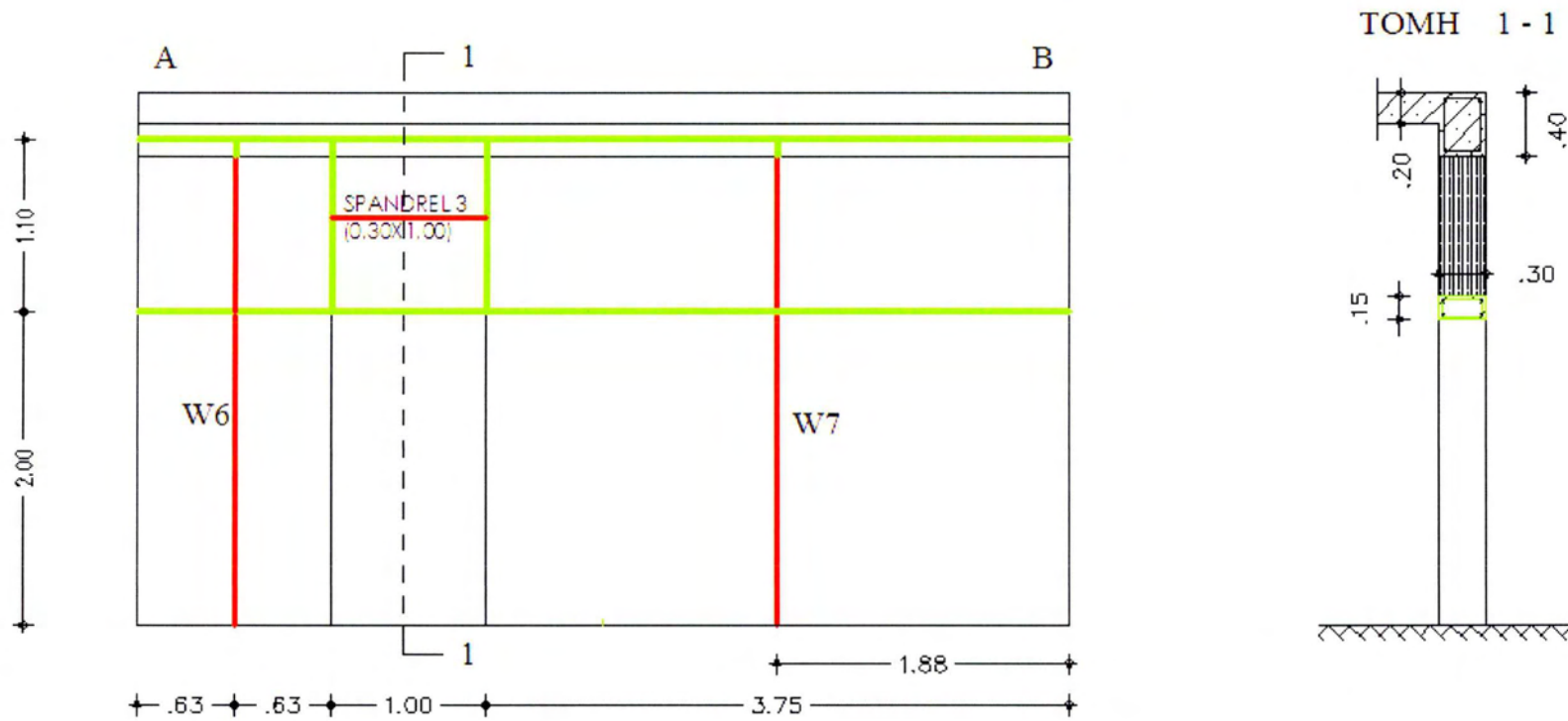
Με την εν λόγω ενίσχυση, δεν απαιτείται πλέον ο έλεγχος επάρκειας των υπέρθυρων (έναντι τέμνουσας, και έναντι κάμψης εντός και εκτός επιπέδου) αφού τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη θα παραλαμβάνονται απ'ευθείας από το περιβάλλον πλαίσιο σκυροδέματος. Επίσης, σύμφωνα με την βιβλιογραφία [37] ένα οριζόντιο διάζωμα στη στάθμη των ανοιγμάτων που ενώνει του τοίχους που βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο, προσδίδει στιβαρότητα και μία επιφόρτιση στο σύστημα, επιτρέποντας την ανακατανομή της διατμητικής δύναμης στους τοίχους. Ακολουθούν οι όψεις του τροποποιημένου μοντέλου με εμφανές το ισοδύναμο πλαίσιο και οι αντίστοιχες τομές (βλ. Σχήματα 6.19-6.22) ενώ οι τρισδιάστατες απεικονίσεις του μοντέλου στο SAP2000 φαίνονται στο Σχήμα 6.18.



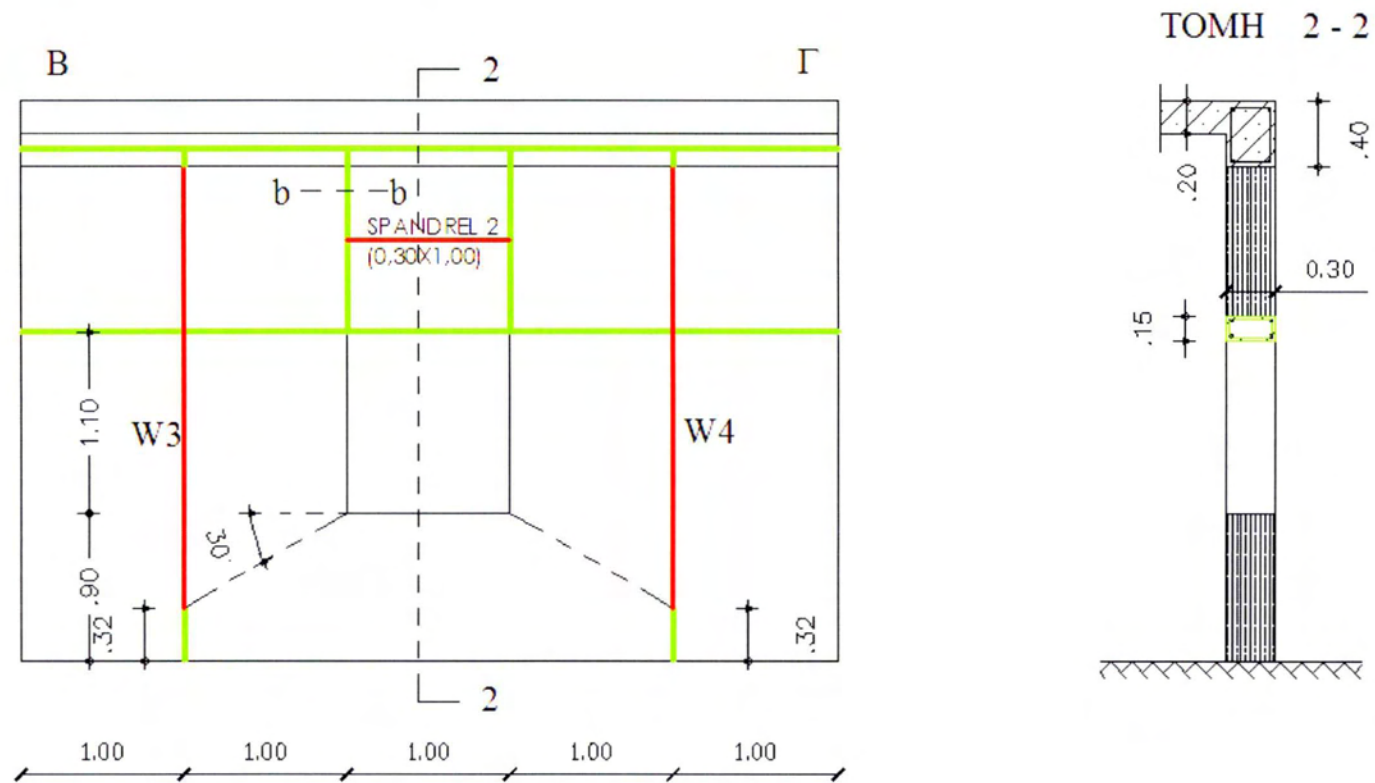
Σχήμα 6.17: Τροποποίηση των ιδιοτήτων των διατομών των δοκών από Ο/Σ- ελκυστήρες (εμβαδόν, ροπές αδράνειας κλπ.) μέσω κατάλληλων πολλαπλασιαστών (modifiers).



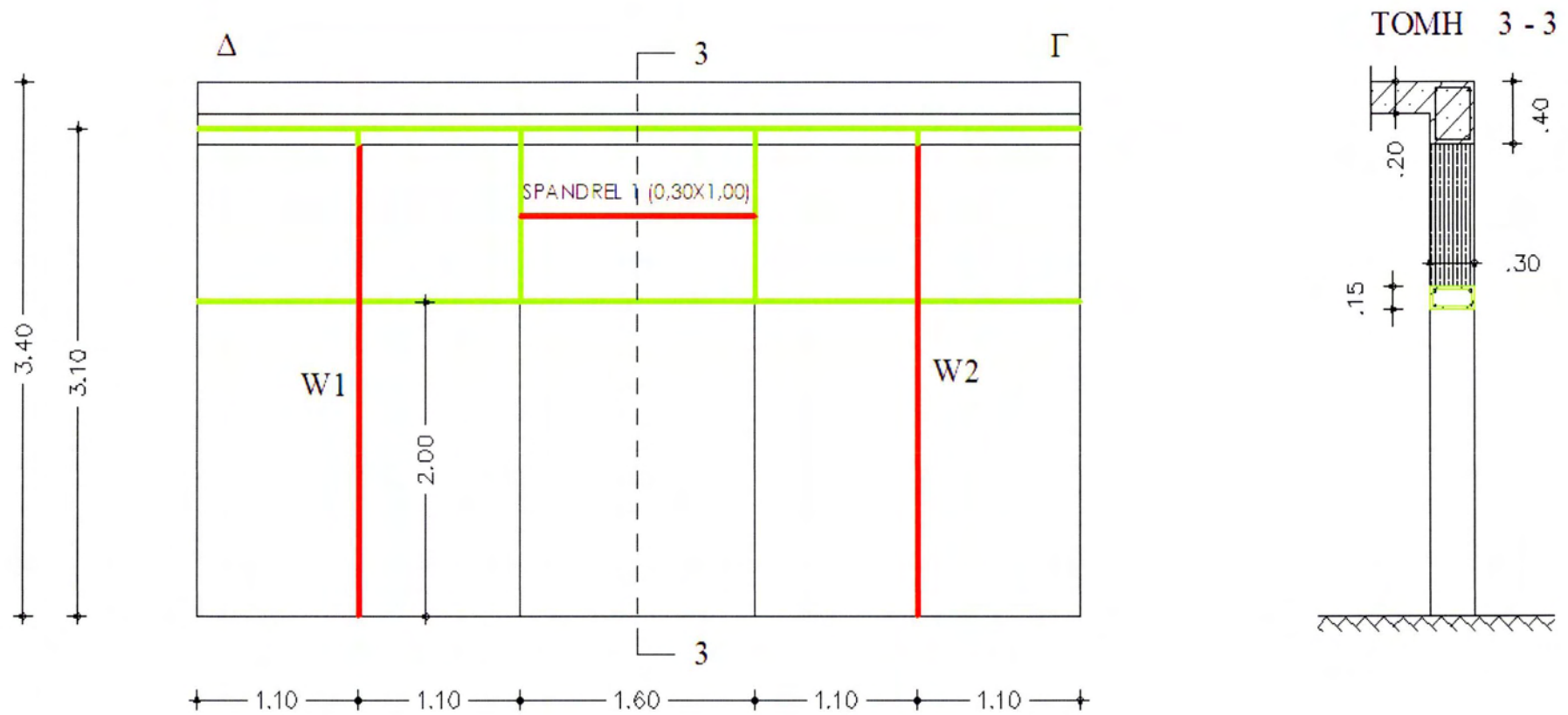
Σχήμα 6.18: Τρισδιάστατη απεικόνιση της προσομοίωσης του τροποποιημένου μοντέλου με τη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου με εμφάνη την ονοματολογία των στοιχείων στο SAP2000 (άνω) και σε μορφή extrude (κάτω).



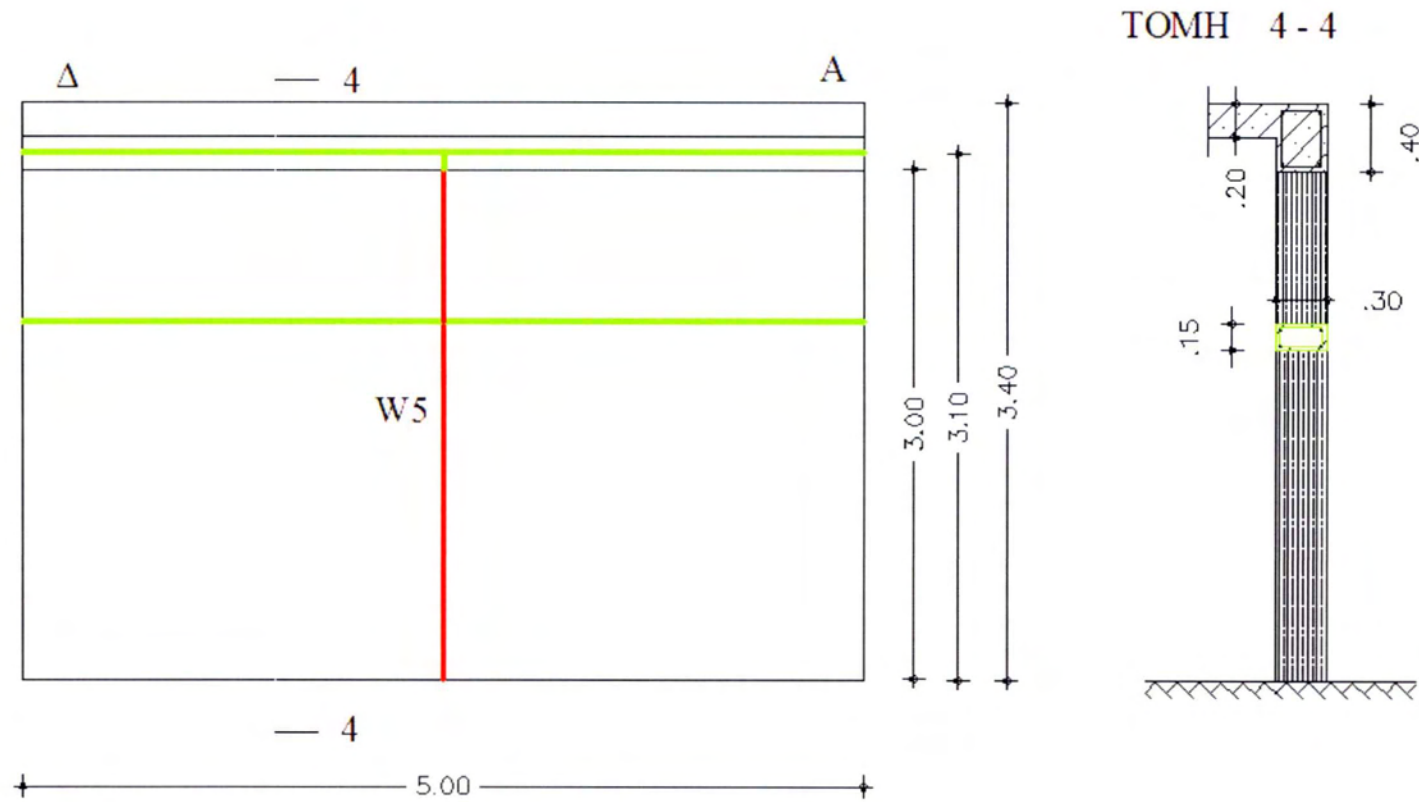
Σχήμα 6.19: Οψη AB, μονόροφου ενισχυμένου μοντέλου κατόψεως [5x 6 m²], με εμφανές το ισοδύναμο πλαίσιο κατά τη γραμμική προσομοίωση στο SAP2000(αριστερά) και η Τομή 1-1 (δεξιά).



Σχήμα 6.20: Οψη ΒΓ, μονόροφου ενισχυμένου μοντέλου κατόψεως [5x 6 m²], με εμφανές το ισοδύναμο πλαίσιο κατά τη γραμμική προσομοίωση στο SAP2000(αριστερά) και η Τομή 2-2 (δεξιά).



Σχήμα 6.21: Οψη ΓΔ, μονόροφου ενισχυμένου μοντέλου κατόψεως [5x 6 m²], με εμφανές το ισόδυναμο πλαίσιο κατά τη γραμμική προσομοίωση στο SAP2000(αριστερά) και η Τομή 3-3 (δεξιά).



Σχήμα 6.22: Οψη ΔΑ, μονόροφου ενισχυμένου μοντέλου κατόψεως [5x 6 m²], με εμφανές το ισοδύναμο πλαίσιο κατά τη γραμμική προσομοίωση στο SAP2000(αριστερά) και η Τομή 4-4 (δεξιά).

Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται οι διαφορές και οι ομοιότητες του τροποποιημένου μοντέλου ενίσχυσης με και εκείνο των Magenes (2004) – Dolce (1989).

Πίνακας 6.6 : Σύγκριση των δύο μοντέλων κατά την ανάλυση στο SAP2000

Magenes-Dolce model (1989-2004)	Τροποποιημένο Μοντέλο Ενίσχυσης
Rigid zones για τη δήλωση των παραθύρων – ανοιγμάτων, χωρίς να ελέγχεται το κατώφλι στην περίπτωση που υπάρχει.	Το ίδιο
Πολλαπλασιαστές ακαμψίας για rigid zones	Το ίδιο
Το τμήμα του δοκαριού πάνω από το ανώφλι, στο ύψος του διαφράγματος, δηλώνεται ως παραμορφώσιμο.	Δηλώνεται ως απαραμόρφωτο
Παραμορφώσιμα στοιχεία τοιχοποιίας με πολλαπλασιαστές ακαμψίας για την τέμνουσα και ροπή με την τιμή 0.5	Το ίδιο
	Παραμορφώσιμα στοιχεία Ο/Σ πρόσθετα στην περίμετρο των υπέρθυρων (δεν λαμβάνεται υπόψη η ρηγμάτωση).
Πολλαπλασιαστής στρέψης 0 (Πρακτικώς δύστροπο)	Το ίδιο

6.3.5.2 ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ

Η μέθοδος εφαρμόστηκε για ίδιες παραμέτρους με την ελαστική ανάλυση (§6.3.2.1) (Παράρτημα Β, Πιν.Β-5, Β-6).

Η ιδιομορφική ανάλυση του μοντέλου στο πρόγραμμα έδωσε:

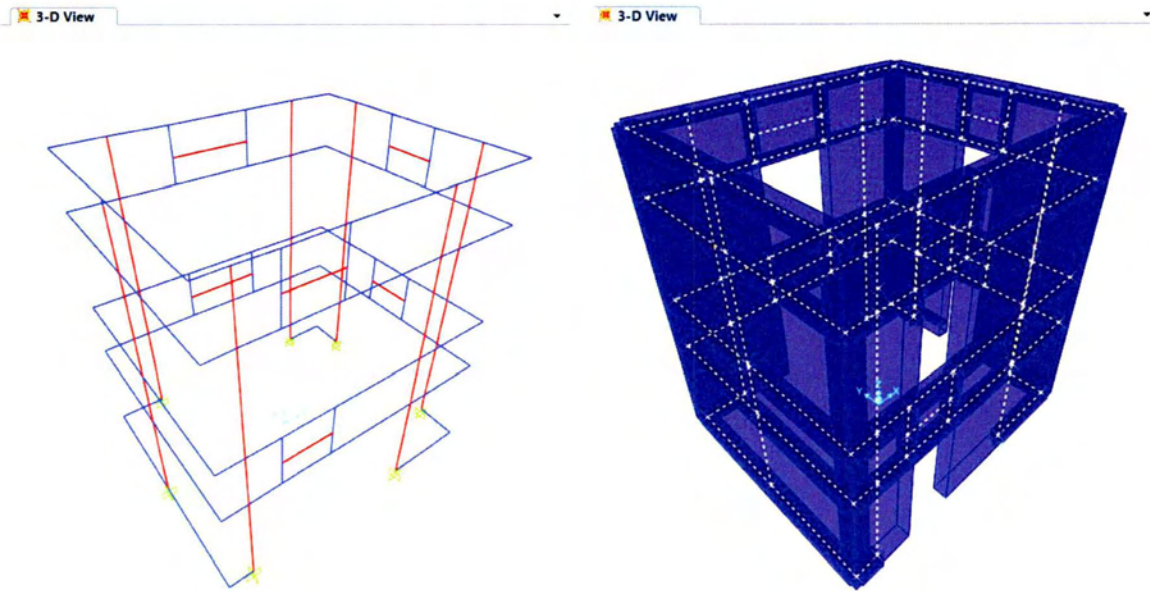
Mode 1: $T=0.060$ s

Mode 2: $T=0.049$ s

6.3.5.3 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

- Παρατηρήθηκε ολική επάρκεια (έναντι κάμψης και διάτμησης) των πεσσών για το μοντέλο στη Ζώνη I (βλ. Παράρτημα Β, Πίνακες Β.5- Β.6).
- Ενώ για την Ζώνη II παρατηρήθηκε αστοχία έναντι κάμψης εντός επιπέδου για τον πεσσό W3 με συντελεστή ασφαλείας 1.17 και οριακή επάρκεια έναντι κάμψης για τον πεσσό W4 (βλ. Παράρτημα Β, Πίνακες Β.9- Β.10).
- Σημειώνεται ότι μετά την ενίσχυση στο τροποποιημένο μοντέλο δεν χρειάζεται να ελεγχθεί η επάρκεια έναντι κάμψης και διάτμησης εντός του επιπέδου στην περιοχή των ανωφλίων καθώς είναι εμφανές ότι με το πλαίσιο των ελκυστήρων γύρω από την περιοχή των ανωφλίων, η αξονική δύναμη που θα δρούσε στο ανώφλι λόγω σεισμού, αναλαμβάνεται πλήρως από τους ελκυστήρες από Ο/Σ και λειτουργεί κατά κάποιο τρόπο ως εμφαντούμενο τοίχωμα. Έτσι τα ανώφλια πλέον δεν ελέγχονται ως μεμονωμένα στοιχεία φέρουσας τοιχοποιίας αλλά συνδυάζονται με τα πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα που τα περιφράζουν.
- Σημειώνεται και εδώ ότι δεν πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος έναντι θλίψης των πεσσών καθώς θεωρήθηκε δεδομένη η επάρκειά τους.

6.3.6 ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΓΡΑΜΜΙΚΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ



Σχήμα 6.23: Τρισδιάστατη απεικόνιση της προσομοίωσης του 2όροφου μοντέλου με τη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου (αριστερά) και σε μορφή extrude (δεξιά).

Αρχικώς υπολογίζονται οι δρώσες σεισμικές δυνάμεις με σκοπό να υπολογιστούν όπως και στην περίπτωση του μονόροφου οι στρεπτικές ροπές λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας. Οι σεισμικοί συνδυασμοί φορτίσεως είναι οι ίδιοι που χρησιμοποιήθηκαν στην § 6.3.4.

Υπολογισμός Σεισμικών Δυνάμεων

- Εύρεση $W_{ολ}$

$$W_{ολ} = \sum (G_i + y_i Q_i) = G_{πλάκας} + G_{διαζ} + G_{τοιχων} + 0,3 \cdot Q_{πλάκας}$$

$$G_{πλάκας} = (5 \cdot 6) m^2 \times (7,0 kN / m^2 + 0,3 \times 3,5 kN / m^2) \times 2 = 483,00 kN$$

$$G_{διαζ} = (0,3 m \cdot 0,2 m \cdot 25 kN / m^3) \times (6 + 5) m \times 2 = 33 kN \times 2 = 66 kN$$

$$G_{τοιχων} = (315,415 \times 2) \times \frac{3}{4} = 473,12 kN$$

$$W_{ολ} = 483,00 + 66 + 473,12 = 1022,12 kN$$

$$\text{Συνολική Μάζα : } m_{ολ} = \frac{1022.12}{9.81} = 105.31 \text{ tn}$$

$$m_1 = 61.25 \text{ tn}$$

$$m_2 = 44.06 \text{ tn}$$

Από την γεωμετρία του κτιρίου προκύπτει:

ΤΟΙΧΟΣ	ΠΑΧΟΣ, t_w (m)	ΜΗΚΟΣ L_w (m)	ΕΜΒΑΔΟΝ ΔΙΑΤΟΜΗΣ, A_w	$A_i \times (0.2 + (l_i/H))^2$
W1	0.3	2.2	0.66	0.211933333
W2	0.3	2.2	0.66	0.211933333
W3	0.3	2	0.6	0.170666667
W4	0.3	2	0.6	0.170666667
W5	0.3	5	1.5	1.601666667
W6	0.3	1.25	0.375	0.062526042
W7	0.3	3.75	1.125	0.765703125

Χρησιμοποιώντας τις παραπάνω σχέσεις για τον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων προκύπτουν τα εξής:

$A_c(x)$	1.252095833
$A_c(y)$	1.943
$C_t(x)$	0.067025873
$C_t(y)$	0.053805276

$T_1(x)$	0.15278595
$T_1(y)$	0.122649506

Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για σεισμική δράση στη διεύθυνση χ (παράλληλα προς την μεγάλη πλευρά του κτιρίου):

$$T_1(x) = 0.152 \text{ s}$$

Ισχύει $T_1(x) > 0.15 \text{ s}$ επομένως,

$$S_{ax}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S \cdot \frac{2.5}{1.5} \quad (6.29)$$

Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για σεισμική δράση στη διεύθυνση γ (παράλληλα προς την μικρή πλευρά του κτιρίου):

$$T_1(y) = 0.122 \text{ s}$$

Ισχύει $T_1(y) < 0.15 \text{ s}$ επομένως,

$$S_{ay}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T_1(y)}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{0.122}{0.15} \left(\frac{2.5}{1.5} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (6.30)$$

Η αντίστοιχη ιδιοπερίδος που υπολογίστηκε από την ιδιομορφική ανάλυση του μοντέλου στο πρόγραμμα έδωσε:

Mode 1: $T=0.1263 \text{ s}$

Mode 2: $T=0.1104 \text{ s}$

Η σεισμική δύναμη που μεταβιβάζεται στην κατασκευή εφαρμόζεται ως στατικό φορτίο στο κέντρο βάρους της οροφής. Η συνολική δύναμη που μεταφέρεται στην κατασκευή ανά διεύθυνση είναι :

$$F = M_{ολ} \cdot S_d(T) = \frac{W_{ολ}}{g} \cdot a \quad (6.31)$$

όπου,

$S_d(T)$ η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

Από πίνακα 1.3, EC8 για κτίριο σύνηθες $\Rightarrow \gamma_1=1$

Από πίνακα 1.2, EC8 για Ζώνη Σεισμικότητας I $\Rightarrow \frac{a_{gR}}{g} = 0,16 \Rightarrow a_{gR} = 1,5696$

Για κατηγορία εδάφους A $\Rightarrow S=1.0$, $T_B(s) = 0,15$, $T_C(s) = 0,50$, $T_D(s) = 2,0$ (6.32)

Για Ζώνη Ι , από (6.31),(6.29) και (6.32)→ $F_{ολ}(x) = \frac{1022,12}{g} \cdot 0,26g = 265,75kN$

Για Ζώνη Ι , από (6.31),(6.30) και (6.32)→ $F_{ολ}(y) = \frac{1022,12}{g} \cdot 0,236g = 241,22kN$

$$F_1(x) = F_{ολ}(x) \frac{m_1 \cdot z_1}{\sum m_i \cdot z_i} = 265,75 \cdot \frac{61,25 \cdot 3,1}{61,25 \cdot 3,1 + 44,06 \cdot 6,2} = 108,97kN$$

$$F_2(x) = F_{ολ}(x) \frac{m_2 \cdot z_2}{\sum m_i \cdot z_i} = 156,78kN$$

$$F_1(y) = F_{ολ}(y) \frac{m_1 \cdot z_1}{\sum m_i \cdot z_i} = 241,22 \cdot \frac{61,25 \cdot 3,1}{61,25 \cdot 3,1 + 44,06 \cdot 6,2} = 98,91kN$$

$$F_2(y) = F_{ολ}(y) \frac{m_2 \cdot z_2}{\sum m_i \cdot z_i} = 142,30kN$$

Αντίστοιχα, για Ζώνη ΙΙ, προκύπτουν οι εξής δρώσες δυνάμεις:

Από (6.31),(6.29) και (6.32)→ $F_{ολ}(x) = \frac{1022,12}{g} \cdot 0,40g = 408,85kN$

Από (6.31),(6.30) και (6.32)→ $F_{ολ}(y) = \frac{1022,12}{g} \cdot 0,35g = 357,74kN$

$$F_1(x) = F_{ολ}(x) \frac{m_1 \cdot z_1}{\sum m_i \cdot z_i} = 408,85 \cdot \frac{61,25 \cdot 3,1}{61,25 \cdot 3,1 + 44,06 \cdot 6,2} = 167,65kN$$

$$F_2(x) = F_{ολ}(x) \frac{m_2 \cdot z_2}{\sum m_i \cdot z_i} = 241,19kN$$

$$F_1(y) = F_{ολ}(y) \frac{m_1 \cdot z_1}{\sum m_i \cdot z_i} = 357,74 \cdot \frac{61,25 \cdot 3,1}{61,25 \cdot 3,1 + 44,06 \cdot 6,2} = 146,69kN$$

$$F_2(y) = F_{ολ}(y) \frac{m_2 \cdot z_2}{\sum m_i \cdot z_i} = 211,05kN$$

Τυχηματικές Στρεπτικές Ροπές

Για Ζώνη Ι προκύπτουν :

1^{ος} όροφος : $M_x = E_x \cdot 0,05 \cdot L_y = 108,97 \cdot 0,05 \cdot 5,0 = 27,24 \text{ kNm}$
 $M_y = E_y \cdot 0,05 \cdot L_x = 156,78 \cdot 0,05 \cdot 6,0 = 29,67 \text{ kNm}$

2^{ος} όροφος : $M_x = E_x * 0,05 * L_y = 98,91 * 0,05 * 5,0 = 39,19 \text{ kNm}$
 $M_y = E_y * 0,05 * L_x = 142,30 * 0,05 * 6,0 = 42,69 \text{ kNm}$

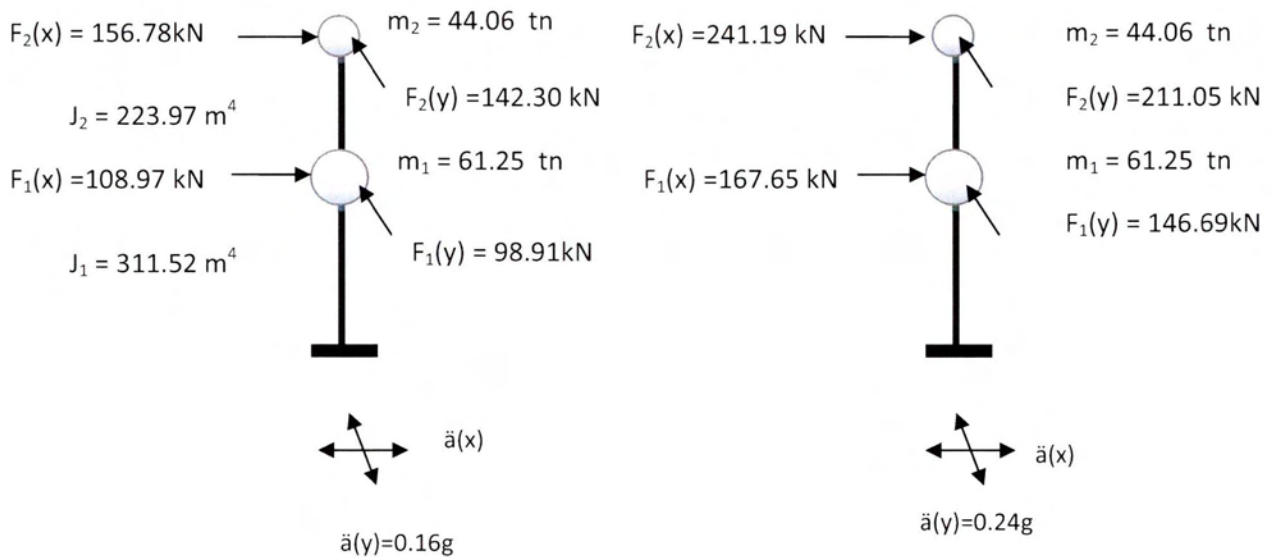
Για Ζώνη II προκύπτουν :

1^{ος} όροφος : $M_x = E_x * 0,05 * L_y = 167,65 * 0,05 * 5,0 = 41,91 \text{ kNm}$
 $M_y = E_y * 0,05 * L_x = 241,19 * 0,05 * 6,0 = 44,01 \text{ kNm}$

2^{ος} όροφος : $M_x = E_x * 0,05 * L_y = 146,69 * 0,05 * 5,0 = 60,29 \text{ kNm}$
 $M_y = E_y * 0,05 * L_x = 211,05 * 0,05 * 6,0 = 63,32 \text{ kNm}$

Οι γραμμικοί έλεγχοι των αποτελεσμάτων βρίσκονται σε πινακοποιημένη μορφή στο Παράρτημα Β (βλ. Πίνακες 9-12).

Ακολουθεί η γραφική απεικόνιση των μοντέλων για Ζώνη I & II με τα χαρακτηριστικά τους που εισήχθησαν στο SAP2000.



Σχήμα 6.24 : Γραφική απεικόνιση του δώροφου γραμμικού μοντέλου με τα δυναμικά χαρακτηριστικά που εισήχθησαν στο SAP2000 για την Δυναμική Φασματική Ανάλυση με $a = 0.16g$ (αριστερά) και με $a = 0.24g$ (δεξιά).

6.3.6.1 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

- **0.16g**

Παρατηρήθηκαν καμπτικές αστοχίες εκτός επιπέδου στους πεσσούς W2, W5, W7 του πρώτου ορόφου με τον συντελεστή ασφάλειας να κυμαίνεται από 1.07 έως 1.31. Οι αστοχίες αυτές εμφανίστηκαν στον πόδα κάθε πεσσού (βλ. Παράρτημα Β, Πίνακες Β.7-Β.8).

- **0.24g**

Παρατηρήθηκαν καμπτικές αστοχίες εκτός επιπέδου σε διάφορους πεσσούς του πρώτου και δεύτερου ορόφου με τον συντελεστή ασφάλειας να κυμαίνεται για την εκτός επιπέδου κάμψη από 1.24 έως 1.97 ενώ για την εντός επιπέδου κάμψη από 1.09 έως 1.58 (βλ. Παράρτημα Β, Πίνακες Β.11- Β.12).

Σημειώνεται και εδώ ότι με την εν λόγω ενίσχυση, δεν χρειάζεται να ελεγχθεί η επάρκεια των ανωφλίων σε κάμψη και διάτμηση.

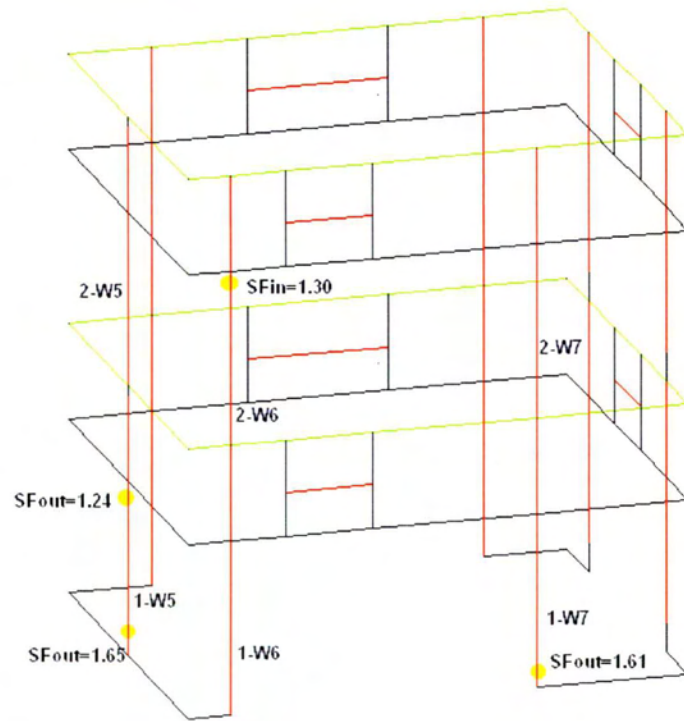
Τέλος, ενώ ο κανονισμός επιτρέπει την κατασκευή απλών κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία σε Ζώνη Ι, ανεξαρτήτου ορόφου και χωρίς να απαιτείται στατική επίλυση, η συγκεκριμένη μελέτη έδειξε ότι το διώροφο γραμμικό μοντέλο σε Ζώνη Ι και ΙΙ αστοχεί.

Παρατίθενται παρακάτω οι τρισδιάστατες όψεις του διώροφου μοντέλου Ζώνης ΙΙ. Σημειώνονται οι θέσεις όπου παρατηρήθηκαν αστοχίες και αναγράφεται ο αντίστοιχος συντελεστής ασφάλειας (Safety Factor, SF) ο οποίος ισούται με τον λόγο της δρώσας ροπής, M_{Rd} , προς την αντίστοιχη αντοχή, για κάμψη εντός επιπέδου (in) και για κάμψη εκτός επιπέδου (out).

ΟΨΕΙΣ ΔΑ - ΑΒ

$S_{Fin} = M3/Mrd(in)$

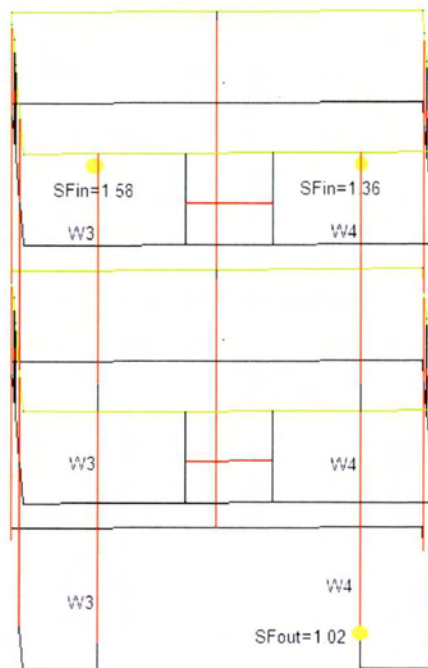
$S_{Fout} = M2/Mrd(out)$

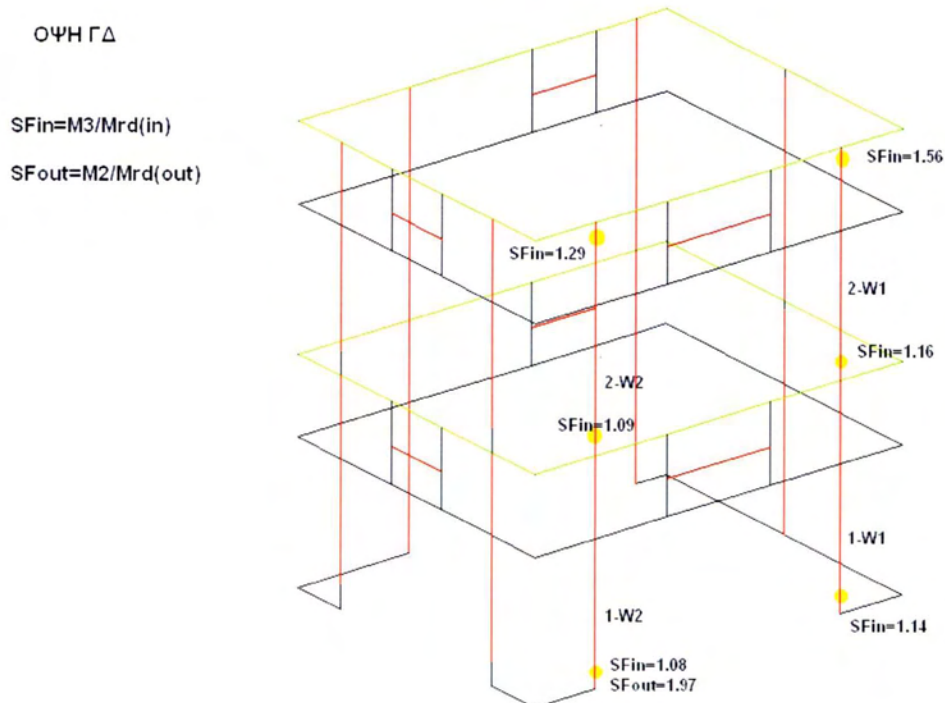


ΟΨΗ ΒΓ

$S_{Fin} = M3/Mrd(in)$

$S_{Fout} = M2/Mrd(out)$





6.3.6.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΛΚΥΣΤΗΡΩΝ

Γενικά.

Επελέγη ποιότητα σκυροδέματος C25/30 και χάλυβας ποιότητας S500. Τα εντατικά μεγέθη των πρόσθετων οριζόντιων γραμμικών στοιχείων από Ο/Σ (σε στάθμη 2m από το έδαφος) και των κατακόρυφων στοιχείων από Ο/Σ εκατέρωθεν των ανωφλίων, προέκυψαν πολύ μικρά σε σχέση με αυτά των οριζόντιων διαζωμάτων στη στάθμη των διαφραγμάτων. Αρχικά θα διαστασιοποιηθούν τα πρόσθετα στοιχεία Ο/Σ και εν συνεχεία τα διαζώματα στο διάφραγμα.

Η όπλιση των ελκυστήρων από Ο/Σ θα γίνει με την ροπή που θα προκύψει από την σχέση (6.27).

Βασικό Μήκος αγκύρωσης οπλισμού

$$l_{b,min,ασ.}^I = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (6.25)$$

$$l_{b,net}^I = a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}$$

Για ράβδο Φ10 , από (6.25) προκύπτει το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης του οπλισμού ως :

$$\text{Βασικό μήκος αγκύρωσης: } l_b = \frac{0.01}{4} \cdot \frac{500}{2.7} = 0.40 \text{ m}$$

Για καμπύλη αγκύρωση : $l_b = 0.70 \times 0.40 = 0.28 \text{ m}$

Ελάχιστο μήκος αγκύρωσης:

$$l_{b,\min} = \begin{cases} 0.3l_b = 0.12\text{m} & (\geq 10\varnothing) \text{ για ράβδους υπό εφελκυσμό} \\ 0.6l_b = 0.24\text{m} & (\geq 10\varnothing) \text{ για ράβδους υπό θλίψη} \end{cases}$$

$$\text{Αναπτυσσόμενη μέγιστη τάση, } \sigma_{s,\max} = f_{yd} \times \frac{l_b^{\text{διαθ.}}}{l_{b,\min,\alpha\sigma.}} \quad (6.26)$$

Η ροπή αντοχής του συστήματος ελκυστήρων – ανώφλι υπολογίζεται αν υποθέσουμε ότι έχουμε γραμμική κατανομή των παραμορφώσεων όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.26 και ο μοχλοβραχίονας z ληφθεί προσεγγιστικά ως $0.90 L_1$.

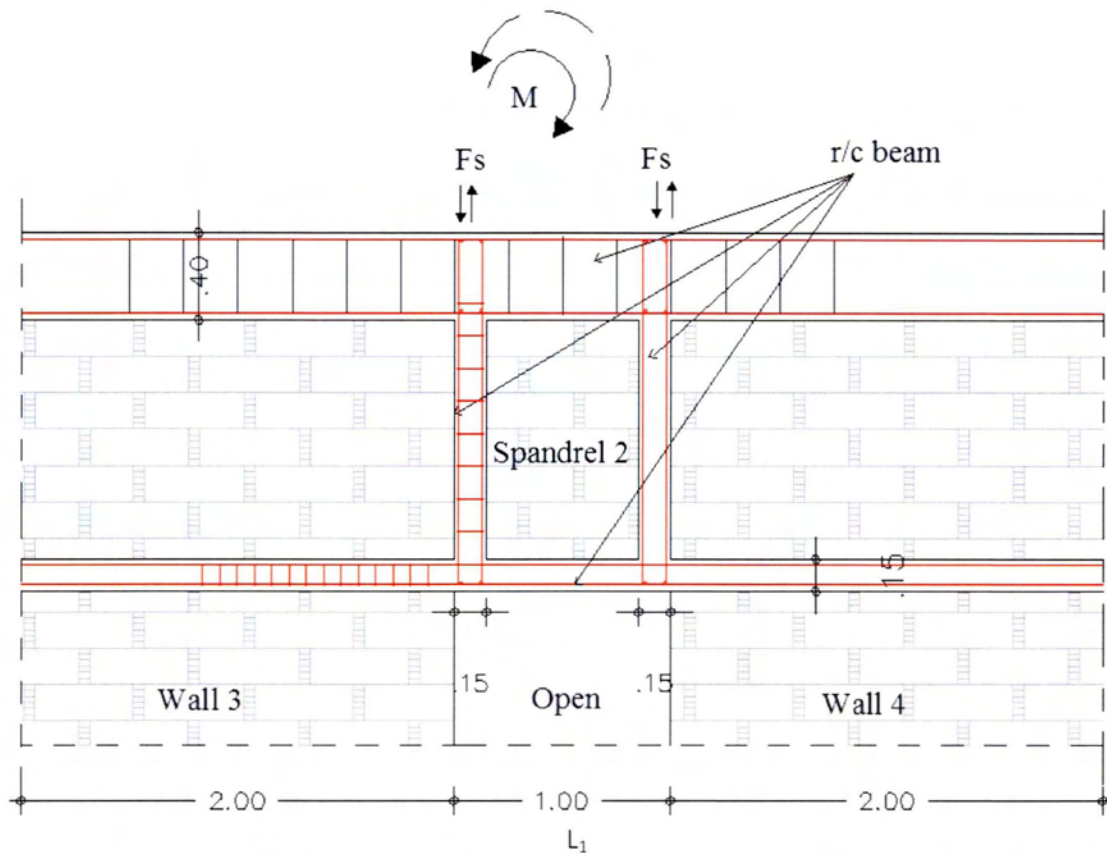
Ροπή Αντοχής Ανωφλίου :

$$\begin{aligned} M_{Rd}^{\text{spandrel}} &= \underbrace{\sigma_{s,\max} \times 4A_s^{\varnothing 10}}_{F_s} \times \underbrace{0.90L_1}_z = \\ &= \frac{500 \cdot 1000\text{kPa}}{1.15} \times 4(0.79 \cdot 10^{-4}\text{m}^2) \times 0.90 = 123.65\text{kN} \end{aligned} \quad (6.27)$$

όπου,

L_1 η απόσταση των κάθετων ελκυστήρων, $L_1 = 1.0\text{m}$ (βλ. Σχήμα 6.26)

$$\text{Θα πρέπει να ισχύει η εξής ανίσωση : } M_{sd} \leq M_{Rd}^{\text{spandrel}} \quad (6.28)$$



Σχήμα 6.25: Κατά μήκος τομή της όψης ΒΓ με εμφανή τον οπλισμό των διαζωμάτων και των κατακόρυφων στοιχείων από Ο/Σ.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΚΑΜΨΗΣ

Με δεδομένα τα v_d , μ_d τη ροπή και την αξονική δύναμη που ασκούνται στα στοιχεία, από το διάγραμμα αλληλεπίδρασης (M,N) μονοαξονικής κάμψης με S500 ($d_1/h=0.15$) προσδιορίζεται το συνολικό ποσοστό οπλισμού, ω_{tot} και εν συνεχεία ο απαιτούμενος οπλισμός που πρέπει να τοποθετηθεί λόγω κάμψης με ορθή αξονική δύναμη.

Από την φασματική επίλυση του διώροφου μοντέλου για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II, προέκυψαν μέγιστες ροπές ως εξής:

- Στάθμη διαφραγμάτων: $M_{Ed,max} = -126.40 \text{ kNm}$ (όψη ΔΑ, στάθμη 3.1m)

- $$b_{eff} = b_w + \frac{l_o}{10} = 0,30 + \frac{0,8 \cdot 6}{10} = 0,78m$$

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{126.4}{0,30 \cdot 0,36^2 \cdot \frac{25000}{1,5}} = 0,19 \Rightarrow \omega_{tot} = 0,219 \Rightarrow$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,219 \cdot 0,30 \cdot 0,36 \cdot \frac{\frac{25}{500}}{1,15} = 9,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 30 \cdot 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$5\Phi 12 + 5\Phi 10 = 5,65 + 3,93 = 9,58 \text{ cm}^2 > A_s, \text{ απ.}(9,06 \text{ cm}^2)$$

Άρα τοποθετούνται 5Φ12 άνω ως εφελκυσμένος και 2Φ12 κάτω ως θλιβόμενος οπλισμός.

