



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

**Αποτύπωση, αποτίμηση και επεμβάσεις
σε λιθόδητο κτήριο στη Βλαχοκερασιά
Αρκαδίας**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΜΠΡΟΥΣΑΛΗ ΜΑΓΔΑΛΗΝΗ

Επιβλέπουσα: Ε. Βιντζηλαίου, Καθηγήτρια ΕΜΠ
Αθήνα, Μάρτιος 2011

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Κατ' αρχάς θα ήθελα να ευχαριστήσω την επιβλέπουσα της διπλωματικής μου εργασίας, κα Ελισάβετ Βιντζηλαίου, καθηγήτρια ΕΜΠ, για την καθοδήγηση, τη βοήθεια, τις πολύτιμες συμβουλές της καθώς και για το χρόνο που αφιέρωσε σε κάθε φάση δημιουργίας της παρούσας εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στη Χρυσή-Ελπίδα Αδάμη, διδάκτορα ΕΜΠ, για τη συνεισφορά της στη διεξαγωγή των πειραματικών δοκιμών στο εργαστήριο οπλισμένου σκυροδέματος ΕΜΠ, στην Αντιγόνη Βρούβα, υποψήφια διδάκτορα ΕΜΠ για τη βοήθεια της στη χρήση του προγράμματος SAP2000 καθώς και στον Αιμίλιο Τσαγκάρη για την βοήθεια του στην ψηφιακή επεξεργασία αυτής της εργασίας.

Θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στους γονείς μου, Κώστα και Αγγελική, όχι μόνο για την βοήθεια που μου προσέφεραν στις επί τόπου μετρήσεις κατά τη διαδικασία αποτύπωσης του κτηρίου μελέτης, αλλά και για την διαρκή υποστήριξη τους, που μου επέτρεψε την επιτυχή διεκπεραίωση των σπουδών μου. Ακόμα θα ήθελα να ευχαριστήσω τις αδερφές μου, Χριστίνα και Ηλέκτρα, για την συνεχή στήριξη τους κατά την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω το Κοινοφελές Ίδρυμα «Κωνσταντίνου Αναστ. Σαραντόπουλου» για την οικονομική υποστήριξη που μου παρείχε με υποτροφία καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

ABSTRACT

Masonry is one of the oldest structural materials. The majority of construction works until the beginning of the 20th century was constructed of masonry, with almost empirical design. However, the appearance of new, strong and workable structural materials has limited the masonry to the role of body filler. This was a result of the relatively low strength and the brittleness of masonry.

The knowledge of civil engineers related to the mechanical properties of masonry and the behavior of masonry buildings, was up in the '70s inadequate and superficial, as until then there had been no substantial research on this building material. The investigation of the mechanical behavior of masonry was dictated by the need for restoration and reinforcement of existing masonry buildings. The investigation was rekindled in recent years by strong international awareness for the preservation and enhancement of cultural heritage, as the vast majority of the monuments and listed buildings are built of masonry. At the same time, the forgotten benefits of masonry, such as insulation, fire safety, durability, aesthetic excellence began to be rediscovered.

The present thesis focuses on the investigation, the evaluation of the seismic behavior, and the proposed interventions to a damaged building of masonry in Vlachokerasia, Arcadia. The first chapter presents general information about the location of the examined building. The second chapter provides information on the history of the building and gives a general description of the building. The third chapter describes in detail the structural system and the framework of the building. The fourth chapter presents the laboratory tests which were carried out in natural stone and mortar of the building, and provides calculation of the compressive strength of masonry. The fifth chapter emphasizes on the damages and cracks which exist on the building. The sixth chapter is dedicated to the formation of the computational model of the structure with the finite element method using SAP2000. The seventh chapter presents the results of the analysis with SAP2000, which are evaluated and compared with the existing pathology of the building. In the eighth chapter the alternative methods of intervention are presented and their effectiveness is examined. Finally, the ninth chapter ends with conclusions which emerged from the preparation of this thesis.

Περιεχόμενα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.	12
ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΟΙΚΙΣΜΟ	12
1.1 ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ ΚΑΙ ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΟΙΚΙΣΜΟΥ.....	12
1.2 ΤΟΠΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΟΙΚΙΣΤΙΚΟΥ ΣΥΝΟΛΟΥ	14
1.3 ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ	16
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.	18
ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΚΑΙ ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ	18
2.1 ΘΕΣΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΩΝ ΧΩΡΟΣ ΚΤΗΡΙΟΥ	18
2.2 ΧΡΟΝΙΚΟ ΚΑΙ ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ	18
2.3 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΙ ΜΟΡΦΗ ΚΤΗΡΙΟΥ	20
2.4 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΟΨΕΩΝ	23
2.5 ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΔΙΑΡΡΥΘΜΙΣΗ ΧΩΡΟΥ	24
2.6 ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	25
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.	28
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	28
3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	28
3.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	29
3.2.1 ΣΤΕΓΗ	29
3.2.2 ΠΑΤΩΜΑ	31
3.2.3 ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ	31
3.3 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	32
3.3.1 ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	32
3.3.2 ΘΕΜΕΛΙΑ	33
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.	34
ΕΙΔΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΚΑΙ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ	34

4.1 ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΣ ΔΟΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	34
4.2 ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ ΣΤΑ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ	35
4.3 ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ ΣΤΟ ΚΟΝΙΑΜΑ	41
4.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	44
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5.	46
ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ ΦΘΟΡΩΝ ΚΑΙ ΒΛΑΒΩΝ	46
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	46
5.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	46
5.3 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	48
5.4 ΛΟΙΠΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	51
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6.	52
ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟΥ ΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΟ SAP2000	52
6.1 ΤΥΠΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	52
6.2 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	53
6.3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	55
6.3.1 ΣΥΝΗΘΗ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (ΜΟΝΙΜΑ ΚΑΙ ΚΙΝΗΤΑ)	55
6.3.2 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	56
6.3.3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	59
6.4 ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ SAP2000.....	59
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7.	61
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΥΣ.....	61
7.1 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΣΤΕΓΗΣ.....	61
7.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	63
7.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΟΡΙΑΚΩΝ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	64
7.3.1 ΓΕΝΙΚΑ	64
7.3.2 ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (F12).....	64
7.3.2.1 ΓΕΝΙΚΑ	64

7.3.2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (F12) ΣΤΗ ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ	66
7.3.2.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (F12) ΣΤΗ ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ.....	77
7,3.2.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (F12) ΣΤΗΝ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ	78
7.3.2.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (F12) ΣΤΗ ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ	81
7.3.2.6 ΣΥΝΟΨΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (F12)	84
7.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M11).....	94
7.3.3.1 ΓΕΝΙΚΑ	94
7.3.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M11) ΣΤΗ ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ	95
7.3.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M11) ΣΤΗ ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ	96
7.3.3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M11) ΣΤΗ ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ	97
7.3.3.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M11) ΣΤΗΝ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ	98
7.3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΠΡΟΣ ΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M22)	99
7.3.5 ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ SAP2000 ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΟΥΣ ΜΕ ΤΗΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ	101
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8.	107
ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ	107
8.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	107
8.2 ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΠΙΣΚΕΥΗΣ	107
8.3 ΕΝΕΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΟΜΟΓΕΝΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΜΑΖΑΣ	108
8.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΔΕΥΤΕΡΟΥ ΣΑΝΙΔΩΜΑΤΟΣ ΠΑΝΩ ΣΤΟ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΣΑΝΙΔΩΜΑ.....	108
8.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΛΗΨΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΜΟΝΟ ΑΠΟ ΤΟΥΣ ΠΕΣΣΟΥΣ.....	109

Περιεχόμενα

8.6 ΕΛΚΥΣΤΗΡΕΣ.....	113
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9.	116
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	116
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΧΕΔΙΩΝ.....	119
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	134

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η τοιχοποιία είναι από τα αρχαιότερα δομικά υλικά. Μέχρι τις αρχές του 20ου αιώνα τα περισσότερα δομικά έργα κατασκευάζονταν από τοιχοποιία, με σχεδόν εμπειρικό σχεδιασμό. Ωστόσο η εμφάνιση νέων ισχυρών και εύπλαστων δομικών υλικών περιόρισαν την τοιχοποιία στο ρόλο του οργανισμού πλήρωσης. Σ' αυτό συνέβαλαν η πολυμορφία, η σχετικά χαμηλή αντοχή και η ψαθυρότητα της τοιχοποιίας.

Η γνώση των Πολιτικών Μηχανικών σχετικά με τις μηχανικές ιδιότητες της τοιχοποιίας και τη συμπεριφορά κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία ήταν μέχρι τη δεκαετία του '70 ανεπαρκής και επιφανειακή, καθώς μέχρι τότε δεν είχε γίνει ουσιαστική έρευνα για αυτό το δομικό υλικό. Η έρευνα της μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας υπαγορεύτηκε από την ανάγκη αποκατάστασης και ενίσχυσης των υφιστάμενων κτηρίων από τοιχοποιία. Η έρευνα αναζωπυρώθηκε τα τελευταία χρόνια από τη διεθνώς έντονη ευαισθητοποίηση της κοινής γνώμης για τη συντήρηση και ανάδειξη της οικιστικής πολιτιστικής κληρονομιάς, καθώς η συντριπτική πλειοψηφία των μνημείων και διατηρητέων κτηρίων και συνόλων είναι κτίσματα από φέρουσα τοιχοποιία. Παράλληλα άρχισαν να ανακαλύπτονται ξανά τα ξεχασμένα προτερήματα της τοιχοποιίας όπως: θερμομόνωση, πυρασφάλεια, αντοχή στο χρόνο, αισθητική υπεροχή.

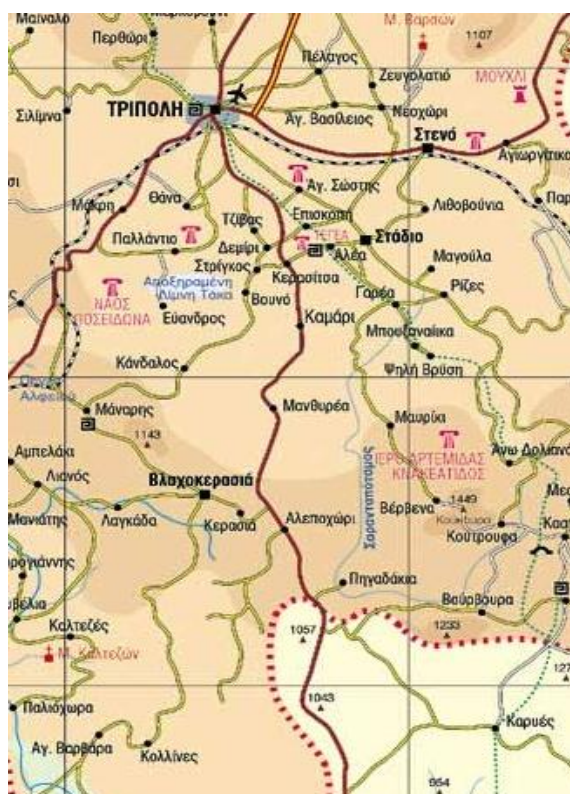
Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτύπωση, η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς, η αποτίμηση καθώς και οι προτεινόμενες επεμβάσεις σε κτήριο με βλάβες από φέρουσα τοιχοποιία στη Βλαχοκερασιά Αρκαδίας. Στο 1^ο κεφάλαιο αναφέρονται γενικές πληροφορίες για τον οικισμό, όπου βρίσκεται το κτήριο μελέτης. Στο 2^ο κεφάλαιο δίνονται στοιχεία για το ιστορικό του κτηρίου και γίνεται μια γενική περιγραφή του κτηρίου. Στο 3^ο κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά ο φέρων οργανισμός του κτηρίου. Στο 4^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι εργαστηριακές δοκιμές που εκτελέστηκαν σε λιθοσώματα και κόνιαμα του κτηρίου και προσδιορίζεται η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Στο 5^ο κεφάλαιο καταγράφονται οι βλάβες και οι φθορές που εμφανίζονται στο κτήριο. Στο 6^ο κεφάλαιο διαμορφώνεται το υπολογιστικό ομοίωμα της κατασκευής με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων με το SAP2000. Στο 7ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της υπολογιστικής ανάλυσης με το SAP2000, αξιολογούνται και συγκρίνονται με την αποτυπωμένη παθολογία του κτηρίου μελέτης. Στο 8ο κεφάλαιο προτείνονται κατάλληλες επεμβάσεις και εξετάζεται η αποτελεσματικότητά τους. Τέλος στο 9^ο κεφάλαιο εξάγονται συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.

ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΟΙΚΙΣΜΟ

1.1 ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ ΚΑΙ ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΟΙΚΙΣΜΟΥ

Το κτήριο που θα μελετήσουμε βρίσκεται στη Βλαχοκερασιά. Η Βλαχοκερασιά είναι ένα γραφικό χωριό στα νότια του νομού Αρκαδίας. Είναι κτισμένη σε υψόμετρο 960 μέτρα και απέχει 23 χιλιόμετρα από την Τρίπολη. Είναι κοντά στον παλιό εθνικό δρόμο Τρίπολη –Σπάρτη (απέχει απ' αυτόν μόλις 2 Km) μετά τα χωριά της Τεγέας. Ανήκει στην περιφέρεια Σκιρίτιδας και μέχρι πρότινος ήταν έδρα του Δήμου Σκιρίτιδας. Ο δήμος Σκιρίτιδας καταργήθηκε από το πρόγραμμα του Καλλικράτη και η Βλαχοκερασιά πλέον ανήκει στο Δήμο Τρίπολης.



Σχ. 1.1.1 Χάρτης της ευρύτερης περιοχής

Κατά την αρχαιότητα (8ος-5ος αι. π.Χ.), η περιοχή θεωρείτο τμήμα της σπαρτιατικής κυριαρχίας και μολονότι οι Σκιρίτες ήταν αρκαδικής καταγωγής, έμειναν γνωστοί για το επίλεκτο σώμα 600 ανδρών (Σκιρίτις λόχος) που συμμετείχε στη σπαρτιατική φάλαγγα, κατέχοντας μάλιστα τιμητική θέση δίπλα στους τριακόσιους της φρουράς του βασιλιά κατά τη διάρκεια των μαχών. Όταν οι Θηβαίοι με τον Επαμεινώνδα εισβάλλουν στη Λακωνική (4ος αι. π.Χ.), καταλαμβάνουν το Οίον (κοντά στη σημερινή Κερασιά) και οι Σκιρίτες, αποδεδειγμένοι πλέον από τη σπαρτιατική κυριαρχία, συμμετέχουν στην ίδρυση της Μεγαλόπολης. Κατά τα

ελληνορωμαϊκά χρόνια, η Σκιρίτις ανήκε είτε στη Μεγαλόπολη είτε στην Τεγέα ή στη Σπάρτη.

Το όνομα του χωριού είναι συνδεδεμένο με την ιστορία του διπλανού οικισμού, της Κερασιάς. Παλαιότερα τα δύο χωριά αποτελούσαν δύο γειτονιές, την Πέρα και τη Δώθε Κερασιά, ονομασμένα έτσι από την αφθονία του ομώνυμου δέντρου. Όμως, κατά τη διάρκεια της Τουρκοκρατίας, η Βλαχοκερασιά πέρασε στον έλεγχο του Τούρκου τοπάρχη της Τρίπολης, ύστερα από δόλο εις βάρος του Έλληνα Δημογέροντα. Φαίνεται λοιπόν πως το όνομα προήλθε από το όνομα εκείνου του Δημογέροντα (Βλαχοκερασιώτης).



Σχ. 1.1.2 Δορυφορική λήψη της Βλαχοκερασιάς

Στο χωριό υπάρχει πολύ πράσινο και άφθονα νερά. Οι κάτοικοι του χωριού παλιότερα ασχολούνταν με τη γεωργία και κυρίως με την κτηνοτροφία. Ειδικότερα καλλιεργούσαν ελιές, καστανιές, κερασιές, καρυδιές και λίγες μηλιές, ενώ οι κτηνοτρόφοι εκτρέφανε κυρίως αιγοπρόβατα. Σήμερα οι περισσότεροι κάτοικοι εργάζονται είτε στην Τρίπολη, είτε σε οικοδομές, είτε σε μαγαζιά που έχουν ανοίξει. Ωστόσο υπάρχουν και ορισμένοι που ασχολούνται ακόμη με την κτηνοτροφία και τη γεωργία. Το χωριό δεν έχει εντατική τουριστική ανάπτυξη. Ωστόσο υπάρχουν κάποιοι ξένοι που το επισκέπτονται προκειμένου να θαυμάσουν το καταπράσινο τοπίο του.

Μετά το 1950 πολλοί από τους κατοίκους εγκατέλειψαν το χωριό και μετανάστευσαν στην πρωτεύουσα ή σε άλλες πόλεις στην Ελλάδα και το εξωτερικό προκειμένου να βελτιώσουν την οικονομική τους κατάσταση. Η τάση αυτή μετανάστευσης συνεχίστηκε για αρκετές δεκαετίες. Έτσι σήμερα οι μόνιμοι κάτοικοι

του χωριού είναι περίπου 500-600, πολύ λιγότεροι σε σχέση με τα προηγούμενα χρόνια (στην απογραφή του 2001 είχαν καταγραφεί 683 κάτοικοι). Παρόλα αυτά όμως, η πρόσφατη δημιουργία αιολικού πάρκου φαίνεται να δημιουργεί τις προϋποθέσεις για μια σύγχρονη ακμή του χωριού και μια αξιόλογη τουριστική κίνηση.