- Στάθμη 2m από το έδαφος: $M_{sd,max} = -15.80 \text{ kNm}$ (όψη ΒΓ, 1^{ος} όροφος)
 $N_{Ed} = 25.61 \text{ kN}$

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{15.80}{0,30 \cdot 0,12^2 \cdot \frac{25000}{1,5}} = 0,22 \Rightarrow \omega_{tot} = 0,26 \Rightarrow$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,26 \cdot 0,30 \cdot 0,11 \cdot \frac{\frac{25}{500}}{1,15} = 3,28 \text{ cm}^2$$

Άρα τοποθετούνται 5Φ10 (3,93 cm²)

- Κατακόρυφα στοιχεία από Ο/Σ : $M_{Ed,max} = 8.43 \text{ kNm}$ (όψη ΒΓ, 1^{ος} όροφος)
 $N_{Ed} = 24.04 \text{ kN}$

$$\left. \begin{aligned} v_d &= \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{24.04}{0,30 \cdot 0,15 \cdot \frac{25000}{1,5}} = 0,032 \\ \mu_d &= \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{8.43}{0,30 \cdot 0,15^2 \cdot \frac{25000}{1,5}} = 0,08 \end{aligned} \right\} \omega_{tot} = 0,17 \Rightarrow$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,17 \cdot 0,30 \cdot 0,15 \cdot \frac{\frac{25}{500}}{1,15} = 2,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 0.04Ac = 0.04 \cdot 30 \cdot 15 = 18\text{cm}^2$$

Άρα, τοποθετούνται 4Φ10 (3,14cm²)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΘΛΙΨΗΣ- ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ

Δεδομένου ότι αναπτύσσεται εφελκυσμός κατά μήκος των κατακόρυφων στοιχείων του πλαισίου, για να υπάρχει επαρκής αγκύρωση των διαμήκων ράβδων, αυτές θα πρέπει να διαμορφωθούν ως κλειστοί συνδετήρες, οι οποίοι θα δράσουν ως οπλισμός ανάρτησης.

Μέγιστη δύναμη που μπορούν να αναλάβουν οι οπλισμοί των κατακόρυφων στοιχείων (Φ10, Φ8, Φ6 αντίστοιχα):

$$F_{s,\max} = \sigma_{s,\max} \times 4A_s^{\varnothing 10} = \frac{500 \cdot 1000\text{kPa}}{1.15} \times 4(0.79 \cdot 10^{-4}\text{m}^2) = 137.39\text{kN}$$

$$F_{s,\max} = \sigma_{s,\max} \times 4A_s^{\varnothing 8} = \frac{500 \cdot 1000\text{kPa}}{1.15} \times 4(0.50 \cdot 10^{-4}\text{m}^2) = 86.95\text{kN}$$

$$F_{s,\max} = \sigma_{s,\max} \times 4A_s^{\varnothing 6} = \frac{500 \cdot 1000\text{kPa}}{1.15} \times 4(0.24 \cdot 10^{-4}\text{m}^2) = 41.74\text{kN}$$

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτει μέγιστη αξονική δύναμη, $F_{s,\max}$, που δρα στα κατακόρυφα στοιχεία από Ο/Σ ίση με 26 kN. Άρα η διάμετρος Φ6 για τους κατακόρυφους συνδετήρες επαρκεί για να παραλάβει την αξονική δύναμη. Όμως για την αποφυγή λυγισμού (σε περίπτωση θλιπτικών δυνάμεων) θα ήταν προτιμότερο να χρησιμοποιηθεί μία διατομή ράβδου μεγαλύτερη από 6 mm.

Τελικώς επελέγη Φ8 για τους κατακόρυφους συνδετήρες.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

1. Ο έλεγχος της διατομής έναντι λοξής θλίψεως του κορμού, $V_{Rd,\max}$, γίνεται στην παρεία του στοιχείου και είναι κρίσιμος ιδιαίτερα σε λεπτές διατομές παρουσία μεγάλης θλιπτικής αξονικής δύναμης. Για γωνία $\theta=45^\circ$ των θλιβόμενων διαγωνίων του δικτυώματος Morsch η έκφραση της $V_{Rd,\max}$ δίνεται ως:

$$V_{Rd,\max} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$$

όπου

$$v = 0,60 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,54$$

z ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων, συνήθως ίσος με 0,90d

Για τις δοκούς στη στάθμη των διαφραγμάτων ισχύει:

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z = 0,5 \cdot 0,54 \cdot \frac{25 \cdot 1000}{1,5} \cdot 0,30 \cdot 0,9 \cdot 0,39 = 473,85 \text{ kN}$$

Για τις υπόλοιπες δοκούς:

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z = 0,5 \cdot 0,54 \cdot \frac{25 \cdot 1000}{1,5} \cdot 0,30 \cdot 0,9 \cdot 0,12 = 145,80 \text{ kN}$$

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτουν μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις ως εξής:

- Στάθμη διαφραγμάτων: $V_{Sd,max} = 78,71 \text{ kN}$ (όψη ΑΒ, στάθμη 3.1m)
- Στάθμη 2m από το έδαφος: $V_{Sd,max} = 64,9 \text{ kN}$ (όψη ΑΒ, 1^{ος} όροφος)
- Κατακόρυφα στοιχεία από Ο/Σ : $V_{Sd,max} = 66,0 \text{ kN}$ (όψη ΒΓ, 1^{ος} όροφος)

Επομένως, όλα τα στοιχεία επαρκούν έναντι λοξής θλίψεως του κορμού.

2. Υπολογισμός απαιτούμενου οπλισμού διατμήσεως:

Αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα χωρίς οπλισμό διατμήσεως.

Για τις δοκούς των διαφραγμάτων:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] \cdot b_w d \\ (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot b_w d \end{array} \right.$$

όπου:

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,745 < 2,0$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,745^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,403 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

A_{sl} = εμβαδόν του εφελκόμενου οπλισμού που είναι πλήρως αγκυρωμένος (δηλαδή εκτείνεται σε απόσταση $\geq (l_{bd} + d)$ πέρα από τη θεωρούμενη διατομή)

b_w είναι το ελάχιστο πλάτος της διατομής στην εφελκόμενη ζώνη [mm]

A_c είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος [mm²]

$$f_{ck} = 25 \text{ [MPa]}$$

$$V_{Rd,c} \text{ [N]}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]}$$

$$\text{άρα, } V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [0,12 \cdot 1,745(100 \cdot 0,00209 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 300 \cdot 360 = 39,24kN \\ 0,403 \cdot 300 \cdot 360 = 43,52kN \end{array} \right.$$

$V_{Ed} > V_{Rd,c}$, επομένως απαιτείται οπλισμός διατμήσεως που υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{Ed} \leq \frac{0,9d}{s} \cdot A_w \cdot f_{wd} \rightarrow \frac{A_w}{s} \geq \frac{78,71}{0,9 \cdot 0,36} \cdot \frac{1}{500/1,15} \cdot 0,10 = 0,056$$

$$\rightarrow s \leq \frac{A_w}{0,056} \left\{ \begin{array}{l} \text{Ø}10: \frac{2 \cdot 0,79}{0,056} = 28,21cm \\ \text{Ø}8: \frac{2 \cdot 0,50}{0,056} = 17,86cm \end{array} \right.$$

Για τα οριζόντια στοιχεία σε στάθμη 2 m:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [0,12 \cdot 1,745(100 \cdot 0,00209 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 300 \cdot 360 = 39,24kN \\ 0,403 \cdot 300 \cdot 360 = 43,52kN \end{array} \right.$$

$V_{Ed} > V_{Rd,c}$, επομένως απαιτείται οπλισμός διατμήσεως που υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{Ed} \leq \frac{0,9d}{s} \cdot A_w \cdot f_{wd} \rightarrow \frac{A_w}{s} \geq \frac{64,90}{0,9 \cdot 0,11} \cdot \frac{1}{500/1,15} \cdot 0,10 = 0,15$$

$$\rightarrow s \leq \frac{A_w}{0,15} \left\{ \begin{array}{l} \text{Ø}10: \frac{2 \cdot 0,79}{0,15} = 10,53cm \\ \text{Ø}8: \frac{2 \cdot 0,50}{0,15} = 6,66cm \end{array} \right.$$

Ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού διατμήσεως:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \sqrt{25} / 500 = 0,0008$$

$$\text{Για } \text{Ø}8 \rightarrow \rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} \Rightarrow s = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,\min} \cdot b_w} = 0,42m$$

$$\text{Για } \text{Ø}10 \rightarrow \rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} \Rightarrow s = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,\min} \cdot b_w} = 0,66m$$

Μέγιστη οριζόντια απόσταση συνδετήρων στα διαζώματα, στη στάθμη των διαφραγμάτων, εντός κρίσιμης περιοχής:

Με βάσει τον EC2-1-1, §9.5, για ΚΠΧ, απαιτείται η μέγιστη απόσταση s_{max} μεταξύ διαδοχικών συνδετήρων να μην υπερβαίνει την τιμή:

- $0,75d$ όπου d το στατικό ύψος της δοκού

Άρα $s_{max}=0,75*0,354= 0,265m$ για τις πλακοδοκούς

Και $s_{max}=0,75*0,105= 0,08m$ για τις δοκούς στη στάθμη 2 m.

Επιλέγεται να τοποθετηθούν συνδετήρες **ΣΦ10/25** στα οριζόντια διαζώματα στη στάθμη των διαφραγμάτων και **ΣΦ10/8** στα πρόσθετα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία.

Κάθετη απόσταση συνδετήρων στα κατακόρυφα στοιχεία:

Με βάσει τον EC2-1-1, §9.5.3, για ΚΠΧ, απαιτείται η κατακόρυφη απόσταση των συνδετήρων να μην υπερβαίνει τις εξής τιμές:

- $20d_{bl,min}=20*10 =200mm$ όπου d_{bl} η ελάχιστη διάμετρος του διαμήκους οπλισμού
- $bc= 150mm$ όπου bc η ελάχιστη πλευρά του υποστυλώματος
- $0,400m$

Άρα για τον εγκάρσιο οπλισμό των κατακόρυφων στοιχείων, $s_{max}= 150 mm$ **Φ10/15** ή **Φ8/15**.

- Η ελάχιστη διάμετρος D καμπύλωσης αναβολέν οι οποίοι χρησιμοποιούνται ως ελκυστήρες, προσδιορίζεται από την Σχέση 17.3 , §17.6.1 , ΕΚΩΣ2000 ως:

$$D_{min} = \varnothing \cdot \left(0,5 + \frac{\varnothing}{e} \right) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

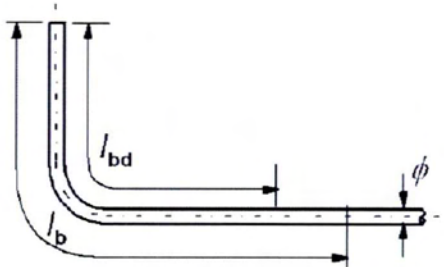
όπου,

\varnothing η διάμετρος της ράβδου

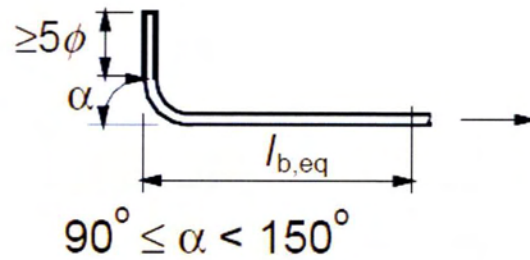
e η απόσταση των διαφόρων στρώσεων των αναβολέν μεταξύ τους ή η εγκάρσια επικάλυψη σκυροδέματος των εξωτερικών στρώσεων.

$$\text{Άρα για } \varnothing 10, \text{ προκύπτει: } D_{min} = 1,0 \cdot \left(0,5 + \frac{1,0}{3,8} \right) \cdot \frac{500}{\frac{1,15}{25}} \Rightarrow D_{min} \geq 19,9cm$$

Για $\phi 12$, προκύπτει:
$$D_{\min} = 1,2 \cdot \left(0,5 + \frac{1,2}{3,8} \right) \cdot \frac{\frac{500}{25}}{1,5} \Rightarrow D_{\min} \geq 25,53 \text{ cm}$$



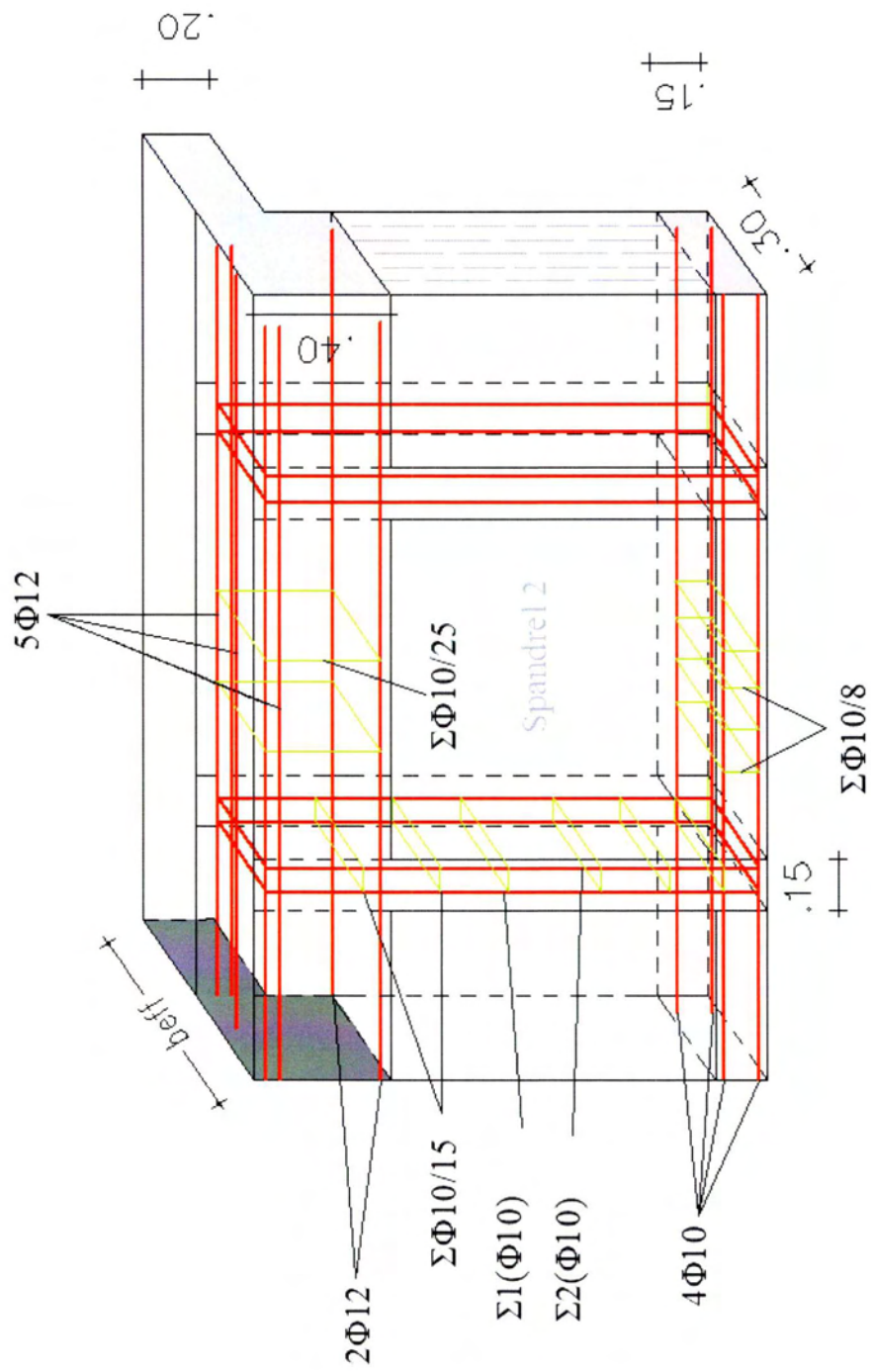
Σχήμα 6.26: Βασικό μήκος αγκύρωσης υπό εφελκυσμό, l_b για οποιοδήποτε σχήμα μετρούμενο κατά μήκος του άξονα της ράβδου [4].



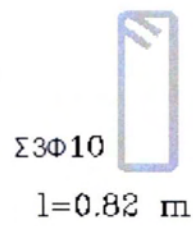
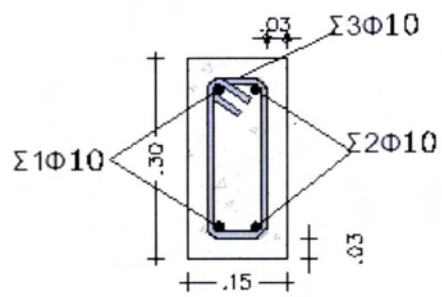
Σχήμα 6.27: Ισοδύναμο μήκος αγκύρωσης για τυπική καμπύλωση [4].

Παρατίθενται παρακάτω οι λεπτομέρειες όπλισης των γραμμικών στοιχείων Ο/Σ που ελέγχθησαν και διαστασιολογήθηκαν όπως παραπάνω.

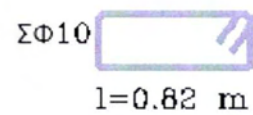
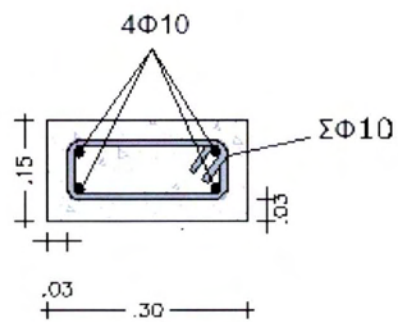
ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΟΠΛΙΣΗΣ ΠΡΟΤΑΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ



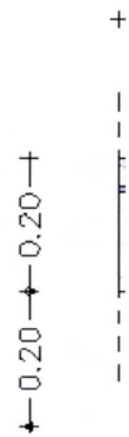
ΤΟΜΗ b-b



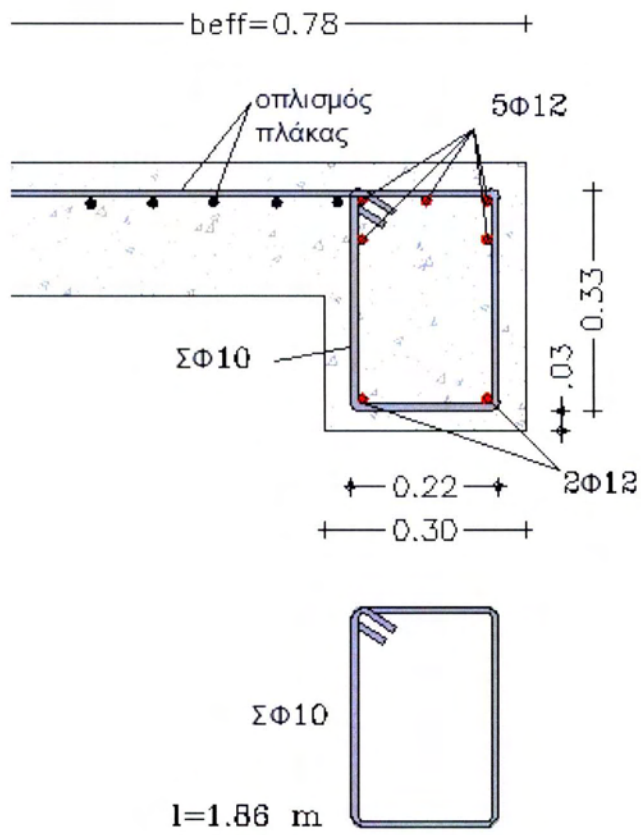
ΤΟΜΗ c-c



ΚΛΙΜΑΚΑ: 1:10



ΤΟΜΗ ΠΛΑΚΟΔΟΚΟΥ

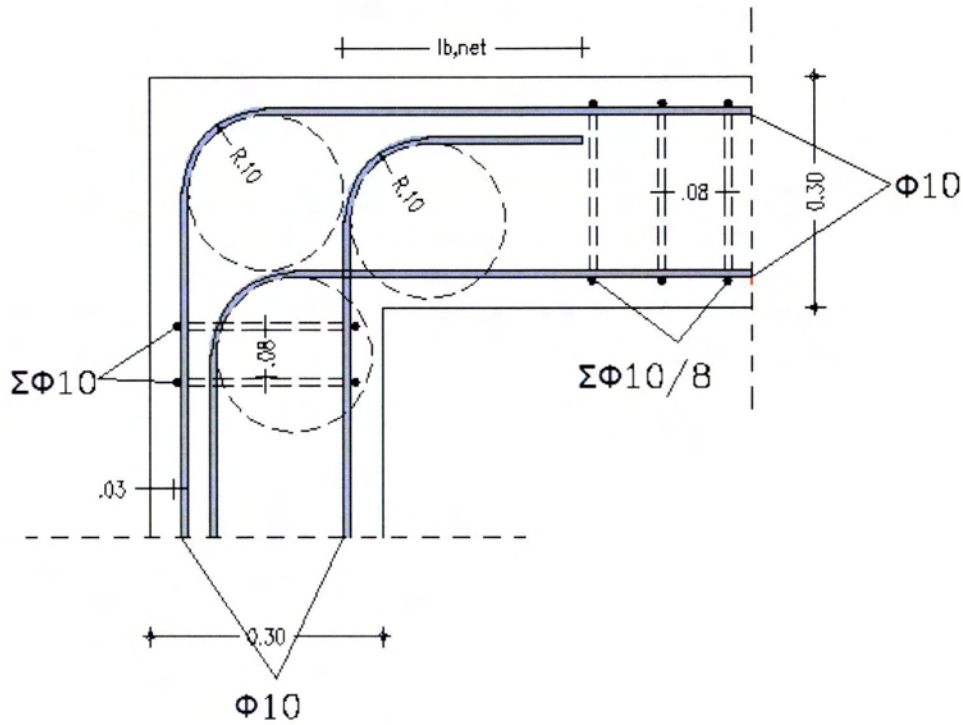


ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΟΠΛΙΣΗΣ ΔΙΑΣΤΡΩΜΑΤΩΝ (κάθετη τομή)

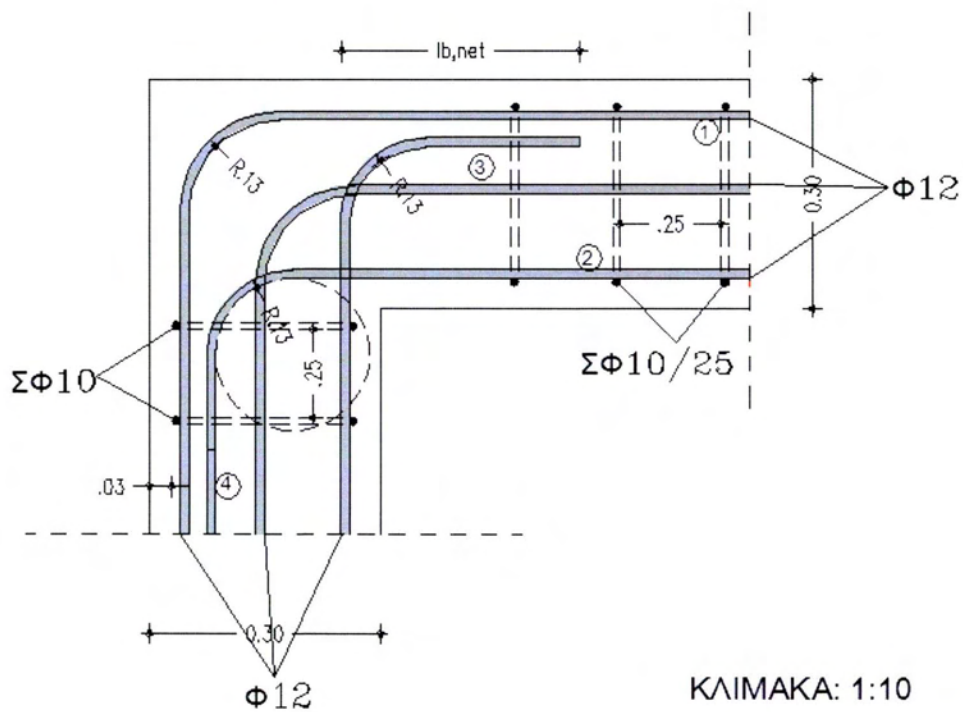
ΚΛΙΜΑΚΑ: 1:10

ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΟΠΛΙΣΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΔΙΑΖΩΜΑΤΩΝ (οριζόντια τομή)

στάθμη 2m



στάθμη 3m



ΚΛΙΜΑΚΑ: 1:10

6.3.7 ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ Π.Σ ΜΟΝΩΡΟΦΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ

Γενικά.

Για να αξιολογηθεί καλύτερα η αξιοπιστία των γραμμικών μεθόδων προσομοίωσης και ανάλυσης, μορφώθηκαν κατάλληλα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων που να αναπαριστούν με επαρκή αξιοπιστία τις ιδιότητες των υπό εξέταση μοντέλων ώστε να προσεγγίζονται με ικανοποιητική ακρίβεια η απόκριση των κτηρίων που μελετώνται. Χρησιμοποιήθηκαν ισότροπα επιφανειακά μέλη κελύφους (Σχήμα 6.28). Η χρήση πεπερασμένων στοιχείων προσομοιώνει πιστότερα την πραγματική κατανομή μαζών και συνεπώς και τα αδρανειακά φορτία κατά την δυναμική ανάλυση.

Συγκεκριμένα:

- Έγινε διακριτοποίηση του φορέα με τετράκομβρα στοιχεία κελύφους (shell-thick) για την εξωτερική τοιχοποιία και τετράκομβρα στοιχεία κελύφους (plate-thin) για την πλάκα Ο/Σ, μέγιστης επιφάνειας $0.50 \times 0.50 \text{ m}^2$
- Η μάζα της περιμετρικής τοιχοποιίας, του οριζόντιου διαζώματος από Ο/Σ καθώς και της πλάκας από Ο/Σ υπολογίζεται απευθείας από τα πεπερασμένα στοιχεία μέσω του προγράμματος SAP2000.
- Η επιπλέον μάζα που θεωρείται συγκεντρωμένη στο Κ.Β. του διαφράγματος προκύπτει από το μόνιμο φορτίο της επικάλυψης και το κινητό φορτίο της πλάκας. Επομένως εφαρμόζεται:
 $m = B/g = [(2.0 \text{ kN/m}^2 + 0.3 * 3.50 \text{ kN/m}^2) * (5 * 6) \text{ m}^2] / 9.81 (\text{kg m / s}^2)] = 9.30 \text{ tn.}$
- Η ροπή αδράνειας υπολογίζεται προσεγγιστικά με βάση την ακόλουθη σχέση :

$$J_m = m_{ολ} \times \left(\frac{\alpha^2 + b^2}{12} \right)$$

όπου,

α και b οι διαστάσεις της ορθογωνικής κατόψεως του κτιρίου

$$\text{άρα, } J_m = 9.30 \times \left(\frac{5^2 + 6^2}{12} \right) = 47.275 \text{ m}^4$$

- Τα φάσματα επιταχύνσεων που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση είναι του ΕΚ8-1 (βλ. Σχήματα 6.15-16).
- Εφαρμόστηκαν στρεπτικές ροπές λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας στο Κ.Β της οροφής οι οποίες προκύπτουν όπως στην ελαστική ανάλυση (§6.3.2.2) και υπολογίζονται βάσει της συνολικής μάζας του κτιρίου.

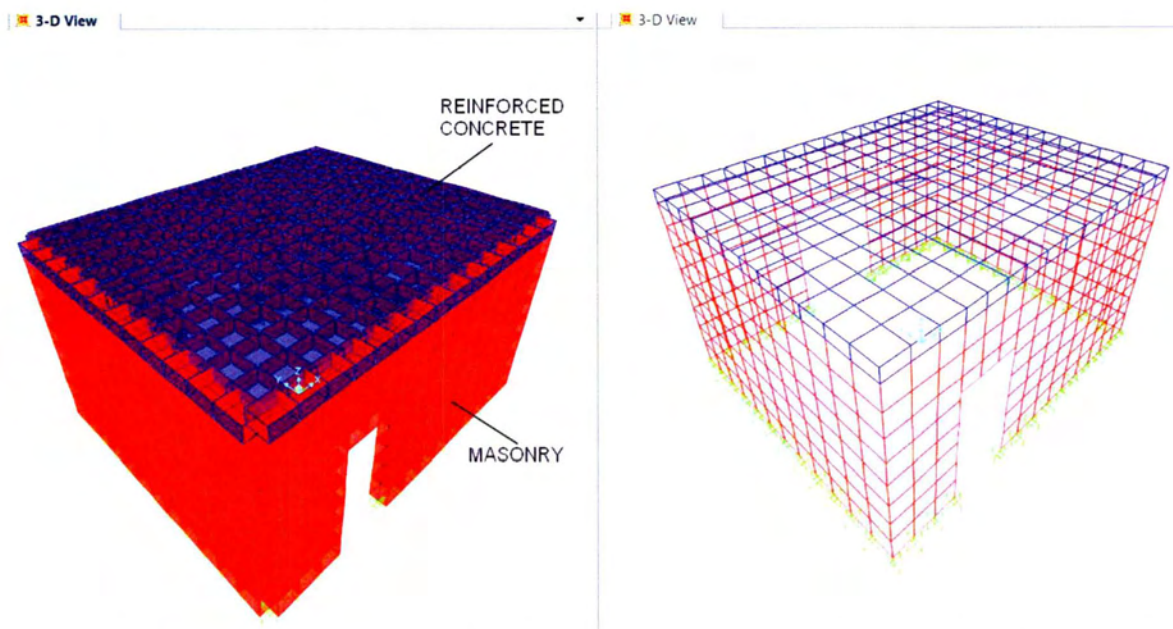
Από την σχέση (6.26) και την §6.3.2.2 , προκύπτουν οι κάτωθι ροπές :

$$M_x = E_x * 0,05 * L_y = 86,40 * 0,05 * 5,0 = 21,60 \text{ kNm}$$

$$M_y = E_y * 0,05 * L_x = 77,80 * 0,05 * 6,0 = 23,34 \text{ kNm}$$

Προσομοίωση φορέα στο SAP2000 V.15.0.1.

Παρουσιάζονται στην συνέχεια η τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα έτσι όπως προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα.



Σχήμα 6.28: Δίκτυο χωρικών στοιχείων(αριστερά) και πεπερασμένων στοιχείων κελύφους(δεξιά του) κάτοψης (5x6), $(n=1, a_{BR}=0.16g$ και $a_{BR}=0.24g$).

Ιδιότητες Υλικών(Material Properties)

Οι ιδιότητες των υλικών που εισήχθησαν στο πρόγραμμα δίνονται ως :

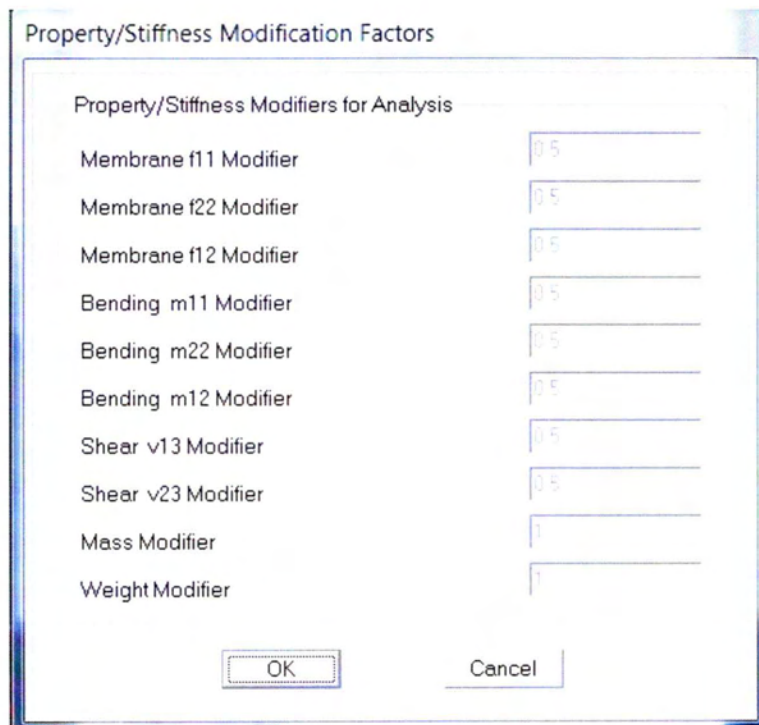
- Τοιχοποιία /Ονομασία : **MASONRY**
 $f_{wk} = 3.85 \text{MPa}$
Ειδικό βάρος: $\gamma = 17,7 \text{ KN/ m}^3$
Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 1000f_{wk} = 1000 \times 3.85 = 3850 \text{MPa}$
ή $E = 3850000 \text{ KN/ m}^2$
Λόγος Poisson: $\nu = 0,25$
Συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha = 1,170 \cdot 10^{-5}$
Μέτρο Διάτμησης: $G = 1540000$
Weight per Unit Volume: 17.7
Mass per Unit Volume: 1.8049
- Οπλισμένο σκυρόδεμα/Ονομασία: **C25/30**
Ειδικό βάρος: $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 31000000 \text{ KN/ m}^2$

Λόγος Poisson: $\nu = 0,20$
Μέτρο Διάτμησης: $G = 12916667$
Weight per Unit Volume: 25
Mass per Unit Volume: 2.55

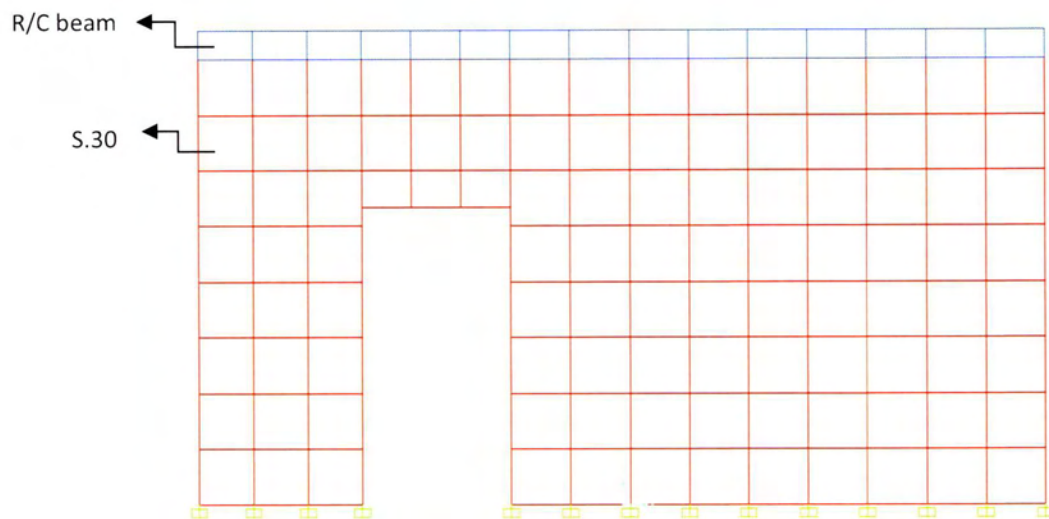
Διατομές Κελυφών (Shell Sections)

Για την φέρουσα τοιχοποιία χρησιμοποιήθηκε κέλυφος S.30 (τύπου shell-thick) πάχους 30 cm ενώ για το οριζόντιο διάζωμα κέλυφος S.30 (τύπου shell-thick) πάχους 30 cm με τις ελαστικές ιδιότητες του Ο/Σ. Για την διακριτοποίηση της πλάκας από Ο/Σ χρησιμοποιήθηκαν κελύφη S.20(τύπου Plate- Thin) πάχους 0.20 cm υλικού Ο/Σ (C25/30).

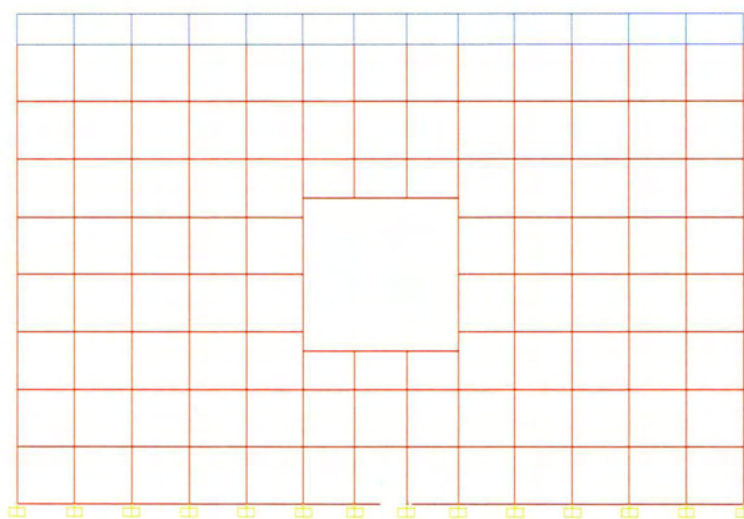
Ισχύουν οι ίδιοι πολλαπλασιαστές δυσκαμψίας και για τα τρία είδη κελυφών που χρησιμοποιήθηκαν, όπως φαίνονται στο **Σχήμα 6.29**.



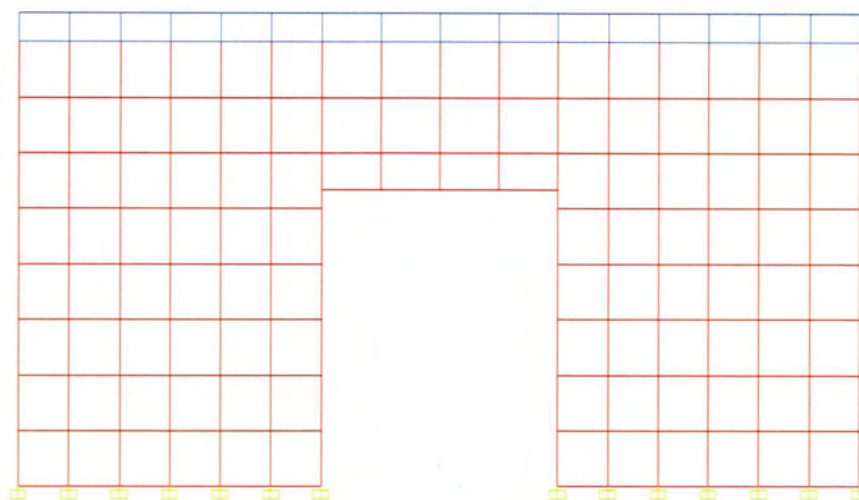
Σχήμα 6.29: Πολλαπλασιαστές δυσκαμψίας για τα κελύφη που χρησιμοποιήθηκαν κατά την διακριτοποίηση του μοντέλου.



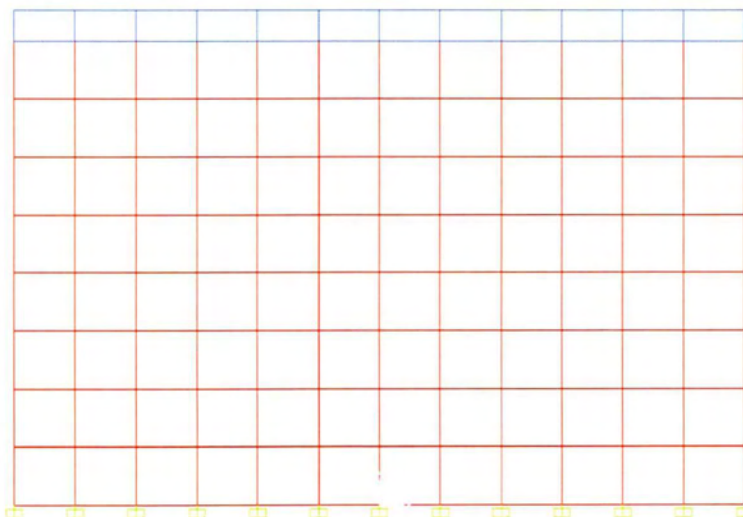
Σχήμα 6.30: Διακριτοποίηση της πλευράς ΑΒ, με στοιχεία κελύφους ιδιοτήτων S.30 για την φέρουσα τοιχοποιία και με στοιχείο κελύφους ιδιοτήτων RC/BM για το διάζωμα από Ο/Σ.



Σχήμα 6.31: Διακριτοποίηση της πλευράς ΒΓ, με στοιχεία κελύφους ιδιοτήτων S.30 για την φέρουσα τοιχοποιία και με στοιχείο κελύφους ιδιοτήτων RC/BM για το διάζωμα από Ο/Σ.



Σχήμα 6.32: Διακριτοποίηση της πλευράς ΓΔ, με στοιχεία κελύφους ιδιοτήτων S.30 για την φέρουσα τοιχοποιία και με στοιχείο κελύφους ιδιοτήτων RC/BM για το διάζωμα από Ο/Σ.

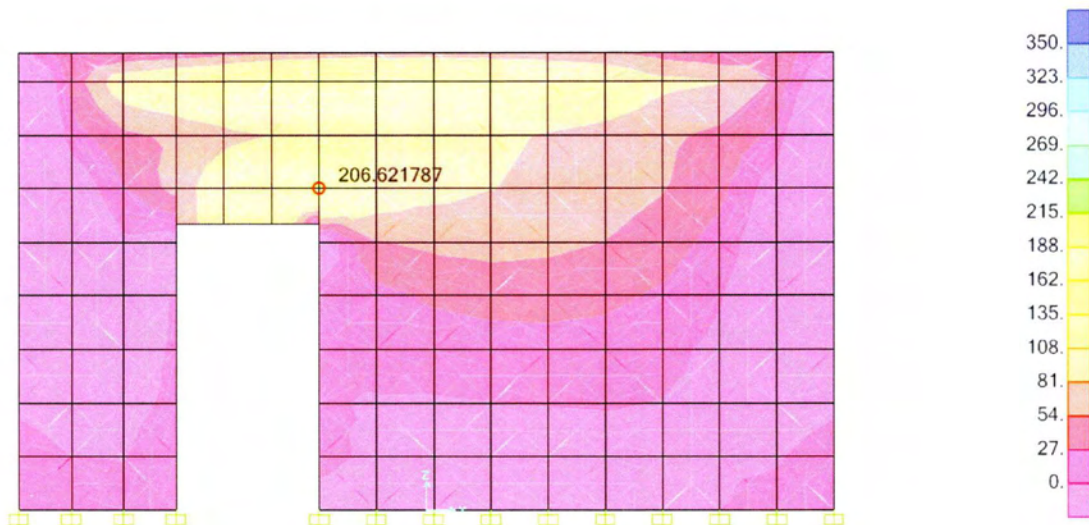


Σχήμα 6.33: Διακριτοποίηση της πλευράς ΔΑ, με στοιχεία κελύφους ιδιοτήτων S.30 για την φέρουσα τοιχοποιία και με στοιχείο κελύφους ιδιοτήτων RC/BM για το διάζωμα από Ο/Σ.

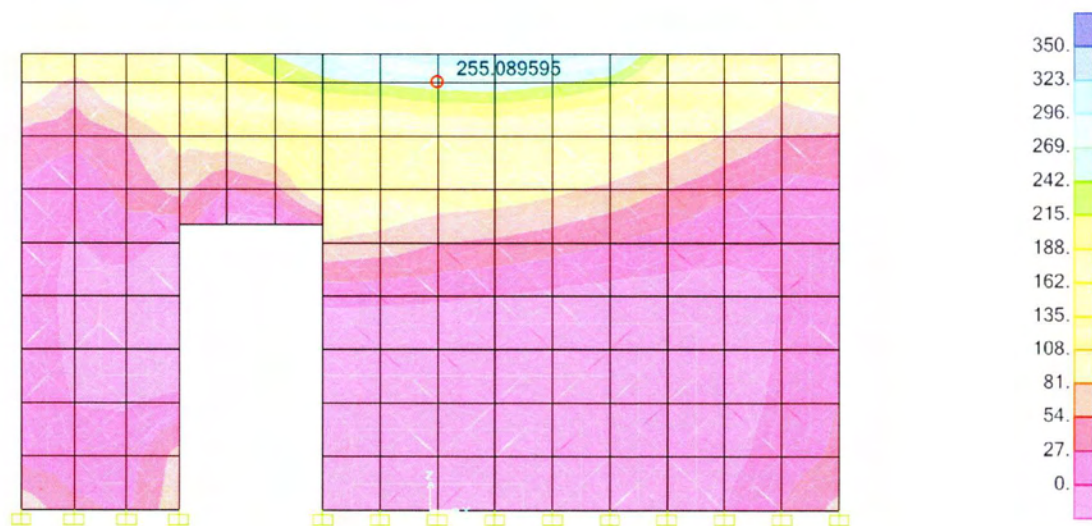
ΕΠΟΠΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΕΣΣΩΝ ΚΑΙ ΑΝΩΦΛΙΩΝ

Οι έλεγχοι επάρκειας της τοιχοποιίας γίνονται εποπτικά λαμβάνοντας τις κρίσιμες θέσεις των πεπερασμένων στοιχείων που εμφανίζουν αστοχία. Εφόσον οι τιμές των τάσεων S11 ή/και S22 ξεπερνούν τη μέγιστη τάση εφελκυσμού της τοιχοποιίας θα εφαρμοστεί το κριτήριο αστοχίας το οποίο περιγράφηκε στην §3.5.5.