1.2 ΤΟΠΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΟΙΚΙΣΤΙΚΟΥ ΣΥΝΟΛΟΥ

Ο οικισμός είναι ισορροπημένος και εναρμονισμένος με το περιβάλλον και τα κτήρια αποπνέουν μια αίσθηση λιτότητας και μέτρου. Τα περισσότερα είναι από απλή φέρουσα τοιχοποιία, τα οποία κατασκευάστηκαν στις αρχές του 20ου αιώνα από ντόπια υλικά από τους φημισμένους για την εποχή Λαγαδιανούς μαστόρους.



Σχ. 1.2.1 Φωτογραφία του οικισμού

Οι βασικοί αρχιτεκτονικοί τύποι δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερη ποικιλία. Επικρατούν στο μεγαλύτερο ποσοστό οι μακρόστενοι όγκοι (τα μακρινάρια). Συνήθως το κτήριο αποτελείται από το ισόγειο και έναν όροφο που είναι στεγασμένος με χαμηλωμένη κεραμωτή στέγη. Το ισόγειο χρησιμοποιείται είτε σαν αποθήκη, είτε σαν χώρος φύλαξης ζώων, είτε σαν χώρος επαγγελματικής δραστηριότητας (καταστήματα, εργαστήρια). Στον όροφο αναπτύσσεται η κυρίως κατοικία με το χειμωνιάτικο, τον κοιτώνα και τη σάλα. Η σάλα είναι το δωμάτιο με τα περισσότερα παράθυρα στο δρόμο, τη θέα και τον καλό προσανατολισμό. Η είσοδος είναι περίπου στο μέσο της μεγάλης πλευράς του κτίσματος. Κατά κανόνα προς το δρόμο προβάλλει η μικρή πλευρά του κτηρίου, επομένως στη συνολική εικόνα του οικισμού επικρατούν τα στενομέτωπα σπίτια με πλάγια είσοδο.

Τα κτήρια με ισόγειο και όροφο αποτελούν σαφή εξέλιξη των ισογείων αλλά και ένδειξη μιας οικονομικής ευχέρειας των ιδιοκτητών τους. Σε μια πρώτη φάση που τα σπίτια ήταν ισόγεια και μονόχωρα, τα ζώα και ο άνθρωπος συνυπήρχαν στο ίδιο γενικό επίπεδο, συχνά με μια μικρή διαφοροποίηση της στάθμης του δαπέδου. Η τυπολογία των κτισμάτων προκύπτει ως έκφραση των όρων και των συνθηκών διαβίωσης σε μια συγκεκριμένη εποχή και της κοινωνικής-οικονομικής-πολιτικής οργάνωσης της περιοχής.



Σχ. 1.2.2 Αντιπροσωπευτικά κτήρια του οικισμού

Κάποια χαρακτηριστικά που συναντιόνται στη συντριπτική πλειοψηφία των κτηρίων είναι τα ακόλουθα:

- Χρήση ασβεστοκονιαμάτων
- Χρήση φυσικών λιθοσωμάτων
- Πάχος τοιχοποιίας 50-80 εκατοστά
- Εύλινα πατώματα

- Ξύλινος σκελετός στέγης
- Απουσία ξύλινων ενισχύσεων

Αρκετά από αυτά τα κτήρια έχουν εγκαταλειφθεί, ενώ πολλά κατοικούνται ακόμη. Στα περισσότερα κατοικήσιμα κτήρια οι τοίχοι είναι πλέον επιχρισμένοι εξωτερικά και εσωτερικά και έχουν γίνει προσθήκες δωματίων (συνήθως κουζίνα και λουτρό) από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα τελευταία χρόνια παρατηρείται μια στροφή στη χρήση και την αξιοποίηση των εγκαταλελειμμένων κτηρίων φέροντας τοιχοποιίας, που έχει ως αποτέλεσμα αρκετά από αυτά να επισκευάζονται και πολλές φορές να ενισχύονται.

Θα ήταν παράλειψη αν δεν αναφερθώ στο σχολείο και στην κεντρική εκκλησία του χωριού, που με το μεγάλο και επιβλητικό όγκο τους αποτελούν αξιοθαύμαστα παραδείγματα τοιχοποιίας. Και τα δύο κτήρια κατασκευάστηκαν με δωρεές χρημάτων από ομογενείς στην Αμερική. Το σχολείο κατασκευάστηκε περίπου το 1930 και η εκκλησία περίπου το 1950. Σήμερα και τα δύο διατηρούνται σε άριστη κατάσταση.



Σχ. 1.5.1 Η κεντρική εκκλησία και το σχολείο της Βλαχοκερασιάς

1.3 ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

Ο νομός της Αρκαδίας δεν έχει υποστεί έντονα και συχνά τη σεισμική δράση τον τελευταίο αιώνα. Ο Δήμος Σκιρίτιδας σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 ανήκει σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι. Οι σεισμοί που σημειώθηκαν τον 20ο αιώνα και προκάλεσαν βλάβες ή ήταν αισθητοί στην Αρκαδία είναι οι ακόλουθοι:

- 1903, Αύγουστος, $M=7.2$, Κύθηρα
Ο σεισμός έγινε έντονα αισθητός στην Τρίπολη.
- 1909, Μάιος, $M=6.2$, Φωκίδα
Ο σεισμός έγινε ασθενέστερα αισθητός στην Πελοπόννησο.
- 1910, Φεβρουάριος, $M=6.8$, Κρήτη
Ο σεισμός έγινε αισθητός σε ολόκληρη την Πελοπόννησο.

- 1915, Αύγουστος, M=6.7, Ιθάκη
Ο σεισμός έγινε αισθητός στην Τρίπολη.
- 1925, Ιούλιος, M=6.6, Αχαΐα
Ο σεισμός προκάλεσε ρωγμές στους τοίχους των σπιτιών στην Τρίπολη. Ο σεισμός έγινε αισθητός σε ολόκληρη την Πελοπόννησο.
- 1926, Αύγουστος, M=7.2, Σπάρτη
Ο σεισμός έσεισε βιαία την Πελοπόννησο και κυρίως το ΝΑ μέρος της όπου προκλήθηκαν αρκετά σημαντικές βλάβες. Στο Λεωνίδι παρατηρήθηκαν ρωγμές στους τοίχους και στα ταβάνια με διεύθυνση Α-Δ, μετάθεση στεγών και ανατροπή καμινάδων. Ελαφρές ρωγμές παρατηρήθηκαν στην Τρίπολη.
- 1926, Σεπτέμβριος, M=6.3, Μεσσηνία
Ο σεισμός έσεισε εξαιρετικά βιαία τη ΝΑ Πελοπόννησο.
- 1927, Ιούλιος, M=7.1, Λακωνία
Ο σεισμός έγινε έντονα αισθητός σε ολόκληρη την Πελοπόννησο.
- 1935, Φεβρουάριος, M=7.0, Λασιθί
Ο σεισμός έγινε αισθητός σε ολόκληρη την Πελοπόννησο.
- 1962, Αύγουστος, M=6.8, Κόρινθος
Πρόκειται για σεισμό ενδιάμεσου εστιακού βάθους, ο οποίος έπληξε την Αρκαδία.
- 1965, Απρίλιος, M=6.1, Αρκαδία
Πρόκειται για σεισμό που έγινε στην κεντρική Πελοπόννησο και προκάλεσε καταστροφές κυρίως στην Αρκαδία (περιοχή Μεγαλόπολης).
- 1966, Σεπτέμβριος, M=6.0, Αρκαδία
Ο σεισμός προκάλεσε σοβαρές βλάβες στην Αρκαδία. Οι μεγαλύτερες εντάσεις παρατηρήθηκαν στη Μεγαλόπολη.
- 1972, Μάιος, M=6.5, Χανιά
Ο σεισμός έγινε αισθητός στην Αρκαδία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.

ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΚΑΙ ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

2.1 ΘΕΣΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΩΝ ΧΩΡΟΣ ΚΤΗΡΙΟΥ

Το κτήριο με το οποίο θα ασχοληθούμε βρίσκεται εντός του οικισμού, σε μικρή απόσταση από το σχολείο, το δημαρχείο και το ΚΕΠ (κέντρο εξυπηρέτησης πελατών) του χωριού. Το κτήριο δεν εφάπτεται με άλλα κτήρια και η οικοπεδική έκταση εντός της οποίας βρίσκεται δεν περιφράσσεται. Η μικρή πλευρά του κτηρίου (νότια όψη) στρέφεται προς το δρόμο και η κεντρική του είσοδος είναι στη μεγάλη πλευρά του (δυτική όψη). Είναι δηλαδή στενομέτωπο κτήριο με πλάγια είσοδο, όπως τα περισσότερα σπίτια του οικισμού.



Σχ. 2.1.1 Φωτογραφία από ψηλά ευρύτερης περιοχής κτηρίου (Πηγή googlemap)

2.2 ΧΡΟΝΙΚΟ ΚΑΙ ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ

Η ανέγερση του κτηρίου χρονολογείται περίπου το 1935. Την δεκαετία του 70 έγινε προσθήκη εξωτερικής σκάλας από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτήριο κατασκευάστηκε εμπειρικά από τεχνίτες της εποχής, χωρίς την ύπαρξη στατικής μελέτης με υπολογισμούς και σχέδια κατασκευής. Το κτήριο χρησιμοποιήθηκε ως κατοικία μιας οικογένειας μέχρι το 1980, όπου πέθανε ο πατέρας της οικογένειας και τα υπόλοιπα μέλη της μετακόμισαν στην Αθήνα. Σήμερα το κτήριο είναι εγκαταλελειμμένο και μόνο το ισόγειο χρησιμοποιείται ως αποθηκευτικός χώρος. Οι φυσικές φθορές, η γήρανση των υλικών, οι βλάβες από εξωτερικούς παράγοντες σε συνδυασμό με την παντελή έλλειψη συντήρησης το καθιστούν μη κατοικήσιμο και επισφαλές έως επικίνδυνο για τους επισκέπτες. Μέχρι στιγμής δεν έχουν γίνει στο κτήριο επεμβάσεις συντήρησης.



Σχ. 2.2.1 Γενική φωτογραφία του κτηρίου μελέτης (νοτιοανατολική οπτική)

Η ομοιότροπη δόμηση του κτηρίου με εξαίρεση το εξωτερικό κλιμακοστάσιο φανερώνει ότι το κτήριο είναι αποτέλεσμα μιας φάσης κατασκευής. Εντούτοις υπάρχουν ορισμένες ενδείξεις τροποποιήσεων. Συγκεκριμένα διακρίνεται ότι ένα παράθυρο στην ανατολική όψη έχει ενισχυθεί με οπλισμένο σκυρόδεμα. Πιθανώς συνέβη την περίοδο που κατασκευάστηκε το εξωτερικό κλιμακοστάσιο.



Σχ. 2.2.2 Προσθήκη εξωτερικού κλιμακοστασίου από οπλισμένο σκυρόδεμα στην δυτική όψη



Σχ. 2.2.3 Ενίσχυση παραθύρου ανατολικής όψης με οπλισμένο σκυρόδεμα

2.3 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΙ ΜΟΡΦΗ ΚΤΗΡΙΟΥ

Το κτήριο αποτελείται από ισόγειο και έναν όροφο και δεν διαθέτει υπόγειο. Η στέγαση του υλοποιείται με μια τετράριχτη ξύλινη στέγη με σανίδωμα και επικάλυψη από κεραμίδια. Η κατακόρυφη επικοινωνία μεταξύ των δύο επιπέδων εξασφαλίζεται από εξωτερικό κλιμακοστάσιο στη δυτική όψη (εσωτερική κλίμακα δεν υπάρχει). Η κάτοψη του κτηρίου είναι ορθογωνική διαστάσεων 12.18m×6.42m. Δηλαδή το κτήριο είναι ένας μακρόστενος όγκος με λόγο πλευρών περίπου 2.