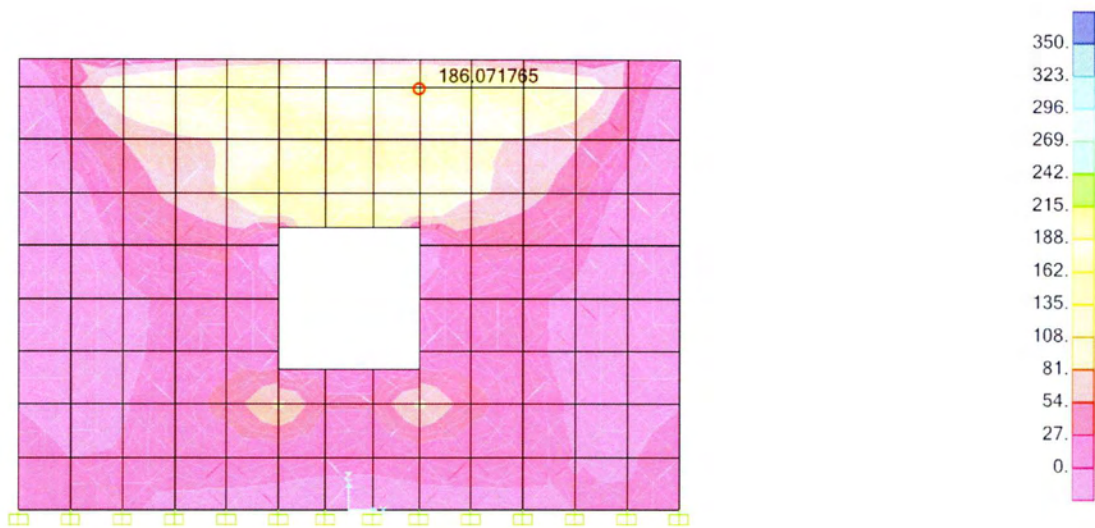
6.3.7.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ, $n=1$, $a=0.16g$



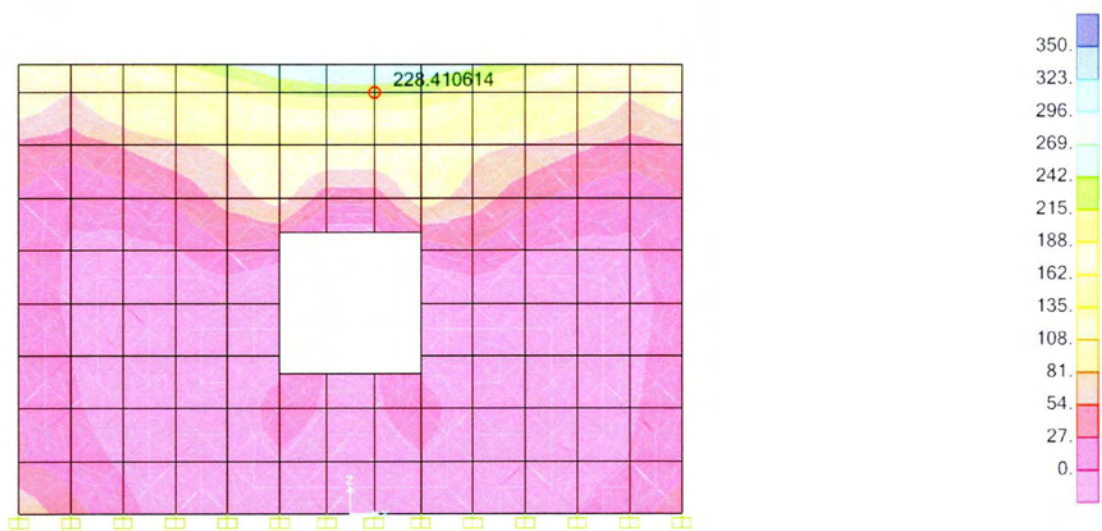
Σχήμα 6.34: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, $n=1$, $a=0.16g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



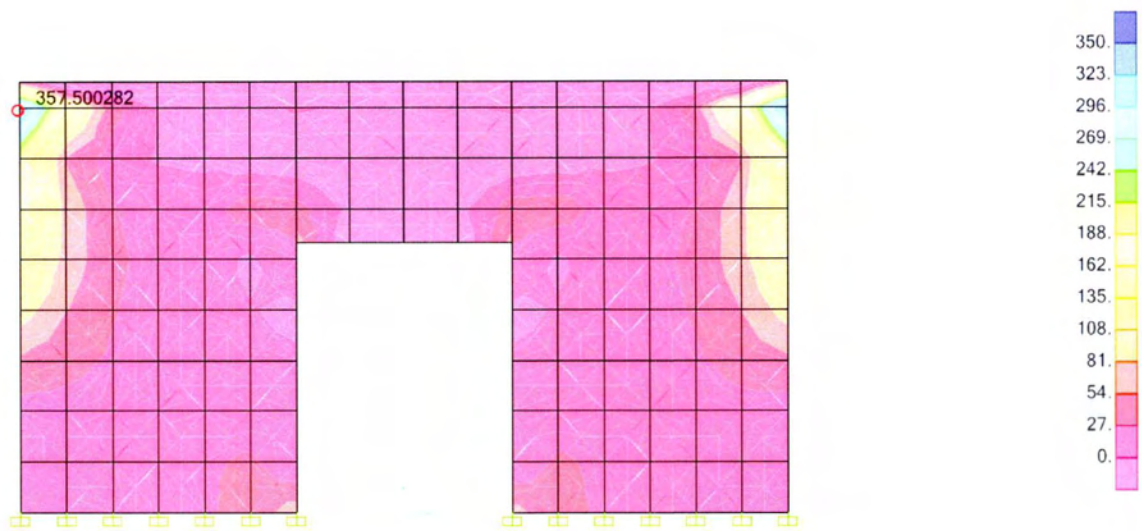
Σχήμα 6.35: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, $n=1$, $a=0.16g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



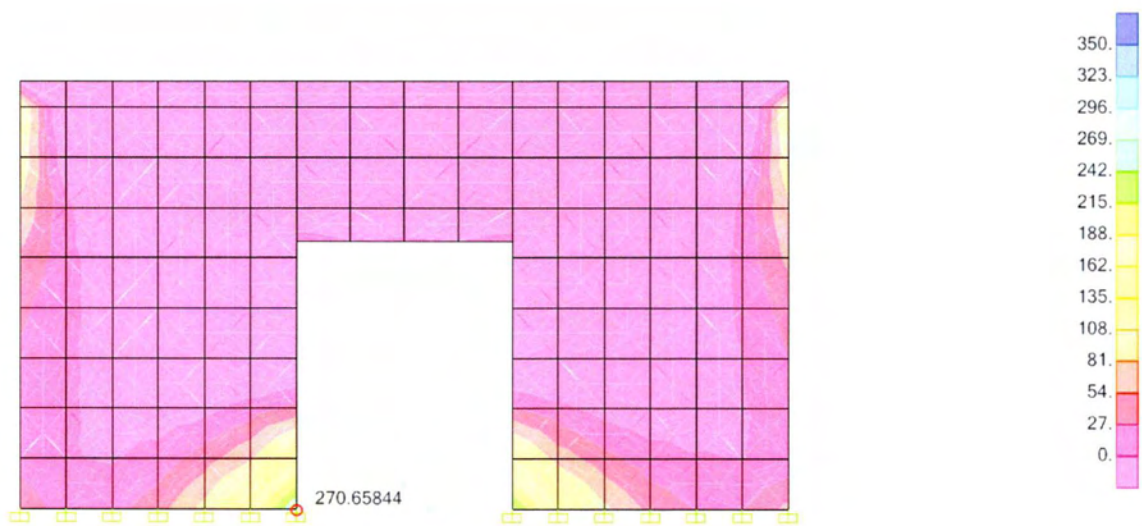
Σχήμα 6.36: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΒΓ, $n=1$, $a=0.16g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



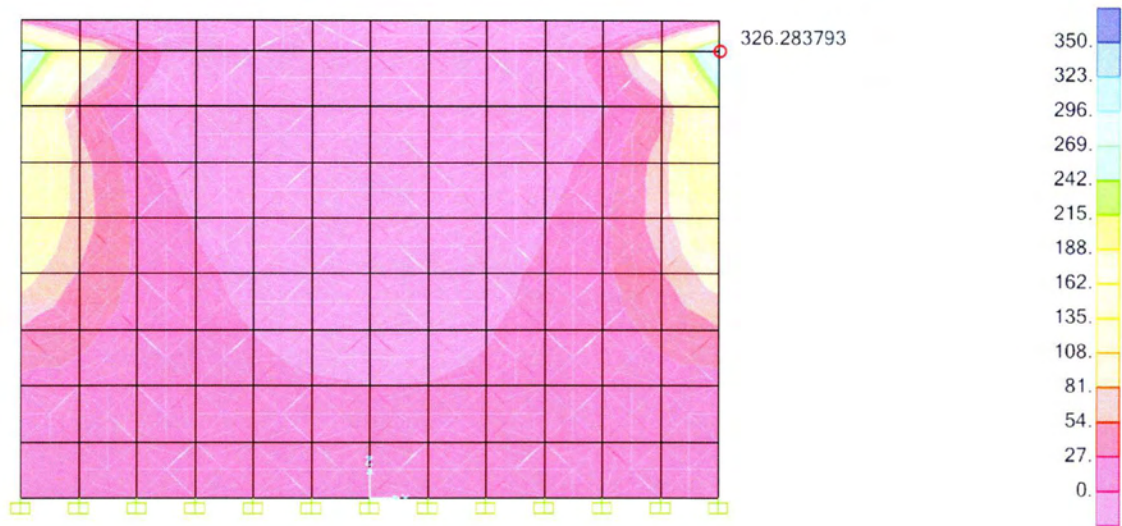
Σχήμα 6.37: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΒΓ, $n=1$, $a=0.16g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



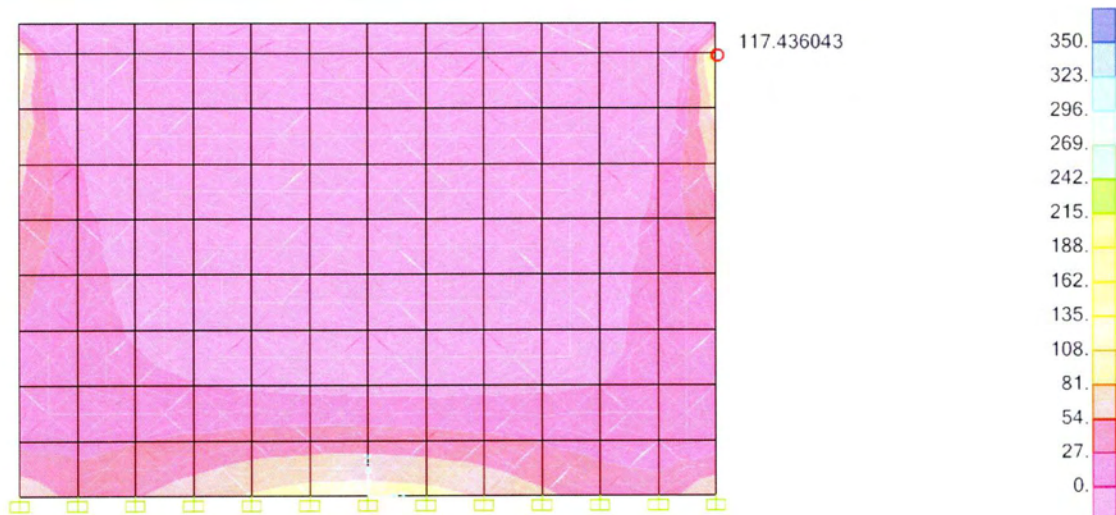
Σχήμα 6.38: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΓΔ, $n=1$, $a=0.16g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



Σχήμα 6.39: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΓΔ, $n=1$, $a=0.16g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.

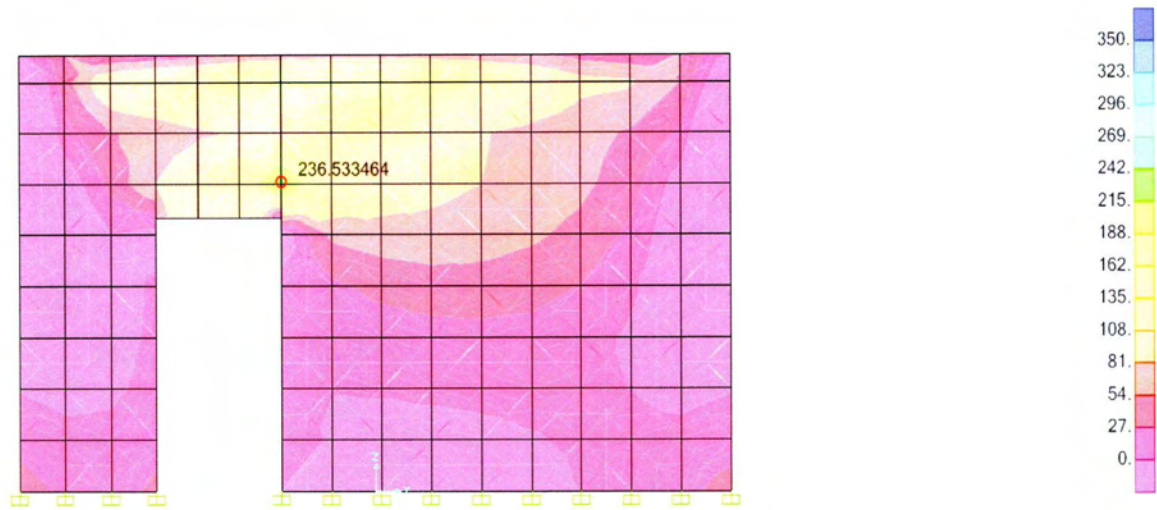


Σχήμα 6.40: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΔΑ, n=1, a=0.16g, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.

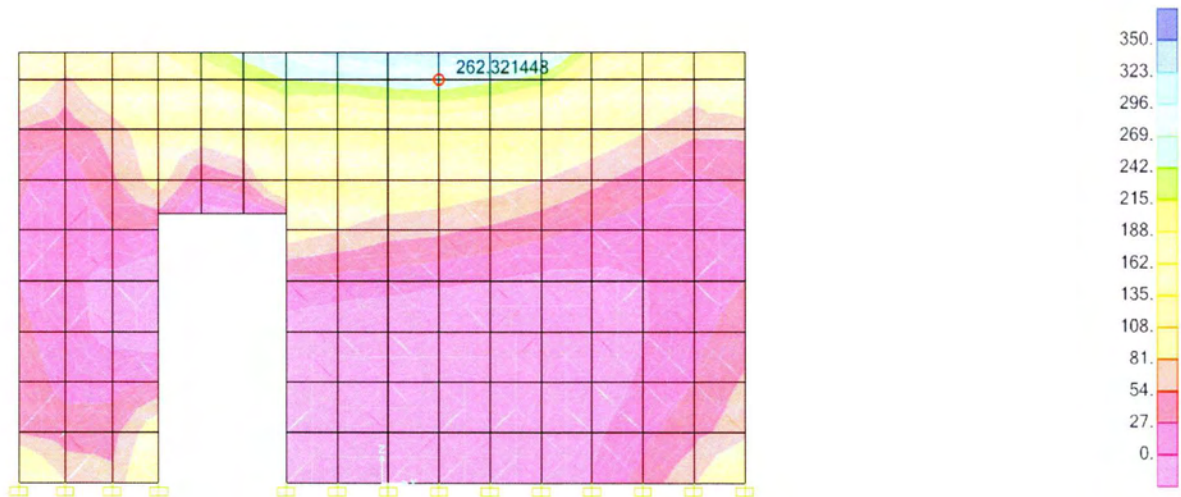


Σχήμα 6.41: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΔΑ, n=1, a=0.16g, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.

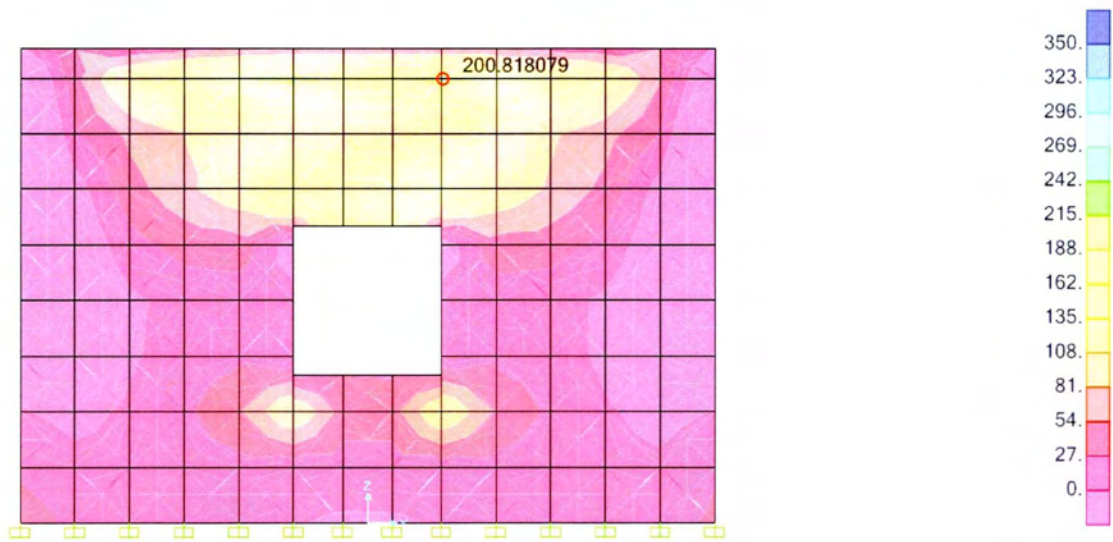
6.3.7.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ, $n=1$, $a=0.24g$.



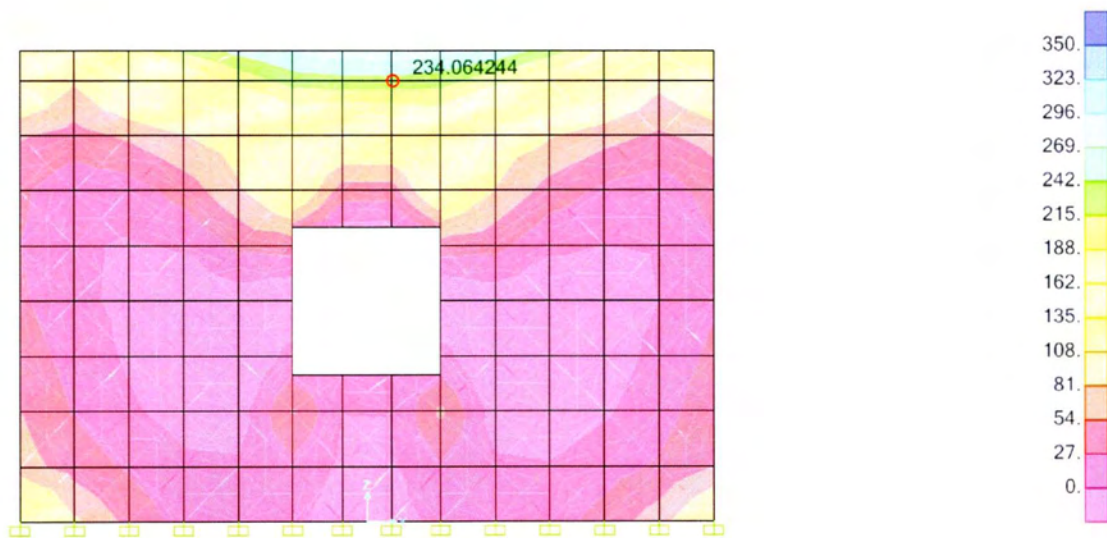
Σχήμα 6.42: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, $n=1$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



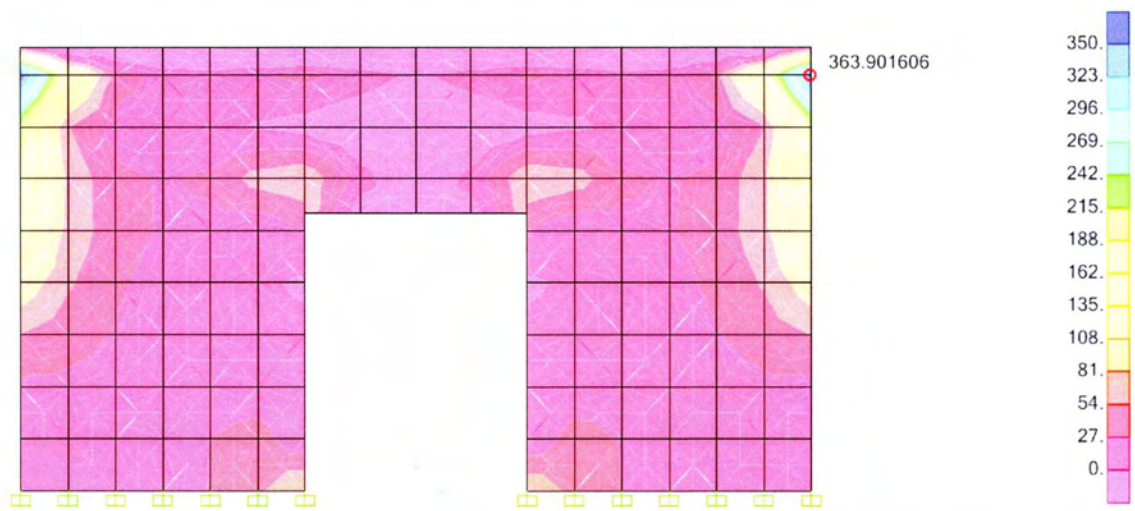
Σχήμα 6.43: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, $n=1$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



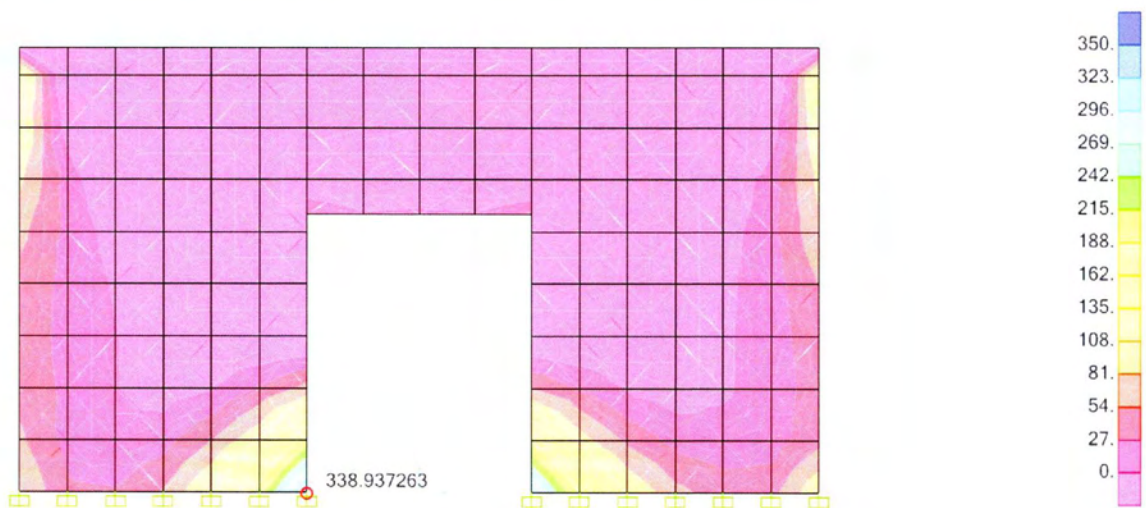
Σχήμα 6.44: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΒΓ, $n=1$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



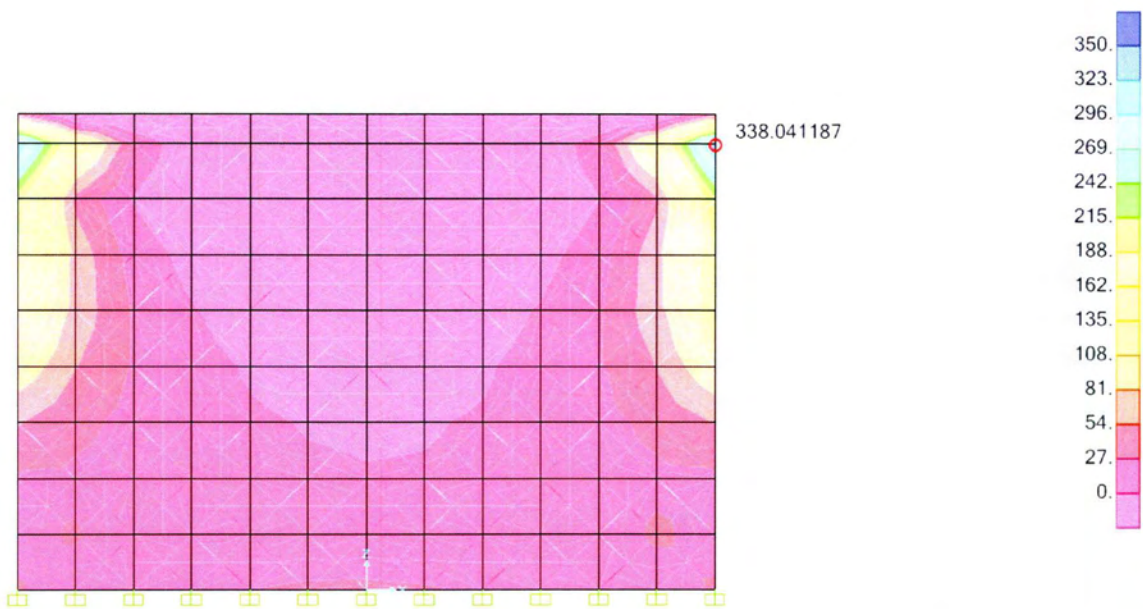
Σχήμα 6.45: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΒΓ, $n=1$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



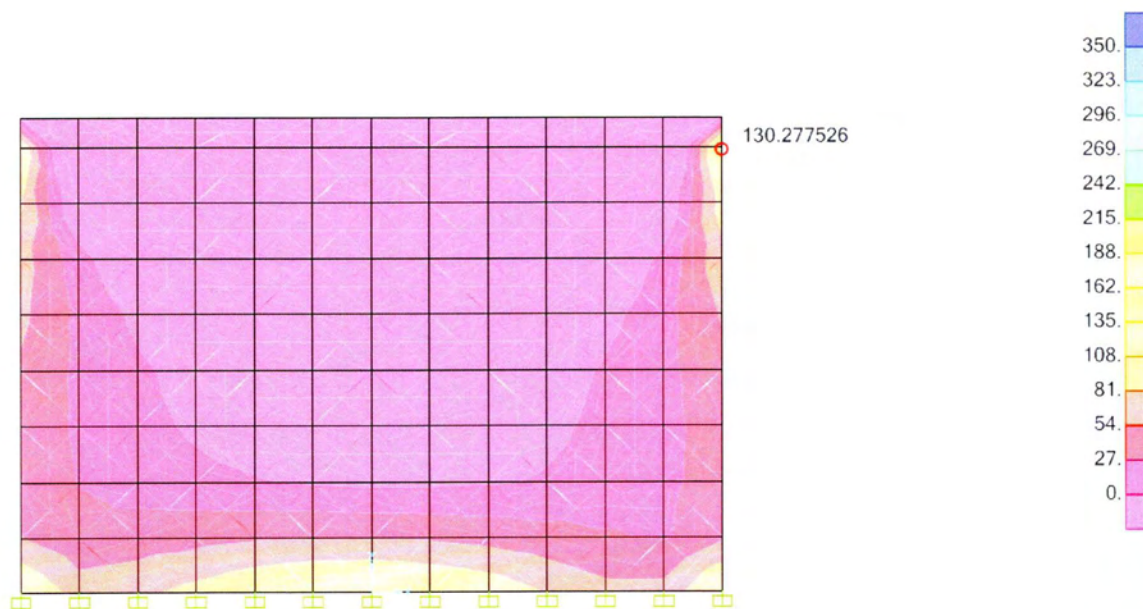
Σχήμα 6.46: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΓΔ, $n=1$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



Σχήμα 6.47: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΓΔ, $n=1$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



Σχήμα 6.48: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΔΑ, n=1, a=0.24g, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



Σχήμα 6.49: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΔΑ, n=1, a=0.24g, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.

6.3.7.3 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Για το μονόροφο μοντέλο, τόσο στην Ζώνη I όσο και στην Ζώνη II, τα αποτελέσματα από την φασματική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία προέκυψαν ευνοϊκότερα σε σχέση με αυτά των γραμμικών στοιχείων. Συγκεκριμένα:

- Στη Ζώνη I το μοντέλο εμφάνισε μέγιστη εφελκυστική τάση $S_{11} = 357$ kPa, στο πάνω άκρο του πεσσού W2, στη στάθμη του διαζώματος, στην όψη ΓΔ. Αντίστοιχα εμφάνισε μέγιστη εφελκυστική $S_{22} = 270$ kPa στη βάση δεξιά, του πεσσού W2 (βλ.Σχ.6.38-39).
- Στη Ζώνη II το μοντέλο εμφάνισε μέγιστη εφελκυστική τάση $S_{11} = 363.90$ kPa, στο πάνω άκρο του πεσσού W1, στη στάθμη του διαζώματος, στην όψη ΓΔ. Αντίστοιχα εμφάνισε μέγιστη εφελκυστική $S_{22} = 338.93$ kPa στη βάση δεξιά, του πεσσού W2 (βλ.Σχ.6.46-47).
- Οι μεγάλες αναπτυσσόμενες τάσεις στη στάθμη της οροφής παραλαμβάνονται από τα διαζώματα Ο/Σ και μπορούν να αμεληθούν.
- Η ύπαρξη του οριζόντιου διαφράγματος, που δημιουργούν οι πλάκες έχει ως αποτέλεσμα τη μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων κυρίως από τους παράλληλους στη δράση τοίχους και την ως εκ τούτου μικρή καταπόνηση των τοίχων εγκάρσια σε αυτήν.

Οι διαφορές των αποτελεσμάτων μεταξύ των δύο μονόροφων μοντέλων (Ζώνης I και II) είναι ελάχιστες. οι τοπικές εφελκυστικές αστοχίες για το μονόροφο μοντέλο Ζώνης II είναι πολύ περιορισμένες, γεγονός που μπορεί να δικαιολογήσει την χρήση άοπλης τοιχοποιίας σε Ζώνη II. Τέλος, με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων τα ανώφλια δεν αστοχούν σε διάτμηση και κάμψη, σε αντίθεση με το γραμμικό μοντέλο 1, καθώς οι εφελκυστικές τάσεις δεν ξεπερνούν την μέγιστη τιμή που έχει ληφθεί.

6.3.8 ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ Π.Σ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ

Παραδοχές

Ισχύουν οι παραδοχές κατά την §6.3.7, με τις εξής διαφοροποιήσεις εφόσον πρόκειται για διώροφο κτίριο:

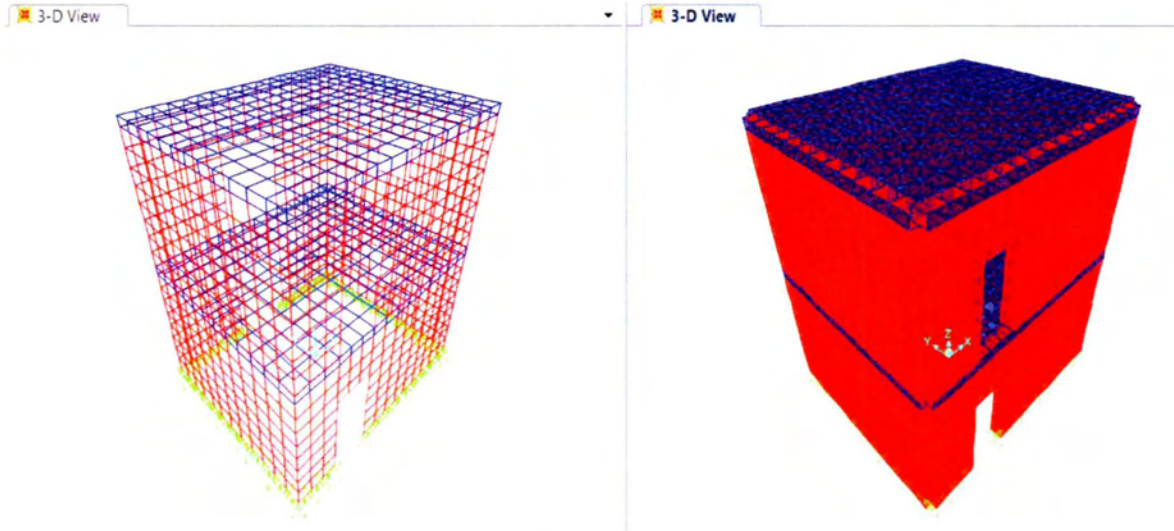
- Η επιπλέον μάζα που θεωρείται συγκεντρωμένη στο Κ.Β. της κάθε οροφής προκύπτει από το μόνιμο φορτίο της επικάλυψης και το κινητό φορτίο της πλάκας όπως και στην §6.3.7. Επομένως εφαρμόζεται:

$$m = (2.0\text{kN/m}^2 + 0.3 \cdot 3.50\text{kN/m}^2) \cdot (5 \times 6)\text{m}^2 = 9.30 \text{ tn σε κάθε οροφή.}$$

- Η ροπή αδράνειας υπολογίζεται προσεγγιστικά από την παρακάτω σχέση ως :

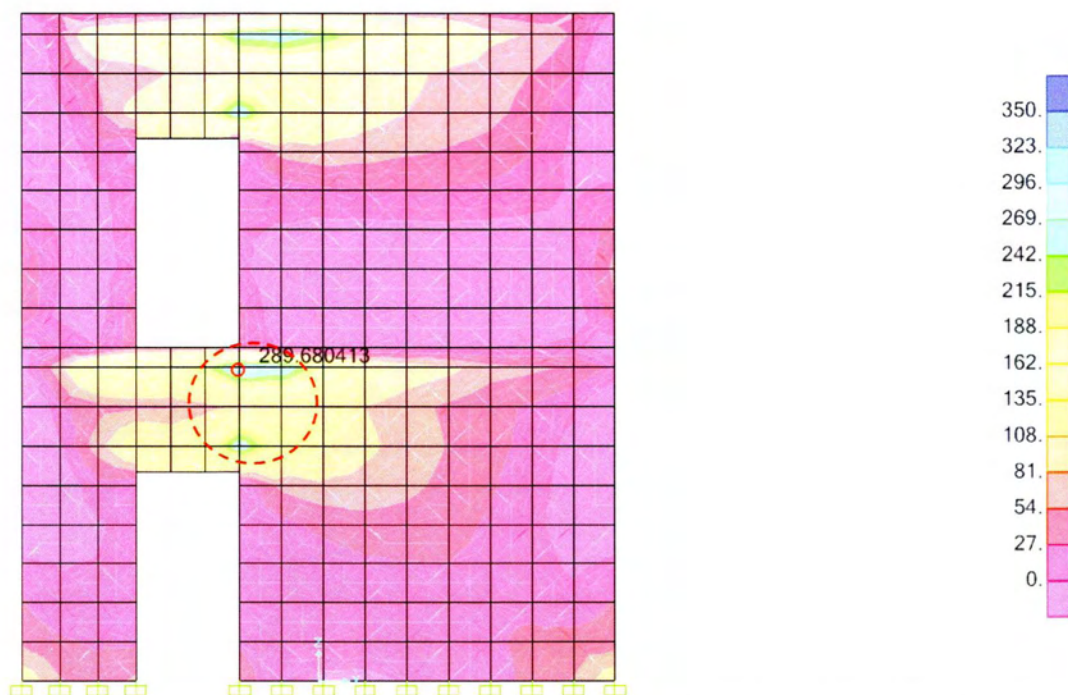
$$J_m = 9.30 \times \left(\frac{5^2 + 6^2}{12} \right) = 47.275\text{m}^4$$

- Τα φάσματα επιταχύνσεων που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση είναι του ΕΚ8 (Σχήματα 6.15-16).
- Οι τυχηματικές στρεπτικές ροπές που εφαρμόστηκαν στο Κ.Β της κάθε οροφής είναι αυτές που προκύπτουν όπως στην ελαστική ανάλυση (§6.3.6) και αφορούν την συνολική μάζα του κτιρίου.

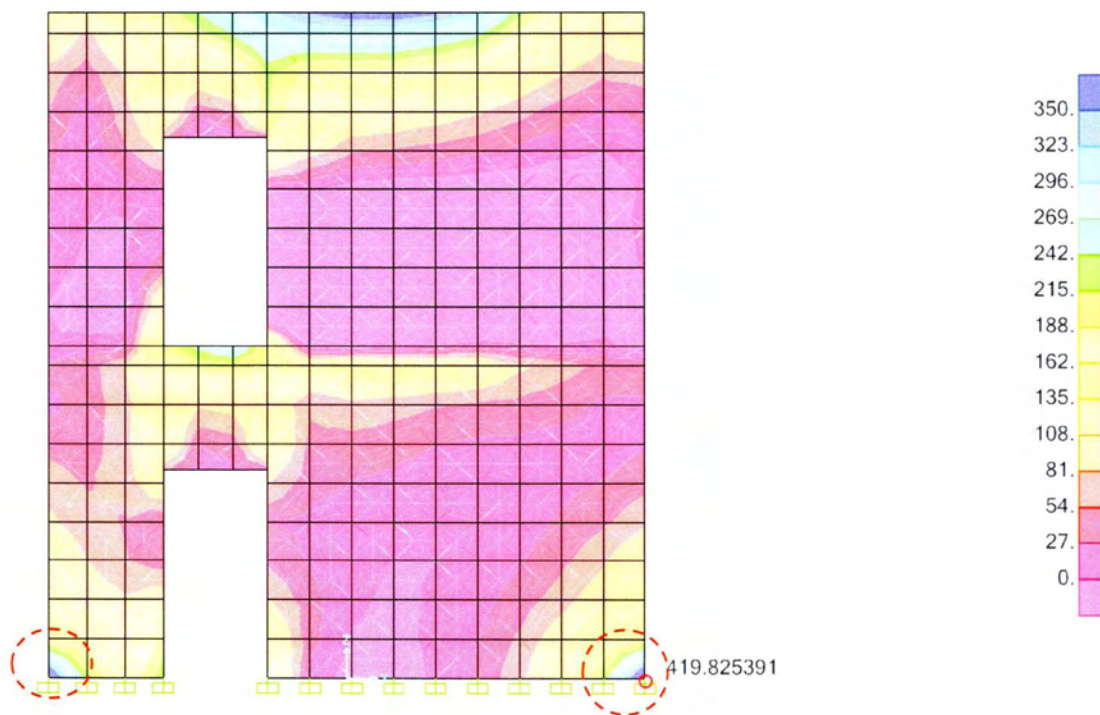


Σχήμα 6.50: Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων κελύφους (αριστερά) και χωρικών στοιχείων (δεξιά του), ($n=2$, $a_{gR}=0.16g$ και $a_{gR}=0.24g$).

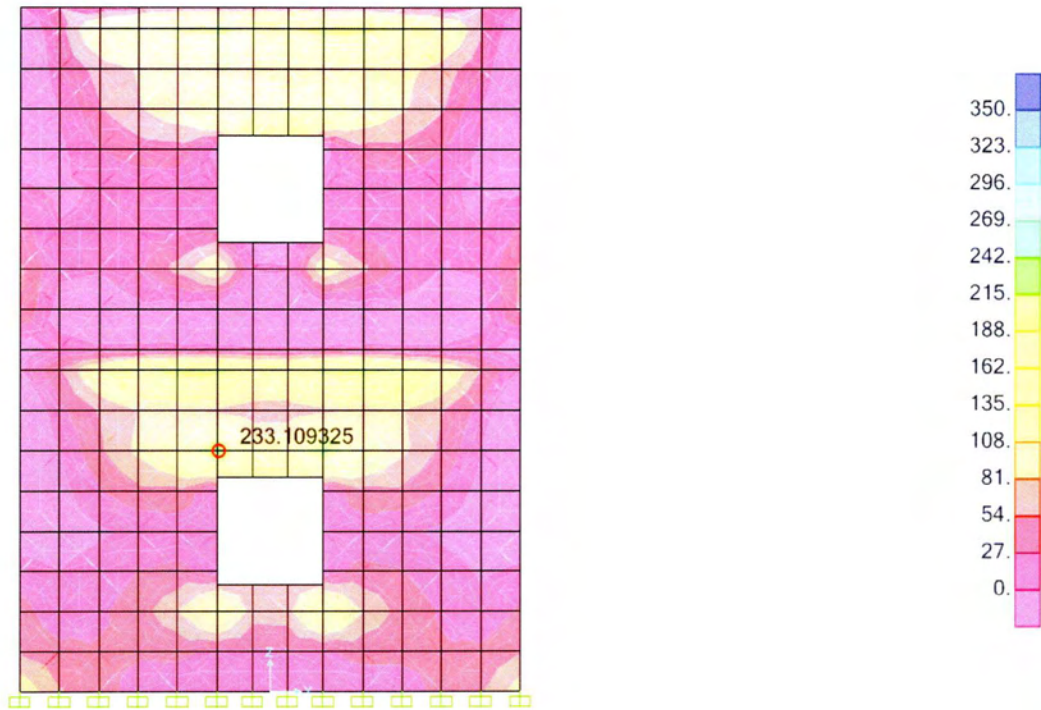
6.3.8.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ, $n=2$, $a = 0.16g$



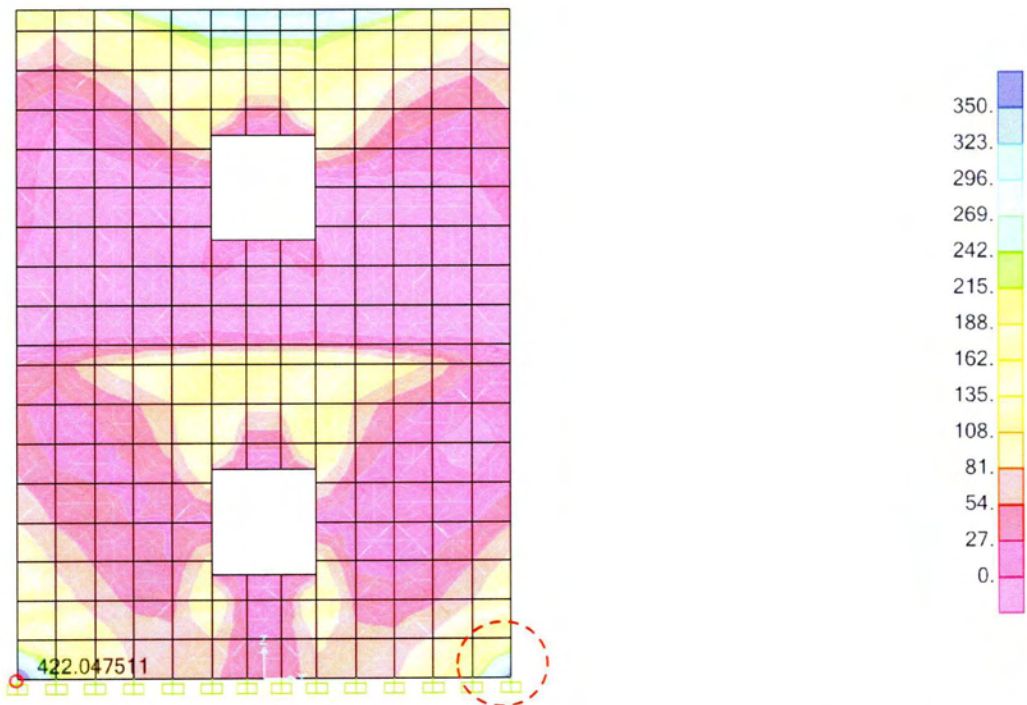
Σχήμα 6.51: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, $n=2$, $a=0.16g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



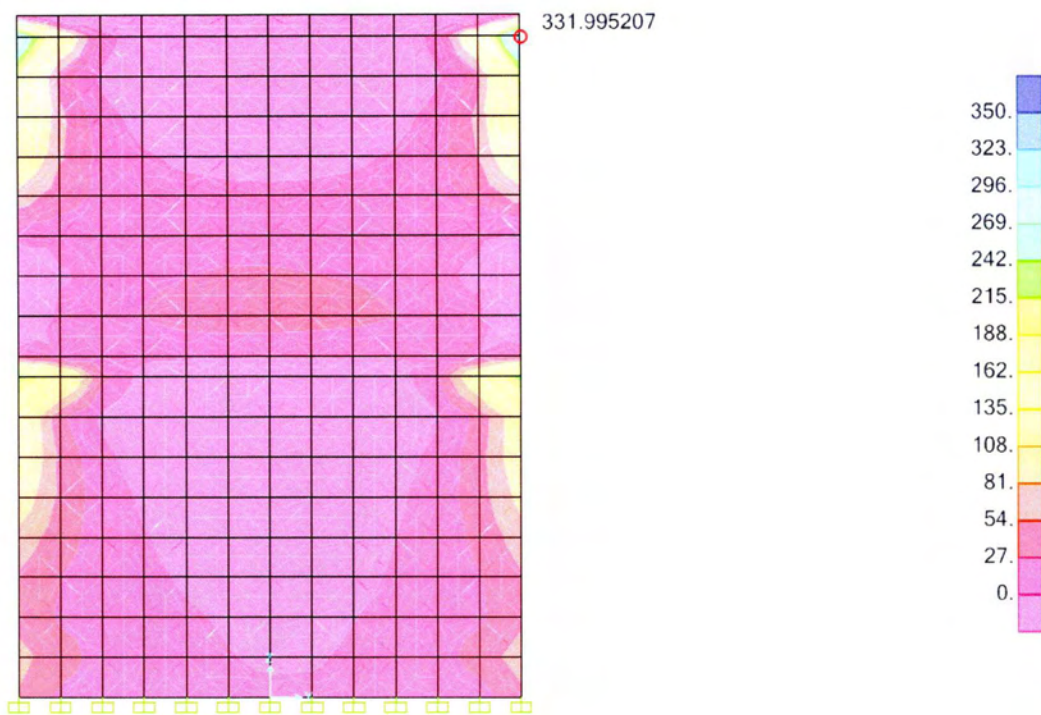
Σχήμα 6.52: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, $n=2$, $a=0.16g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



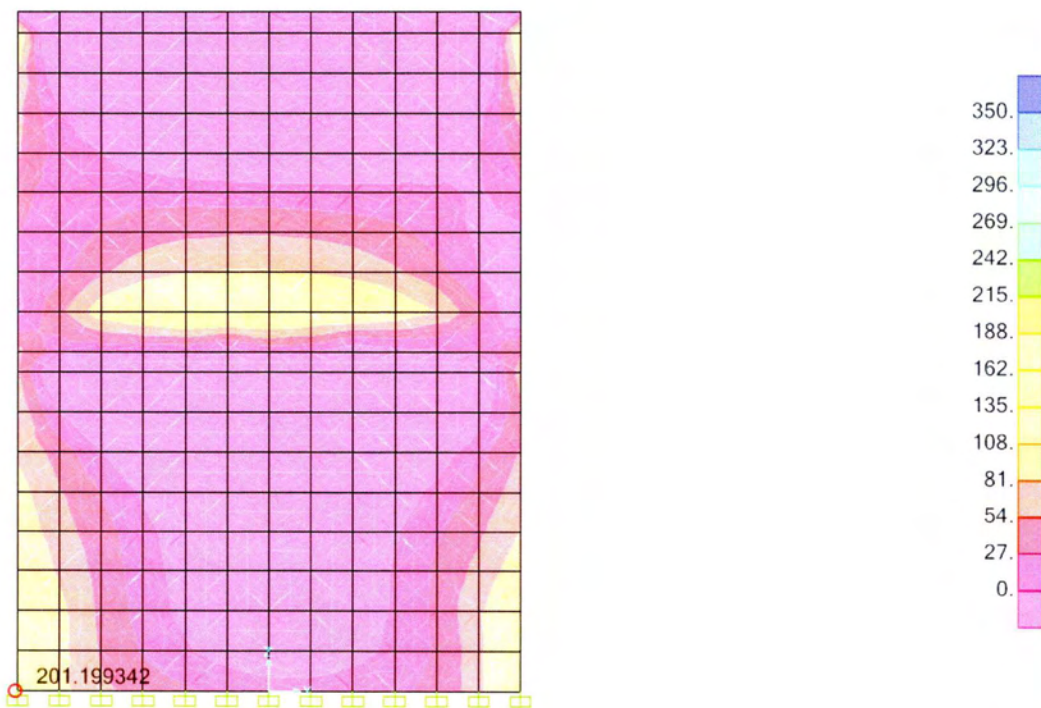
Σχήμα 6.53: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΒΓ, n=2, a=0.16g, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



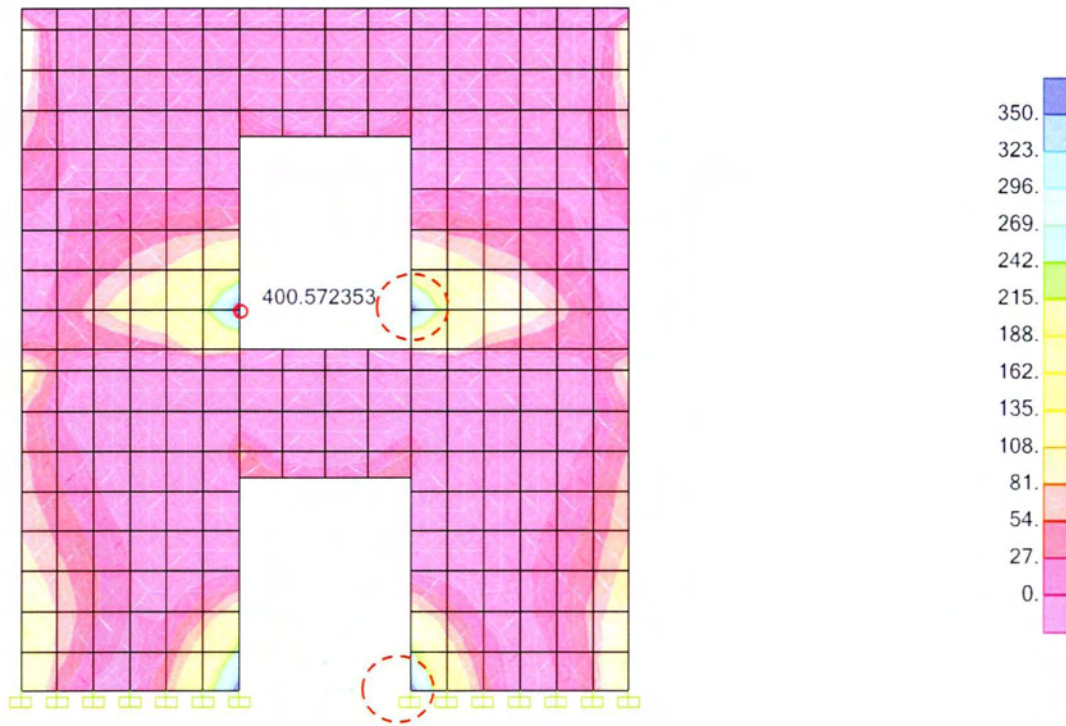
Σχήμα 6.54: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΒΓ, n=2, a=0.16g, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



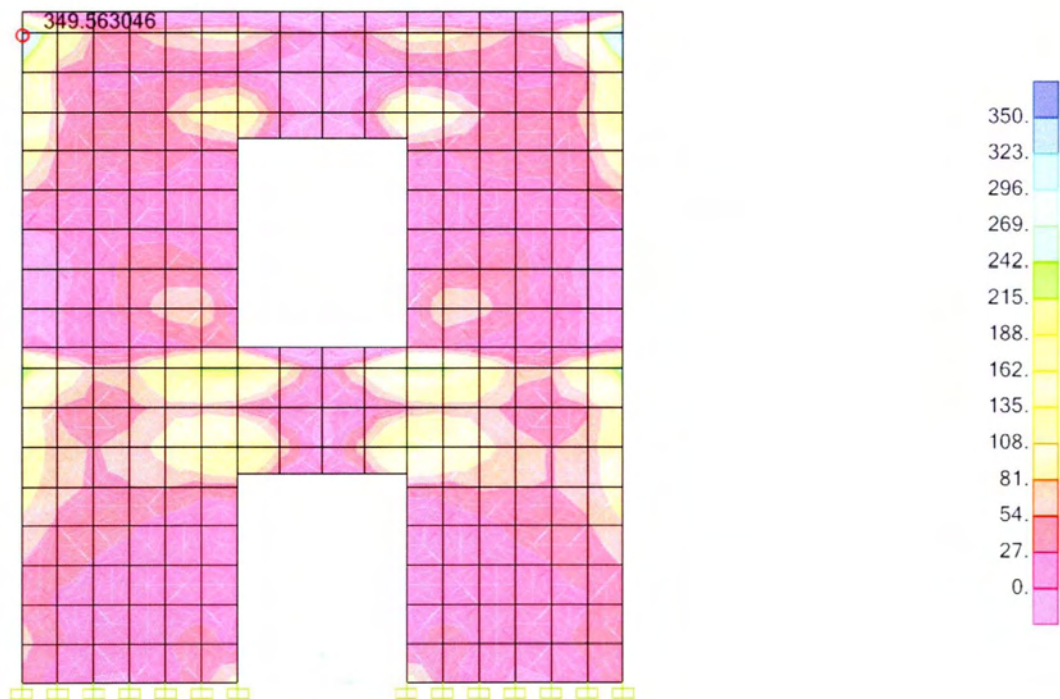
Σχήμα 6.55: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΔΑ, $n=2$, $a=0.16g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



Σχήμα 6.56: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΔΑ, $n=2$, $a=0.16g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.