Σχ. 2.3.1 Ανατολική όψη κτηρίου μελέτης



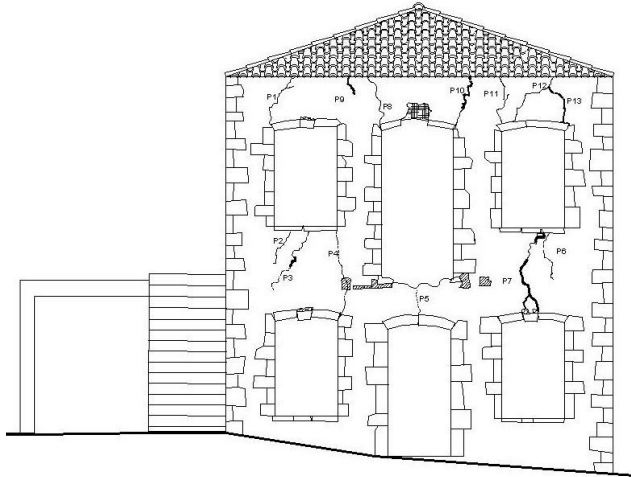
Σχ. 2.3.2 Νότια όψη κτηρίου μελέτης



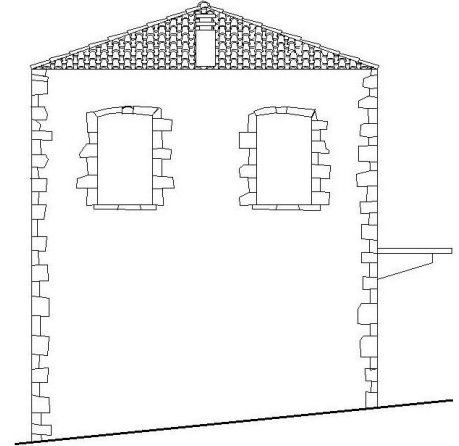
Σχ. 2.3.3 Βόρεια όψη κτηρίου μελέτης

Κεφάλαιο 2. Ιστορικό και γενική περιγραφή του κτηρίου

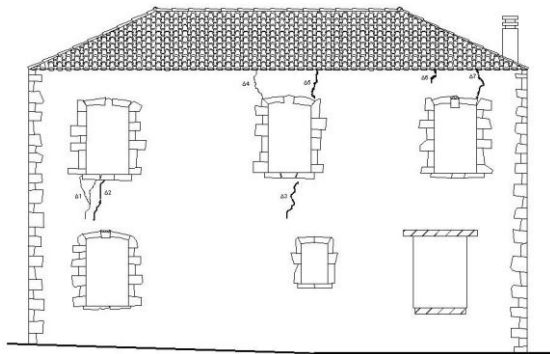
Το ύψος του ορόφου είναι 3.32 m και το συνολικό ύψος του κτηρίου στην αριστερή γωνία της πρόσοψης είναι 6.00 m. Στις τέσσερις γωνίες του κτηρίου το συνολικό ύψος της τοιχοποιίας διαφέρει, εξαιτίας της κλίσης του εδάφους όπου είναι κατασκευασμένο το κτήριο.



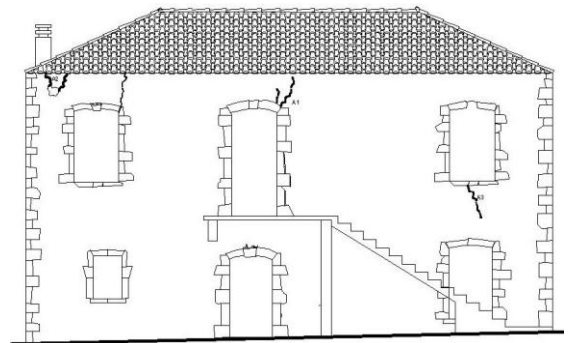
Σχ. 2.3.4 Υψομετρική διαφορά των γωνιών της νότιας όψης 69 cm



Σχ. 2.3.5 Υψομετρική διαφορά των γωνιών της βόρειας όψης 64 cm



Σχ. 2.3.6 Υψομετρική διαφορά των γωνιών της ανατολικής όψης 22 cm



Σχ. 2.3.7 Υψομετρική διαφορά των γωνιών της δυτικής όψης 27cm

2.4 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΟΨΕΩΝ

Οι όψεις του κτηρίου είναι λιτές, απέρριτες και δεν έχουν κάποια ιδιαίτερη διακόσμηση. Ωστόσο το κτήριο είναι εντυπωσιακό και επιβάλλεται με το βάρος του. Το γεγονός ότι εξωτερικά είναι ανεπίχριστο του προσδίδει έναν ιδιαίτερο χαρακτήρα. Η λάξευση των λιθοσωμάτων δε χαρακτηρίζεται από κάποια ιδιαίτερη επιμέλεια, με εξαίρεση τους γωνιόλιθους και τους λίθους διαμόρφωσης των ανοιγμάτων. Στις συμβολές των τοίχων έχει γίνει επιμελημένο κτίσιμο με ισχυρούς ημιλαξευτούς λίθους, τα λεγόμενα αγκωνάρια. Όλα τα ανοίγματα διαθέτουν λίθινο πρέκι από δύο ή τρεις ημιλαξευμένους λίθους. Οι λαμπάδες των ανοιγμάτων διαμορφώνονται επίσης από ημιλαξευμένους λίθους. Στις δύο θύρες του ισογείου, στην κεντρική θύρα του ορόφου και στα δυο μικρά παραθυράκια του ισογείου οι λίθοι διαμόρφωσης των ανοιγμάτων συγκρατούνται μεταξύ τους με τζινέτια. Τα τζινέτια είναι είδος καρφιών με πλακωτό κεφάλι που η άκρη τους κάμπτεται στην εσωτερική επιφάνεια του αγκωναριού.



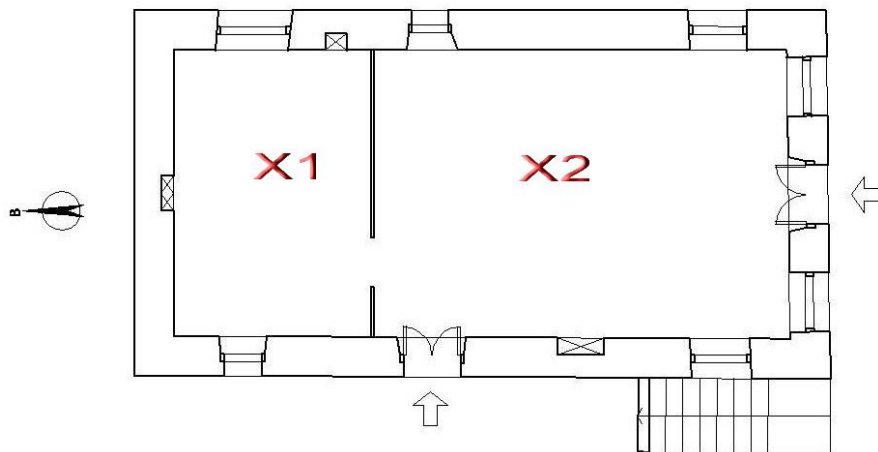
Σχ. 2.4.1 Τζινέτια που συγκρατούν τους λίθους διαμόρφωσης της κεντρικής θύρας του ορόφου



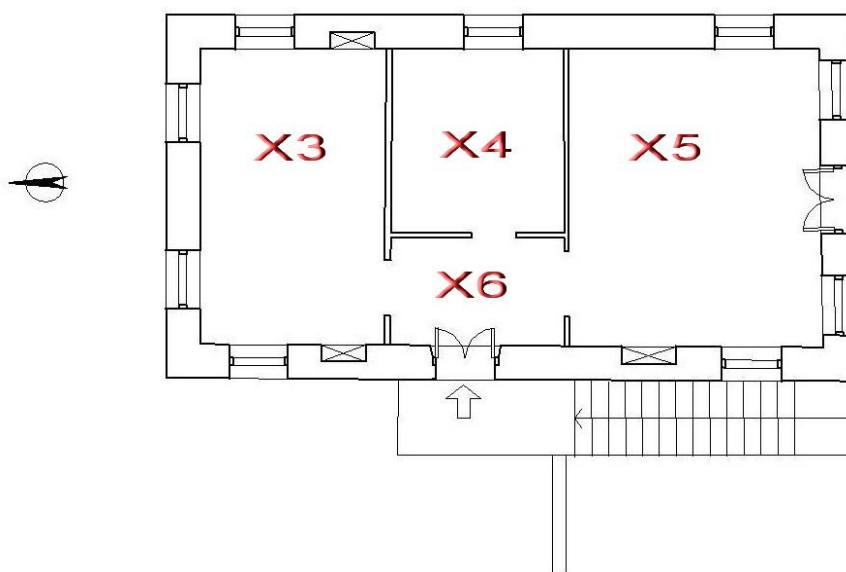
Σχ. 2.4.2 Λίθινα πρέκια ανοιγμάτων

2.5 ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΔΙΑΡΡΥΘΜΙΣΗ ΧΩΡΟΥ

Το κτήριο μελέτης έχει διαμορφωθεί σύμφωνα με το πρότυπο που επικρατούσε εκείνη την εποχή. Δηλαδή το ισόγειο χρησίμευε ως αποθηκευτικός χώρος και ως χώρος φύλαξης των ζώων και ο όροφος ως κατοικήσιμος χώρος. Το ισόγειο χωρίζεται σε δύο χώρους X1: αποθηκευτικός χώρος διαστάσεων 5,02m×3,46 m και X2: αποθηκευτικός χώρος διαστάσεων 5,02m×7,26m. Ο όροφος χωρίζεται σε τέσσερις χώρους X3: χειμωνιάτικο διαστάσεων 5,23m×3,29m, X4: κοιτώνας διαστάσεων 3,25m×3,07m, X5: σάλα διαστάσεων 5,23m×4,47m, X6: προθάλαμος εισόδου διαστάσεων 1,90m×3,07m. Η σάλα στα παλιά σπίτια, συνηθιζόταν να έχει τα περισσότερα ανοίγματα της στην πρόσοψη του κτηρίου.



Σχ. 2.5.1 Σκαρίφημα αρχιτεκτονικής κάτοψης ισόγειου



Σχ. 2.5.2 Σκαρίφημα αρχιτεκτονικής κάτοψης ορόφου

Τα εσωτερικά χωρίσματα είναι μη φέροντα. Στο ισόγειο ο εσωτερικός τοίχος πάχους 6,50cm είναι κατασκευασμένος από οπτόπλινθους με οπές. Στον όροφο οι εσωτερικοί τοίχοι πάχους 10cm είναι κατασκευασμένοι από ξύλινες κολώνες πάνω στις οποίες έχουν καρφωθεί ξύλινα πηγάκια και από τις δύο πλευρές (ξύλόπηκτοι τοίχοι).



Σχ. 2.5.3 Εσωτερικός διαχωριστικός τοίχος στον όροφο

2.6 ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ταβάνια

Στο ισόγειο εξαιτίας της χρήσης του, δεν είχε κατασκευαστεί ταβάνι και είναι εμφανές το πάτωμα του ορόφου. Στον όροφο υπάρχει ταβάνι από ξύλινα πηγάκια μόνο στο χειμωνιάτικο δωμάτιο, ενώ στον υπόλοιπο χώρο φαίνεται ο σκελετός της στέγης.