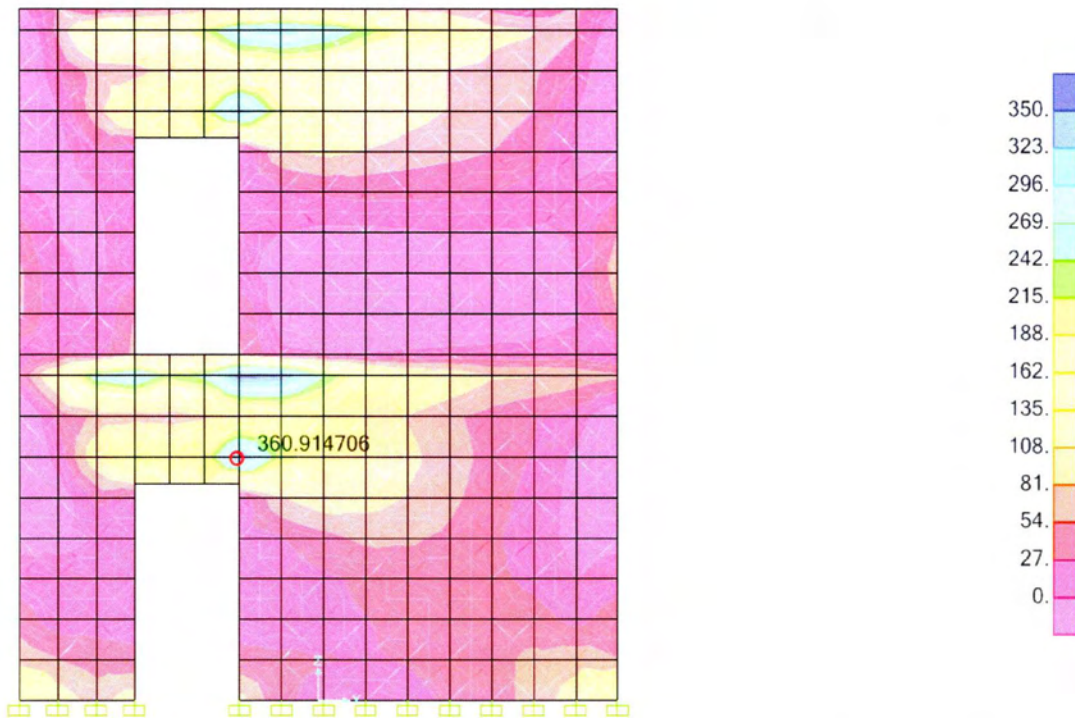


Σχήμα 6.57: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΓΔ, n=2, a=0.16g, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.

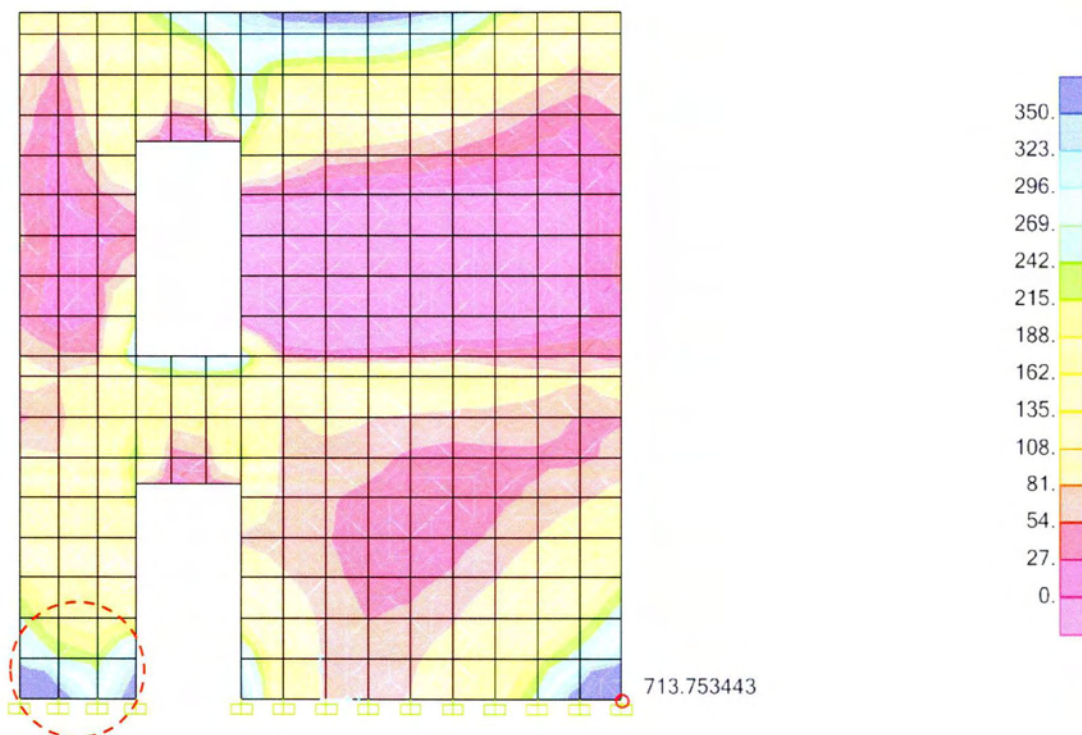


Σχήμα 6.58: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΓΔ, n=2, a=0.16g, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.

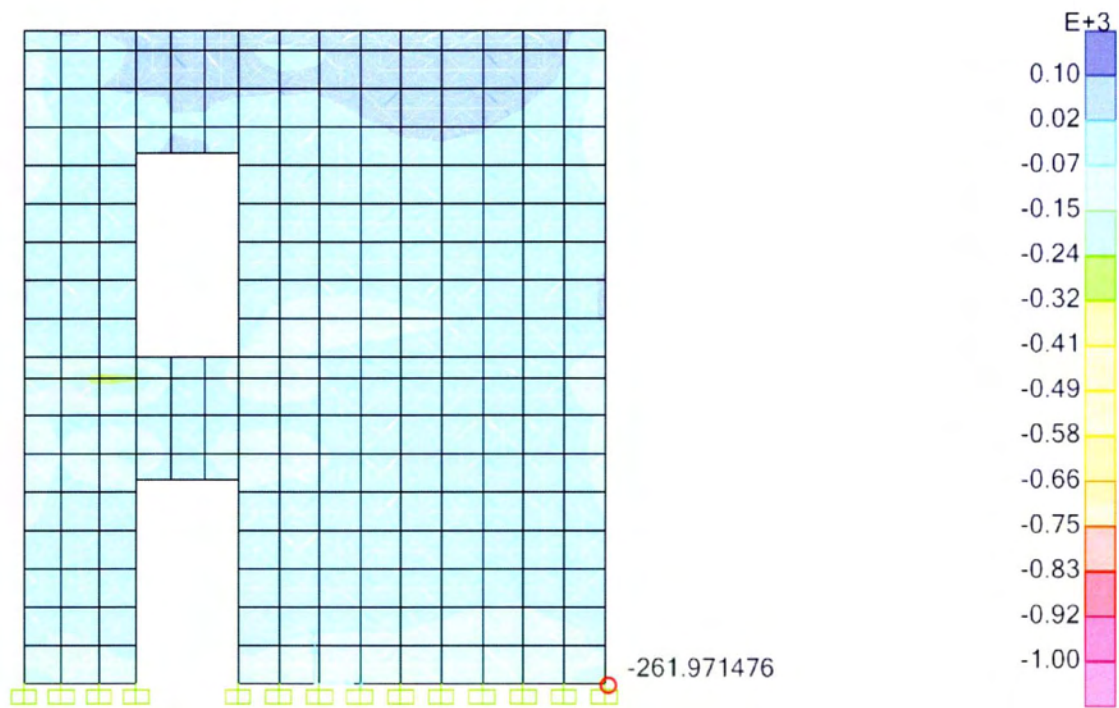
6.3.8.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ, $n=2$, $a=0.24g$



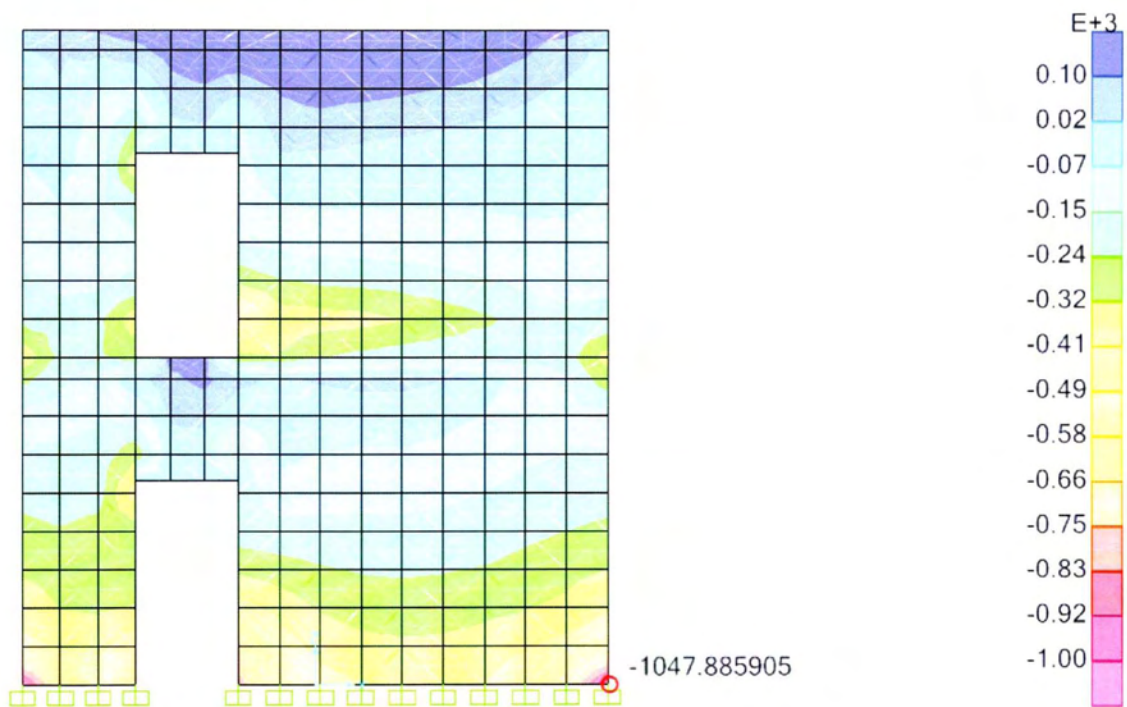
Σχήμα 6.59: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, $n=2$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα μεγίστων (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



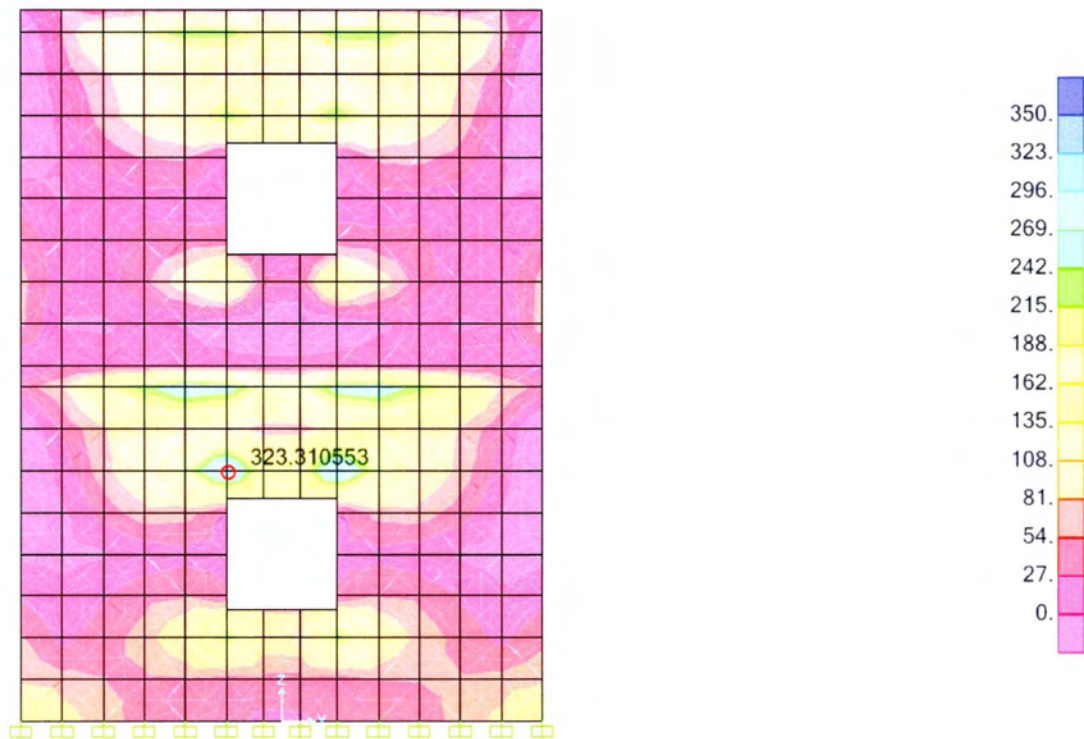
Σχήμα 6.60: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, $n=2$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα μεγίστων (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



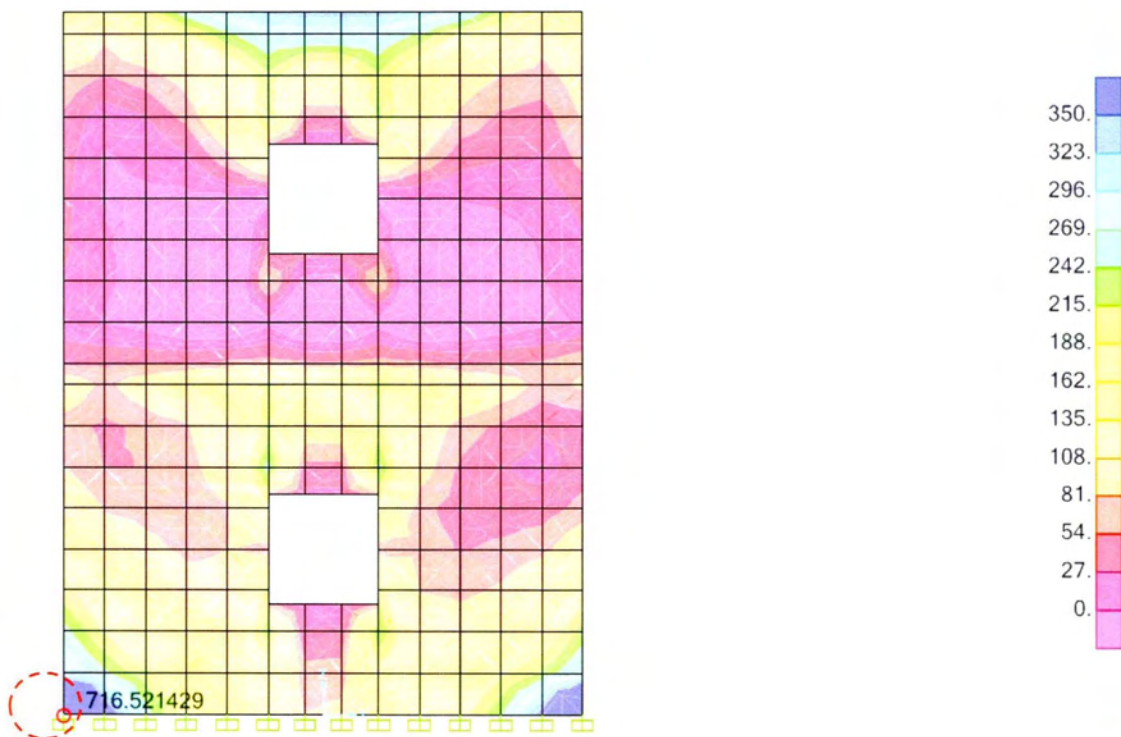
Σχήμα 6.61: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, n=2, a=0.24g, για την περιβάλλουσα ελαχίστων (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



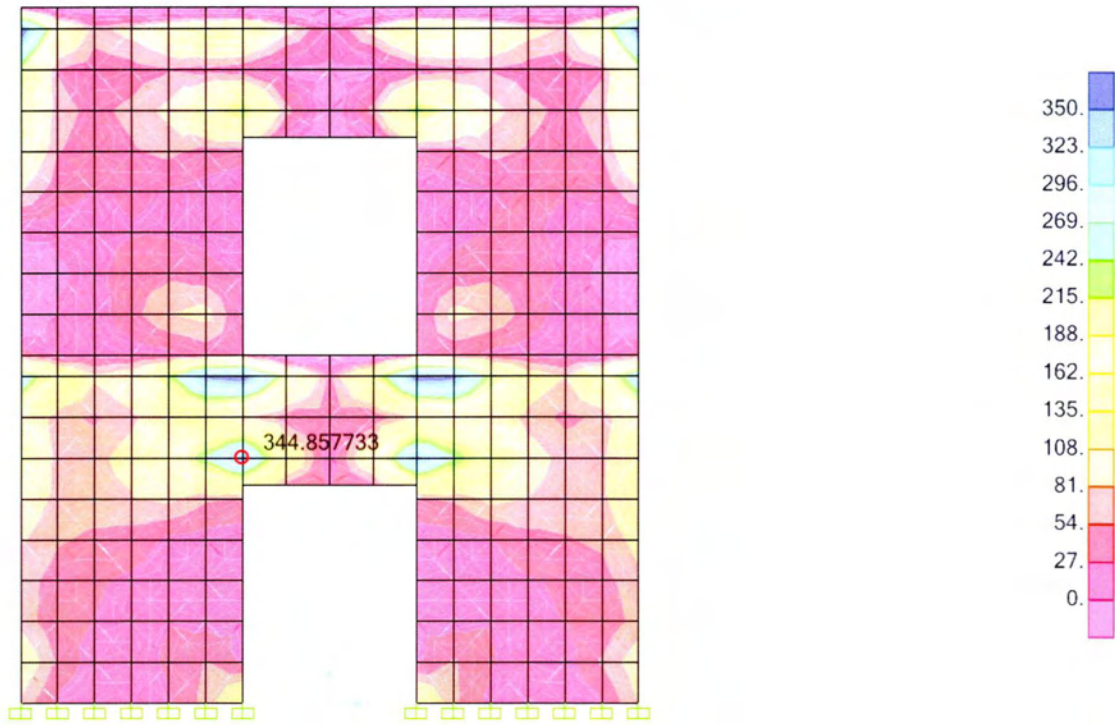
Σχήμα 6.62: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, n=2, a=0.24g, για την περιβάλλουσα ελαχίστων (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



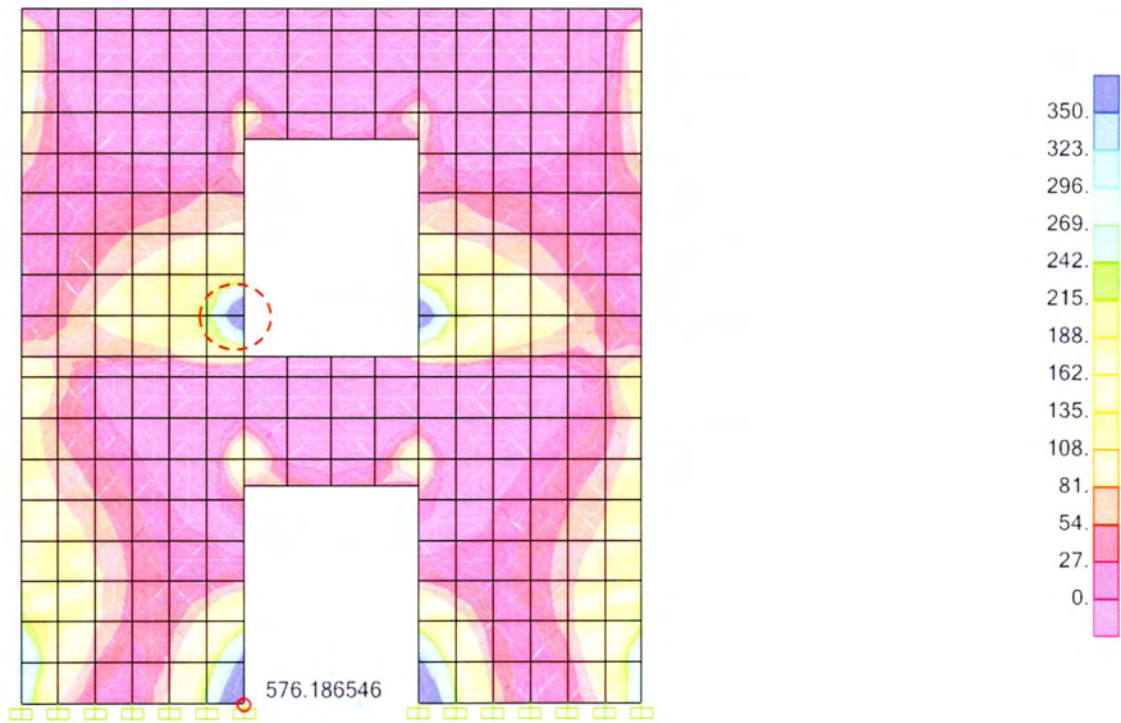
Σχήμα 6.63: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΒΓ, n=2, a=0.24g, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



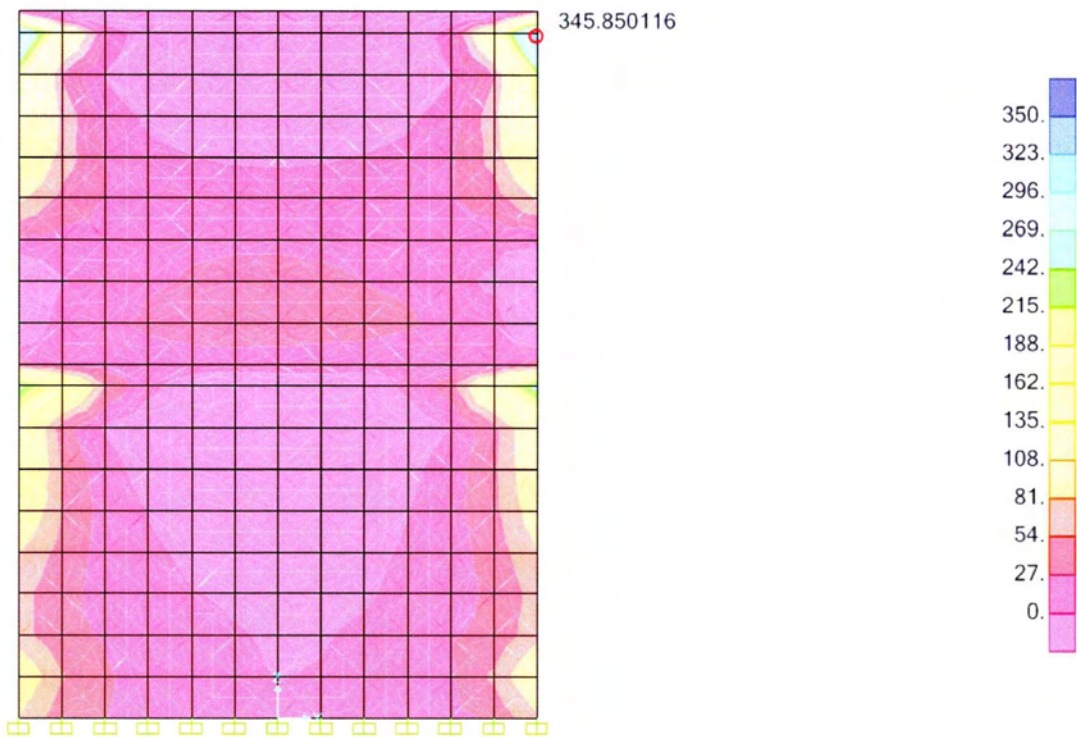
Σχήμα 6.64: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΒΓ, n=2, a=0.24g, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



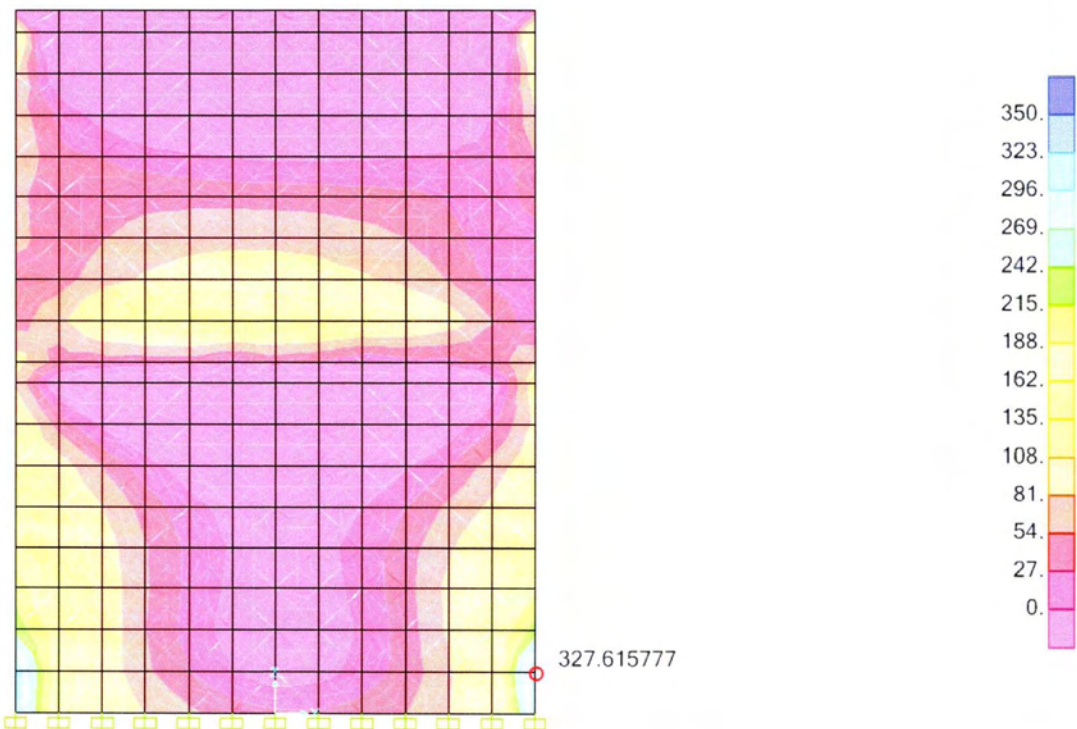
Σχήμα 6.65: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΓΔ, $n=2$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



Σχήμα 6.66: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΓΔ, $n=2$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



Σχήμα 6.67: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά ΔΑ, $n=2$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



Σχήμα 6.68: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά ΔΑ, $n=2$, $a=0.24g$, για την περιβάλλουσα (design) κατά την Φασματική Επίλυση.

6.3.8.3 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

- **0.16g**

- Όπως φαίνεται στην όψη ΑΒ του κτιρίου (Σχ.6.52) παρατηρούνται τοπικές εφελκυστικές τάσεις S22, στον πόδα των ακραίων πεσσών (419.82 kPa), οι οποίες ξεπερνάνε την εφελκυστική αντοχή (346kPa). Στην όψη ΒΓ πάλι παρατηρείται το ίδιο με S11= 233 kPa και S22=422 kPa (Σχ.6.53-6.54). Στην όψη ΓΔ S11= 349.58 kPa και S22= 400.57 kPa (Σχ.6.55-6.56). Τέλος στην όψη ΔΑ παρατηρείται επάρκεια σε όλη την επιφάνεια του πεσσού, όπου οι εφελκυστικές τάσεις αγγίζουν τις τιμές S11=331.99 kPa και S22=209.19 kPa (Σχ.6.57-6.58).
- Δυσμενή στοιχεία, δηλαδή τα στοιχεία όπου η εφελκυστική τάση ξεπερνάει κατά πολύ την αντοχή, παρατηρούνται στα άκρα στη βάση του πεσσού κυρίως του ισογείου και στην περιοχή γύρω από τα ανοίγματα.
- Η έκταση της αστοχίας είναι ελάχιστη στο σύνολο του κτιρίου και μπορεί να αμεληθεί καθώς πρόκειται για τοπικές αστοχίες διαξονικού εφελκυσμού σε περιοχές που δεν ξεπερνούν σε επιφάνεια το ένα πεπερασμένο στοιχείο. Άλλωστε με βάση τον Ευρωκώδικα 8 ένα κτίριο απλό όπως το συγκεκριμένο επιτρέπεται να κατασκευαστεί χωρίς να προηγηθεί στατική επίλυσή του.

- **0.24g**

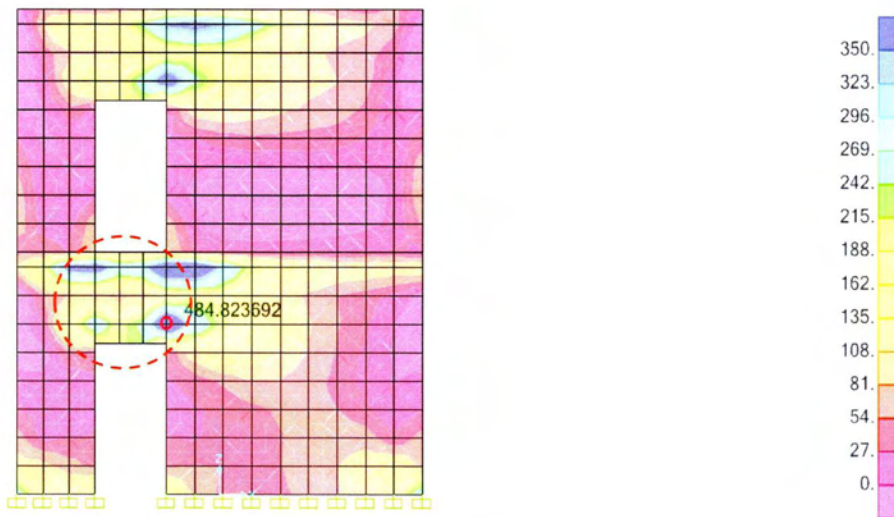
Και σε αυτή την επίλυση οι αστοχίες ήταν στα ίδια πεπερασμένα στοιχεία, πιο δυσμενείς αυτή τη φορά. Πιο συγκεκριμένα παρατηρήθηκαν τα εξής:

- Η εφελκυστική αστοχία στην βάση των πεσσών βρέθηκε να είναι πιο εκτεταμένη σε ύψος όπου δεν ξεπερνάει τα δύο στοιχεία και σε μήκος το ένα (Σχήματα 6.60, 6.64, 6.66).
- Κατά βάση η αστοχία που εμφανίζεται είναι λόγω διαξονικού εφελκυσμού, όπως και στο μονώροφο.
- Η θλιπτική μέγιστη τάση($\approx 1.0\text{MPa}$) (Σχήμα 6.62) που εμφανίζεται στο 2οροφο κτίριο δεν ξεπερνάει την επιτρεπόμενη θλιπτική τάση($=3.85\text{MPa}$).

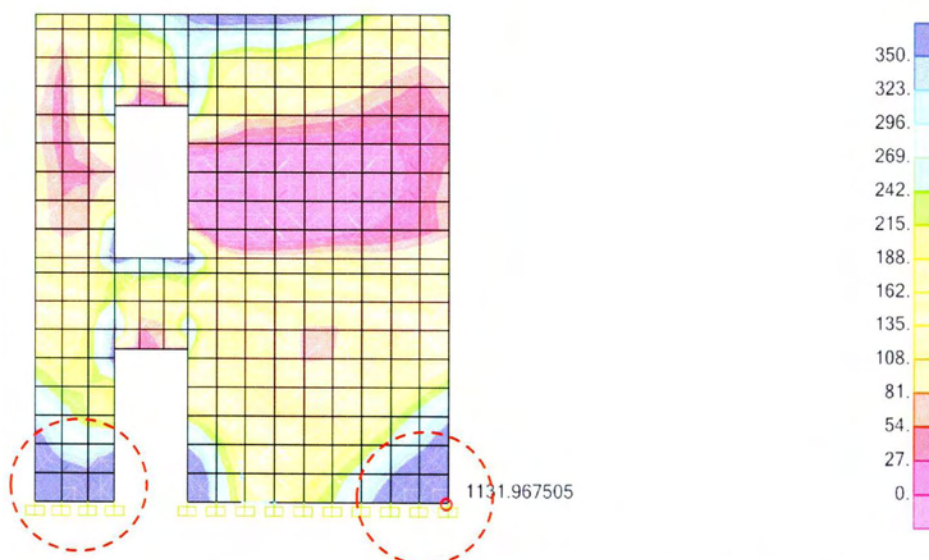
Τέλος, παρατηρείται ότι ο πρώτος όροφος είναι αυτός που καταπονείται περισσότερο και στις δύο Ζώνες.

Αντίστοιχα αποτελέσματα για 0.36g

Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης για 0.36g της όψης AB του δώροφου (Σχ.6.69-6.70). Συγκριτικά με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για 0.24g παρατηρείται μεγάλη σε έκταση αστοχία της τοιχοποιίας η οποία δεν περιορίζεται μόνο σε ένα στοιχείο κατά μήκος και καθ' ύψος αλλά σε περισσότερα από ένα, δηλαδή πάνω από 1 m και ξεπερνάει το 1 MPa στη βάση του κτιρίου. Είναι επίσης εμφανής σε μεγαλύτερο βαθμό η αστοχία των υπερθύρων εξαιτίας των μεγάλων εφελκυστικών τάσεων που δρούν (484.83 kPa). Η αντοχή του κτιρίου κρίνεται ανεπαρκής για την συγκεκριμένη στάθμη σεισμικής επιτάχυνσης (Ζώνη III).



Σχήμα 6.69: Κατανομή ορθών τάσεων S11 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, n=2, a=0.36g, για την περιβάλλουσα μεγίστων (design) κατά την Φασματική Επίλυση.



Σχήμα 6.70: Κατανομή ορθών τάσεων S22 κάτοψης (5x6), πλευρά AB, n=2, a=0.36g, για την περιβάλλουσα μεγίστων (design) κατά την Φασματική Επίλυση.

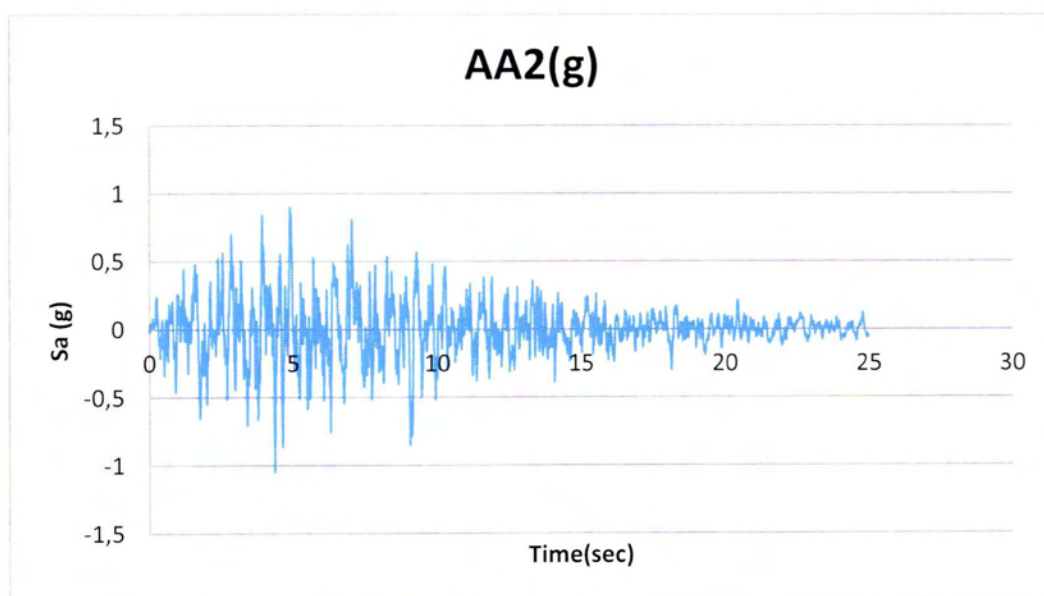
6.3.9 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΜΕ Π.Σ.

Παραδοχές

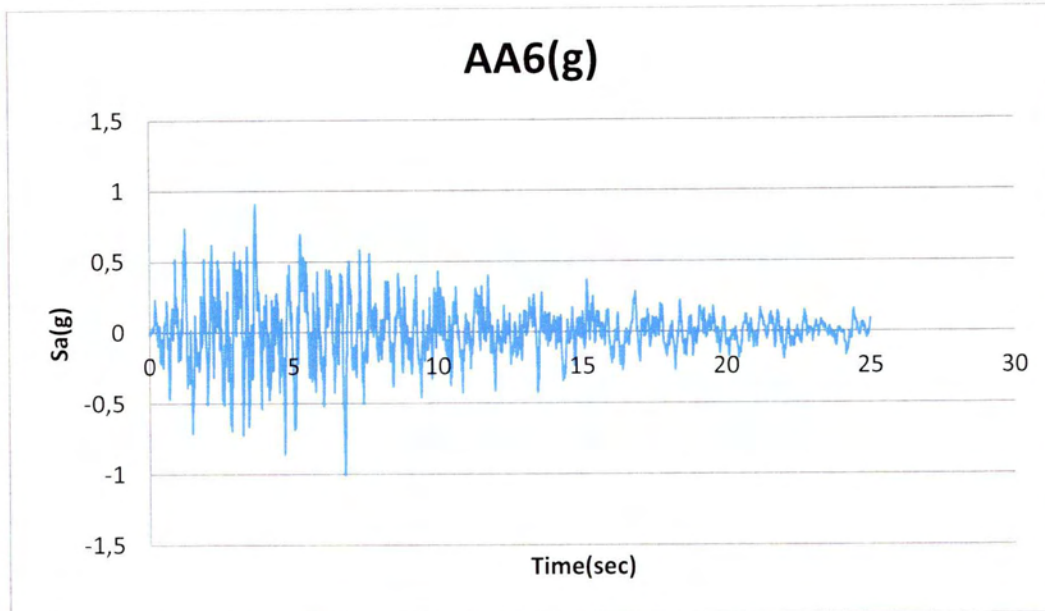
Για την δυναμική ανάλυση της χρονοϊστορίας χρησιμοποιήθηκε το ίδιο μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων που περιγράφηκε στην §6.3.8. Ελήφθη υπόψη και εδώ η επιρροή των στρεπτικών ροπών M_x , M_y , λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας (§6.3.6) και τελικώς εφαρμόστηκε στον Κόμβο του Κ.Β. (joint 17) του κτιρίου μια ροπή M_{tot} που υπολογίστηκε ως : $M_{tot} = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$.

Τα εισαγόμενα τεχνητά επιταχυνσιογράμματα AA2, AA6 που χρησιμοποιήθηκαν είναι σύμφωνα με τον EC8 (EN 1998-1:2004) και εξήχθησαν με τη βοήθεια του λογισμικού SeismoArtif [38] με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Αναφέρονται σε έδαφος A (βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού)
- Διάρκεια Βήματος, $\Delta t = 0.01$ s
- Συνολική Διάρκεια = 25 s
- Συνολικά χρονο-βήματα=2500
- PGA = 1.00g
- Βαθμός συσχέτισης : $r = 0.0005 \ll 10\% \Rightarrow$ πρακτικά ασυσχέτιστα



Σχήμα 6.71: Επιταχυνσιογράμμα AA2.



Σχήμα 6.72: Επιταχυνσιόγραμμα AA6.

Ελέγχθηκε η περίπτωση σεισμού με εδαφική $a_g=0.24g$ για το δώροφο μοντέλο. Τα επιταχυνσιογράμματα πολλαπλασιάστηκαν με τον ακόλουθο συντελεστή στο λογισμικό SAP2000:

Load Cases

Όνομα /Name: 1TH1-M+ (Scale Factor: $a_g \cdot S=0.24 \cdot 9.81 \cdot 1=2.3544$)

Όνομα /Name: 1TH1-M- (Scale Factor: $a_g \cdot S=0.24 \cdot 9.81 \cdot 1=2.3544$)

Επισημαίνεται ότι στην ανάλυση με χρονοϊστορίες λαμβάνεται $q=1$

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΕΣΣΩΝ ΚΑΙ ΑΝΩΦΛΙΩΝ

Από την δυναμική ανάλυση χρονοϊστοριών προκύπτουν αποτελέσματα μετακινήσεων ή/και εντατικών μεγεθών, όπως και από τις στατικές αναλύσεις. Η διαφορά βρίσκεται στο ότι καθορίζεται ο συγκεκριμένος χρόνος που θέλουμε να λάβουμε τα αποτελέσματα. Έτσι για ένα πεπερασμένο στοιχείο μπορούμε να εξάγουμε την χρονοϊστορία συγκεκριμένης τάσης και να δούμε σε ποιο χρόνο εμφανίζεται η μέγιστη ή ελάχιστη τάση.

Η μέθοδος που ακολουθήθηκε και εδώ για τον έλεγχο επάρκειας της τοιχοποιίας είναι το κριτήριο αστοχίας σύμφωνα με την παράγραφο §3.5.5. Επιλέχθηκε ως εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wt} = 0.347\text{MPa}$ και $f_{wc} = 3.85\text{MPa}$ για τον έλεγχο του κριτηρίου για την επιφάνεια I (εφελκυσμός – εφελκυσμός).

Αρχικά διαπιστώθηκε ότι οι χρόνοι $t = 4.36 \text{ sec}$ και $t = 6.78 \text{ sec}$ όπου εμφανίζονται οι μέγιστες επιταχύνσεις στα επιταχυνσιογράμματα AA2 και AA6 δεν αποτελούν και τους κρίσιμους χρόνους για τον έλεγχο των στοιχείων. Κι αυτό γιατί προφανώς υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ των επιταχυνσιογραμμάτων και οι κρίσιμοι χρόνοι διαφέρουν από στοιχείο σε στοιχείο.

ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ

Η εμφάνιση των αποτελεσμάτων κατά την ανάλυση των πεπερασμένων στοιχείων έγινε με την εντολή **Display -> Show Forces Stresses -> Shells.. -> Member Force Diagram**. Στο παράθυρο που εμφανίζεται επιλέγουμε τον συνδυασμό φόρτισης που θέλουμε να ελέγξουμε και στη συνέχεια μας δίνεται η δυνατότητα να εμφανίζουμε τις τάσεις σε όποιο χρονικό βήμα επιθυμούμε, εφόσον πρόκειται για την ανάλυση της Χρονοϊστορίας, με ή χωρίς ανακατανομή τάσεων στους κόμβους (**average at all joints**). Εφόσον επιλεχθεί **average at all joints** επιλέγουμε **Component Type -> Stresses, Output Type -> Visible Face** και τέλος ως **Component** την τάση που θέλουμε να εμφανιστεί **S11, S22 ή S12**.

Στη συνέχεια, από τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης λαμβάνουμε τις θέσεις αστοχίας υπό διαξονικό εφελκυσμό, δηλαδή τα δυσμενέστερα καταπονούμενα πεπερασμένα στοιχεία. Ακολουθώντας από τα αποτελέσματα των TH, στα δυσμενέστερα στοιχεία που έχουμε εντοπίσει βρίσκουμε ύστερα από δοκιμές τον κρίσιμο χρόνο t_0 όπου εμφανίζονται οι μέγιστες τάσεις S11 και S22 για το κάθε στοιχείο. Για $t = t_0$ λαμβάνουμε τις τάσεις S11, S22 και S12 και υπολογίζουμε τις κύριες τάσεις σ_1 και σ_2 . Σε περίπτωση που οι κύριες τάσεις ξεπερνούν την εφελκυστική αντοχή τότε επέρχεται αστοχία λόγω διαξονικού εφελκυσμού.

Στο Παράρτημα Β (σελ.207-216) παρατίθενται οι χρονοϊστορίες των κυρίων τάσεων για τα πιο κρίσιμα πεπερασμένα στοιχεία του δώροφου μοντέλου που επιλέχθηκαν να ελεγχθούν για την περιοχή Ι της επιφάνειας αστοχίας (εφελκυσμός – εφελκυσμός) και τα αντίστοιχα διαγράμματα σ_1 - σ_2 για τον κρίσιμο συνδυασμό 1TH1-M+.

6.3.9.1 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ - ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Τα αποτελέσματα από την γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας κρίνονται πιο αξιόπιστα από την φασματική ανάλυση για το μοντέλο με πεπερασμένα στοιχεία καθώς όπως έχει προαναφερθεί υπάρχει ταυτόχρονη εξαγωγή των ορθών τάσεων που δρούν σε ένα στοιχείο. Στην ανάλυση χρονοϊστορίας παρατηρήθηκαν αστοχίες στις ίδιες θέσεις πεπερασμένων στοιχείων με της φασματικής ανάλυσης, ελαφρά πιο δυσμενείς (Παράρτημα Β, σελ.207-216).

Στα κρίσιμα στοιχεία παρατηρήθηκε υπέρβαση της εφελκυστικής τάσης στη διάρκεια των 5 πρώτων δευτερολέπτων με μέγιστη τιμή τα 780 kPa στο πεπερασμένο στοιχείο 1015, όψη ΓΔ (Παράρτημα Β, σελ.215). Η αντίστοιχη τιμή στην φασματική ανάλυση προέκυψε 713 kPa.

Επισημαίνεται ότι θα μπορούσε να είχε γίνει καλύτερη διακριτοποίηση γύρω από την περιοχή των ανωφλίων έτσι ώστε να μην υπάρχουν σημαντικές διαφορές στην κατανομή των τάσεων με ή χωρίς την εντολή average στους κόμβους κάθε στοιχείου.

7.1 Γενικά Συμπεράσματα

Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα του Κεφαλαίου 6 πάνω στα συγκεκριμένα προβλήματα μηχανικής της τοιχοποιίας που αναλύθηκαν, μπορούν να διατυπωθούν τα ακόλουθα γενικά συμπεράσματα:

- **Δυνατότητα κατασκευής κτιρίων με φέροντα οργανισμό από άοπλη τοιχοποιία σε σεισμική ζώνη II :**
 1. Με εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης προέκυψε ότι για μεν την προσομοίωση μέσω επιφανειακών Πεπερασμένων Στοιχείων το μονώροφο μοντέλο επαρκεί σε Ζώνη II, σε αντίθεση με την δυναμική φασματική μέθοδο για το τροποποιημένο γραμμικό μονόροφο μοντέλο όπου εμφανίστηκαν δύο αστοχίες σε κάμψη.
 2. Για το διώροφο μοντέλο, στοιχεία όπου η εφελκυστική τάση ξεπερνάει κατά πολύ την επιτρεπτή τιμή παρατηρούνται στα άκρα των βάσεων των πεσσών κυρίως του ισογείου και στην περιοχή γύρω από τα ανοίγματα τόσο με την δυναμική φασματική όσο και με την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η έκταση της αστοχίας είναι ελάχιστη στο σύνολο του κτιρίου και μπορεί να αμεληθεί τόσο για την επίλυση στην Ζώνη I όσο και στην Ζώνη II: Η αστοχία δεν ξεπερνάει σε ύψος τα δύο στοιχεία και σε μήκος το ένα. Αν αναλογιστούμε ότι σε περίπτωση σεισμού οι μεγάλες συγκριτικά εφελκυστικές τάσεις που δρουν θα αναιρεθούν τελικώς λόγω του ιδίου βάρους του κτιρίου, μπορεί να θεωρηθεί επαρκές και το διώροφο κτίριο βάσει του μοντέλου των πεπερασμένων στοιχείων.
 3. Η πρόταση ενίσχυσης μέσω των οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων από Ο/Σ συγκροτούν στο επίπεδο της τοιχοποιίας πλαίσια αυξημένης δυσκαμψίας που αφενός ενισχύουν τη λειτουργία δίσκου της τοιχοποιίας και αφετέρου εγκιβωτίζουν και περισφίγγουν το τμήμα της τοιχοποιίας άνωθεν των ανοιγμάτων (ανώφλι) αποτρέποντας την πρόωρη ρηγμάτωσή υπό σεισμική καταπόνηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας, γεγονός που είχε ως συνέπεια την επάρκεια του μονώροφου γραμμικού μοντέλου στη Ζώνη II με μόνο μία αστοχία στο πάνω άκρο ενός πεσσού.

➤ **Σύγκριση Μεθόδων Ανάλυσης:**

1. Στην «Μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης», σε αντίθεση με την Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (= Φασματική)», τα αποτελέσματα είναι ταυτόχρονα. Επίσης τα αποτελέσματα από την Μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης», είναι πιο συντηρητικά από τα αποτελέσματα της φασματικής καθώς στην φασματική κατά τον σχεδιασμό υπολογίστηκε η αξονική βάσει των οιονεί μόνιμων κατακόρυφων φορτίων ($g + 0.3q$), με αποτέλεσμα να προκύπτουν ευνοϊκότερα εντατικά μεγέθη κατά τους ελέγχους.
2. Η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας συγκριτικά με την φασματική ανάλυση, κρίνεται πιο αξιόπιστη γιατί αφενός προσομοιάζει περισσότερο το φαινόμενο του σεισμού και αφετέρου διότι προκύπτουν ταυτόχρονα αποτελέσματα τάσεων.

➤ **Σύγκριση Μεθόδων Προσομοίωσης:**

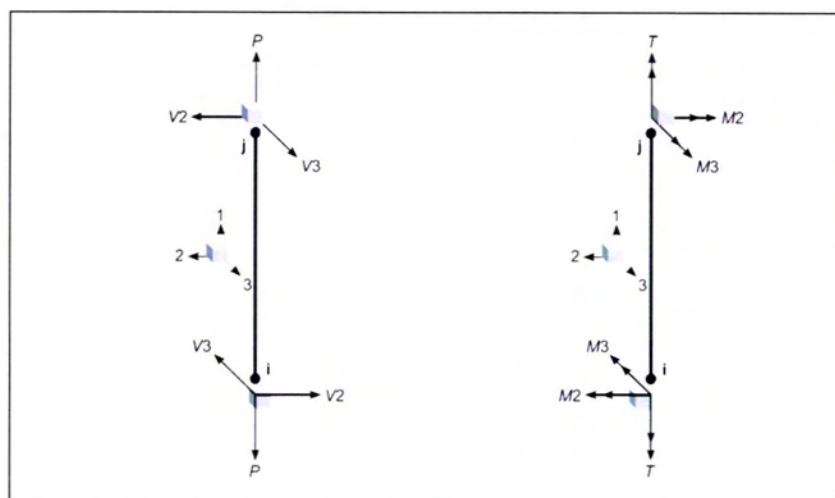
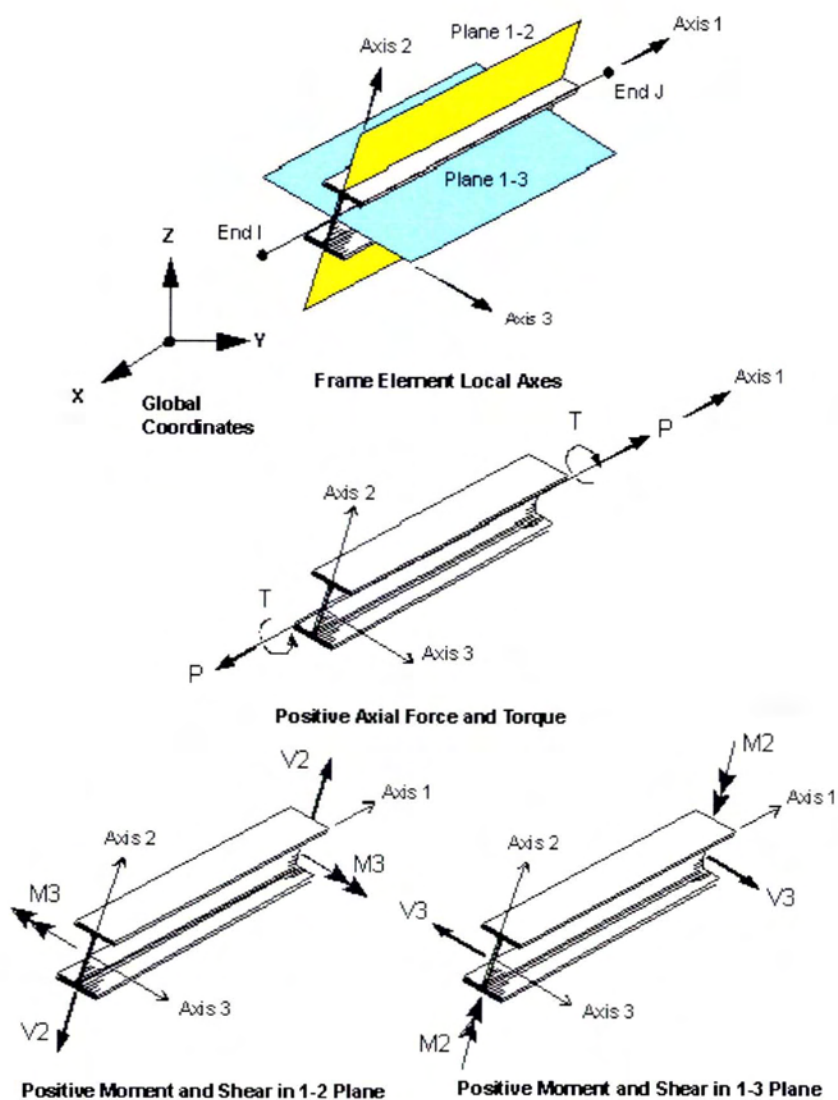
Η γραμμική μέθοδος του ισοδύναμου πλαισίου είναι πιο εύκολη στην εφαρμογή της, και ως προς την διαμόρφωση του προσομοιώματος και ως προς τους ελέγχους, απεδείχθη όμως ότι είναι πιο συντηρητική και οδηγεί σε δυσμενέστερα αποτελέσματα: Τα γραμμικά μοντέλα παρουσίασαν αστοχίες τόσο σε κάμψη εντός, όσο και εκτός επιπέδου, σε αντίθεση με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων όπου τα αποτελέσματα ήταν ευνοικότερα. Επί πλέον η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων προσομοιώνει πολύ ακριβέστερα – και συνεπώς πιο αξιόπιστα- την κατανομή μαζών της πραγματικής κατασκευής συγκριτικά με το γραμμικό μοντέλο. Όμως πρέπει να τονιστεί ότι η προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία απαιτεί κατάλληλο λογισμικό που να μπορεί να διαχειριστεί τον τεράστιο όγκο των αποτελεσμάτων.

7.2 Προτάσεις- Βελτιώσεις

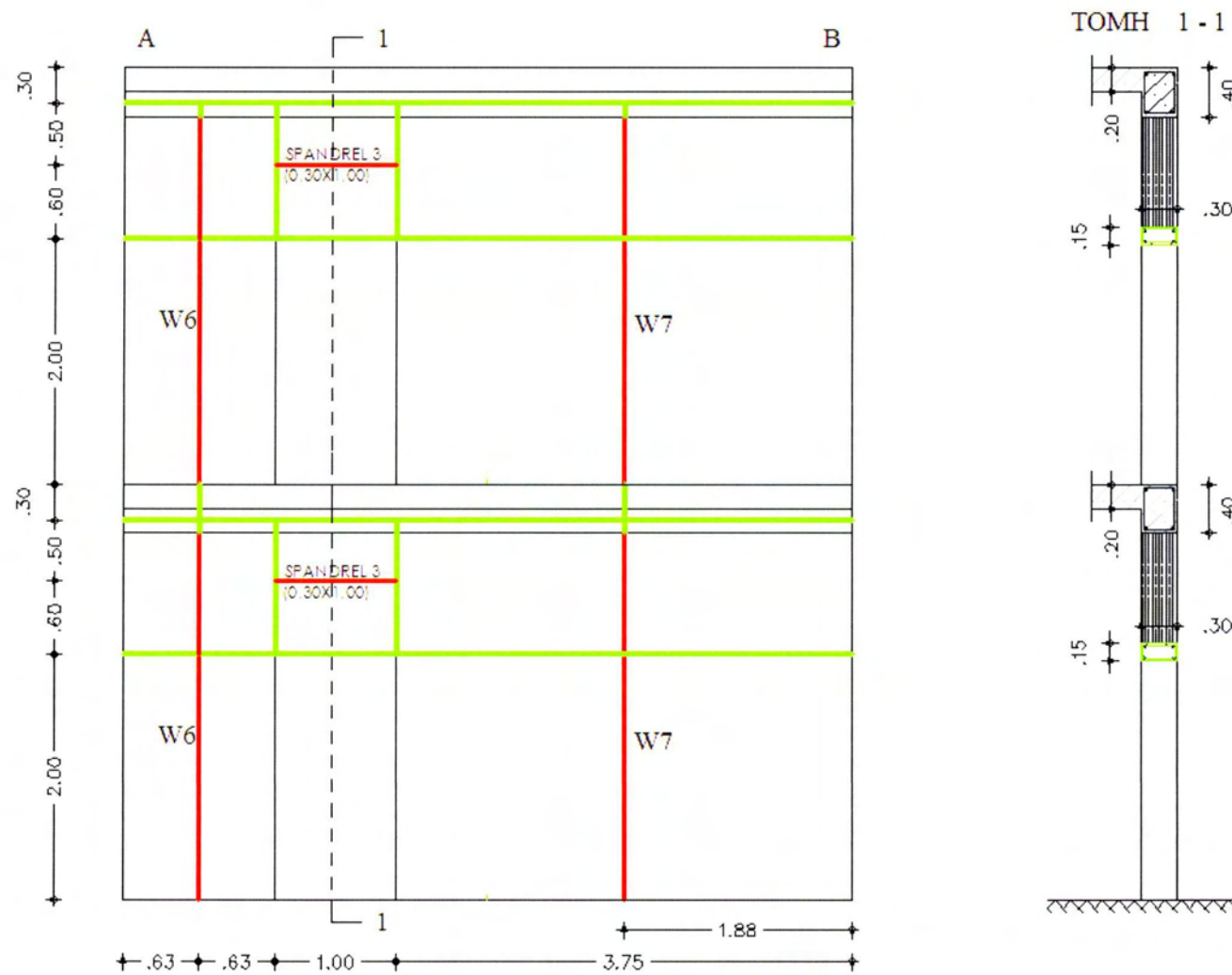
- Εκτέλεση των απαραίτητων πειραμάτων σύμφωνα με τα εθνικά πρότυπα ΕΛΟΤ 1052-1(2) [7], [8] για τον επακριβή προσδιορισμό της εφελκυστικής και διατμητικής αντοχής του συγκεκριμένου λιθοσώματος συνεκτιμώντας και την αντοχή του λεπτής στρώσεως κονιάματος.
- Προσομοίωση των κάτω τμημάτων τοιχοποιίας από τα παράθυρα (κατώφλια) στα γραμμικά μοντέλα, έτσι ώστε να δοθεί η βέλτιστη γραμμική προσομοίωση.

- Προσομοίωση του τροποποιημένου μοντέλου ενίσχυσης με πεπερασμένα στοιχεία, έτσι ώστε να συγκριθούν τα δύο μοντέλα σε επίπεδο τάσεων.
- Τέλος, να ληφθεί υπόψη και η δράση των θεμελίων κατά την ανάλυση και προσομοίωση των μοντέλων.

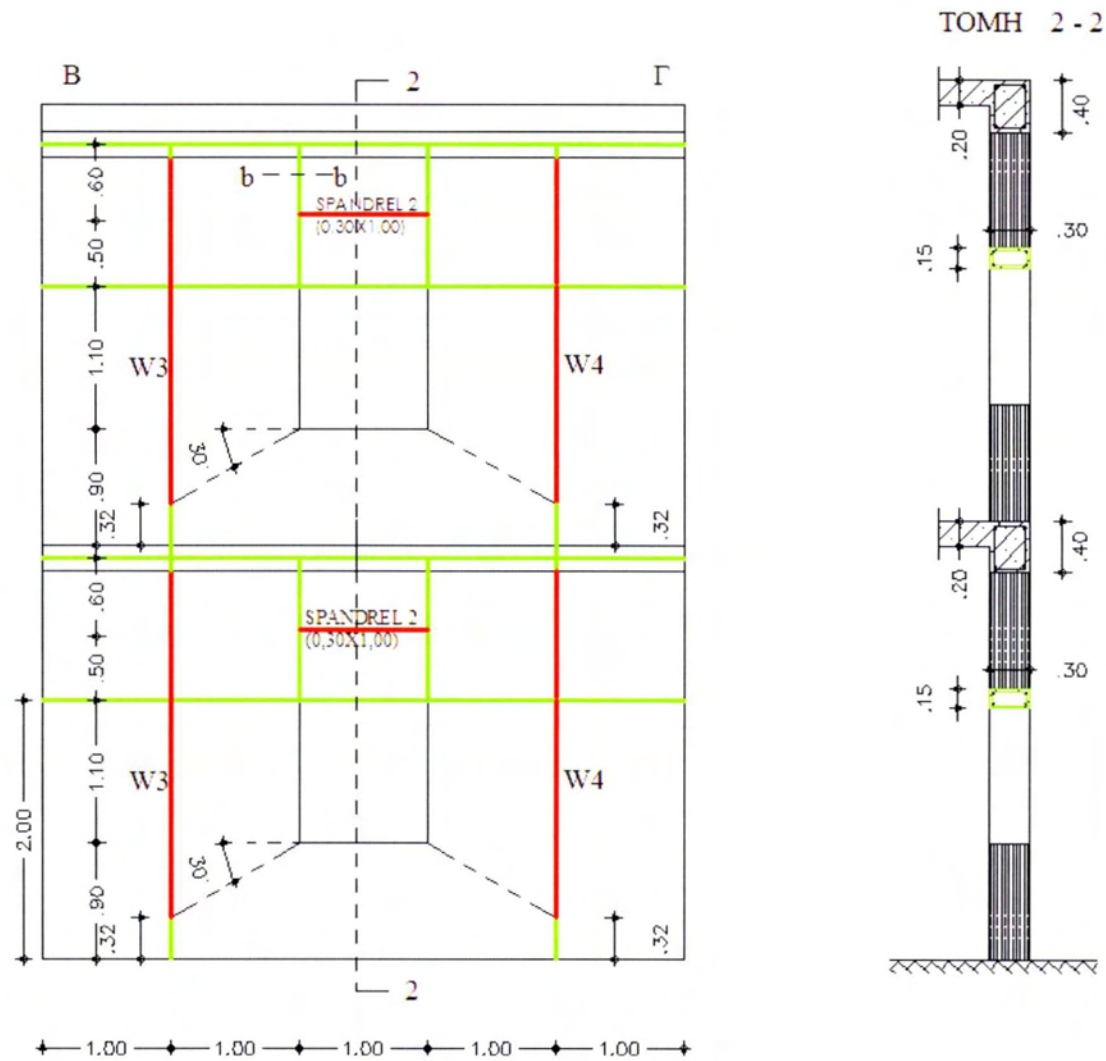
Παράρτημα Α



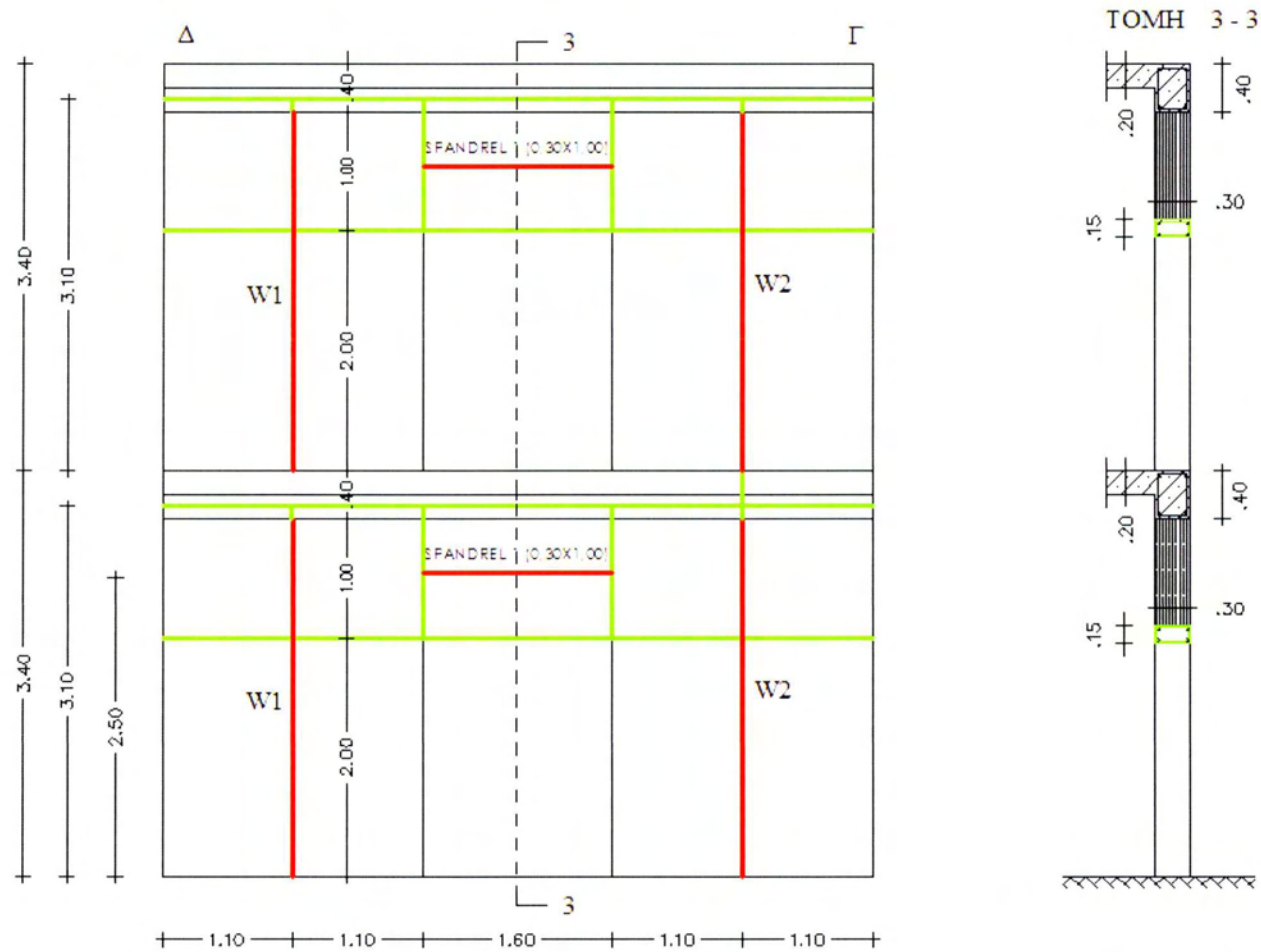
Σχήμα Α1: Εσωτερικές Δυνάμεις και Ροπές που ασκούνται σε ένα στοιχείο δοκού κατά τη θετική φορά των αξόνων στο πρόγραμμα SAP2000 [27].



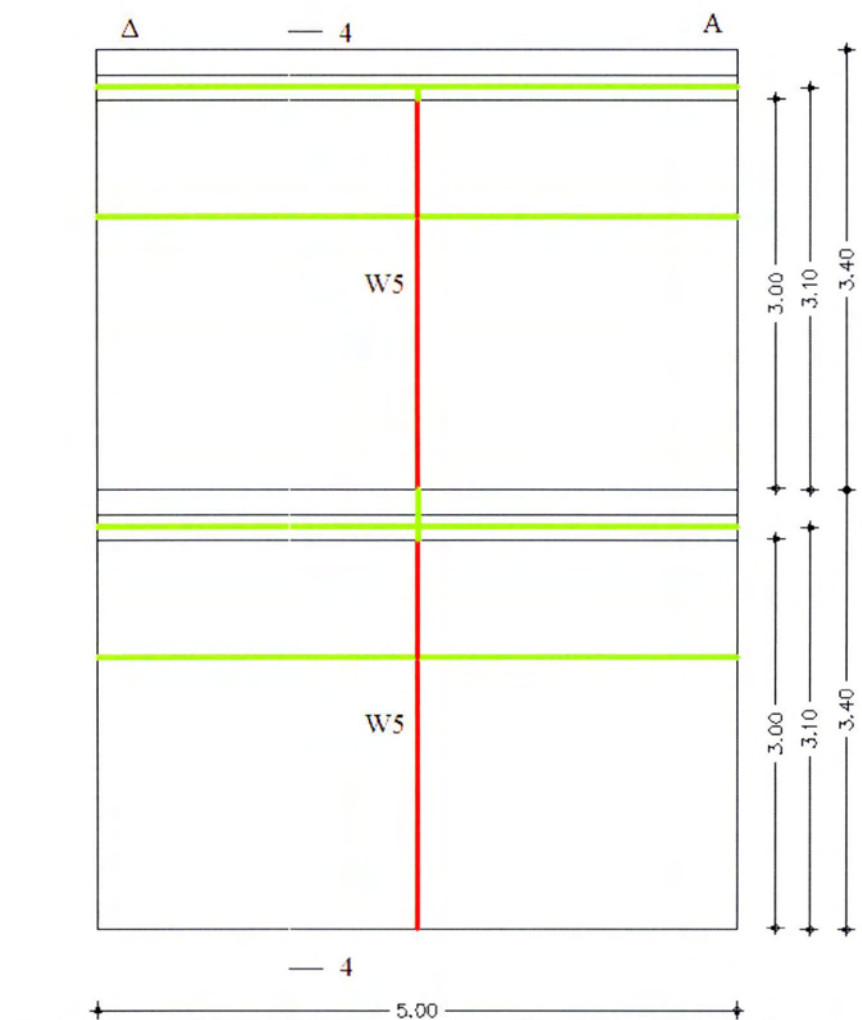
Σχήμα A2: Οψη AB, δώροφου ενισχυμένου μοντέλου κατόψεως [5x 6 m²], με εμφανές το ισόδυναμο πλαίσιο κατά τη γραμμική προσομοίωση στο SAP2000(αριστερά) και η Τομή 1-1 (δεξιά).



Σχήμα Α.3: Οψη ΒΓ, δώροφου ενισχυμένου μοντέλου κατόψεως [5x 6 m²], με εμφανές το ισοδύναμο πλαίσιο κατά τη γραμμική προσομοίωση στο SAP2000(αριστερά) και η Τομή 1-1 (δεξιά).

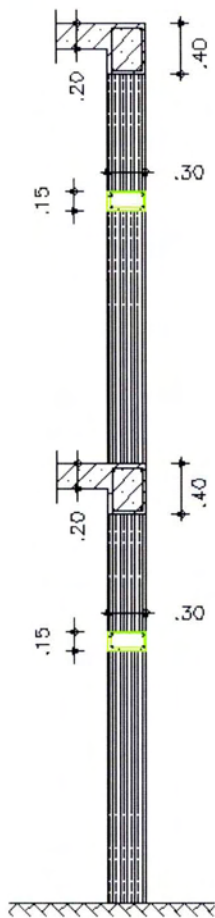


Σχήμα A.4: Οψη ΓΔ, δώροφου ενισχυμένου μοντέλου κατόψεως [5x 6 m²], με εμφανές το ισοδύναμο πλαίσιο κατά τη γραμμική προσομοίωση στο SAP2000(αριστερά) και η Τομή 1-1 (δεξιά).



Σχήμα A5: Οψη ΔΑ, δώροφου ενισχυμένου μοντέλου κατόψεως [5x 6 m²] γραμμική προσομοίωση στο SAP2000(αριστερά) και η Τομή 1-1 (δεξιά).

ΤΟΜΗ 4 - 4



, με εμφανές το ισοδύναμο πλαίσιο κατά τη

Παράρτημα Β

Πίνακας Β-1: Έλεγχος Κάμψης Πεσσών W1-W7 εντός και εκτός του επιπέδου τους, κάτοψης (5x6), n=1, a_{RR}=0.16g κατά την Γραμμική ελαστική ανάλυση.

Έλεγχος Κάμψης (εντός και εκτός επιπέδου)																
W1																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΔΥΣΜΕΝΕΣ ΑΚΡΟ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
		N _{i,b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}		
1,35g+1,5q		35.05	58.97	94.01	0.30	2.20	142.44	2.57	2.25	94.81	0.00	10.87	0.00	0.11	επάρκεια	επάρκεια
COMB 1		35.05	35.95	71.00	0.30	2.20	107.57	2.57	3.30	73.19	0.13	23.65	0.04	0.32	επάρκεια	επάρκεια
COMB 2		35.05	36.79	71.84	0.30	2.20	108.84	2.57	3.30	73.99	0.16	26.11	0.05	0.35	επάρκεια	επάρκεια
COMB 3		35.05	30.33	65.37	0.30	2.20	99.05	2.57	3.30	67.75	0.14	24.07	0.04	0.36	επάρκεια	επάρκεια
COMB 4		35.05	31.17	66.22	0.30	2.20	100.33	2.57	3.30	68.57	0.11	26.53	0.03	0.39	επάρκεια	επάρκεια
COMB 5		35.05	42.38	77.42	0.30	2.20	117.31	2.57	3.30	79.33	0.42	11.05	0.13	0.14	επάρκεια	επάρκεια
COMB 6		35.05	43.16	78.20	0.30	2.20	118.49	2.57	3.30	80.07	0.45	8.77	0.14	0.11	επάρκεια	επάρκεια
COMB 7		35.05	42.46	77.50	0.30	2.20	117.43	2.57	3.30	79.40	0.43	4.78	0.13	0.06	επάρκεια	επάρκεια
COMB 8		35.05	43.24	78.28	0.30	2.20	118.61	2.57	3.30	80.14	0.45	7.05	0.14	0.09	επάρκεια	επάρκεια
COMB 9		35.05	30.06	65.11	0.30	2.20	98.65	2.57	3.30	67.49	0.16	28.69	0.05	0.43	επάρκεια	επάρκεια
COMB 10		35.05	30.90	65.95	0.30	2.20	99.92	2.57	3.30	68.30	0.13	26.24	0.04	0.38	επάρκεια	επάρκεια
COMB 11		35.05	35.68	70.73	0.30	2.20	107.16	2.57	3.30	72.93	0.10	29.11	0.03	0.40	επάρκεια	επάρκεια
COMB 12		35.05	36.53	71.58	0.30	2.20	108.45	2.57	3.30	73.74	0.14	26.65	0.04	0.36	επάρκεια	επάρκεια
COMB 13		35.05	23.70	58.75	0.30	2.20	89.01	2.57	3.30	61.26	0.45	6.18	0.14	0.10	επάρκεια	επάρκεια
COMB 14		35.05	24.40	59.45	0.30	2.20	90.07	2.57	3.30	61.95	0.43	14.58	0.13	0.24	επάρκεια	επάρκεια
COMB 15		35.05	23.70	58.75	0.30	2.20	89.01	2.57	3.30	61.26	0.45	6.18	0.14	0.10	επάρκεια	επάρκεια
COMB 16		35.05	24.48	59.53	0.30	2.20	90.19	2.57	3.30	62.03	0.42	8.46	0.13	0.14	επάρκεια	επάρκεια
W2																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΔΥΣΜΕΝΕΣ ΑΚΡΟ	N _{i,b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
1,35g+1,5q		35.05	57.73	92.78	0.30	2.20	140.57	2.57	2.25	93.67	0.01	10.19	0.00	0.11	επάρκεια	επάρκεια
COMB 1		35.05	36.82	71.87	0.30	2.20	108.89	2.57	3.30	74.02	0.12	24.92	0.04	0.34	επάρκεια	επάρκεια
COMB 2		35.05	35.95	71.00	0.30	2.20	107.57	2.57	3.30	73.19	0.08	27.38	0.03	0.37	επάρκεια	επάρκεια
COMB 3		35.05	32.05	67.10	0.30	2.20	101.66	2.57	3.30	69.42	0.16	26.06	0.05	0.38	επάρκεια	επάρκεια
COMB 4		35.05	31.18	66.23	0.30	2.20	100.34	2.57	3.30	68.58	0.20	28.52	0.06	0.42	επάρκεια	επάρκεια
COMB 5		35.05	40.72	75.77	0.30	2.20	114.80	2.57	3.30	77.75	0.49	10.49	0.15	0.13	επάρκεια	επάρκεια
COMB 6		35.05	39.92	74.96	0.30	2.20	113.58	2.57	3.30	76.98	0.46	8.21	0.14	0.11	επάρκεια	επάρκεια
COMB 7		35.05	41.47	76.52	0.30	2.20	115.93	2.57	3.30	78.46	0.47	5.65	0.14	0.07	επάρκεια	επάρκεια
COMB 8		35.05	40.66	75.71	0.30	2.20	114.71	2.57	3.30	77.69	0.44	7.62	0.13	0.10	επάρκεια	επάρκεια
COMB 9		35.05	29.54	64.58	0.30	2.20	97.85	2.57	3.30	66.98	0.09	26.51	0.03	0.40	επάρκεια	επάρκεια
COMB 10		35.05	28.67	63.71	0.30	2.20	96.53	2.57	3.30	66.13	0.13	24.05	0.04	0.36	επάρκεια	επάρκεια
COMB 11		35.05	34.31	69.35	0.30	2.20	105.08	2.57	3.30	71.60	0.19	27.65	0.06	0.39	επάρκεια	επάρκεια
COMB 12		35.05	33.44	68.48	0.30	2.20	103.76	2.57	3.30	70.76	0.15	25.19	0.05	0.36	επάρκεια	επάρκεια
COMB 13		35.05	25.57	60.62	0.30	2.20	91.85	2.57	3.30	63.10	0.46	15.41	0.14	0.24	επάρκεια	επάρκεια
COMB 14		35.05	24.01	59.06	0.30	2.20	89.48	2.57	3.30	61.57	0.48	5.97	0.15	0.10	επάρκεια	επάρκεια
COMB 15		35.05	25.57	60.62	0.30	2.20	91.85	2.57	3.30	63.10	0.46	15.41	0.14	0.24	επάρκεια	επάρκεια
COMB 16		35.05	24.77	59.81	0.30	2.20	90.63	2.57	3.30	62.31	0.50	17.38	0.15	0.28	επάρκεια	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-1)

W3																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΔΥΣΜΕΝΕΣ ΑΚΡΟ	N _{i,b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
1,35g+1,5q		31.86	49.25	81.11	0.30	2.00	135.19	2.57	2.05	74.70	0.02	10.03	0.01	0.13	επάρκεια	επάρκεια
COMB 1		31.86	38.62	70.48	0.30	2.00	117.46	2.57	3.00	65.64	0.58	5.45	0.19	0.08	επάρκεια	επάρκεια
COMB 2		31.86	38.25	70.11	0.30	2.00	116.85	2.57	3.00	65.32	0.55	2.80	0.18	0.04	επάρκεια	επάρκεια
COMB 3		31.86	40.68	72.54	0.30	2.00	120.89	2.57	3.00	67.41	0.58	7.29	0.19	0.11	επάρκεια	επάρκεια
COMB 4		31.86	40.31	72.17	0.30	2.00	120.28	2.57	3.00	67.10	0.55	9.94	0.18	0.15	επάρκεια	επάρκεια
COMB 5		31.86	21.09	52.95	0.30	2.00	88.25	2.57	3.00	50.22	0.17	21.95	0.06	0.44	επάρκεια	επάρκεια
COMB 6		31.86	20.75	52.61	0.30	2.00	87.69	2.57	3.00	49.92	0.20	19.49	0.07	0.39	επάρκεια	επάρκεια
COMB 7		31.86	28.07	59.93	0.30	2.00	99.88	2.57	3.00	56.43	0.17	21.15	0.06	0.37	επάρκεια	επάρκεια
COMB 8		31.86	27.73	59.59	0.30	2.00	99.31	2.57	3.00	56.13	0.15	18.69	0.05	0.33	επάρκεια	επάρκεια
COMB 9		31.86	17.42	49.28	0.30	2.00	82.14	2.57	3.00	46.92	0.58	12.49	0.19	0.27	επάρκεια	επάρκεια
COMB 10		31.86	17.06	48.92	0.30	2.00	81.53	2.57	3.00	46.59	0.60	14.80	0.20	0.32	επάρκεια	επάρκεια
COMB 11		31.86	15.37	47.23	0.30	2.00	78.71	2.57	3.00	45.05	0.58	8.12	0.19	0.18	επάρκεια	επάρκεια
COMB 12		31.86	15.00	46.86	0.30	2.00	78.10	2.57	3.00	44.72	0.60	5.47	0.20	0.12	επάρκεια	επάρκεια
COMB 13		31.86	34.92	66.78	0.30	2.00	111.30	2.57	3.00	62.44	0.17	21.32	0.06	0.34	επάρκεια	επάρκεια
COMB 14		31.86	27.61	59.47	0.30	2.00	99.11	2.57	3.00	56.02	0.20	24.18	0.07	0.43	επάρκεια	επάρκεια
COMB 15		31.86	34.92	66.78	0.30	2.00	111.30	2.57	3.00	62.44	0.17	21.32	0.06	0.34	επάρκεια	επάρκεια
COMB 16		31.86	34.58	66.44	0.30	2.00	110.73	2.57	3.00	62.14	0.15	23.77	0.05	0.38	επάρκεια	επάρκεια
W4																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΔΥΣΜΕΝΕΣ ΑΚΡΟ	N _{i,b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
1,35g+1,5q		31.86	50.66	82.52	0.30	2.00	137.53	2.57	2.05	75.89	0.02	9.04	0.01	0.12	επάρκεια	επάρκεια
COMB 1		31.86	37.94	69.80	0.30	2.00	116.33	2.57	3.00	65.05	0.57	6.09	0.19	0.09	επάρκεια	επάρκεια
COMB 2		31.86	38.20	70.06	0.30	2.00	116.76	2.57	3.00	65.28	0.62	3.79	0.21	0.06	επάρκεια	επάρκεια
COMB 3		31.86	35.46	67.32	0.30	2.00	112.20	2.57	3.00	62.90	0.59	6.92	0.20	0.11	επάρκεια	επάρκεια
COMB 4		31.86	35.72	67.58	0.30	2.00	112.63	2.57	3.00	63.13	0.63	9.56	0.21	0.15	επάρκεια	επάρκεια
COMB 5		31.86	30.18	62.04	0.30	2.00	103.41	2.57	3.00	58.29	0.24	23.88	0.08	0.41	επάρκεια	επάρκεια
COMB 6		31.86	30.42	62.28	0.30	2.00	103.81	2.57	3.00	58.51	0.20	21.76	0.07	0.37	επάρκεια	επάρκεια
COMB 7		31.86	35.10	66.96	0.30	2.00	111.60	2.57	3.00	62.59	0.13	22.25	0.04	0.36	επάρκεια	επάρκεια
COMB 8		31.86	35.34	67.20	0.30	2.00	112.00	2.57	3.00	62.80	0.17	19.78	0.06	0.31	επάρκεια	επάρκεια
COMB 9		31.86	19.06	50.92	0.30	2.00	84.87	2.57	3.00	48.40	0.64	6.37	0.21	0.13	επάρκεια	επάρκεια
COMB 10		31.86	19.33	51.19	0.30	2.00	85.31	2.57	3.00	48.63	0.60	4.66	0.20	0.10	επάρκεια	επάρκεια
COMB 11		31.86	21.54	53.40	0.30	2.00	89.01	2.57	3.00	50.63	0.65	16.11	0.22	0.32	επάρκεια	επάρκεια
COMB 12		31.86	21.80	53.66	0.30	2.00	89.44	2.57	3.00	50.86	0.61	13.81	0.20	0.27	επάρκεια	επάρκεια
COMB 13		31.86	26.84	58.70	0.30	2.00	97.83	2.57	3.00	55.34	0.18	20.13	0.06	0.36	επάρκεια	επάρκεια
COMB 14		31.86	22.16	54.02	0.30	2.00	90.03	2.57	3.00	51.18	0.15	21.11	0.05	0.41	επάρκεια	επάρκεια
COMB 15		31.86	26.84	58.70	0.30	2.00	97.83	2.57	3.00	55.34	0.18	20.13	0.06	0.36	επάρκεια	επάρκεια
COMB 16		31.86	27.08	58.94	0.30	2.00	98.23	2.57	3.00	55.55	0.22	22.58	0.07	0.41	επάρκεια	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-1)

W5																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΔΥΣΜΕΝΕΣ ΑΚΡΟ	N _{i.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
1,35g+1,5q		79.65	102.88	182.53	0.30	5.00	121.69	2.57	5.11	423.87	0.04	10.03	0.01	0.02	επάρκεια	επάρκεια
COMB 1		79.65	39.41	119.06	0.30	5.00	79.37	2.57	7.50	283.83	1.15	5.45	0.15	0.02	επάρκεια	επάρκεια
COMB 2		79.65	38.84	118.49	0.30	5.00	78.99	2.57	7.50	282.54	1.16	2.80	0.16	0.01	επάρκεια	επάρκεια
COMB 3		79.65	39.47	119.12	0.30	5.00	79.41	2.57	7.50	283.97	1.16	7.29	0.16	0.03	επάρκεια	επάρκεια
COMB 4		79.65	38.90	118.55	0.30	5.00	79.03	2.57	7.50	282.68	1.18	9.94	0.16	0.04	επάρκεια	επάρκεια
COMB 5		79.65	64.05	143.70	0.30	5.00	95.80	2.57	7.50	339.14	0.41	21.95	0.05	0.06	επάρκεια	επάρκεια
COMB 6		79.65	63.52	143.17	0.30	5.00	95.45	2.57	7.50	337.96	0.40	19.49	0.05	0.06	επάρκεια	επάρκεια
COMB 7		79.65	52.63	132.28	0.30	5.00	88.19	2.57	7.50	313.66	0.30	21.15	0.04	0.07	επάρκεια	επάρκεια
COMB 8		79.65	52.10	131.75	0.30	5.00	87.84	2.57	7.50	312.48	0.32	18.69	0.04	0.06	επάρκεια	επάρκεια
COMB 9		79.65	77.52	157.17	0.30	5.00	104.78	2.57	7.50	368.86	1.21	12.49	0.16	0.03	επάρκεια	επάρκεια
COMB 10		79.65	76.95	156.60	0.30	5.00	104.40	2.57	7.50	367.61	1.20	14.80	0.16	0.04	επάρκεια	επάρκεια
COMB 11		79.65	77.46	157.11	0.30	5.00	104.74	2.57	7.50	368.73	1.22	8.12	0.16	0.02	επάρκεια	επάρκεια
COMB 12		79.65	76.89	156.54	0.30	5.00	104.36	2.57	7.50	367.48	1.21	5.47	0.16	0.01	επάρκεια	επάρκεια
COMB 13		79.65	52.84	132.49	0.30	5.00	88.33	2.57	7.50	314.13	0.35	21.32	0.05	0.07	επάρκεια	επάρκεια
COMB 14		79.65	63.73	143.38	0.30	5.00	95.59	2.57	7.50	338.43	0.35	24.18	0.05	0.07	επάρκεια	επάρκεια
COMB 15		79.65	52.84	132.49	0.30	5.00	88.33	2.57	7.50	314.13	0.35	21.32	0.05	0.07	επάρκεια	επάρκεια
COMB 16		79.65	52.31	131.96	0.30	5.00	87.97	2.57	7.50	312.94	0.36	23.77	0.05	0.08	επάρκεια	επάρκεια
W6																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΔΥΣΜΕΝΕΣ ΑΚΡΟ	N _{i.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
1,35g+1,5q		19.91	31.81	51.72	0.30	1.25	137.93	2.57	1.28	29.72	0.00	2.31	0.00	0.08	επάρκεια	επάρκεια
COMB 1		19.91	11.71	31.62	0.30	1.25	84.33	2.57	1.88	18.79	0.07	8.62	0.04	0.46	επάρκεια	επάρκεια
COMB 2		19.91	11.39	31.30	0.30	1.25	83.47	2.57	1.88	18.61	0.09	7.89	0.05	0.42	επάρκεια	επάρκεια
COMB 3		19.91	15.98	35.89	0.30	1.25	95.71	2.57	1.88	21.18	0.08	9.02	0.04	0.43	επάρκεια	επάρκεια
COMB 4		19.91	15.66	35.57	0.30	1.25	94.85	2.57	1.88	21.00	0.05	8.28	0.03	0.39	επάρκεια	επάρκεια
COMB 5		19.91	12.35	32.26	0.30	1.25	86.03	2.57	1.88	19.15	0.23	5.31	0.12	0.28	επάρκεια	επάρκεια
COMB 6		19.91	12.05	31.96	0.30	1.25	85.24	2.57	1.88	18.98	0.26	6.03	0.14	0.32	επάρκεια	επάρκεια
COMB 7		19.91	9.75	29.66	0.30	1.25	79.10	2.57	1.88	17.68	0.24	1.73	0.13	0.10	επάρκεια	επάρκεια
COMB 8		19.91	9.45	29.36	0.30	1.25	78.30	2.57	1.88	17.51	0.26	1.04	0.14	0.06	επάρκεια	επάρκεια
COMB 9		19.91	24.64	44.55	0.30	1.25	118.81	2.57	1.88	25.91	0.09	9.55	0.05	0.37	επάρκεια	επάρκεια
COMB 10		19.91	24.32	44.23	0.30	1.25	117.95	2.57	1.88	25.74	0.07	10.33	0.04	0.40	επάρκεια	επάρκεια
COMB 11		19.91	20.37	40.28	0.30	1.25	107.42	2.57	1.88	23.60	0.05	10.52	0.03	0.45	επάρκεια	επάρκεια
COMB 12		19.91	20.05	39.96	0.30	1.25	106.57	2.57	1.88	23.42	0.07	11.26	0.04	0.48	επάρκεια	επάρκεια
COMB 13		19.91	23.98	43.89	0.30	1.25	117.05	2.57	1.88	25.56	0.26	3.38	0.14	0.13	επάρκεια	επάρκεια
COMB 14		19.91	26.28	46.19	0.30	1.25	123.18	2.57	1.88	26.79	0.24	3.14	0.13	0.12	επάρκεια	επάρκεια
COMB 15		19.91	23.98	43.89	0.30	1.25	117.05	2.57	1.88	25.56	0.26	3.38	0.14	0.13	επάρκεια	επάρκεια
COMB 16		19.91	23.68	43.59	0.30	1.25	116.25	2.57	1.88	25.39	0.24	2.67	0.13	0.11	επάρκεια	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-1)

W7																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΔΥΣΜΕΝΕΣ ΑΚΡΟ	N _{i.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
1,35g+1,5q		59.74	84.83	144.57	0.30	3.75	128.50	2.57	3.84	250.71	0.01	11.89	0.00	0.05	επάρκεια	επάρκεια
COMB 1		59.74	46.12	105.85	0.30	3.75	94.09	2.57	5.63	187.56	0.21	57.62	0.04	0.31	επάρκεια	επάρκεια
COMB 2		59.74	47.14	106.88	0.30	3.75	95.00	2.57	5.63	189.27	0.16	53.43	0.03	0.28	επάρκεια	επάρκεια
COMB 3		59.74	52.61	112.35	0.30	3.75	99.86	2.57	5.63	198.36	0.26	58.20	0.05	0.29	επάρκεια	επάρκεια
COMB 4		59.74	53.63	113.37	0.30	3.75	100.77	2.57	5.63	200.05	0.30	54.01	0.05	0.27	επάρκεια	επάρκεια
COMB 5		59.74	35.79	95.53	0.30	3.75	84.91	2.57	5.63	170.23	0.82	20.11	0.15	0.12	επάρκεια	επάρκεια
COMB 6		59.74	36.74	96.48	0.30	3.75	85.76	2.57	5.63	171.83	0.78	23.99	0.14	0.14	επάρκεια	επάρκεια
COMB 7		59.74	37.08	96.82	0.30	3.75	86.06	2.57	5.63	172.40	0.79	24.49	0.14	0.14	επάρκεια	επάρκεια
COMB 8		59.74	38.03	97.77	0.30	3.75	86.90	2.57	5.63	174.00	0.75	21.35	0.13	0.12	επάρκεια	επάρκεια
COMB 9		59.74	48.31	108.05	0.30	3.75	96.04	2.57	5.63	191.22	0.18	60.12	0.03	0.31	επάρκεια	επάρκεια
COMB 10		59.74	49.33	109.07	0.30	3.75	96.95	2.57	5.63	192.91	0.22	64.30	0.04	0.33	επάρκεια	επάρκεια
COMB 11		59.74	41.82	101.56	0.30	3.75	90.27	2.57	5.63	180.37	0.30	60.69	0.05	0.34	επάρκεια	επάρκεια
COMB 12		59.74	42.84	102.58	0.30	3.75	91.18	2.57	5.63	182.08	0.25	64.88	0.04	0.36	επάρκεια	επάρκεια
COMB 13		59.74	58.71	118.45	0.30	3.75	105.29	2.57	5.63	208.42	0.78	17.31	0.14	0.08	επάρκεια	επάρκεια
COMB 14		59.74	58.37	118.11	0.30	3.75	104.98	2.57	5.63	207.86	0.80	22.06	0.14	0.11	επάρκεια	επάρκεια
COMB 15		59.74	58.71	118.45	0.30	3.75	105.29	2.57	5.63	208.42	0.78	17.31	0.14	0.08	επάρκεια	επάρκεια
COMB 16		59.74	59.66	119.40	0.30	3.75	106.13	2.57	5.63	209.98	0.83	13.43	0.15	0.06	επάρκεια	επάρκεια
SPANDREL 3																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΔΥΣΜΕΝΕΣ ΑΚΡΟ	N _{i.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
1,35g+1,5q	ΑΝΩ		4.38	4.38	0.30	1.00	14.59	2.57	1.02	2.17		1.12	0.00	0.52	επάρκεια	επάρκεια
COMB 1	ΑΝΩ		0.60		0.30	1.00	2.00	2.57	1.50	0.30		2.15	0.00	7.19	ανεπάρκεια	επάρκεια
COMB 2			0.77		0.30	1.00	2.58	2.57	1.50	0.39		2.08	0.00	5.38	ανεπάρκεια	επάρκεια
COMB 3	δεξι		1.33		0.30	1.00	4.44	2.57	1.50	0.66		2.40	0.00	3.62	ανεπάρκεια	επάρκεια
COMB 4	δεξι		1.16		0.30	1.00	3.86	2.57	1.50	0.58		2.25	0.00	3.89	ανεπάρκεια	επάρκεια
COMB 5			6.48		0.30	1.00	21.60	2.57	1.50	3.20		2.23	0.00	0.70	επάρκεια	επάρκεια
COMB 6			6.64		0.30	1.00	22.13	2.57	1.50	3.28		2.37	0.00	0.72	επάρκεια	επάρκεια
COMB 7			4.81		0.30	1.00	16.03	2.57	1.50	2.38		1.68	0.00	0.71	επάρκεια	επάρκεια
COMB 8			4.97		0.30	1.00	16.57	2.57	1.50	2.46		1.62	0.00	0.66	επάρκεια	επάρκεια
COMB 9			4.24		0.30	1.00	14.13	2.57	1.50	2.10		2.84	0.00	1.35	ανεπάρκεια	επάρκεια
COMB 10			4.41		0.30	1.00	14.71	2.57	1.50	2.19		2.99	0.00	1.37	ανεπάρκεια	επάρκεια
COMB 11			6.17		0.30	1.00	20.57	2.57	1.50	3.05		3.41	0.00	1.12	ανεπάρκεια	επάρκεια
COMB 12			6.35		0.30	1.00	21.15	2.57	1.50	3.13		3.56	0.00	1.13	ανεπάρκεια	επάρκεια
COMB 13	δεξι		1.63		0.30	1.00	5.43	2.57	1.50	0.81		1.22	0.00	1.50	ανεπάρκεια	επάρκεια
COMB 14			0.20		0.30	1.00	0.68	2.57	1.50	0.10		0.49	0.00	4.83	ανεπάρκεια	επάρκεια
COMB 15	δεξι		1.63		0.30	1.00	5.43	2.57	1.50	0.81		1.22	0.00	1.50	ανεπάρκεια	επάρκεια
COMB 16	δεξι		1.47		0.30	1.00	4.89	2.57	1.50	0.73		1.08	0.00	1.48	ανεπάρκεια	επάρκεια

όπου:

(1) $N_{i.B.} = t * h * 17.7 * I$

(2) : Δρώσα αξονική N_d (λαμβάνομενη από το SAP2000)

(3) = (1) + (2)

(4) : πάχος πεσσού

(5) : μήκος πεσσού

(6) = (3) / [(4) * (5)]

(7) : θλιπτική τάση σχεδιασμού, $f_d = f_k / \gamma_M = 3.50 / 1.50$ (σε MPa)

(8) : Ροπή Αντοχής για Εκτός επιπέδου κάμψη, με επίπεδο θραύσης // στους οριζόντιους αρμούς

(βλ. Σχέση 6.23)

(9) : Ροπή Αντοχής για κάμψη Εντός του επιπέδου του πεσσού (βλ. Σχέση 6.22)

(10) : Δρώσα Ροπή εκτός επιπέδου, M_{sd} (λαμβάνομενη από το SAP2000, M2)

(11) Δρώσα Ροπή εντός επιπέδου, M_{sd} (λαμβάνομενη από το SAP2000, M3)

(12) = (10) / (8)

(13) = (11) / (7)

Πίνακας Β-2: Έλεγχος Διάτμησης Πεσσών W1-W7 εντός του επιπέδου τους, κάτοψης (5x6), n=1, $a_{gR}=0.16g$ κατά την Γραμμική ελαστική ανάλυση.

W1															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
ΦΟΡΤΙΣΗ	$N_{l.B.}$ (kN)	N_d (kN)	$N_{d(tot)}$ (kN)	M_d (KNm) M3	l (m)	e	$l/6$	l_c (m)	σ_d (kN/m ²)	f_{vk} (N/mm ²)	$f_{vk}=0,065f_b$	$f_{vk_{τελικό}}$	$V_{rd}=l*t*fd$	V_{sd} (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
1,35g+1,5q	35.05	58.97	94.01	10.87	2.20	0.12	0.37	2.20	142.44	0.36	0.74	0.36	107.09	5.25	επάρκεια
COMB 1	35.05	35.95	71.00	23.65	2.20	0.33	0.37	2.20	107.57	0.34	0.74	0.34	150.93	14.85	επάρκεια
COMB 2	35.05	36.79	71.84	26.11	2.20	0.36	0.37	2.20	108.84	0.34	0.74	0.34	151.16	16.68	επάρκεια
COMB 3	35.05	30.33	65.37	24.07	2.20	0.37	0.37	2.20	99.27	0.34	0.74	0.34	149.47	14.18	επάρκεια
COMB 4	35.05	31.17	66.22	26.53	2.20	0.40	0.37	2.10	105.21	0.34	0.74	0.34	150.52	16.02	επάρκεια
COMB 5	35.05	42.38	77.42	11.05	2.20	0.14	0.37	2.20	117.31	0.35	0.74	0.35	152.65	8.27	επάρκεια
COMB 6	35.05	43.16	78.20	8.77	2.20	0.11	0.37	2.20	118.49	0.35	0.74	0.35	152.85	6.58	επάρκεια
COMB 7	35.05	42.46	77.50	4.78	2.20	0.06	0.37	2.20	117.43	0.35	0.74	0.35	152.67	2.79	επάρκεια
COMB 8	35.05	43.24	78.28	7.05	2.20	0.09	0.37	2.20	118.61	0.35	0.74	0.35	152.88	4.48	επάρκεια
COMB 9	35.05	30.06	65.11	28.69	2.20	0.44	0.37	1.98	109.72	0.34	0.74	0.34	151.31	22.07	επάρκεια
COMB 10	35.05	30.90	65.95	26.24	2.20	0.40	0.37	2.11	104.35	0.34	0.74	0.34	150.37	20.84	επάρκεια
COMB 11	35.05	35.68	70.73	29.11	2.20	0.41	0.37	2.07	114.16	0.35	0.74	0.35	152.09	22.01	επάρκεια
COMB 12	35.05	36.53	71.58	26.65	2.20	0.37	0.37	2.18	109.29	0.34	0.74	0.34	151.24	20.18	επάρκεια
COMB 13	35.05	23.70	58.75	6.18	2.20	0.11	0.37	2.20	89.01	0.34	0.74	0.34	147.67	0.58	επάρκεια
COMB 14	35.05	24.40	59.45	14.58	2.20	0.25	0.37	2.20	90.07	0.34	0.74	0.34	147.85	8.78	επάρκεια
COMB 15	35.05	23.70	58.75	6.18	2.20	0.11	0.37	2.20	89.01	0.34	0.74	0.34	147.67	0.58	επάρκεια
COMB 16	35.05	24.48	59.53	8.46	2.20	0.14	0.37	2.20	90.19	0.34	0.74	0.34	147.87	2.27	επάρκεια
W2															
ΦΟΡΤΙΣΗ	$N_{l.B.}$ (kN)	N_d (kN)	$N_{d(tot)}$ (kN)	M_d (KNm) M3	l (m)	e	$l/6$	l_c (m)	σ_d (kN/m ²)	f_{vk} (N/mm ²)	$f_{vk}=0,065f_b$	$f_{vk_{τελικό}}$	$V_{rd}=l*t*fd$	V_{sd} (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
1,35g+1,5q	35.05	57.73	92.78	10.19	2.20	0.11	0.37	2.20	140.57	0.36	0.74	0.36	106.87	4.38	επάρκεια
COMB 1	35.05	36.82	71.87	24.92	2.20	0.35	0.37	2.20	108.89	0.34	0.74	0.34	151.16	18.88	επάρκεια
COMB 2	35.05	35.95	71.00	27.38	2.20	0.39	0.37	2.14	110.43	0.34	0.74	0.34	151.44	20.73	επάρκεια
COMB 3	35.05	32.05	67.10	26.06	2.20	0.39	0.37	2.13	104.77	0.34	0.74	0.34	150.44	20.51	επάρκεια
COMB 4	35.05	31.18	66.23	28.52	2.20	0.43	0.37	2.01	109.93	0.34	0.74	0.34	151.35	22.35	επάρκεια
COMB 5	35.05	40.72	75.77	10.49	2.20	0.14	0.37	2.20	114.80	0.35	0.74	0.35	152.20	6.50	επάρκεια
COMB 6	35.05	39.92	74.96	8.21	2.20	0.11	0.37	2.20	113.58	0.35	0.74	0.35	151.99	4.80	επάρκεια
COMB 7	35.05	41.47	76.52	5.65	2.20	0.07	0.37	2.20	115.93	0.35	0.74	0.35	152.40	4.37	επάρκεια
COMB 8	35.05	40.66	75.71	7.62	2.20	0.10	0.37	2.20	114.71	0.35	0.74	0.35	152.19	6.07	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-2)

COMB 9	35.05	29.54	64.58	26.51	2.20	0.41	0.37	2.07	104.08	0.34	0.74	0.34	150.32	15.73	επάρκεια
COMB 10	35.05	28.67	63.71	24.05	2.20	0.38	0.37	2.17	97.98	0.34	0.74	0.34	149.24	13.89	επάρκεια
COMB 11	35.05	34.31	69.35	27.65	2.20	0.40	0.37	2.10	109.88	0.34	0.74	0.34	151.34	17.36	επάρκεια
COMB 12	35.05	33.44	68.48	25.19	2.20	0.37	0.37	2.20	103.94	0.34	0.74	0.34	150.29	15.52	επάρκεια
COMB 13	35.05	25.57	60.62	15.41	2.20	0.25	0.37	2.20	91.85	0.34	0.74	0.34	148.17	9.79	επάρκεια
COMB 14	35.05	24.01	59.06	5.97	2.20	0.10	0.37	2.20	89.48	0.34	0.74	0.34	147.75	0.62	επάρκεια
COMB 15	35.05	25.57	60.62	15.41	2.20	0.25	0.37	2.20	91.85	0.34	0.74	0.34	148.17	9.79	επάρκεια
COMB 16	35.05	24.77	59.81	17.38	2.20	0.29	0.37	2.20	90.63	0.34	0.74	0.34	147.95	11.49	επάρκεια

W3															
ΦΟΡΤΙΣΗ	N _{i.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	M _d (KNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} (N/mm ²)	f _{vk} =0,065f _b	f _{vkτελικό}	V _{rd} =l*t*fd	V _{sd} (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
1,35g+1,5q	31.86	49.25	81.11	10.03	2.00	0.12	0.33	2.00	135.19	0.35	0.74	0.35	96.57	5.34	επάρκεια
COMB 1	31.86	38.62	70.48	5.45	2.00	0.08	0.33	2.00	117.46	0.35	0.74	0.35	138.79	4.12	επάρκεια
COMB 2	31.86	38.25	70.11	2.80	2.00	0.04	0.33	2.00	116.85	0.35	0.74	0.35	138.70	1.83	επάρκεια
COMB 3	31.86	40.68	72.54	7.29	2.00	0.10	0.33	2.00	120.89	0.35	0.74	0.35	139.34	6.27	επάρκεια
COMB 4	31.86	40.31	72.17	9.94	2.00	0.14	0.33	2.00	120.28	0.35	0.74	0.35	139.24	8.56	επάρκεια
COMB 5	31.86	21.09	52.95	21.95	2.00	0.41	0.33	1.76	100.49	0.34	0.74	0.34	136.08	15.13	επάρκεια
COMB 6	31.86	20.75	52.61	19.49	2.00	0.37	0.33	1.89	92.86	0.34	0.74	0.34	134.86	13.01	επάρκεια
COMB 7	31.86	28.07	59.93	21.15	2.00	0.35	0.33	1.94	102.90	0.34	0.74	0.34	136.46	15.61	επάρκεια
COMB 8	31.86	27.73	59.59	18.69	2.00	0.31	0.33	2.00	99.31	0.34	0.74	0.34	135.89	13.49	επάρκεια
COMB 9	31.86	17.42	49.28	12.49	2.00	0.25	0.33	2.00	82.14	0.33	0.74	0.33	133.14	7.85	επάρκεια
COMB 10	31.86	17.06	48.92	14.80	2.00	0.30	0.33	2.00	81.53	0.33	0.74	0.33	133.04	10.14	επάρκεια
COMB 11	31.86	15.37	47.23	8.12	2.00	0.17	0.33	2.00	78.71	0.33	0.74	0.33	132.59	2.54	επάρκεια
COMB 12	31.86	15.00	46.86	5.47	2.00	0.12	0.33	2.00	78.10	0.33	0.74	0.33	132.50	0.25	επάρκεια
COMB 13	31.86	34.92	66.78	21.32	2.00	0.32	0.33	2.00	111.30	0.34	0.74	0.34	137.81	19.03	επάρκεια
COMB 14	31.86	27.61	59.47	24.18	2.00	0.41	0.33	1.78	111.34	0.34	0.74	0.34	137.81	21.63	επάρκεια
COMB 15	31.86	34.92	66.78	21.32	2.00	0.32	0.33	2.00	111.30	0.34	0.74	0.34	137.81	19.03	επάρκεια
COMB 16	31.86	34.58	66.44	23.77	2.00	0.36	0.33	1.93	114.95	0.35	0.74	0.35	138.39	21.15	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-2)

W4															
ΦΟΡΤΙΣΗ	N _{i.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	Md(KNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} (N/mm ²)	f _{vk} =0,065f _b	f _{vk} τελικό	Vrd=l*t*fd	Vsd (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
1,35g+1,5q	31.86	50.66	82.52	9.04	2.00	0.11	0.33	2.00	137.53	0.36	0.74	0.36	96.82	4.61	επάρκεια
COMB 1	31.86	37.94	69.80	6.09	2.00	0.09	0.33	2.00	116.33	0.35	0.74	0.35	138.61	5.46	επάρκεια
COMB 2	31.86	38.20	70.06	3.79	2.00	0.05	0.33	2.00	116.76	0.35	0.74	0.35	138.68	3.19	επάρκεια
COMB 3	31.86	35.46	67.32	6.92	2.00	0.10	0.33	2.00	112.20	0.34	0.74	0.34	137.95	4.85	επάρκεια
COMB 4	31.86	35.72	67.58	9.56	2.00	0.14	0.33	2.00	112.63	0.35	0.74	0.35	138.02	7.11	επάρκεια
COMB 5	31.86	30.18	62.04	23.88	2.00	0.38	0.33	1.85	112.07	0.34	0.74	0.34	137.93	21.84	επάρκεια
COMB 6	31.86	30.42	62.28	21.76	2.00	0.35	0.33	1.95	106.36	0.34	0.74	0.34	137.02	19.74	επάρκεια
COMB 7	31.86	35.10	66.96	22.25	2.00	0.33	0.33	2.00	111.60	0.34	0.74	0.34	137.86	19.79	επάρκεια
COMB 8	31.86	35.34	67.20	19.78	2.00	0.29	0.33	2.00	112.00	0.34	0.74	0.34	137.92	17.68	επάρκεια
COMB 9	31.86	19.06	50.92	6.37	2.00	0.13	0.33	2.00	84.87	0.33	0.74	0.33	133.58	2.00	επάρκεια
COMB 10	31.86	19.33	51.19	4.66	2.00	0.09	0.33	2.00	85.31	0.33	0.74	0.33	133.65	0.27	επάρκεια
COMB 11	31.86	21.54	53.40	16.11	2.00	0.30	0.33	2.00	89.01	0.34	0.74	0.34	134.24	12.29	επάρκεια
COMB 12	31.86	21.80	53.66	13.81	2.00	0.26	0.33	2.00	89.44	0.34	0.74	0.34	134.31	10.03	επάρκεια
COMB 13	31.86	26.84	58.70	20.13	2.00	0.34	0.33	1.97	99.26	0.34	0.74	0.34	135.88	14.55	επάρκεια
COMB 14	31.86	22.16	54.02	21.11	2.00	0.39	0.33	1.83	98.52	0.34	0.74	0.34	135.76	14.60	επάρκεια
COMB 15	31.86	26.84	58.70	20.13	2.00	0.34	0.33	1.97	99.26	0.34	0.74	0.34	135.88	14.55	επάρκεια
COMB 16	31.86	27.08	58.94	22.58	2.00	0.38	0.33	1.85	106.16	0.34	0.74	0.34	136.99	16.65	επάρκεια
W5															
ΦΟΡΤΙΣΗ	N _{i.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	Md(KNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} (N/mm ²)	f _{vk} =0,065f _b	f _{vk} τελικό	Vrd=l*t*fd	Vsd (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
1,35g+1,5q	79.65	102.88	182.53	10.03	5.00	0.05	0.83	5.00	121.69	0.35	0.74	0.35	237.73	0.74	επάρκεια
COMB 1	79.65	39.41	119.06	5.45	5.00	0.05	0.83	5.00	79.37	0.33	0.74	0.33	331.75	11.95	επάρκεια
COMB 2	79.65	38.84	118.49	2.80	5.00	0.02	0.83	5.00	78.99	0.33	0.74	0.33	331.60	16.52	επάρκεια
COMB 3	79.65	39.47	119.12	7.29	5.00	0.06	0.83	5.00	79.41	0.33	0.74	0.33	331.76	10.37	επάρκεια
COMB 4	79.65	38.90	118.55	9.94	5.00	0.08	0.83	5.00	79.03	0.33	0.74	0.33	331.61	5.81	επάρκεια
COMB 5	79.65	64.05	143.70	21.95	5.00	0.15	0.83	5.00	95.80	0.34	0.74	0.34	338.32	34.71	επάρκεια
COMB 6	79.65	63.52	143.17	19.49	5.00	0.14	0.83	5.00	95.45	0.34	0.74	0.34	338.18	38.94	επάρκεια
COMB 7	79.65	52.63	132.28	21.15	5.00	0.16	0.83	5.00	88.19	0.34	0.74	0.34	335.27	36.30	επάρκεια
COMB 8	79.65	52.10	131.75	18.69	5.00	0.14	0.83	5.00	87.84	0.34	0.74	0.34	335.13	40.53	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-2)

COMB 9	79.65	77.52	157.17	12.49	5.00	0.08	0.83	5.00	104.78	0.34	0.74	0.34	341.91	15.67	επάρκεια
COMB 10	79.65	76.95	156.60	14.80	5.00	0.09	0.83	5.00	104.40	0.34	0.74	0.34	341.76	11.11	επάρκεια
COMB 11	79.65	77.46	157.11	8.12	5.00	0.05	0.83	5.00	104.74	0.34	0.74	0.34	341.90	6.65	επάρκεια
COMB 12	79.65	76.89	156.54	5.47	5.00	0.03	0.83	5.00	104.36	0.34	0.74	0.34	341.74	11.21	επάρκεια
COMB 13	79.65	52.84	132.49	21.32	5.00	0.16	0.83	5.00	88.33	0.34	0.74	0.34	335.33	38.10	επάρκεια
COMB 14	79.65	63.73	143.38	24.18	5.00	0.17	0.83	5.00	95.59	0.34	0.74	0.34	338.23	35.46	επάρκεια
COMB 15	79.65	52.84	132.49	21.32	5.00	0.16	0.83	5.00	88.33	0.34	0.74	0.34	335.33	38.10	επάρκεια
COMB 16	79.65	52.31	131.96	23.77	5.00	0.18	0.83	5.00	87.97	0.34	0.74	0.34	335.19	33.87	επάρκεια

W6															
ΦΟΡΤΙΣΗ	N _{l.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	Md(KNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} (N/mm ²)	f _{vk} =0,065f _b	f _{vk} τελικό	V _{rd} =l*t*fd	V _{sd} (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
1,35g+1,5q	19.91	31.81	51.72	2.31	1.25	0.04	0.21	1.25	137.93	0.36	0.74	0.36	60.54	1.51	επάρκεια
COMB 1	19.91	11.71	31.62	8.62	1.25	0.27	0.21	1.06	99.70	0.34	0.74	0.34	84.97	6.91	επάρκεια
COMB 2	19.91	11.39	31.30	7.89	1.25	0.25	0.21	1.12	93.26	0.34	0.74	0.34	84.33	6.27	επάρκεια
COMB 3	19.91	15.98	35.89	9.02	1.25	0.25	0.21	1.12	106.72	0.34	0.74	0.34	85.67	7.49	επάρκεια
COMB 4	19.91	15.66	35.57	8.28	1.25	0.23	0.21	1.18	100.77	0.34	0.74	0.34	85.08	6.85	επάρκεια
COMB 5	19.91	12.35	32.26	5.31	1.25	0.16	0.21	1.25	86.03	0.33	0.74	0.33	83.60	3.85	επάρκεια
COMB 6	19.91	12.05	31.96	6.03	1.25	0.19	0.21	1.25	85.24	0.33	0.74	0.33	83.52	4.44	επάρκεια
COMB 7	19.91	9.75	29.66	1.73	1.25	0.06	0.21	1.25	79.10	0.33	0.74	0.33	82.91	0.79	επάρκεια
COMB 8	19.91	9.45	29.36	1.04	1.25	0.04	0.21	1.25	78.30	0.33	0.74	0.33	82.83	0.19	επάρκεια
COMB 9	19.91	24.64	44.55	9.55	1.25	0.21	0.21	1.23	120.55	0.35	0.74	0.35	87.05	7.99	επάρκεια
COMB 10	19.91	24.32	44.23	10.33	1.25	0.23	0.21	1.17	125.51	0.35	0.74	0.35	87.55	8.63	επάρκεια
COMB 11	19.91	20.37	40.28	10.52	1.25	0.26	0.21	1.09	123.04	0.35	0.74	0.35	87.30	8.57	επάρκεια
COMB 12	19.91	20.05	39.96	11.26	1.25	0.28	0.21	1.03	129.36	0.35	0.74	0.35	87.94	9.21	επάρκεια
COMB 13	19.91	23.98	43.89	3.38	1.25	0.08	0.21	1.25	117.05	0.35	0.74	0.35	86.70	2.72	επάρκεια
COMB 14	19.91	26.28	46.19	3.14	1.25	0.07	0.21	1.25	123.18	0.35	0.74	0.35	87.32	2.52	επάρκεια
COMB 15	19.91	23.98	43.89	3.38	1.25	0.08	0.21	1.25	117.05	0.35	0.74	0.35	86.70	2.72	επάρκεια
COMB 16	19.91	23.68	43.59	2.67	1.25	0.06	0.21	1.25	116.25	0.35	0.74	0.35	86.62	2.13	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-2)

W7															
ΦΟΡΤΙΣΗ	N _{i.B.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	Md(KNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	fvk (N/mm ²)	fvk=0,065f _b	fvk _{τελικό}	Vrd=l*t*fd	Vsd (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
1,35g+1,5q	59.74	84.83	144.57	11.89	3.75	0.08	0.63	3.75	128.50	0.35	0.74	0.35	179.69	2.41	επάρκεια
COMB 1	59.74	46.12	105.85	57.62	3.75	0.54	0.63	3.75	94.09	0.34	0.74	0.34	253.23	38.92	επάρκεια
COMB 2	59.74	47.14	106.88	53.43	3.75	0.50	0.63	3.75	95.00	0.34	0.74	0.34	253.50	35.88	επάρκεια
COMB 3	59.74	52.61	112.35	58.20	3.75	0.52	0.63	3.75	99.86	0.34	0.74	0.34	254.96	37.37	επάρκεια
COMB 4	59.74	53.63	113.37	54.01	3.75	0.48	0.63	3.75	100.77	0.34	0.74	0.34	255.23	34.33	επάρκεια
COMB 5	59.74	35.79	95.53	20.11	3.75	0.21	0.63	3.75	84.91	0.33	0.74	0.33	250.47	5.20	επάρκεια
COMB 6	59.74	36.74	96.48	23.99	3.75	0.25	0.63	3.75	85.76	0.33	0.74	0.33	250.73	8.01	επάρκεια
COMB 7	59.74	37.08	96.82	24.49	3.75	0.25	0.63	3.75	86.06	0.33	0.74	0.33	250.82	15.95	επάρκεια
COMB 8	59.74	38.03	97.77	21.35	3.75	0.22	0.63	3.75	86.90	0.33	0.74	0.33	251.07	13.14	επάρκεια
COMB 9	59.74	48.31	108.05	60.12	3.75	0.56	0.63	3.75	96.04	0.34	0.74	0.34	253.81	33.13	επάρκεια
COMB 10	59.74	49.33	109.07	64.30	3.75	0.59	0.63	3.75	96.95	0.34	0.74	0.34	254.08	36.16	επάρκεια
COMB 11	59.74	41.82	101.56	60.69	3.75	0.60	0.63	3.75	90.27	0.34	0.74	0.34	252.08	31.57	επάρκεια
COMB 12	59.74	42.84	102.58	64.88	3.75	0.63	0.63	3.73	91.73	0.34	0.74	0.34	252.52	34.61	επάρκεια
COMB 13	59.74	58.71	118.45	17.31	3.75	0.15	0.63	3.75	105.29	0.34	0.74	0.34	256.59	10.77	επάρκεια
COMB 14	59.74	58.37	118.11	22.06	3.75	0.19	0.63	3.75	104.98	0.34	0.74	0.34	256.50	13.19	επάρκεια
COMB 15	59.74	58.71	118.45	17.31	3.75	0.15	0.63	3.75	105.29	0.34	0.74	0.34	256.59	10.77	επάρκεια
COMB 16	59.74	59.66	119.40	13.43	3.75	0.11	0.63	3.75	106.13	0.34	0.74	0.34	256.84	7.95	επάρκεια

Spandrel 3															
ΦΟΡΤΙΣΗ	N _{i.B.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	Md(KNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	fvk (N/mm ²)	fvk=0,065f _b	fvk _{τελικό}	Vrd=l*t*fd	Vsd (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
COMB 3		1.33	1.33	2.40	1.00	1.80	0.17	-3.91	0.00	0.30	0.74	0.30	60.00	4.18	επάρκεια
COMB 4		1.16	1.16	2.25	1.00	1.94	0.17	-4.32	0.00	0.30	0.74	0.30	60.00	3.96	επάρκεια
COMB 13		1.63	1.63	1.22	1.00	0.75	0.17	-0.75	0.00	0.30	0.74	0.30	60.00	1.65	επάρκεια
COMB 15		1.63	1.63	1.08	1.00	0.66	0.17	-0.49	0.00	0.30	0.74	0.30	60.00	1.65	επάρκεια
COMB 16		1.47	1.47	1.08	1.00	0.73	0.17	-0.70	0.00	0.30	0.74	0.30	60.00	1.45	επάρκεια

όπου:

(1) $N_{i.B.} = t * h * 17.7 * I$

(2) : Δρώσα αξονική, N_d (λαμβάνομενη από το SAP2000)

(3) = (1) + (2)

(4) : Δρώσα ροπή, M_3 , (λαμβάνομενη από το SAP2000)

(5) : μήκος πεσσού

(6) : εκκεντρότητα φορτίων, $e = (4) / (3)$

(7) = (5)/6

(8) : l_c (βλ. Σχέση 6.25)

(9) : θλιπτική τάση, $\sigma_d = (3)/(0.30 \times (5))$

(10) : διατμητική τάση σχεδιασμού, f_{vk} (βλ. Σχέση 3.18)

(11) : οριακή τιμή της f_{vk}

(12) : λαμβανόμενη τιμή, f_{vk}

(13) = $(5) \times 0.30 \times [(12)/1.5]$

(14) : Δρώσα τέμνουσα, V_2 , (λαμβανόμενη από το SAP2000)

Πίνακας Β-3 : Έλεγχος Κάμψης Πεσσών W1-W7 εντός και εκτός του επιπέδου τους , κάτοψης (5x6), n=1, a_{BR}=0.16g κατά την Δυναμική φασματική ανάλυση .

Έλεγχος Κάμψης (εντός και εκτός επιπέδου)																
W1																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
		N _{i.B.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}		
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	33.43	33.43	0.30	2.20	50.65	2.57	3.30	35.68	0.42	25.71	0.13	0.72	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	33.43	68.48	0.30	2.20	103.75	2.57	3.30	70.76	0.08	24.93	0.02	0.35	επάρκεια	επάρκεια
W2																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	32.75	32.75	0.30	2.20	49.62	2.57	3.30	34.98	0.47	22.86	0.14	0.65	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	32.75	67.80	0.30	2.20	102.72	2.57	3.30	70.10	0.09	23	0.03	0.33	επάρκεια	επάρκεια
W3																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	27.84	27.84	0.30	2.00	46.40	2.57	3.00	27.09	0.50	22.86	0.17	0.84	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	27.84	59.70	0.30	2.00	99.50	2.57	3.00	56.23	0.11	23	0.04	0.41	επάρκεια	επάρκεια
W4																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	28.63	28.63	0.30	2.00	47.72	2.57	3.00	27.83	0.56	22.61	0.19	0.81	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	28.63	60.49	0.30	2.00	100.82	2.57	3.00	56.93	0.12	22.87	0.04	0.40	επάρκεια	επάρκεια
W5																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	58.18	58.18	0.30	5.00	38.79	2.57	7.50	142.15	1.04	74.3	0.14	0.52	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	58.18	137.83	0.30	5.00	91.89	2.57	7.50	326.07	0.03	40.79	0.00	0.13	επάρκεια	επάρκεια
W6																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	18.02	18.02	0.30	1.25	48.05	2.57	1.88	10.95	0.24	8.74	0.13	0.80	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	18.02	37.93	0.30	1.25	101.15	2.57	1.88	22.31	0.05	9.44	0.03	0.42	επάρκεια	επάρκεια
W7																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	47.72	47.72	0.30	3.75	42.42	2.57	5.63	87.26	0.77	54.87	0.14	0.63	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	59.74	47.72	107.46	0.30	3.75	95.52	2.57	5.63	190.24	0.15	33.86	0.03	0.18	επάρκεια	επάρκεια

SPANDREL 3														
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	N _d (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{yk}	M _{Rd1} (kNm)	M _{ud} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _d (kNm) M2	M _d (kNm) M3	M _d (M2)/M _{ud}	M _d (M3)/M _{ud}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
DESIGN	δεξιά	1.389	0.3	1	4.63	2.5667	1.50	0.693	0.000	3.089	0	4.4598719	ανεπάρκεια	επάρκεια
	αριστερά	1.389	0.3	1	4.63	2.5667	1.50	0.693	0.000	1.86	0	2.6854522	ανεπάρκεια	επάρκεια

Τα ανώφλια 1 και 2 αστοχούν λόγω κάμψης και τέμνουσας καθώς δεν μπορούν να αναλάβουν θλιπτική αξονική δύναμη κατά μήκος τους.

Πίνακας Β-4 : Έλεγχος Διάτμησης Πεσσών W1-W7 εντός του επιπέδου τους , κάτοψης (5x6), n=1, a_{gR}=0.16g κατά την Δυναμική φασματική ανάλυση.

W1																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
		N _{i.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	M _d (KNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} N/mm ²	f _{vk} =0,065f _b	f _{vk} τελικό	V _{rd} =l*t*fd	V _{sd} (V2)	
DESIGN	ΑΝΩ	35.05	33.43	68.48	25.71	2.20	0.38	0.37	2.17	105.01	0.34	0.74	0.34	150.48	20.15	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	33.43	68.48	24.93	2.20	0.36	0.37	2.20	103.75	0.34	0.74	0.34	150.26	20.15	επάρκεια
W2																
DESIGN	ΑΝΩ	35.05	32.75	67.80	24.87	2.20	0.37	0.37	2.20	102.74	0.34	0.74	0.34	150.08	19.68	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	32.75	67.80	24.52	2.20	0.36	0.37	2.20	102.72	0.34	0.74	0.34	150.08	19.68	επάρκεια
W3																
DESIGN	ΑΝΩ	31.86	27.84	59.70	22.86	2.00	0.38	0.33	1.85	107.49	0.34	0.74	0.34	137.20	20.93	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	27.84	59.70	23.00	2.00	0.39	0.33	1.84	50.32	0.32	0.74	0.32	128.05	20.93	επάρκεια
W4																
DESIGN	ΑΝΩ	31.86	28.63	60.49	22.61	2.00	0.37	0.33	1.88	107.33	0.34	0.74	0.34	137.17	20.81	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	28.63	60.49	22.87	2.00	0.38	0.33	1.87	108.07	0.34	0.74	0.34	137.29	20.81	επάρκεια
W5																
DESIGN	ΑΝΩ	79.65	58.18	137.83	74.30	5.00	0.54	0.83	5.00	91.89	0.34	0.74	0.34	336.75	37.08	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	58.18	137.83	40.79	5.00	0.30	0.83	5.00	91.89	0.34	0.74	0.34	336.75	37.08	επάρκεια
W6																
DESIGN	ΑΝΩ	19.91	18.02	37.93	8.74	1.25	0.23	0.21	1.18	106.81	0.34	0.74	0.34	85.68	7.69	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	18.02	37.93	9.44	1.25	0.25	0.21	1.13	112.05	0.34	0.74	0.34	86.21	7.69	επάρκεια
W7																
DESIGN	ΑΝΩ	59.74	47.72	107.46	54.87	3.75	0.51	0.63	3.75	95.52	0.34	0.74	0.34	253.66	32.46	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	59.74	47.72	107.46	33.86	3.75	0.32	0.63	3.75	95.52	0.34	0.74	0.34	253.66	32.46	επάρκεια

Γίνεται έλεγχος του ανωφλίου 3 καθώς εμφανίζει θλιπτική αξονική δύναμη. Τα υπόλοιπα ανώφλια αστοχούν λόγω της εμφάνισης εφελκυστικής αξονικής δύναμης.

SPANDREL 3																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ		N _d (kN)		M _d (KNm) M3	l	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} N/mm ²	f _{vk} =0,065f _b	f _{vk} τελικό	V _{rd} =l*t*fd	V _{sd} (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
DESIGN	ΑΝΩ		1.39		3.02	1	2.17	0.17	-5.02	0	0.3	0.741	0.3	60	3.46	επάρκεια
	ΚΑΤΩ		1.39		1.86	1	1.34	0.17	-2.52	0	0.3	0.741	0.3	60	3.46	επάρκεια

Πίνακας Β-5 : Έλεγχος Κάμψης Πεσσών W1-W7 εντός και εκτός του επιπέδου τους , μοντέλου ενίσχυσης, κάτοψης (5x6), n=1, a_{gR}=0.16g κατά την Δυναμική φασματική ανάλυση.

Έλεγχος Κάμψης (εντός και εκτός επιπέδου)																
W1																
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	N _{l.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	33.5	45.18	0.30	2.20	68.46	2.57	3.30	47.71	0.45	4.95	0.14	0.10	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	33.5	68.55	0.30	2.20	103.86	2.57	3.30	70.82	0.85	35.11	0.26	0.50	επάρκεια	επάρκεια
W2																
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	37.09	48.77	0.30	2.20	73.90	2.57	3.30	51.33	1.83	4.68	0.55	0.09	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	37.09	72.14	0.30	2.20	109.30	2.57	3.30	74.28	1.97	34.66	0.60	0.47	επάρκεια	επάρκεια
W3																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	30.2	40.82	0.30	2.00	68.03	2.57	3.00	39.20	0.68	5.83	0.23	0.15	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	30.2	62.06	0.30	2.00	103.43	2.57	3.00	58.31	0.75	24.14	0.25	0.41	επάρκεια	επάρκεια
W4																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	33.59	44.21	0.30	2.00	73.68	2.57	3.00	42.31	0.81	5.85	0.27	0.14	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	33.59	65.45	0.30	2.00	109.08	2.57	3.00	61.28	0.89	24.06	0.30	0.39	επάρκεια	επάρκεια
W5																
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	71.56	98.11	0.30	5.00	65.41	2.57	7.50	235.90	1.76	9.38	0.23	0.04	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	71.56	151.21	0.30	5.00	100.81	2.57	7.50	355.75	2.60	71.73	0.35	0.20	επάρκεια	επάρκεια
W6																
DESIGN	ΑΝΩ	6.64	18.66	25.30	0.30	1.25	67.46	2.57	1.88	15.19	0.22	1.25	0.12	0.08	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	18.66	38.57	0.30	1.25	102.86	2.57	1.88	22.66	0.46	8.43	0.25	0.37	επάρκεια	επάρκεια
W7																
DESIGN	ΑΝΩ	19.91	53.14	73.05	0.30	3.75	64.94	2.57	5.63	131.78	2.21	7.09	0.39	0.05	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	59.74	53.14	112.88	0.30	3.75	100.34	2.57	5.63	199.23	2.66	68.67	0.47	0.34	επάρκεια	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-5)

W1- άνω																
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	N _{i.B.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	30.02	30.02	0.30	2.20	45.48	2.57	3.30	32.14	0.00	23.6	0.00	0.73	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	11.68	30.02	41.70	0.30	2.20	63.18	2.57	3.30	44.18	0.20	4.97	0.06	0.11	επάρκεια	επάρκεια
W2- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	34.93	34.93	0.30	2.20	52.92	2.57	3.30	37.23	0.00	22.97	0.00	0.62	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	11.68	34.93	46.61	0.30	2.20	70.62	2.57	3.30	49.16	0.10	3.95	0.03	0.08	επάρκεια	επάρκεια
W3- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	27.25	27.25	0.30	2.00	45.42	2.57	3.00	26.53	0.00	22.51	0.00	0.85	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	10.62	27.25	37.87	0.30	2.00	63.12	2.57	3.00	36.47	0.08	5.87	0.03	0.16	επάρκεια	επάρκεια
W4- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	31.35	31.35	0.30	2.00	52.25	2.57	3.00	30.39	0.00	21.96	0.00	0.72	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	10.62	31.35	41.97	0.30	2.00	69.95	2.57	3.00	40.25	0.08	5.2	0.03	0.13	επάρκεια	επάρκεια
W5- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	67.03	67.03	0.30	5.00	44.69	2.57	7.50	163.20	2.23	50.14	0.30	0.31	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	26.55	67.03	93.58	0.30	5.00	62.39	2.57	7.50	225.42	0.36	9.46	0.05	0.04	επάρκεια	επάρκεια
W6- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	15.87	15.87	0.30	1.25	42.32	2.57	1.88	9.67	0.00	6.24	0.00	0.65	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	6.64	15.87	22.51	0.30	1.25	60.02	2.57	1.88	13.57	0.08	0.72	0.04	0.05	επάρκεια	επάρκεια
W7- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	49.9	49.90	0.30	3.75	44.36	2.57	5.63	91.14	0.00	43.21	0.00	0.47	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	49.9	69.81	0.30	3.75	62.06	2.57	5.63	126.15	0.40	6.84	0.07	0.05	επάρκεια	επάρκεια

Πίνακας Β-6 : Έλεγχος Διάτμησης Πεσσών W1-W7 εντός του επιπέδου τους , μοντέλου ενίσχυσης, κάτοψης (5x6), n=1, $a_{gR}=0.16g$ κατά την Δυναμική φασματική ανάλυση.

W1																
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	$N_{i.B.}$ (kN)	N_d (kN)	$N_{d(tot)}$ (kN)	M_d (kNm) M3	l (m)	e	$l/6$	l_c (m)	σ_d (kN/m ²)	f_{vk} (N/mm ²)	$f_{vk}=0,065f_b$	$f_{vk_{τελικό}}$	$V_{rd}=l*t*fd$	V_{sd} (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	33.5	45.18	4.95	2.20	0.11	0.37	2.20	68.46	0.33	0.74	0.33	144.05	19.65	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	33.5	68.55	35.11	2.20	0.51	0.37	1.76	129.57	0.35	0.74	0.35	154.81	19.65	επάρκεια
W2																
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	37.09	48.77	4.68	2.20	0.10	0.37	2.20	73.90	0.33	0.74	0.33	145.01	19.66	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	37.09	72.14	34.66	2.20	0.48	0.37	1.86	129.38	0.35	0.74	0.35	154.77	19.66	επάρκεια
W3																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	30.2	40.82	5.83	2.00	0.14	0.33	2.00	68.03	0.33	0.74	0.33	130.89	17.71	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	30.2	62.06	24.14	2.00	0.39	0.33	1.83	54.92	0.32	0.74	0.32	128.79	17.71	επάρκεια
W4																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	33.59	44.21	5.85	2.00	0.13	0.33	2.00	73.68	0.33	0.74	0.33	131.79	17.73	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	33.59	65.45	24.06	2.00	0.37	0.33	1.90	115.00	0.35	0.74	0.35	138.40	17.73	επάρκεια
W5																
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	71.56	98.11	9.38	5.00	0.10	0.83	5.00	65.41	0.33	0.74	0.33	326.16	40.47	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	71.56	151.21	71.73	5.00	0.47	0.83	5.00	100.81	0.34	0.74	0.34	340.32	40.47	επάρκεια
W6																
DESIGN	ΑΝΩ	6.64	18.66	25.30	1.25	1.25	0.05	0.21	1.25	67.46	0.33	0.74	0.33	81.75	4.85	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	18.66	38.57	8.43	1.25	0.22	0.21	1.22	105.45	0.34	0.74	0.34	85.54	4.85	επάρκεια
W7																
DESIGN	ΑΝΩ	19.91	53.14	73.05	7.09	3.75	0.10	0.63	3.75	64.94	0.33	0.74	0.33	244.48	37.81	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	59.74	53.14	112.88	68.67	3.75	0.61	0.63	3.75	100.34	0.34	0.74	0.34	255.10	37.81	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-6)

W1-άνω																
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	N _{i,b} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	M _d (kNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} (N/mm ²)	f _{vk} =0,065f _b	f _{vk} τελικό	V _{rd} =l*t*fd	V _{sd} (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	30.02	30.02	23.60	2.20	0.79	0.37	0.94	106.28	0.34	0.74	0.34	150.70	17.25	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	11.68	30.02	41.70	4.97	2.20	0.12	0.37	2.20	63.18	0.33	0.74	0.33	143.12	17.25	επάρκεια
W2-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	34.93	34.93	22.97	2.20	0.66	0.37	1.33	87.73	0.34	0.74	0.34	147.44	17.36	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	11.68	34.93	46.61	3.95	2.20	0.08	0.37	2.20	70.62	0.33	0.74	0.33	144.43	17.36	επάρκεια
W3-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	27.25	27.25	22.51	2.00	0.83	0.33	0.52	174.07	0.37	0.74	0.37	147.85	15.41	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	10.62	27.25	37.87	5.87	2.00	0.16	0.33	2.00	45.42	0.32	0.74	0.32	127.27	15.41	επάρκεια
W4-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	31.35	31.35	21.96	2.00	0.70	0.33	0.90	116.30	0.35	0.74	0.35	138.61	15.47	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	10.62	31.35	41.97	5.20	2.00	0.12	0.33	2.00	69.95	0.33	0.74	0.33	131.19	15.47	επάρκεια
W5-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	67.03	67.03	50.14	5.00	0.75	0.83	5.00	44.69	0.32	0.74	0.32	317.87	40.68	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	26.55	67.03	93.58	9.46	5.00	0.10	0.83	5.00	62.39	0.32	0.74	0.32	324.95	40.68	επάρκεια
W6-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	15.87	15.87	6.24	1.25	0.39	0.21	0.70	76.07	0.33	0.74	0.33	82.61	5.48	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	6.64	15.87	22.51	0.72	1.25	0.03	0.21	1.25	60.02	0.32	0.74	0.32	81.00	5.48	επάρκεια
W7-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	49.9	49.90	43.21	3.75	0.87	0.63	3.03	54.95	0.32	0.74	0.32	241.48	33.17	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	49.9	69.81	6.84	3.75	0.10	0.63	3.75	62.06	0.32	0.74	0.32	243.62	33.17	επάρκεια

Πίνακας Β-7 : Έλεγχος Κάμψης Πεσσών W1-W7 εντός και εκτός του επιπέδου τους , μοντέλου ενίσχυσης, κάτοψης (5x6), n=2, a_{gR}=0.16g κατά την Δυναμική φασματική ανάλυση.

Έλεγχος Κάμψης (εντός και εκτός επιπέδου)																
1-W1																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
		N _{i.B.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}		
DESIGN	ΑΝΩ	46.73	65.86	112.59	0.30	2.20	170.59	2.57	3.30	111.50	0.40	15.31	0.12	0.14	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	70.09	65.86	135.95	0.30	2.20	205.99	2.57	3.30	131.54	2.17	99.52	0.66	0.76	επάρκεια	επάρκεια
1-W2																
DESIGN	ΑΝΩ	46.73	73.56	120.29	0.30	2.20	182.25	2.57	3.30	118.22	0.36	15.97	0.11	0.14	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	70.09	73.56	143.65	0.30	2.20	217.65	2.57	3.30	137.92	4.32	99.07	1.31	0.72	επάρκεια	ανεπάρκεια
1-W3																
DESIGN	ΑΝΩ	42.48	60.5	102.98	0.30	2.00	171.63	2.57	3.00	92.65	0.00	18.22	0.00	0.20	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	63.72	60.5	124.22	0.30	2.00	207.03	2.57	3.00	109.19	1.23	68.3	0.41	0.63	επάρκεια	επάρκεια
1-W4																
DESIGN	ΑΝΩ	42.48	66.89	109.37	0.30	2.00	182.28	2.57	3.00	97.72	0.00	18.75	0.00	0.19	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	63.72	66.89	130.61	0.30	2.00	217.68	2.57	3.00	113.99	2.03	68.23	0.68	0.60	επάρκεια	επάρκεια
1-W5																
DESIGN	ΑΝΩ	106.20	144.54	250.74	0.30	5.00	167.16	2.57	7.50	565.61	0.99	26.27	0.13	0.05	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	159.30	144.54	303.84	0.30	5.00	202.56	2.57	7.50	669.68	8.17	214.04	1.09	0.32	επάρκεια	ανεπάρκεια
1-W6																
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	36.84	63.39	0.30	1.25	169.04	2.57	1.88	35.70	0.28	5.08	0.15	0.14	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	39.83	36.84	76.67	0.30	1.25	204.44	2.57	1.88	42.19	1.11	24.77	0.59	0.59	επάρκεια	επάρκεια
1-W7																
DESIGN	ΑΝΩ	79.65	107.31	186.96	0.30	3.75	166.19	2.57	5.63	316.50	0.28	19.23	0.05	0.06	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	119.48	107.31	226.79	0.30	3.75	201.59	2.57	5.63	375.13	6.00	199.11	1.07	0.53	επάρκεια	ανεπάρκεια

2-W1																	
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	N _{l.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)	
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	32.7	44.38	0.30	2.20	67.25	2.57	3.30	46.90	0.18	9.75	0.05	0.21	επάρκεια	επάρκεια	
	ΚΑΤΩ	35.05	32.7	67.75	0.30	2.20	102.65	2.57	3.30	70.05	1.06	56.34	0.32	0.80	επάρκεια	επάρκεια	
2-W2																	
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	36.82	48.50	0.30	2.20	73.49	2.57	3.30	51.06	0.22	10.06	0.07	0.20	επάρκεια	επάρκεια	
	ΚΑΤΩ	35.05	36.82	71.87	0.30	2.20	108.89	2.57	3.30	74.02	0.92	55.9	0.28	0.76	επάρκεια	επάρκεια	
2-W3																	
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	30.24	40.86	0.30	2.00	68.10	2.57	3.00	39.23	0.23	10.38	0.08	0.26	επάρκεια	επάρκεια	
	ΚΑΤΩ	31.86	30.24	62.10	0.30	2.00	103.50	2.57	3.00	58.34	0.73	36.32	0.24	0.62	επάρκεια	επάρκεια	
2-W4																	
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	33.61	44.23	0.30	2.00	73.72	2.57	3.00	42.32	0.16	10.8	0.05	0.26	επάρκεια	επάρκεια	
	ΚΑΤΩ	31.86	33.61	65.47	0.30	2.00	109.12	2.57	3.00	61.30	0.71	36.02	0.24	0.59	επάρκεια	επάρκεια	
2-W5																	
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	72.46	99.01	0.30	5.00	66.01	2.57	7.50	237.98	0.62	20.19	0.08	0.08	επάρκεια	επάρκεια	
	ΚΑΤΩ	79.65	72.46	152.11	0.30	5.00	101.41	2.57	7.50	357.74	4.47	105.85	0.60	0.30	επάρκεια	επάρκεια	
2-W6																	
DESIGN	ΑΝΩ	6.64	18.39	25.03	0.30	1.25	66.74	2.57	1.88	15.03	0.26	3.19	0.14	0.21	επάρκεια	επάρκεια	
	ΚΑΤΩ	19.91	18.39	38.30	0.30	1.25	102.14	2.57	1.88	22.51	0.69	13.97	0.37	0.62	επάρκεια	επάρκεια	
2-W7																	
DESIGN	ΑΝΩ	19.91	53.53	73.44	0.30	3.75	65.28	2.57	5.63	132.45	0.91	55.1	0.16	0.42	επάρκεια	επάρκεια	
	ΚΑΤΩ	59.74	53.53	113.27	0.30	3.75	100.68	2.57	5.63	199.88	0.11	15.77	0.02	0.08	επάρκεια	επάρκεια	

Πίνακας Β-8 : Έλεγχος Διάτμησης Πεσσών W1-W7 εντός του επιπέδου τους , μοντέλου ενίσχυσης, κάτοψης (5x6), n=2, a_{gR}=0.16g κατά την Δυναμική φασματική ανάλυση.

1-W1																
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	N _{i.B.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	M _d (kNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} N/mm ²	f _{vk} =0,065f _b	f _{vk} τελικό	V _{rd} =l*t*fd	V _{sd} (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
DESIGN	ΑΝΩ	46.73	65.86	112.59	15.31	2.20	0.14	0.37	2.20	170.59	0.37	0.74	0.37	162.02	57.05	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	70.09	65.86	135.95	99.52	2.20	0.73	0.37	0.00	0.00	0.30	0.74	0.30	132.00	57.05	επάρκεια
1-W2																
DESIGN	ΑΝΩ	46.73	73.56	120.29	15.97	2.20	0.13	0.37	2.20	182.25	0.37	0.74	0.37	164.08	57.39	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	70.09	73.56	143.65	99.07	2.20	0.69	0.37	1.23	388.97	0.46	0.74	0.46	200.46	57.39	επάρκεια
1-W3																
DESIGN	ΑΝΩ	42.48	60.50	102.98	18.22	2.00	0.18	0.33	2.00	171.63	0.37	0.74	0.37	147.46	51.47	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	63.72	60.50	124.22	68.30	2.00	0.55	0.33	1.35	149.33	0.36	0.74	0.36	143.89	51.47	επάρκεια
1-W4																
DESIGN	ΑΝΩ	42.48	66.89	109.37	18.75	2.00	0.17	0.33	2.00	182.28	0.37	0.74	0.37	149.17	51.65	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	63.72	66.89	130.61	68.23	2.00	0.52	0.33	0.00	0.00	0.30	0.74	0.30	120.00	51.65	επάρκεια
1-W5																
DESIGN	ΑΝΩ	106.20	144.54	250.74	26.27	5.00	0.10	0.83	5.00	167.16	0.37	0.74	0.37	366.86	120.04	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	144.54	224.19	214.04	5.00	0.95	0.83	4.64	161.20	0.36	0.74	0.36	364.48	120.04	επάρκεια
1-W6																
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	36.84	63.39	5.08	1.25	0.08	0.21	1.25	169.04	0.37	0.74	0.37	91.90	14.97	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	36.84	56.75	24.77	1.25	0.44	0.21	0.00	0.00	0.30	0.74	0.30	75.00	14.97	επάρκεια
1-W7																
DESIGN	ΑΝΩ	79.65	107.31	186.96	19.23	3.75	0.10	0.63	3.75	166.19	0.37	0.74	0.37	274.86	107.85	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	59.74	107.31	167.05	199.11	3.75	1.19	0.63	2.05	271.73	0.41	0.74	0.41	306.52	107.85	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β8)

2-W1																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	N _{i.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	M _d (kNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} N/mm ²	f _{vk} =0,065f _b	f _{vkτελικό}	V _{rd} =l*t*f _d	V _{sd} (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	32.70	44.38	9.75	2.20	0.22	0.37	2.20	67.25	0.33	0.74	0.33	143.84	32.53	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	32.70	67.75	56.34	2.20	0.83	0.37	0.00	0.00	0.30	0.74	0.30	132.00	32.53	επάρκεια
2-W2																
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	36.82	48.50	10.06	2.20	0.21	0.37	2.20	73.49	0.33	0.74	0.33	144.93	32.97	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	36.82	71.87	55.90	2.20	0.78	0.37	0.97	247.86	0.40	0.74	0.40	175.62	32.97	επάρκεια
2-W3																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	30.24	40.86	10.38	2.00	0.25	0.33	2.00	68.10	0.33	0.74	0.33	130.90	27.63	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	30.24	62.10	36.32	2.00	0.58	0.33	1.25	80.94	0.33	0.74	0.33	132.95	27.63	επάρκεια
2-W4																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	33.61	44.23	10.80	2.00	0.24	0.33	2.00	73.72	0.33	0.74	0.33	131.79	27.87	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	33.61	65.47	36.02	2.00	0.55	0.33	0.00	0.00	0.30	0.74	0.30	120.00	27.87	επάρκεια
2-W5																
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	72.46	99.01	20.19	5.00	0.20	0.83	5.00	66.01	0.33	0.74	0.33	326.40	70.05	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	72.46	152.11	105.85	5.00	0.70	0.83	5.00	101.41	0.34	0.74	0.34	340.56	70.05	επάρκεια
2-W6																
DESIGN	ΑΝΩ	6.64	18.39	25.03	3.19	1.25	0.13	0.21	1.25	66.74	0.33	0.74	0.33	81.67	8.58	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	18.39	38.30	13.97	1.25	0.36	0.21	0.00	0.00	0.30	0.74	0.30	75.00	8.58	επάρκεια
2-W7																
DESIGN	ΑΝΩ	19.91	53.53	73.44	55.10	3.75	0.75	0.63	3.37	72.55	0.33	0.74	0.33	246.77	59.83	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	59.74	53.53	113.27	15.77	3.75	0.14	0.63	3.75	100.68	0.34	0.74	0.34	255.20	59.83	επάρκεια

Ελέχθησαν και τα άνω στοιχεία των πεσσών κάθε ορόφου όπου και επαληθεύτηκε η επάρκεια έναντι κάμψης και διάτμησης.

Πίνακας Β-9 : Έλεγχος Κάμψης Πεσσών W1-W7 εντός και εκτός του επιπέδου τους , μοντέλου ενίσχυσης, κάτοψης (5x6), n=1, a_{BR}=0.24g κατά την Δυναμική φασματική ανάλυση.

Έλεγχος Κάμψης (εντός και εκτός επιπέδου)																
W1																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
		N _{i.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}		
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	33.51	45.19	0.30	2.20	68.47	2.57	3.30	47.72	0.30	7.08	0.09	0.15	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	33.51	68.56	0.30	2.20	103.87	2.57	3.30	70.83	0.93	52.37	0.28	0.74	επάρκεια	επάρκεια
W2																
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	37.09	48.77	0.30	2.20	73.90	2.57	3.30	51.33	0.16	6.83	0.05	0.13	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	37.09	72.14	0.30	2.20	109.30	2.57	3.30	74.28	1.97	51.88	0.60	0.70	επάρκεια	επάρκεια
W3																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	30.2	40.82	0.30	2.00	68.03	2.57	3.00	39.20	0.12	8.55	0.04	0.22	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	30.2	62.06	0.30	2.00	103.43	2.57	3.00	58.31	0.77	35.96	0.26	0.62	επάρκεια	επάρκεια
W4																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	33.6	44.22	0.30	2.00	73.70	2.57	3.00	42.32	0.13	8.58	0.04	0.20	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	33.6	65.46	0.30	2.00	109.10	2.57	3.00	61.29	0.92	35.87	0.31	0.59	επάρκεια	επάρκεια
W5																
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	71.56	98.11	0.30	5.00	65.41	2.57	7.50	235.90	0.55	13.97	0.07	0.06	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	71.56	151.21	0.30	5.00	100.81	2.57	7.50	355.75	4.44	107.05	0.59	0.30	επάρκεια	επάρκεια
W6																
DESIGN	ΑΝΩ	6.64	18.66	25.30	0.30	1.25	67.46	2.57	1.88	15.19	0.12	1.7	0.06	0.11	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	18.66	38.57	0.30	1.25	102.86	2.57	1.88	22.66	0.54	12.63	0.29	0.56	επάρκεια	επάρκεια
W7																
DESIGN	ΑΝΩ	19.91	53.14	73.05	0.30	3.75	64.94	2.57	5.63	131.78	0.60	10.51	0.11	0.08	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	59.74	53.14	112.88	0.30	3.75	100.34	2.57	5.63	199.23	2.60	102.85	0.46	0.52	επάρκεια	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-9)

W1- άνω																
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	N _{i.B.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	30.02	30.02	0.30	2.20	45.48	2.57	3.30	32.14	0.00	32.1	0.00	1.00	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	11.68	30.02	41.70	0.30	2.20	63.18	2.57	3.30	44.18	0.30	8.73	0.09	0.20	επάρκεια	επάρκεια
W2- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	34.93	34.93	0.30	2.20	52.92	2.57	3.30	37.23	0.00	31.73	0.00	0.85	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	11.68	34.93	46.61	0.30	2.20	70.62	2.57	3.30	49.16	0.15	5.9	0.05	0.12	επάρκεια	επάρκεια
W3- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	27.25	27.25	0.30	2.00	45.42	2.57	3.00	26.53	0.00	31.05	0.00	1.17	ανεπάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	10.62	27.25	37.87	0.30	2.00	63.12	2.57	3.00	36.47	0.12	8.41	0.04	0.23	επάρκεια	επάρκεια
W4- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	31.35	31.35	0.30	2.00	52.25	2.57	3.00	30.39	0.00	30.46	0.00	1.00	ανεπάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	10.62	31.35	41.97	0.30	2.00	69.95	2.57	3.00	40.25	0.13	7.44	0.04	0.18	επάρκεια	επάρκεια
W5- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	67.03	67.03	0.30	5.00	44.69	2.57	7.50	163.20	3.35	74.77	0.45	0.46	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	26.55	67.03	93.58	0.30	5.00	62.39	2.57	7.50	225.42	0.55	14.04	0.07	0.06	επάρκεια	επάρκεια
W6- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	15.87	15.87	0.30	1.25	42.32	2.57	1.88	9.67	0.00	8.57	0.00	0.89	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	6.64	15.87	22.51	0.30	1.25	60.02	2.57	1.88	13.57	0.12	0.94	0.06	0.07	επάρκεια	επάρκεια
W7- άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	49.9	49.90	0.30	3.75	44.36	2.57	5.63	91.14	0.00	59.66	0.00	0.65	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	49.9	69.81	0.30	3.75	62.06	2.57	5.63	126.15	0.60	10.18	0.11	0.08	επάρκεια	επάρκεια

Πίνακας Β-10 : Έλεγχος Διάτμησης Πεσσών W1-W7 εντός του επιπέδου τους , μοντέλου ενίσχυσης, κάτοψης (5x6), n=1, a_{BR}=0.24g κατά την Δυναμική φασματική ανάλυση ς.

W1																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
		N _{i,b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	M _d (kNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} N/mm ²	f _{vk} =0,065f _b	f _{vk} τελικό	V _{rd} =l*t*fd	V _{sd} (V2)	
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	33.51	45.19	25.71	2.20	0.57	0.37	1.59	94.55	0.34	0.74	0.34	148.64	29.35	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	33.51	68.56	24.93	2.20	0.36	0.37	2.20	103.87	0.34	0.74	0.34	150.28	29.35	επάρκεια
W2																
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	37.09	48.77	24.87	2.20	0.51	0.37	1.77	91.84	0.34	0.74	0.34	148.16	29.35	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	37.09	72.14	24.52	2.20	0.34	0.37	2.20	109.30	0.34	0.74	0.34	151.24	29.35	επάρκεια
W3																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	30.20	40.82	22.86	2.00	0.56	0.33	1.32	103.09	0.34	0.74	0.34	136.49	26.36	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	30.20	62.06	23.00	2.00	0.37	0.33	1.89	53.31	0.32	0.74	0.32	128.53	26.36	επάρκεια
W4																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	33.60	44.22	22.61	2.00	0.51	0.33	1.47	100.54	0.34	0.74	0.34	136.09	26.38	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	33.60	65.46	22.87	2.00	0.35	0.33	1.95	111.79	0.34	0.74	0.34	137.89	26.38	επάρκεια
W5																
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	71.56	98.11	74.30	5.00	0.76	0.83	5.00	65.41	0.33	0.74	0.33	326.16	60.44	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	71.56	151.21	40.79	5.00	0.27	0.83	5.00	100.81	0.34	0.74	0.34	340.32	60.44	επάρκεια
W6																
DESIGN	ΑΝΩ	6.64	18.66	25.30	8.74	1.25	0.35	0.21	0.84	100.56	0.34	0.74	0.34	85.06	7.17	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	18.66	38.57	9.44	1.25	0.24	0.21	1.14	112.71	0.35	0.74	0.35	86.27	7.17	επάρκεια
W7																
DESIGN	ΑΝΩ	19.91	53.14	73.05	54.87	3.75	0.75	0.63	3.37	72.22	0.33	0.74	0.33	246.67	56.56	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	59.74	53.14	112.88	33.86	3.75	0.30	0.63	3.75	100.34	0.34	0.74	0.34	255.10	56.56	επάρκεια

Οι έλεγχοι έναντι διάτμησης για τα άνω τμήματα των πεσσών δεν πραγματοποιήθηκαν καθώς δρουν πολύ μικρές τέμνουσες σε σχέση με την αντοχή των στοιχείων.

Πίνακας Β-11 : Έλεγχος Κάμψης Πεσσών W1-W7 εντός και εκτός του επιπέδου τους , μοντέλου ενίσχυσης, κάτοψης (5x6), n=2, a_{BR}=0.24g κατά την Δυναμική φασματική ανάλυση

Έλεγχος Κάμψης (εντός και εκτός επιπέδου)																
1-W1																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
		N _{LB} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}		
DESIGN	ΑΝΩ	46.73	65.86	112.59	0.30	2.20	170.59	2.57	3.30	111.50	0.60	22.21	0.18	0.20	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	70.09	65.86	135.95	0.30	2.20	205.99	2.57	3.30	131.54	3.26	149.7	0.99	1.14	ανεπάρκεια	επάρκεια
1-W2																
DESIGN	ΑΝΩ	46.73	73.56	120.29	0.30	2.20	182.25	2.57	3.30	118.22	0.54	23.19	0.16	0.20	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	70.09	73.56	143.65	0.30	2.20	217.65	2.57	3.30	137.92	6.50	149.1	1.97	1.08	ανεπάρκεια	ανεπάρκεια
1-W3																
DESIGN	ΑΝΩ	42.48	60.5	102.98	0.30	2.00	171.63	2.57	3.00	92.65	0.15	27.4	0.05	0.30	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	63.72	60.5	124.22	0.30	2.00	207.03	2.57	3.00	109.19	2.55	102.84	0.85	0.94	επάρκεια	επάρκεια
1-W4																
DESIGN	ΑΝΩ	42.48	66.89	109.37	0.30	2.00	182.28	2.57	3.00	97.72	0.32	28.09	0.11	0.29	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	63.72	66.89	130.61	0.30	2.00	217.68	2.57	3.00	113.99	3.05	102.69	1.02	0.90	επάρκεια	ανεπάρκεια
1-W5																
DESIGN	ΑΝΩ	106.20	144.54	250.74	0.30	5.00	167.16	2.57	7.50	565.61	1.49	39.42	0.20	0.07	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	159.30	144.54	303.84	0.30	5.00	202.56	2.57	7.50	669.68	12.35	321.35	1.65	0.48	επάρκεια	ανεπάρκεια
1-W6																
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	36.84	63.39	0.30	1.25	169.04	2.57	1.88	35.70	0.43	7.65	0.23	0.21	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	39.83	36.84	76.67	0.30	1.25	204.44	2.57	1.88	42.19	1.66	37.3	0.89	0.88	επάρκεια	επάρκεια
1-W7																
DESIGN	ΑΝΩ	79.65	107.31	186.96	0.30	3.75	166.19	2.57	5.63	316.50	0.42	28.78	0.07	0.09	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	119.48	107.31	226.79	0.30	3.75	201.59	2.57	5.63	375.13	9.03	299.58	1.61	0.80	επάρκεια	ανεπάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-11)

2-W4																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	33.61	44.23	0.30	2.00	73.72	2.57	3.00	42.32	0.27	16.08	0.09	0.38	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	33.61	65.47	0.30	2.00	109.12	2.57	3.00	61.30	1.11	54.14	0.37	0.88	επάρκεια	επάρκεια
2-W5																
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	72.46	99.01	0.30	5.00	66.01	2.57	7.50	237.98	0.93	30.39	0.12	0.13	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	72.46	152.11	0.30	5.00	101.41	2.57	7.50	357.74	7.27	172.14	0.97	0.48	επάρκεια	επάρκεια
2-W6																
DESIGN	ΑΝΩ	6.64	18.39	25.03	0.30	1.25	66.74	2.57	1.88	15.03	0.39	4.69	0.21	0.31	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	18.39	38.30	0.30	1.25	102.14	2.57	1.88	22.51	1.05	20.06	0.56	0.89	επάρκεια	επάρκεια
2-W7																
DESIGN	ΑΝΩ	19.91	53.53	73.44	0.30	3.75	65.28	2.57	5.63	132.45	0.69	23.4	0.12	0.18	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	59.74	53.53	113.27	0.30	3.75	100.68	2.57	5.63	199.88	2.72	156.74	0.48	0.78	επάρκεια	επάρκεια
1-W1-άνω																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	N _{LB} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
DESIGN	ΑΝΩ	35.05	61.96	97.01	0.30	2.20	146.98	2.57	3.30	97.54	1.39	83.22	0.42	0.85	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	46.73	61.96	108.69	0.30	2.20	164.68	2.57	3.30	108.05	0.60	19.48	0.18	0.18	επάρκεια	επάρκεια
1-W2-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	35.05	70.98	106.03	0.30	2.20	160.65	2.57	3.30	105.68	1.29	82.55	0.39	0.78	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	46.73	70.98	117.71	0.30	2.20	178.35	2.57	3.30	115.98	0.54	18.04	0.16	0.16	επάρκεια	επάρκεια
1-W3-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	31.86	56.98	88.84	0.30	2.00	148.07	2.57	3.00	81.15	1.37	77.29	0.46	0.95	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	42.48	56.98	99.46	0.30	2.00	165.77	2.57	3.00	89.82	0.16	23.41	0.05	0.26	επάρκεια	επάρκεια
1-W4-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	31.86	64.08	95.94	0.30	2.00	159.90	2.57	3.00	86.97	1.27	76.64	0.42	0.88	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	42.48	64.08	106.56	0.30	2.00	177.60	2.57	3.00	95.50	0.32	22.15	0.11	0.23	επάρκεια	επάρκεια
1-W5-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	79.65	140	219.65	0.30	5.00	146.43	2.57	7.50	502.13	9.33	218.32	1.24	0.43	επάρκεια	ανεπάρκεια
	ΚΑΤΩ	106.20	140	246.20	0.30	5.00	164.13	2.57	7.50	556.46	1.49	39.26	0.20	0.07	επάρκεια	επάρκεια
1-W6-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	19.91	32.57	52.48	0.30	1.25	139.95	2.57	1.88	30.12	1.05	21.32	0.56	0.71	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	26.55	32.57	59.12	0.30	1.25	157.65	2.57	1.88	33.55	0.43	2.18	0.23	0.06	επάρκεια	επάρκεια
1-W7-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	59.74	103.96	163.70	0.30	3.75	145.51	2.57	5.63	280.83	2.73	150.21	0.49	0.53	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	103.96	183.61	0.30	3.75	163.21	2.57	5.63	311.43	0.43	26.74	0.08	0.09	επάρκεια	επάρκεια

...(συνέχεια Πίνακα Β-11)

2-W1-άνω																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	N _{l.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	t (m)	l (m)	σ _d (kN/m ²)	f _k / γ _M	M _{Rd1} (kNm) ΕΚΤΟΣ	M _{Rd} (kNm) ΕΝΤΟΣ	M _{Sd} (kNm) M2	M _{Sd} (kNm) M3	M _{Sd} (M2)/M _{Rd}	M _{Sd} (M3)/M _{Rd}	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εντός επιπέδου)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (Εκτός επιπέδου)
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	29.02	29.02	0.30	2.20	43.97	2.57	3.30	31.10	0.02	48.49	0.01	1.56	ανεπάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	11.68	29.02	40.70	0.30	2.20	61.67	2.57	3.30	43.16	0.26	12.61	0.08	0.29	επάρκεια	επάρκεια
2-W2-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	34.52	34.52	0.30	2.20	52.30	2.57	3.30	36.81	0.00	47.63	0.00	1.29	ανεπάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	11.68	34.52	46.20	0.30	2.20	70.00	2.57	3.30	48.74	0.33	11.41	0.10	0.23	επάρκεια	επάρκεια
2-W3-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	27.02	27.02	0.30	2.00	45.03	2.57	3.00	26.31	0.00	41.65	0.00	1.58	ανεπάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	10.62	27.02	37.64	0.30	2.00	62.73	2.57	3.00	36.26	0.34	13.74	0.11	0.38	επάρκεια	επάρκεια
2-W4-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	31.15	31.15	0.30	2.00	51.92	2.57	3.00	30.20	0.00	40.95	0.00	1.36	ανεπάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	10.62	31.15	41.77	0.30	2.00	69.62	2.57	3.00	40.07	0.27	12.66	0.09	0.32	επάρκεια	επάρκεια
2-W5-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	67.92	67.92	0.30	5.00	45.28	2.57	7.50	165.31	5.72	133.22	0.76	0.81	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	26.55	67.92	94.47	0.30	5.00	62.98	2.57	7.50	227.48	0.93	30.54	0.12	0.13	επάρκεια	επάρκεια
2-W6-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	15.07	15.07	0.30	1.25	40.19	2.57	1.88	9.20	0.00	11.94	0.00	1.30	ανεπάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	6.64	15.07	21.71	0.30	1.25	57.89	2.57	1.88	13.11	0.39	1.73	0.21	0.13	επάρκεια	επάρκεια
2-W7-άνω																
DESIGN	ΑΝΩ	0.00	50.23	50.23	0.30	3.75	44.65	2.57	5.63	91.72	0.00	91.19	0.00	0.99	επάρκεια	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	50.23	70.14	0.30	3.75	62.35	2.57	5.63	126.73	0.69	22.33	0.12	0.18	επάρκεια	επάρκεια

Πίνακας Β-12 : Έλεγχος Διάτμησης Πεσσών W1-W7, μοντέλου ενίσχυσης, κάτοψης (5x6), n=2, a_{BR}=0.24g κατά την Δυναμική φασματική ανάλυση.

1-W1																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
		N _{l.b.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	M _d (kNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} N/mm ²	f _{vk} =0,065f _b	f _{vk} τελικό	V _{rd} =l*t*fd	V _{sd} (V2)	
DESIGN	ΑΝΩ	46.73	65.86	112.59	22.21	2.20	0.20	0.37	2.20	170.59	0.37	0.74	0.37	162.02	85.65	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	70.09	65.86	135.95	149.70	2.20	1.10	0.37	0.00	0.00	0.30	0.74	0.30	132.00	85.65	επάρκεια
1-W2																
DESIGN	ΑΝΩ	46.73	73.56	120.29	23.19	2.20	0.19	0.37	2.20	182.25	0.37	0.74	0.37	164.08	85.67	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	70.09	73.56	143.65	149.10	2.20	1.04	0.37	0.19	2571.30	1.33	0.74	0.74	326.04	85.67	επάρκεια
1-W3																
DESIGN	ΑΝΩ	42.48	60.50	102.98	27.40	2.00	0.27	0.33	2.00	171.63	0.37	0.74	0.37	147.46	77.50	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	63.72	60.50	124.22	102.84	2.00	0.83	0.33	0.52	390.57	0.46	0.74	0.46	182.49	77.50	επάρκεια
1-W4																
DESIGN	ΑΝΩ	42.48	66.89	109.37	28.09	2.00	0.26	0.33	2.00	182.28	0.37	0.74	0.37	149.17	77.73	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	63.72	66.89	130.61	102.69	2.00	0.79	0.33	0.64	678.88	0.57	0.74	0.57	228.62	77.73	επάρκεια
1-W5																
DESIGN	ΑΝΩ	106.20	144.54	250.74	39.42	5.00	0.16	0.83	5.00	167.16	0.37	0.74	0.37	366.86	180.28	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	144.54	224.19	321.35	5.00	1.43	0.83	3.20	233.54	0.39	0.74	0.39	393.42	180.28	επάρκεια
1-W6																
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	36.84	63.39	7.65	1.25	0.12	0.21	1.25	169.04	0.37	0.74	0.37	91.90	22.46	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	36.84	56.75	37.30	1.25	0.66	0.21	0.00	0.00	0.30	0.74	0.30	75.00	22.46	επάρκεια
1-W7																
DESIGN	ΑΝΩ	79.65	107.31	186.96	28.78	3.75	0.15	0.63	3.75	166.19	0.37	0.74	0.37	274.86	162.34	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	59.74	107.31	167.05	299.58	3.75	1.79	0.63	0.24	2274.11	1.21	0.74	0.74	555.75	162.34	επάρκεια

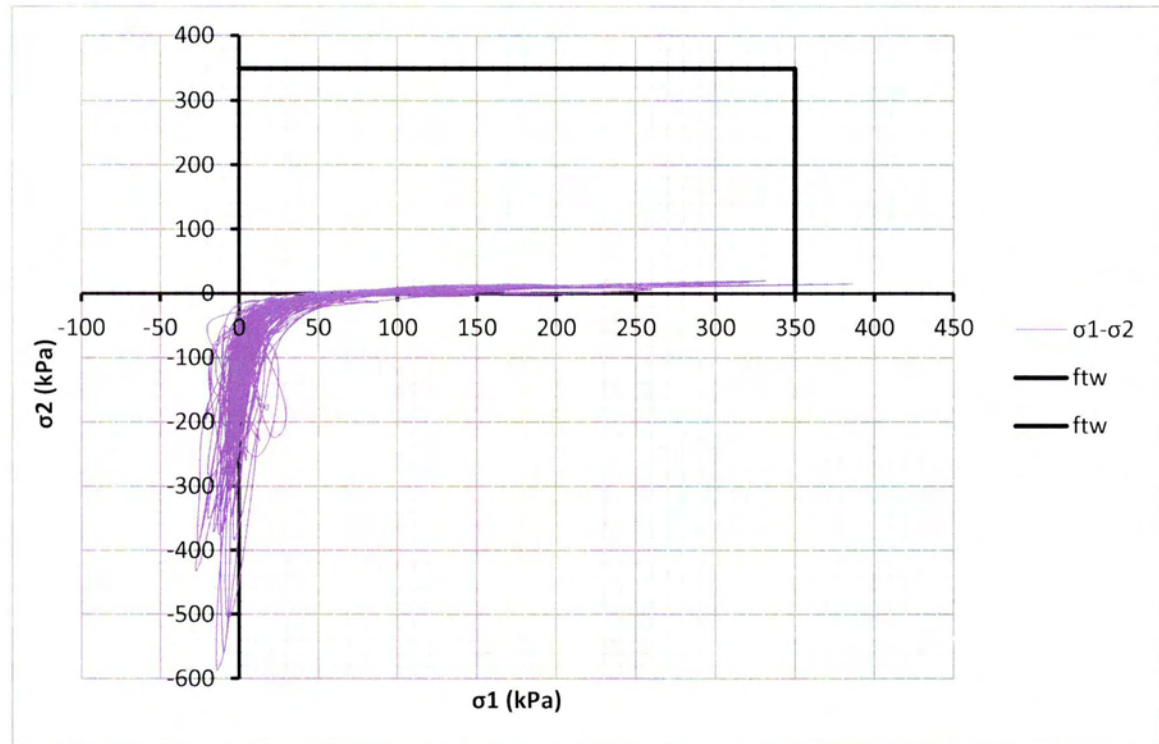
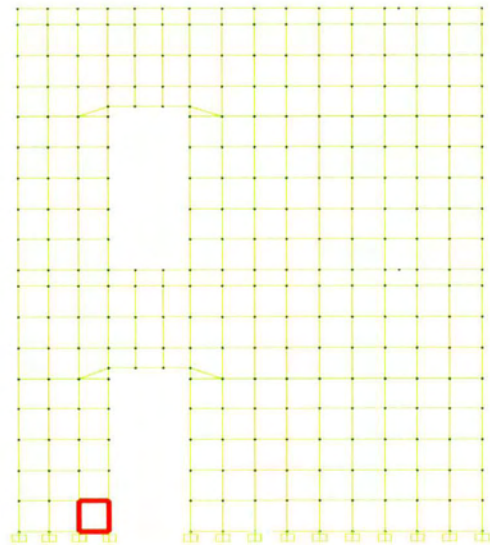
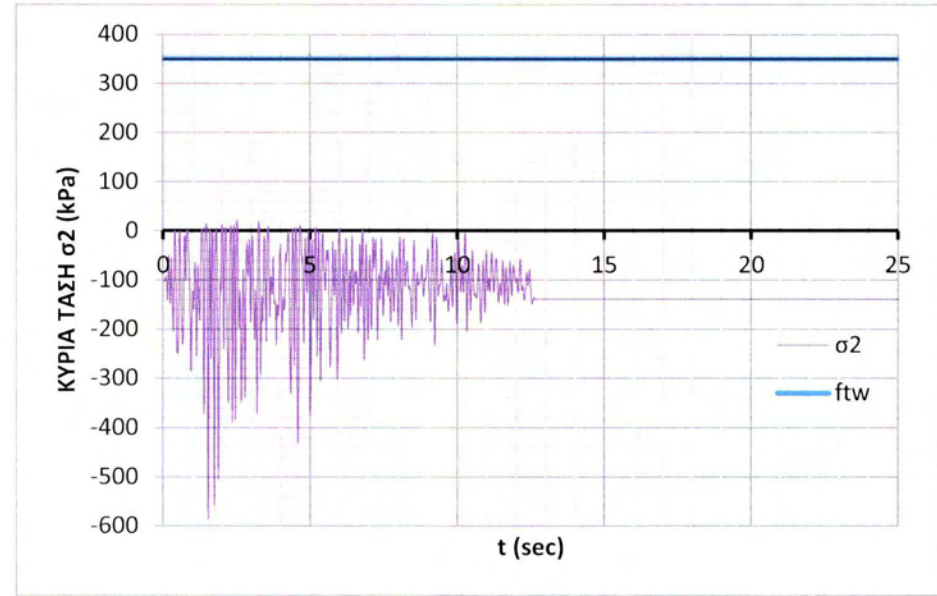
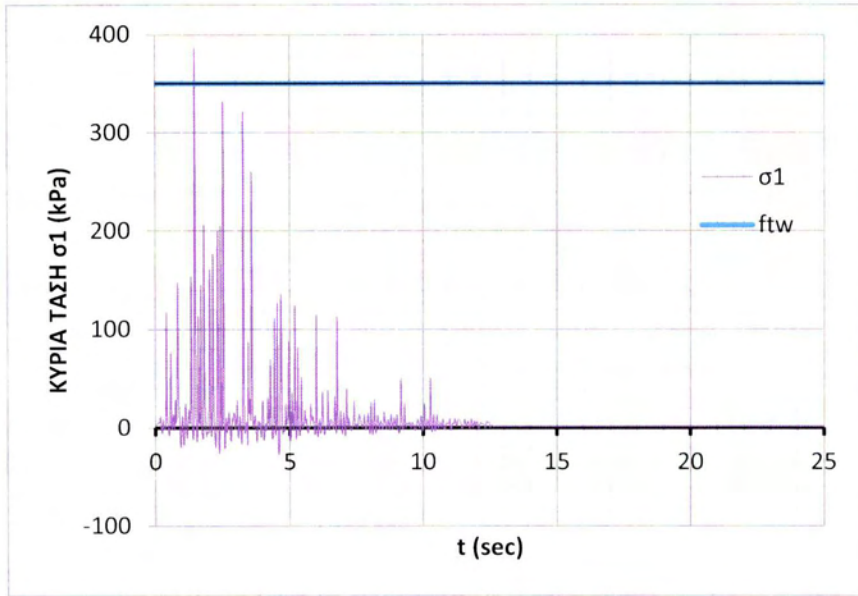
...(συνέχεια Πίνακα Β12)

2-W1																
ΦΟΡΤΙΣΗ	ΑΚΡΟ	N _{i.B.} (kN)	N _d (kN)	N _{d(tot)} (kN)	M _d (kNm) M3	l (m)	e	l/6	l _c (m)	σ _d (kN/m ²)	f _{vk} N/mm ²	f _{vk} =0,065f _b	f _{vk} τελικό	V _{rd} =l*t*f _d	V _{sd} (V2)	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ (ΕΝΤΟΣ)
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	32.70	44.38	14.04	2.20	0.32	0.37	2.20	67.25	0.33	0.74	0.33	143.84	48.68	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	32.70	67.75	80.95	2.20	1.19	0.37	-0.28	0.00	0.30	0.74	0.30	132.00	48.68	επάρκεια
2-W2																
DESIGN	ΑΝΩ	11.68	36.82	48.50	14.54	2.20	0.30	0.37	2.20	73.49	0.33	0.74	0.33	144.93	48.43	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	35.05	36.82	71.87	80.59	2.20	1.12	0.37	0.06	3732.65	1.79	0.74	0.74	326.04	48.43	επάρκεια
2-W3																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	30.24	40.86	15.56	2.00	0.38	0.33	1.86	73.32	0.33	0.74	0.33	131.73	41.51	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	30.24	62.10	54.46	2.00	0.88	0.33	0.37	273.11	0.41	0.74	0.41	163.70	41.51	επάρκεια
2-W4																
DESIGN	ΑΝΩ	10.62	33.61	44.23	16.08	2.00	0.36	0.33	1.91	77.22	0.33	0.74	0.33	132.35	41.80	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	31.86	33.61	65.47	54.14	2.00	0.83	0.33	0.52	420.35	0.47	0.74	0.47	187.26	41.80	επάρκεια
2-W5																
DESIGN	ΑΝΩ	26.55	72.46	99.01	30.39	5.00	0.31	0.83	5.00	66.01	0.33	0.74	0.33	326.40	104.94	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	79.65	72.46	152.11	172.14	5.00	1.13	0.83	4.10	123.52	0.35	0.74	0.35	349.41	104.94	επάρκεια
2-W6																
DESIGN	ΑΝΩ	6.64	18.39	25.03	4.69	1.25	0.19	0.21	1.25	66.74	0.33	0.74	0.33	81.67	12.83	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	19.91	18.39	38.30	20.06	1.25	0.52	0.21	0.30	420.23	0.47	0.74	0.47	117.02	12.83	επάρκεια
2-W7																
DESIGN	ΑΝΩ	19.91	53.53	73.44	23.40	3.75	0.32	0.63	3.75	65.28	0.33	0.74	0.33	244.58	156.74	επάρκεια
	ΚΑΤΩ	59.74	53.53	113.27	156.74	3.75	1.38	0.63	1.47	256.22	0.40	0.74	0.40	301.87	156.74	επάρκεια

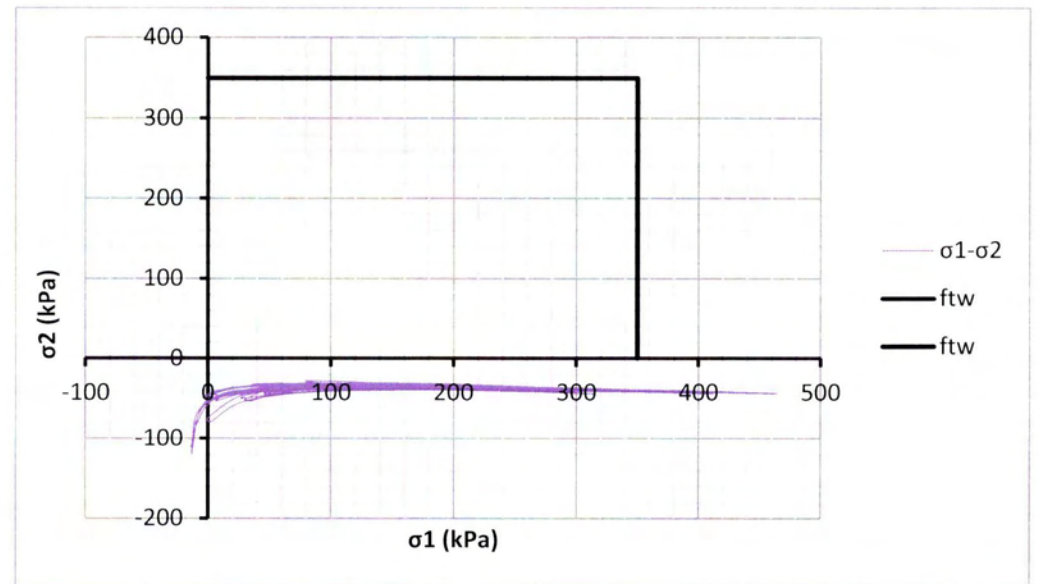
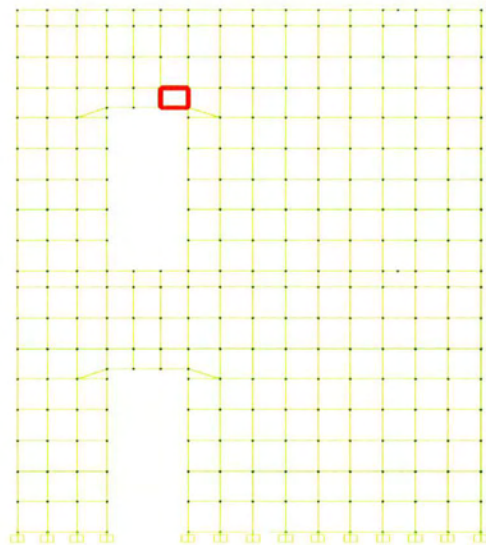
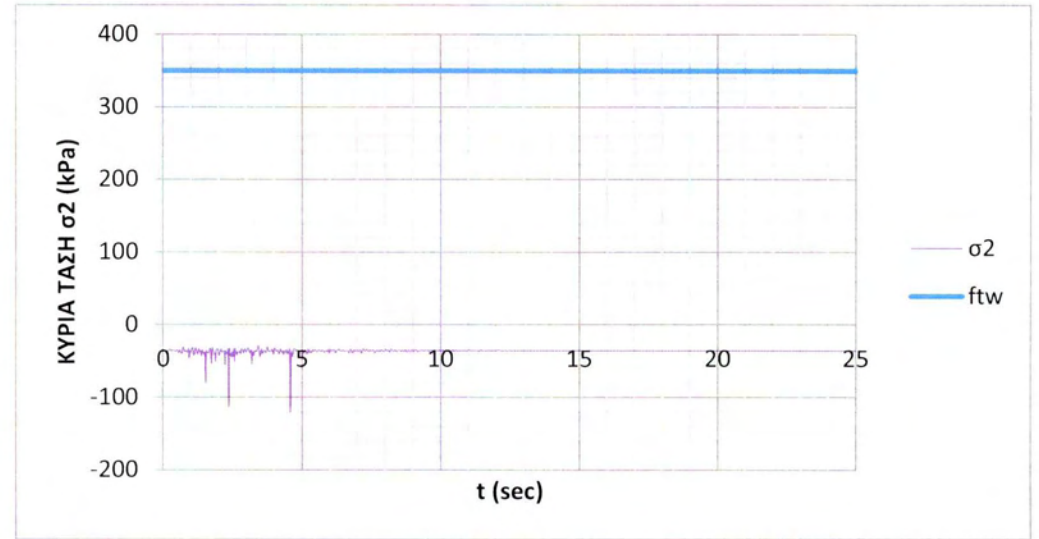
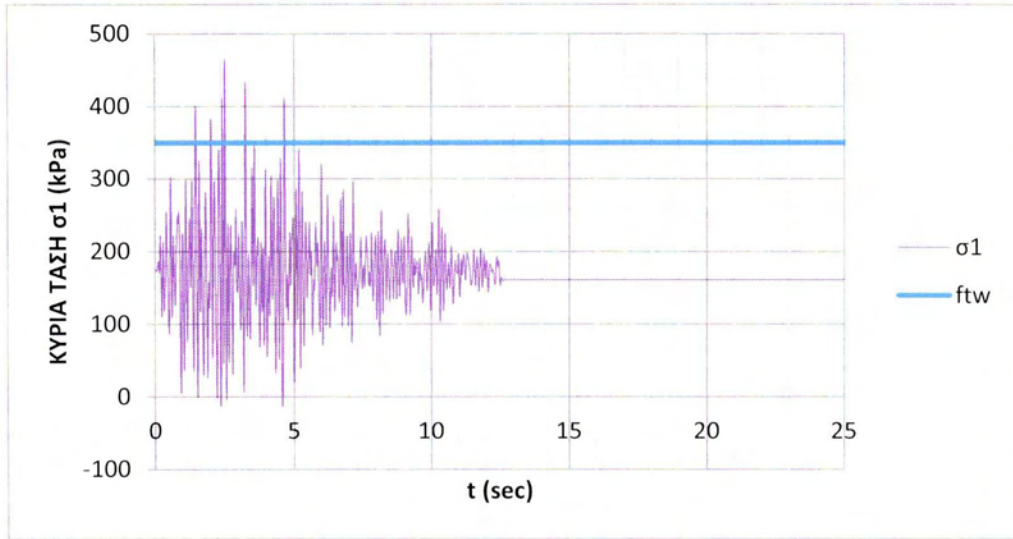
Οι έλεγχοι έναντι διάτμησης για τα άνω τμήματα των πεσσών δεν πραγματοποιήθηκαν καθώς οι δρώσες τέμνουσες είναι πολύ μικρές σε σχέση με την αντοχή των στοιχείων.

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΤΗ

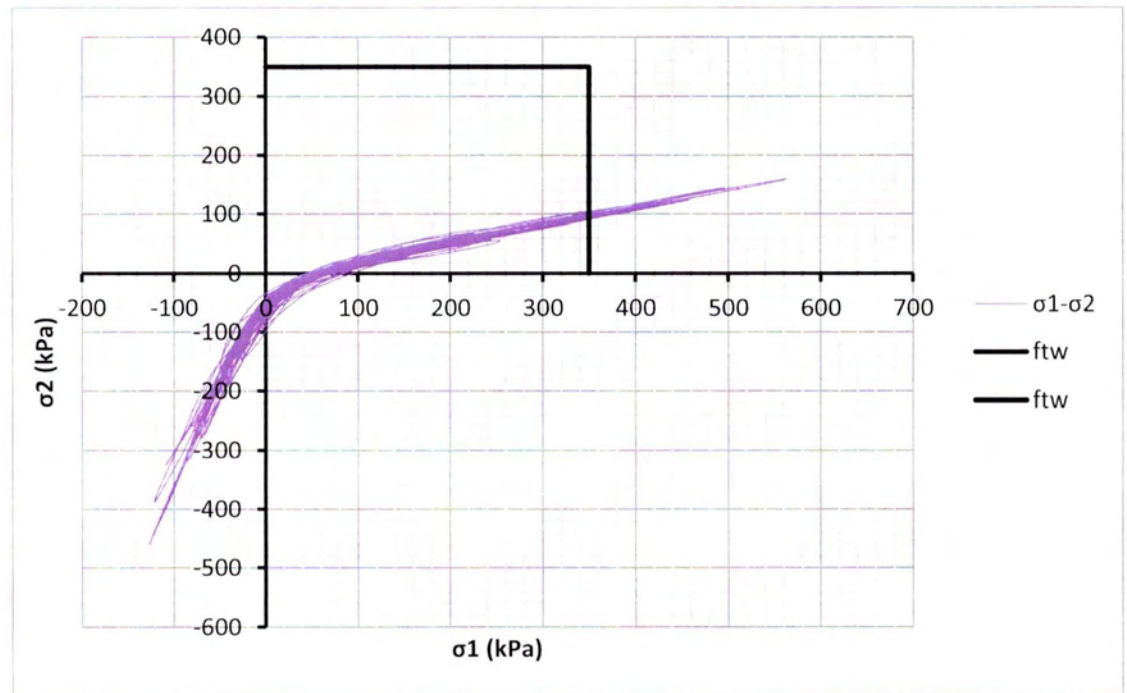
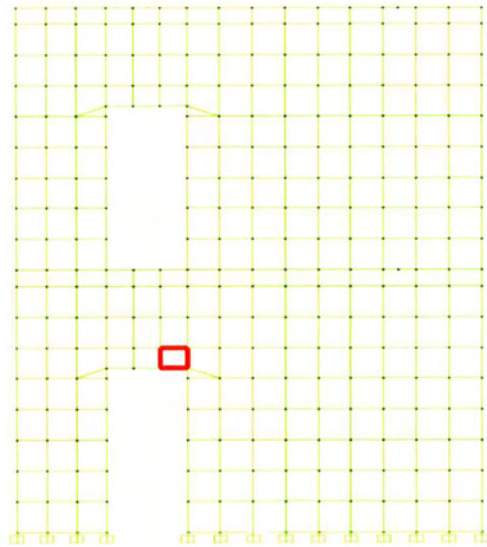
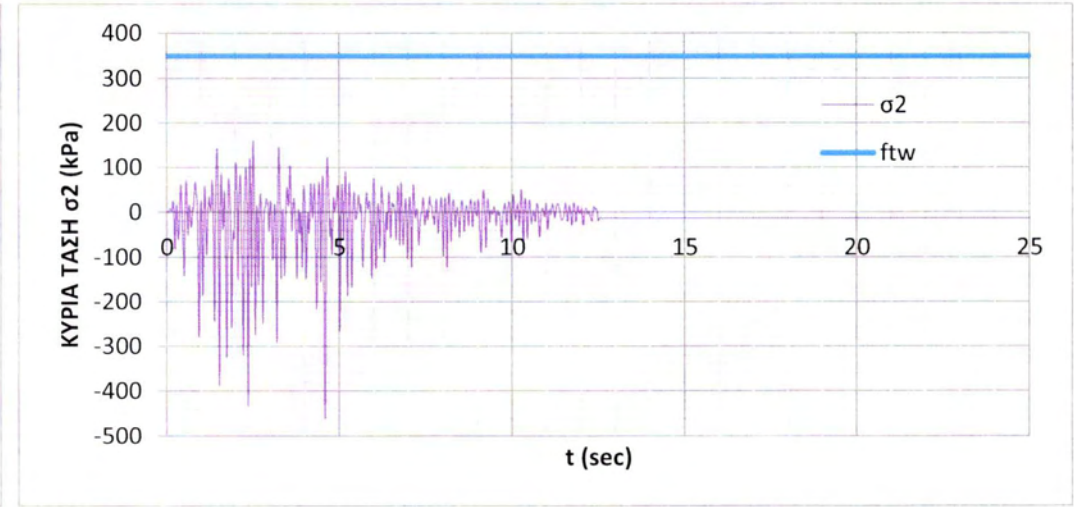
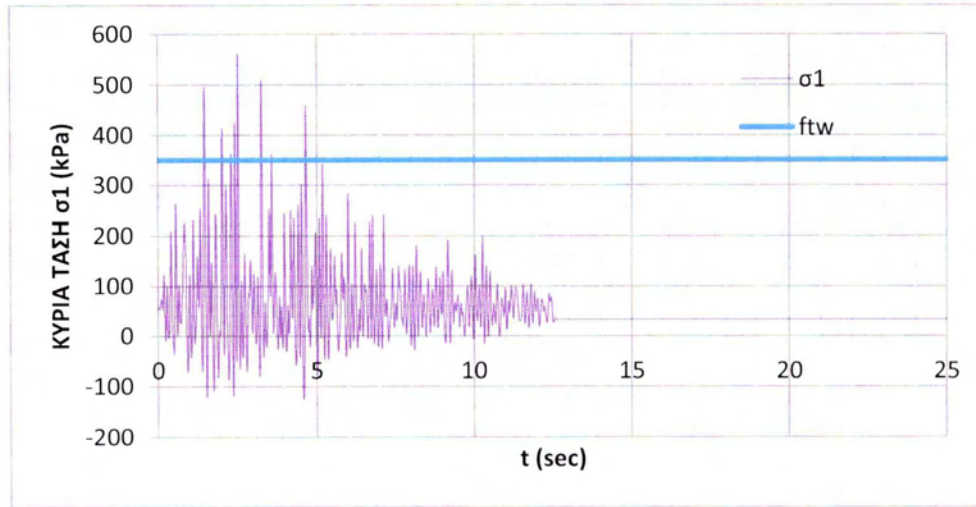
ΟΨΗ ΑΒ – ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ 249



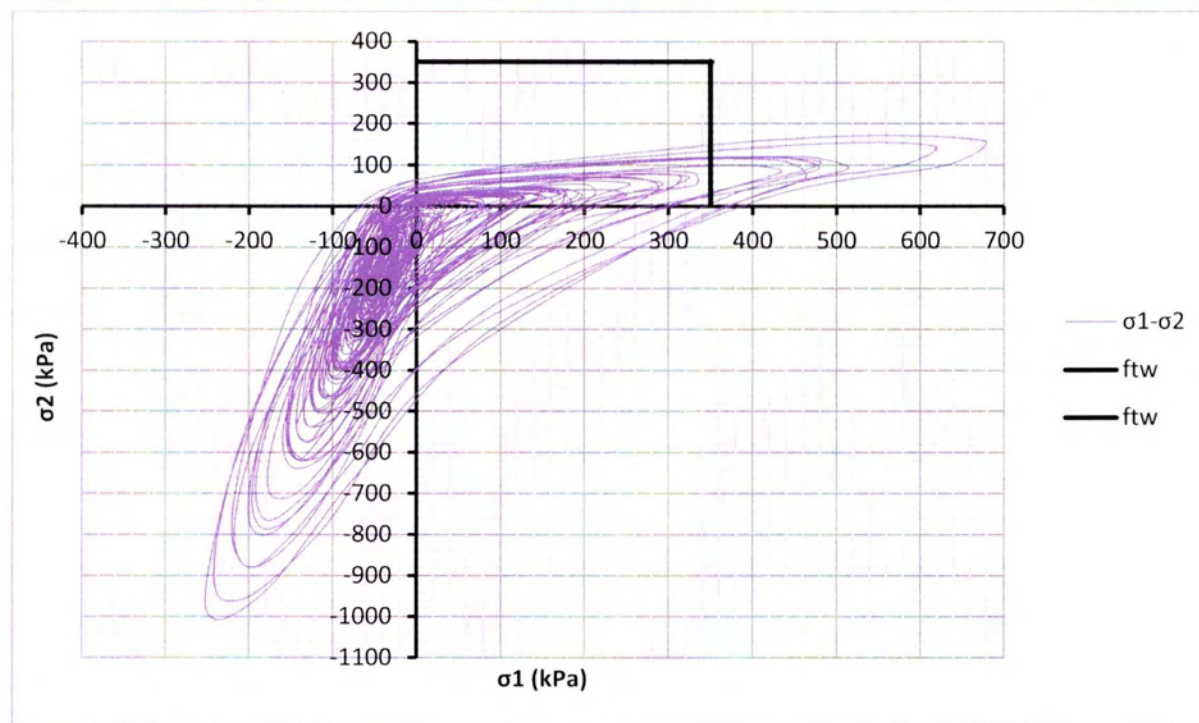
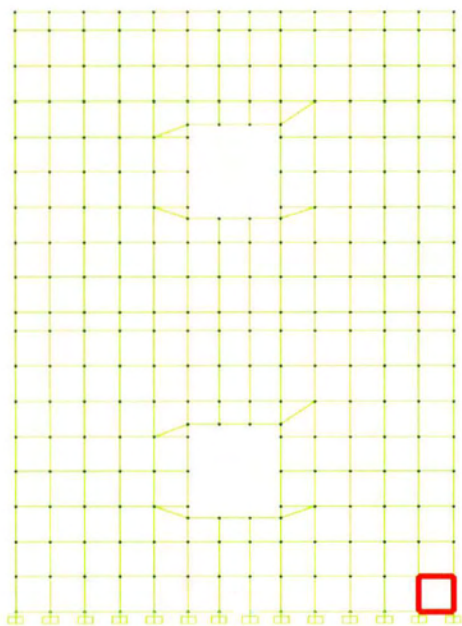
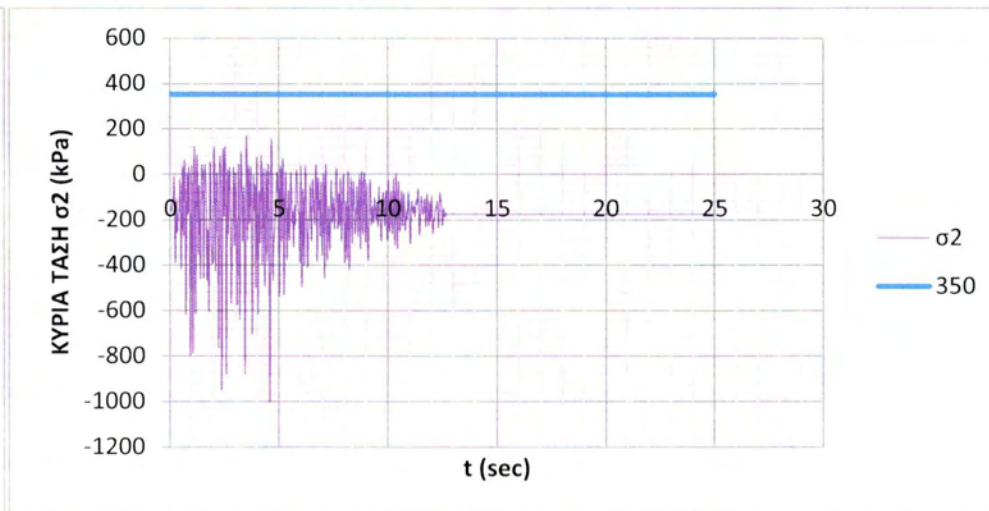
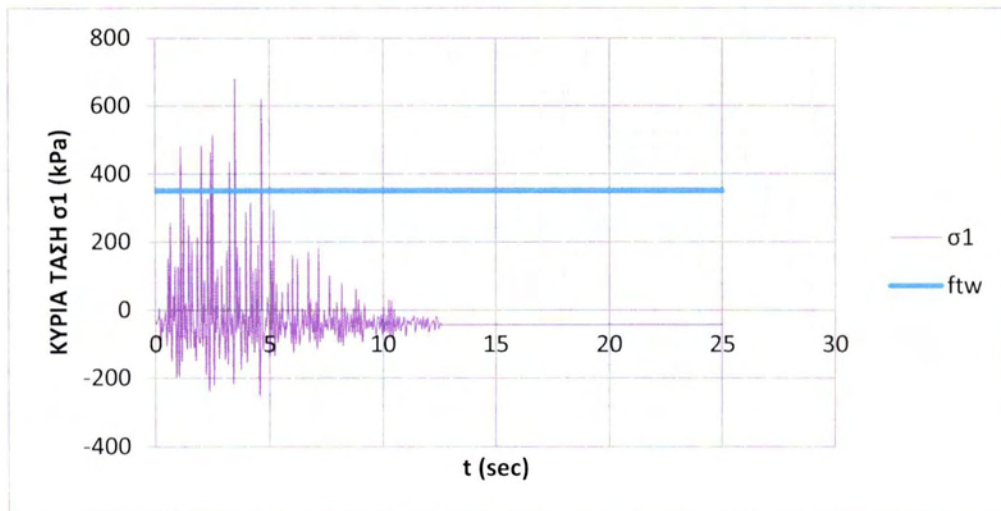
ΟΨΗ ΑΒ – ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ 113



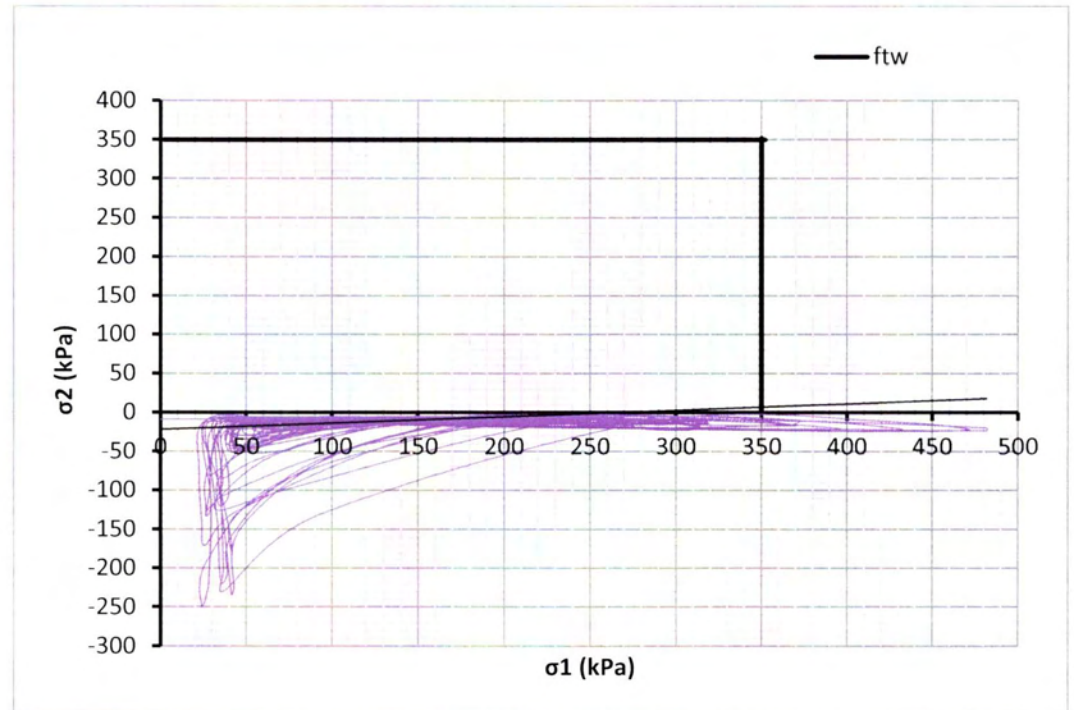
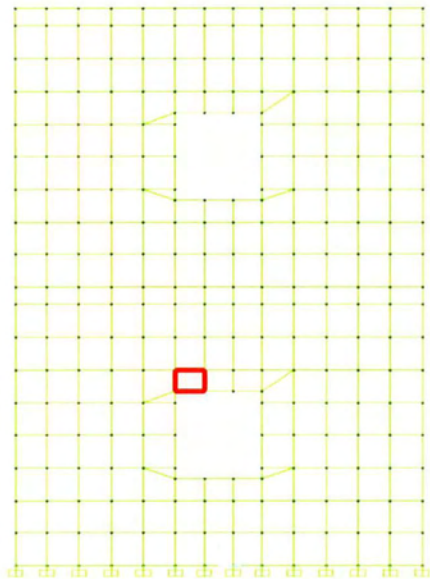
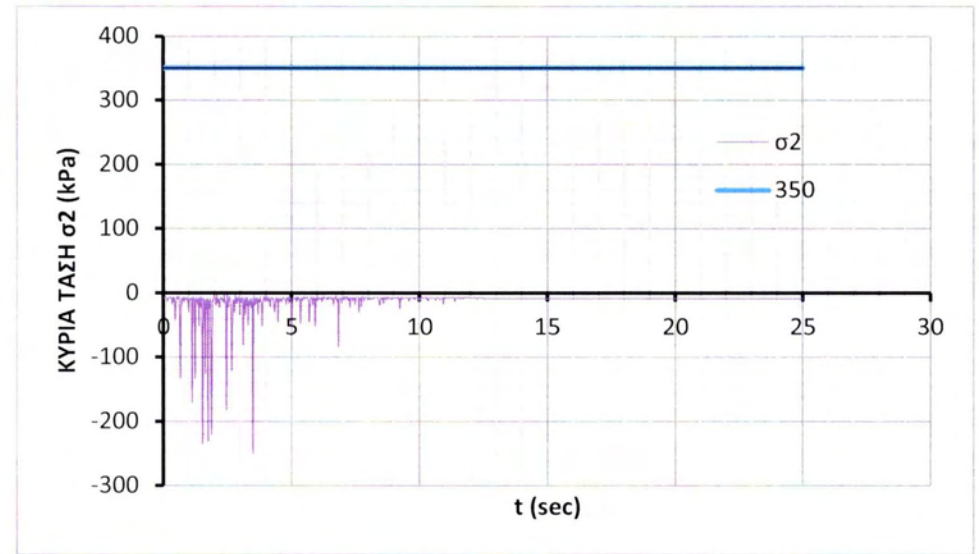
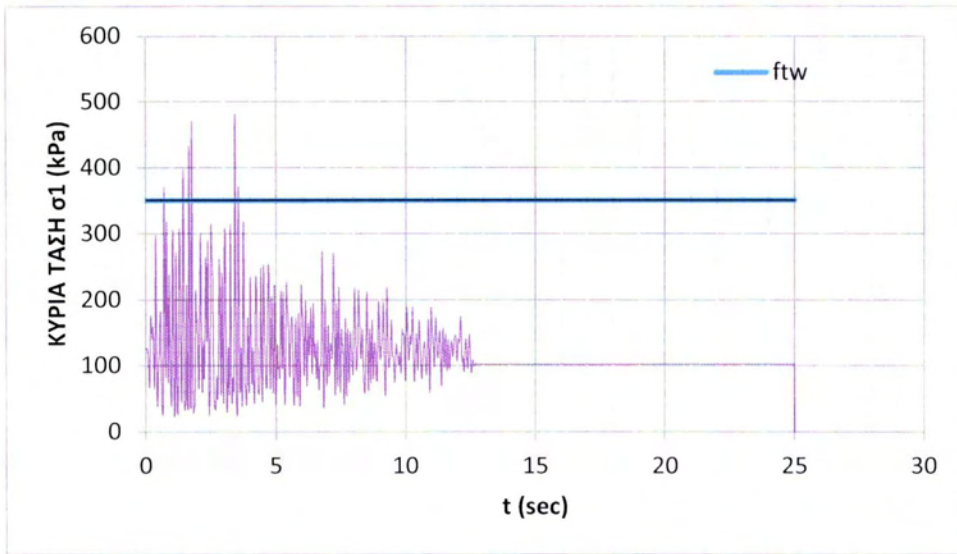
ΟΨΗ ΑΒ – ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ 334



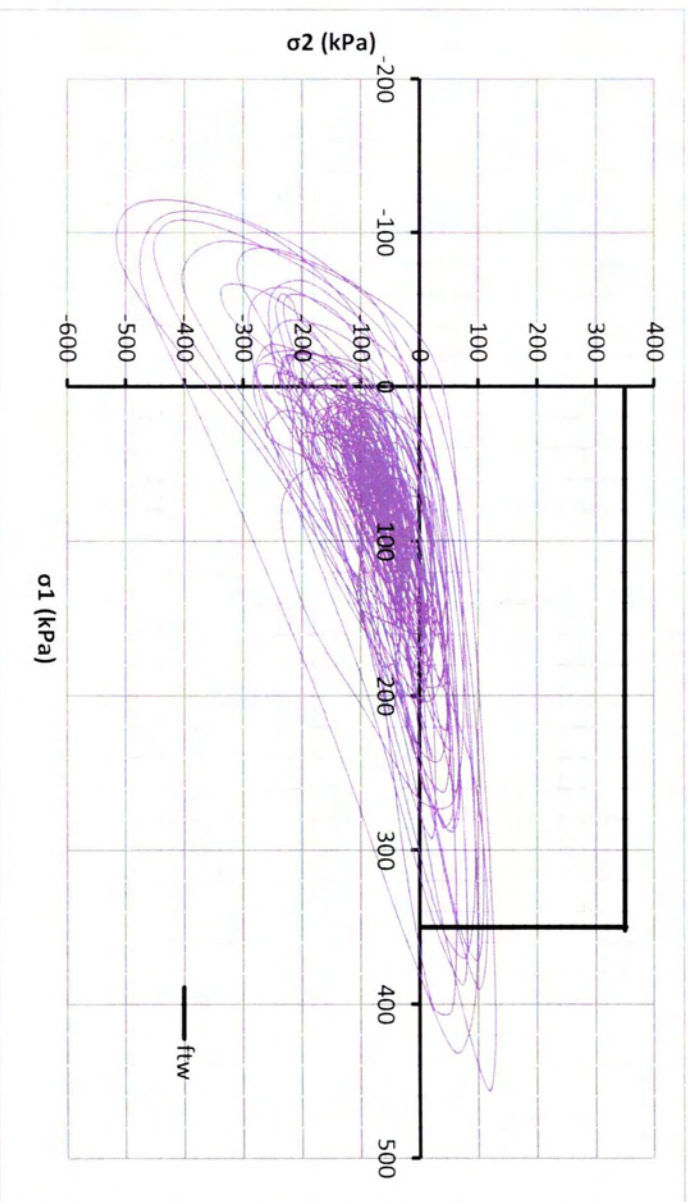
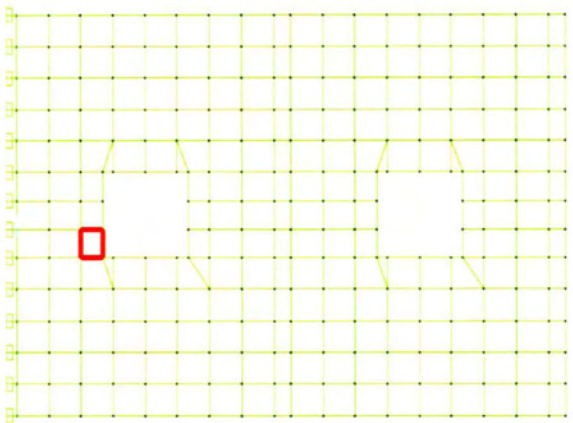
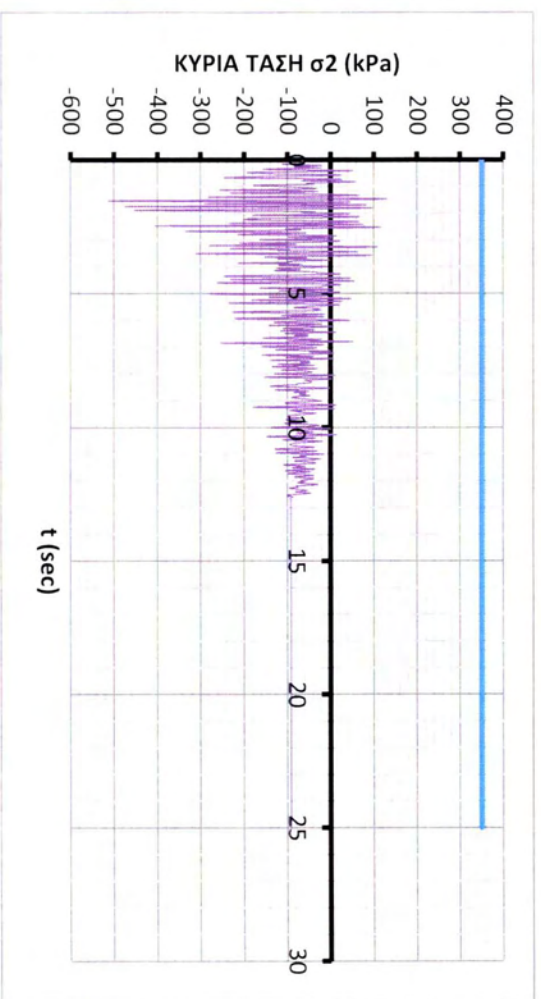
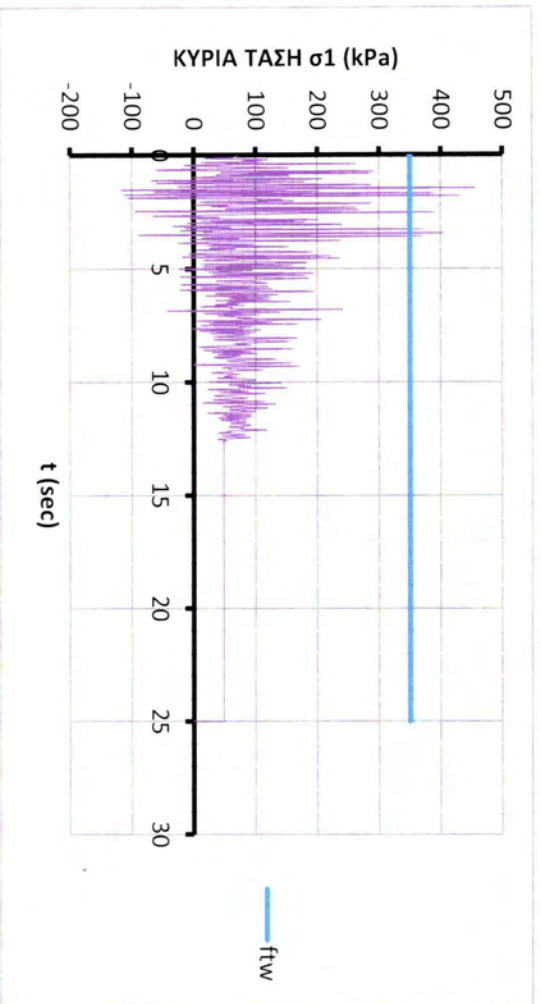
ΟΨΗ ΒΓ – ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ 509



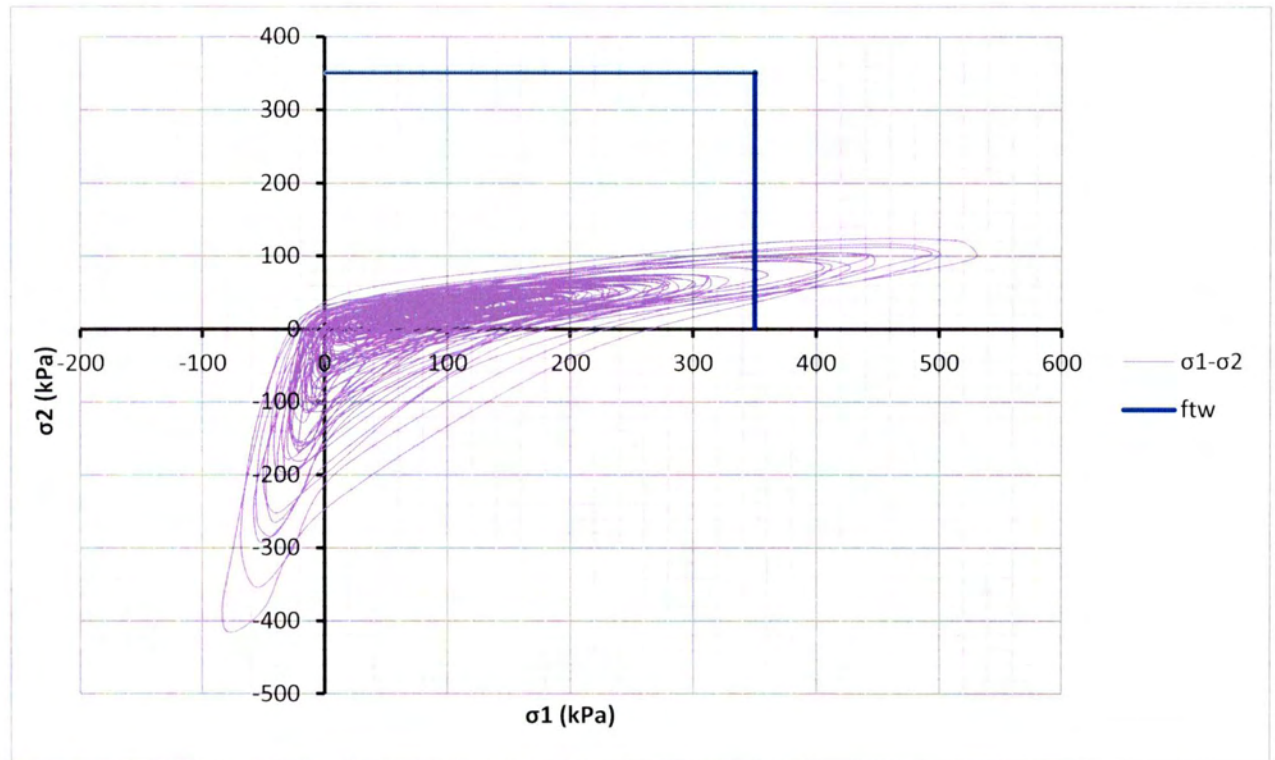
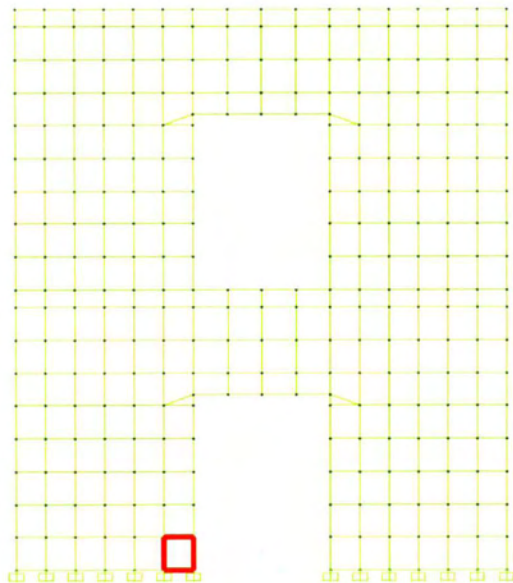
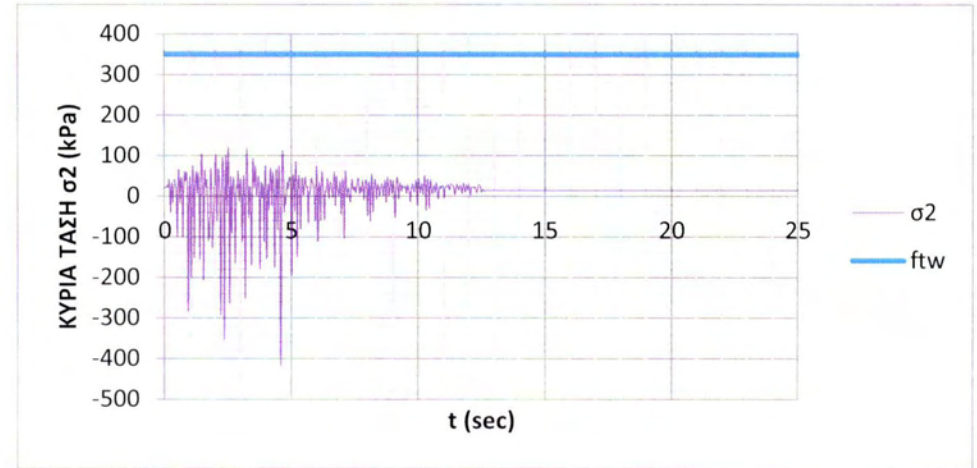
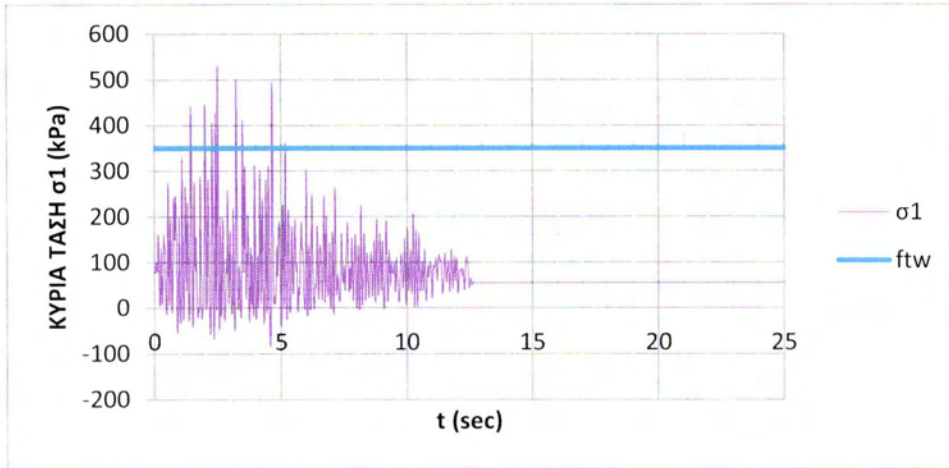
ΟΨΗ ΒΓ – ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ 541



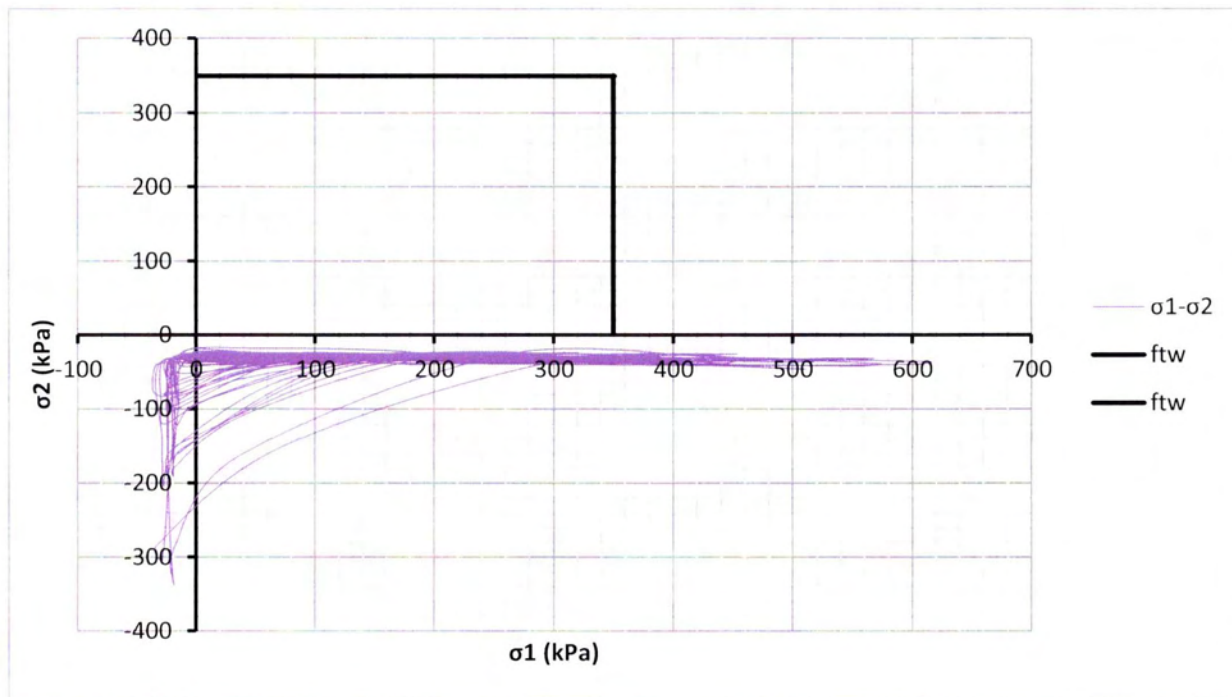
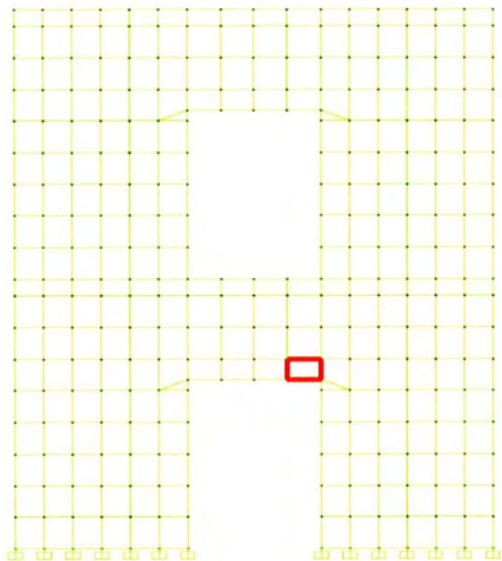
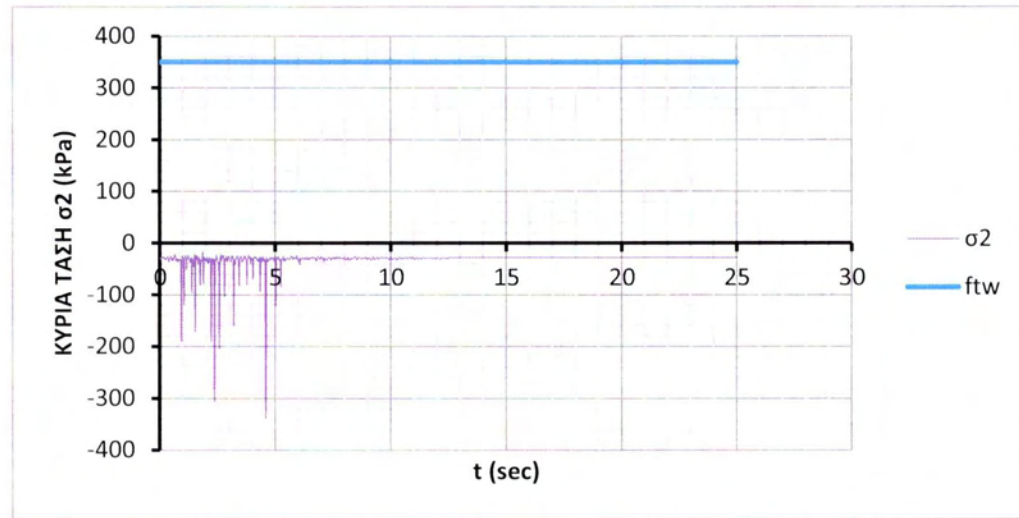
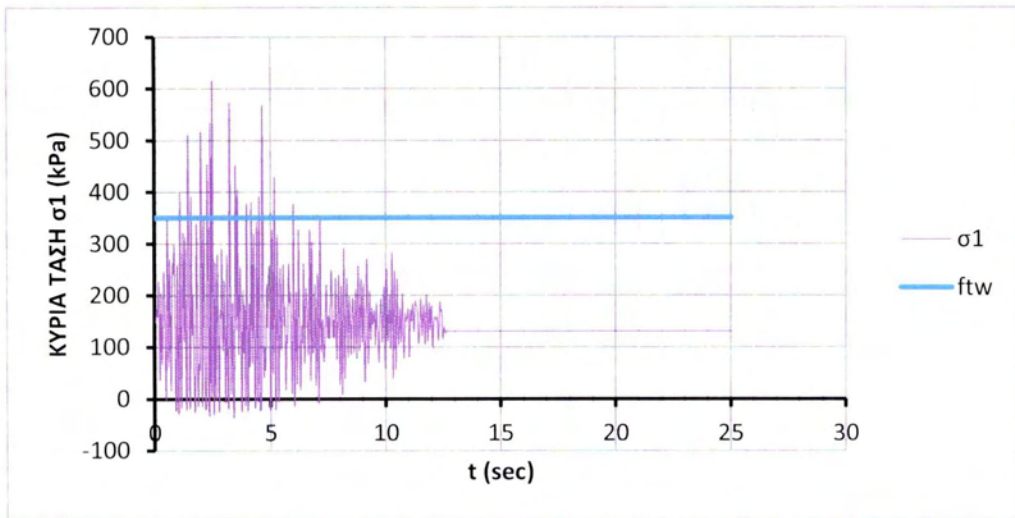
ΟΨΗ ΒΓ – ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ 537



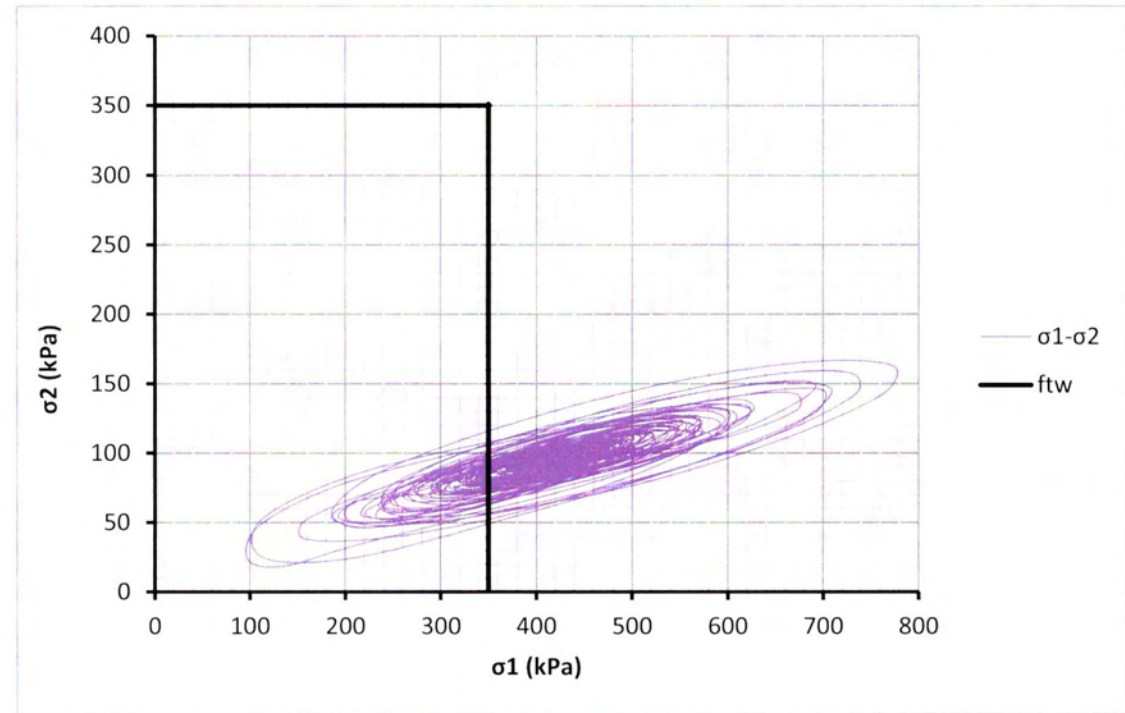
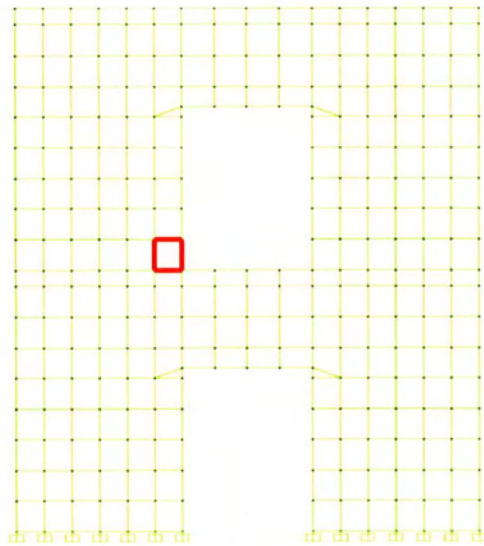
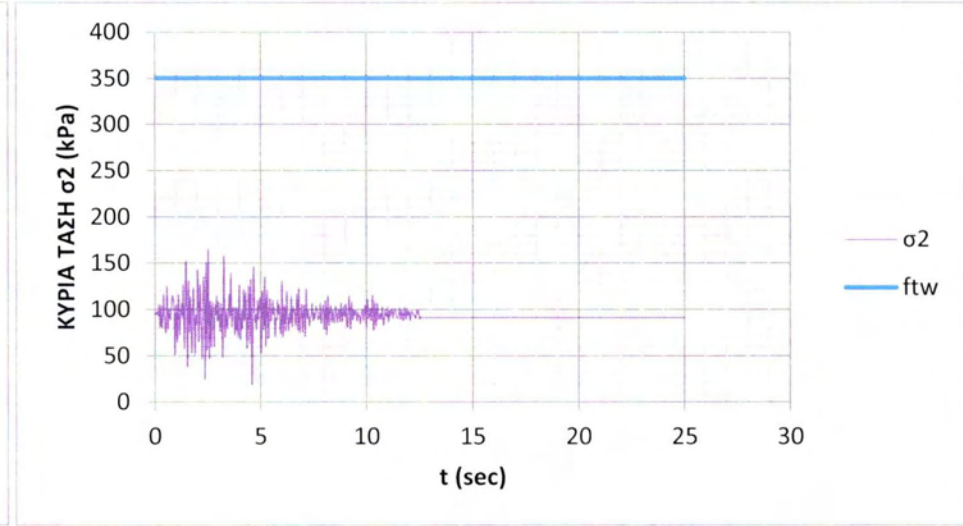
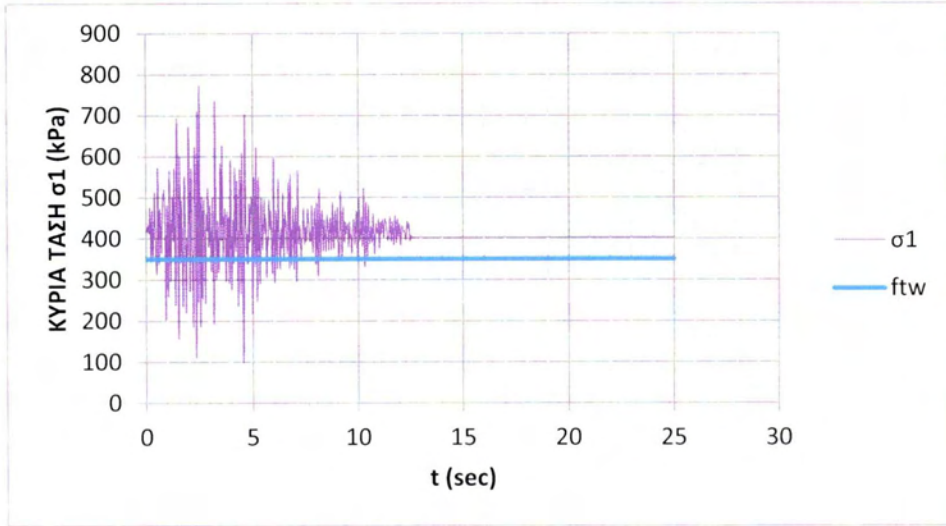
ΟΨΗ ΓΔ – ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ 590



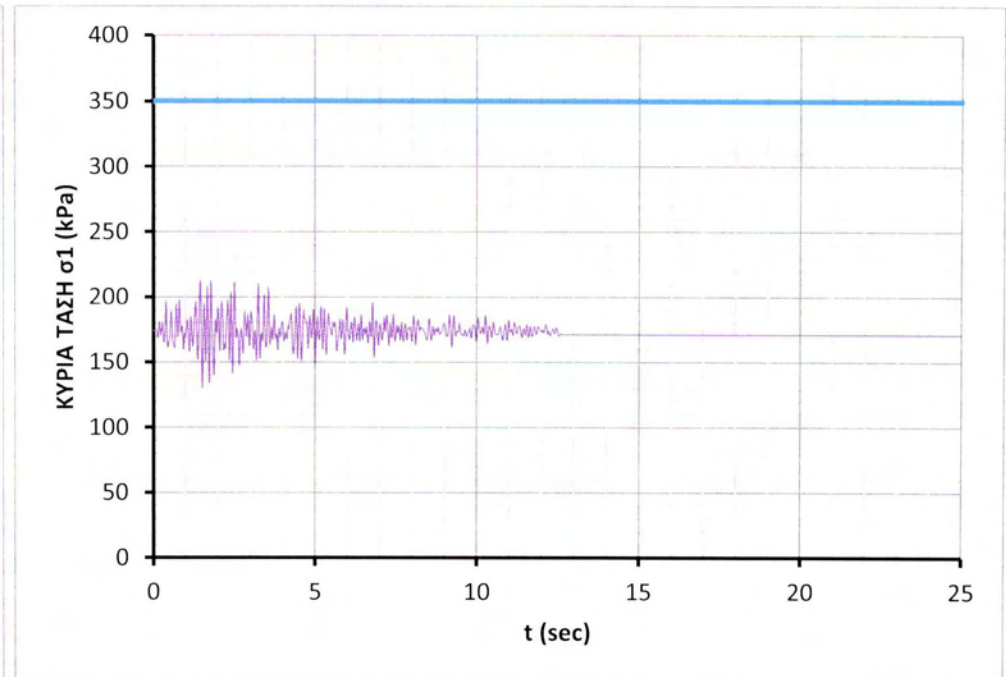
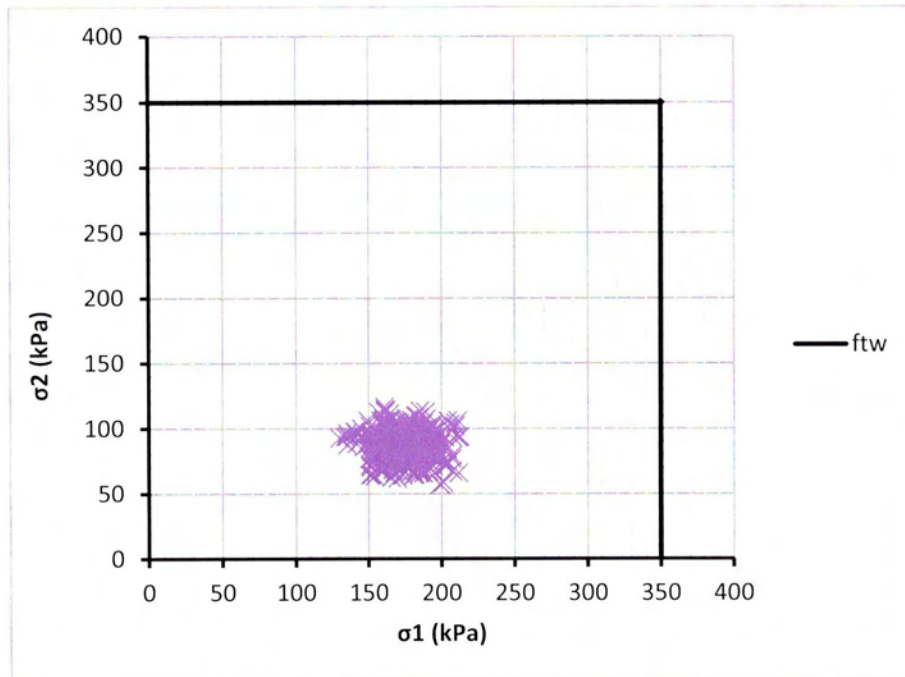
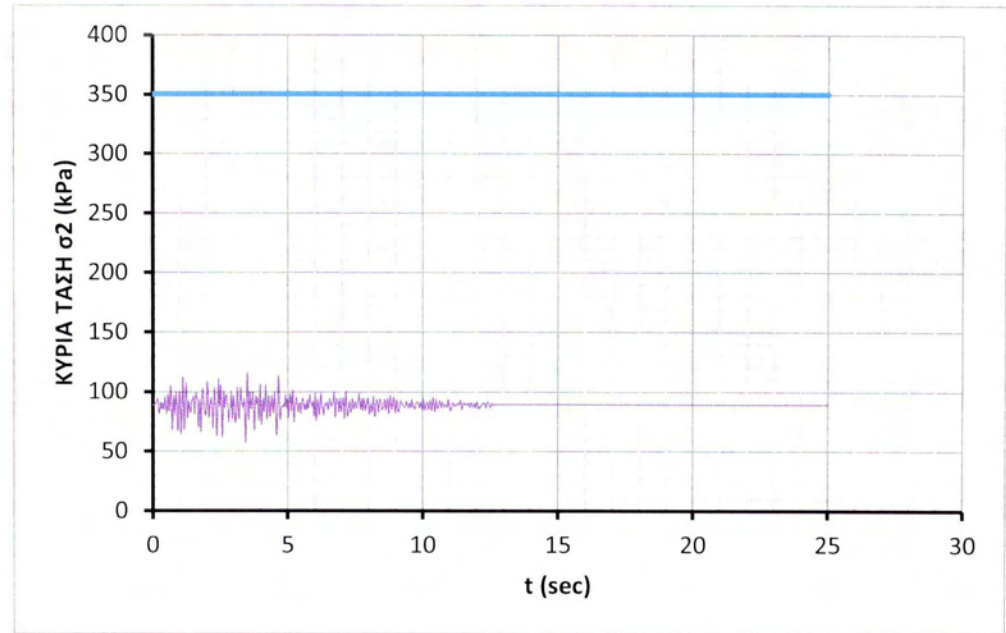
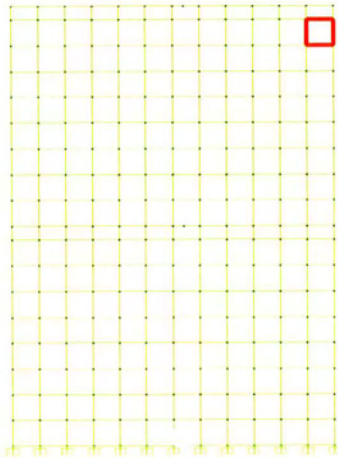
ΟΨΗ ΓΔ – ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ 652



ΟΨΗ ΓΔ – ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ 1015



ΟΨΗ ΔΑ – ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ 215



ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Φ. Β. Καραντώνη (2004), "Κατασκευές από Τοιχοποιία -Σχεδιασμός και Επισκευές", Αθήνα.
- [2] Θ.Τάσιος (1992), «Η μηχανική της τοιχοποιίας», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.
- [3] EN 1996-1-1:2006 Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία – Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες για οπλισμένες και άοπλες κατασκευές από τοιχοποιία.
- [4] ΣΕΠ ΕΛΟΤ 1496-1-1: Εθνικό Προσάρτημα στο ΕΛΟΤ EN 1996-1-1:2006.
- [5] EN 1992-1-1: 2004 Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα – Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και Κανόνες για κτίρια.
- [6] ΕΛΟΤ EN 1052-1:2002 Μέθοδοι ελέγχου τοιχοποιίας - Προσδιορισμός της αρχικής αντοχής σε θλίψη.
- [7] ΕΛΟΤ EN 1052-2:2002 Μέθοδοι ελέγχου τοιχοποιίας - Προσδιορισμός της αρχικής αντοχής σε κάμψη.
- [8] ΕΛΟΤ EN 1052-3:2002 Μέθοδοι ελέγχου τοιχοποιίας - Προσδιορισμός της αρχικής αντοχής σε διάτμηση.
- [9] EN 1998-1-1:2004 Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών – Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια.
- [10] ΣΕΠ ΕΛΟΤ 1498-1-1 : Εθνικό Προσάρτημα στο ΕΛΟΤ EN 1998-1-1:2004.
- [11] Κ. Στυλιανίδης, Χ. Ιγνατάκης, Γ. Καρακατσάνης (2006), "Παραμετρική Αξιολόγηση Αντισεισμικής Επάρκειας Απλών Κτιρίων από Άοπλη Τοιχοποιία" σχεδιασμένων κατά το Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6
- [12] Χ. Ιγνατάκης (1994), 1^η Διάλεξη- Μηχανική της τοιχοποιίας-Σύνθεση φέροντος οργανισμού-Απόκριση και τυπολογία βλαβών υπό κατακόρυφα και σεισμικά φορτία, Εκδόσεις Τεχνικό επιμελητήριο Ελλάδος, Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας.

- [13] Κ. Στυλιανίδης (1994), 2^η Διάλεξη- Άοπλη τοιχοποιία- Ευρωκώδικας 6 και Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής, Εκδόσεις Τεχνικό επιμελητήριο Ελλάδος, Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας.
- [14] Α. Τριανταφύλλου (2008), Δομικά Υλικά, Πάτρα.
- [15] Κ. Στυλιανίδης (2010), Διερεύνηση συμμόρφωσης των λιθοσωμάτων K250 και K300 προς τις διατάξεις των ευρωκωδίκων EN 1996 και EN 1998.
- [16] Κ. Συρμακέζης, Αντισεισμικός Σχεδιασμός Ιστορικών Κατασκευών και Μνημείων, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας 5-7 Νοεμβρίου 2008, Άρθρο 1843.
- [17] Μ. Παπανδρακάκης,(2001), Ανάλυση Φορέων με τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων, Αθήνα.
- [18] Α.Χοργα(2010), Δυναμική των Κατασκευών-Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική,3^η Έκδοση, Αθήνα.
- [19] Χ. Ιγνατάκης (1989), Αναλυτική έρευνα απόκρισης τοιχοποιίας υπό μονότονη επίπεδη καταπόνηση μέχρις αστοχίας, Διδακτορική διατριβή, Θεσσαλονίκη.
- [20] Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής EC6, (1996), Ενημερωτικό Δελτίο ΤΕΕ, 24 Οκτωβρίου.
- [21] Εγχειρίδιο Εφαρμογής του τρόπου δομήσεως ΟΡΘΟBLOCK, ΚΕΒΕ Α.Ε.
- [22] Γιαννακάς Α., Πατρώνης Δ., Φαρδής Μ.Ν (1987), «Επιρροή της θέσης και του μεγέθους των ανοιγμάτων στην ελαστική δυσκαμψία τοιχοποιιών πλήρωσης», πρακτ. 8^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Καβάλα, σελ.49-56.

ΞΕΝΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [23] A.Kappos, G. Penelis, C. Drakopoulos, Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings, *Journal of Structural Engineering*8(2002).
- [24] G. Magenes, and Calvi G.M. , “Perspectives for the calibration of simplified methods for the seismic analysis of masonry and practice, L.Gambarotta ed., Messina, 1996, pp. 503-512.
- [25] Augenti, N & Romano, A (2008), “Qualification tests for micro and macro – modeling of tuff masonry structures. XIV International Brick and Block Masonry Conference; Proc. Intern. Conf., Sydney, 17-20 February 2008.
- [26] Computers & Structures Inc, Optimized Modeling and Design of Structures using SAP2000, USA.
- [27] Computers & Structures Inc (2005), CSi Analysis Reference Manual For Sap2000,USA.
- [28] Magenes and La Fontana (1998), “Simplified nonlinear Seismic analysis of Masonry Buildings” Proc., British Masonry Society, No.8, 190-195.
- [29] Y. Belmouden *, P. Lestuzzi (2009),“An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete building”, *Construction and Building Materials* 23 , p.40-53.
- [30] Dolce, M. (1989) Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti, Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica. Ordine degli Ingegneri, Potenza (in Italian).
- [31] Magenes, G. (2006), Masonry building design in seismic areas: Recent experiences and prospects from a European standpoint. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, keynote address K9.
- [32] G. Zuccaro and M. Rauci (2008), Collapse Mechanisms Of Masonry Structures, AIP,Conference Proceedings, American Institute of Physics.
- [33] Magenes et al (2000), Simplified Methods for Non-Linear Seismic Analysis of Masonry Building, CNR, National Group for Seismic Protection.

- [34] A.W.Hendry, B.P.Sinha, S.R.Davies, (2004). Design of Masonry Structures, Third edition of Load Bearing Brickwork Design, Taylor & Francis e-Library, London, UK.
- [35] Vadim I. Lishak, Vladimir I. Yagust, David Z. Yankelevsky, (2012). 2-D Orthotropic failure criteria for masonry, Engineering Structures 36(2012), p.360-371.
- [36] Syrmakizis C.A. & Asteris P.G. (2001) "Masonry Failure Criterion under Biaxial Stress State", Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 13, Issue 1, pp. 58-64.
- [37] Notes of Graduate Course on "Seismic design and assessment of Masonry Structures" (2013), Rose School and University Institute for Advanced Studies (IUSS) of the University of Pavia, Italy.
- [38] SeismoArtif Version 2.1.0, www.seismosoft.com, 2013, Pavia, Italy.
- [39] UNDP / UNIDO Project Rer/79/015 Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region, Vienna., (1984) Vol.3, Design and Construction of Stone and Brick – Masonry Buildings.
- [40] Page A.W., (1982), "An experimental Investigation of the Biaxial Strength of Brick Masonry", in Proc. Of the Sixth International Brick Masonry Conference, Rane, pp.3-15.
- [41] Augenti, N., (2004) "Seismic design of masonry buildings", UTET Libreria.
- [42] www.efunda.com
- [43] <http://www.anelixi.org/oikologiki-arxitektoniki/domisi-pilou/mixaniki-sumperifora/kateuthinseis-sxediasmou/>