Σχ. 2.6.1 Εμφανές το πάτωμα του ορόφου λόγω απουσίας ταβανιού στο ισόγειο



Σχ. 2.6.2 Ταβάνι από ξύλινα πηγάκια στο χειμωνιάτικο

ΔΑΠΕΔΑ

Το δάπεδο του ισογείου εξαιτίας της χρήσης του είναι συμπυκνωμένο έδαφος, ενώ του ισογείου όπως αναφέρθηκε παραπάνω είναι ξύλινο πάτωμα.

Τζάκι

Στο χώρο του ισογείου στο βόρειο τοίχο είναι εμφανής η εσοχή που διαμόρφωσε το χώρο του τζακιού. Το κοίλο του τζακιού έχει βάθος 22 cm. Όσο το κοίλο ανεβαίνει προς τα πάνω στενεύει, ώσπου στη στάθμη του πατώματος η διάμετρος του μειώνεται σε 44 cm από 78 cm που έχει την βάση του δαπέδου. Ωστόσο στον ίδιο τοίχο του ορόφου, ο οποίος είναι επιχρισμένος, δεν φαίνονται ίχνη τζακιού, προφανώς σε μεταγενέστερη φάση το κοίλο καλύφθηκε με γέμισμα. Το τζάκι απόληγε σε καπνοδόχο. Στον όροφο το δωμάτιο που διέθετε το τζάκι ήταν το χειμωνιάτικο.



Σχ. 2.6.3 Διαμορφωμένο τζάκι σε εσοχή της τοιχοποιίας

Ντουλάπες

Στο κτήριο υπάρχουν αρκετές ντουλάπες ενσωματωμένες στους τοίχους, οι οποίες έχουν βάθος 30 cm, πλάτος 60-80cm και ύψος 80-120 cm. Η ύπαρξη τέτοιων περιοχών με ντουλάπες μειώνει τη δυσκαμψία αυτών των τοίχων και την ικανότητά τους να αναλάβουν τα σεισμικά φορτία.



Σχ.2.6. 4 Ντουλάπες σε εσοχές της τοιχοποιίας

ΕΠΙΧΡΙΣΜΑΤΑ

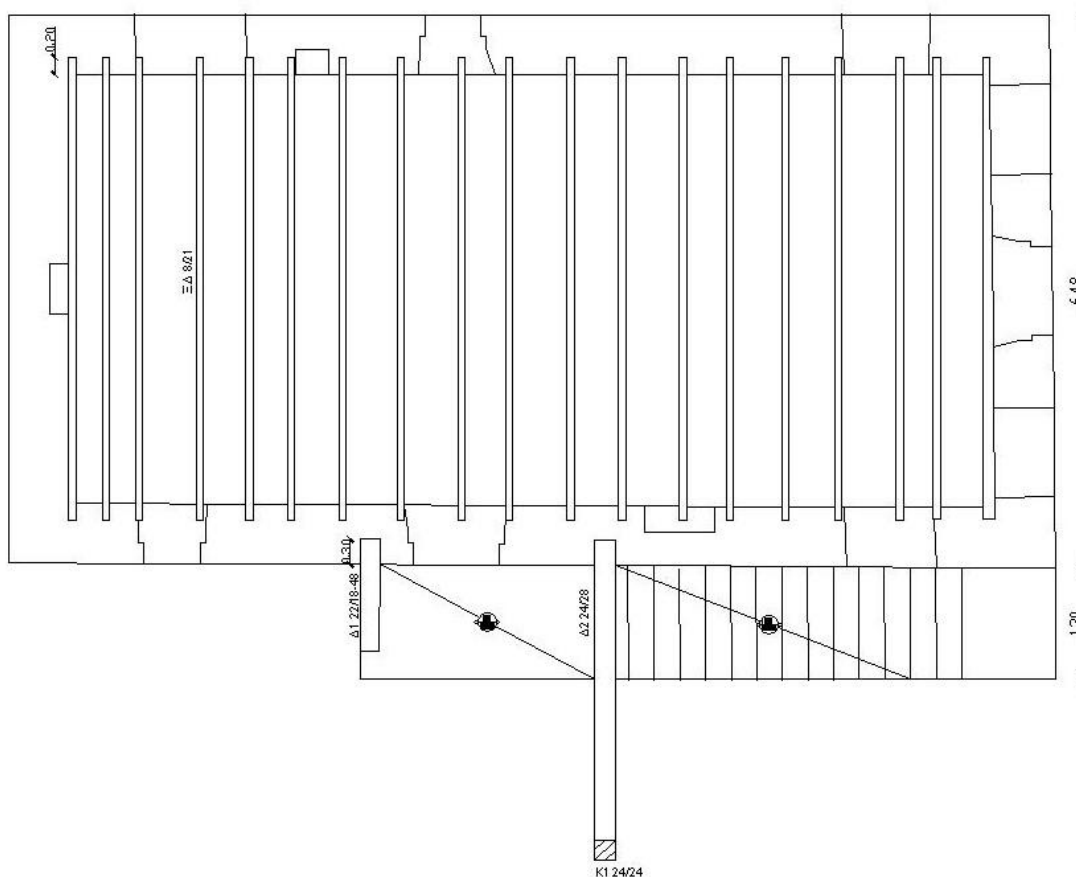
Το κτήριο εξωτερικά είναι ανεπίχριστο και εσωτερικά έχουν επιχριστεί μόνο οι τοίχοι στο χειμωνιάτικο δωμάτιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η κατανόηση της λειτουργίας του φέροντος οργανισμού αποτελεί προϋπόθεση για την αξιόπιστη αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης και της σεισμικής συμπεριφοράς, καθώς και για την επιλογή των κατάλληλων επεμβάσεων. Στο κτήριο μελέτης, τα στοιχεία που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό του είναι η ξύλινη στέγη, το ξύλινο πάτωμα, το εξωτερικό κλιμακοστάσιο οπλισμένου σκυροδέματος και η εξωτερική περιμετρική λιθοδομή. Στις επόμενες ενότητες θα γίνει αναλυτική περιγραφή καθενός από τα παραπάνω φέροντα στοιχεία. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζεται ο φέρων οργανισμός του ορόφου.

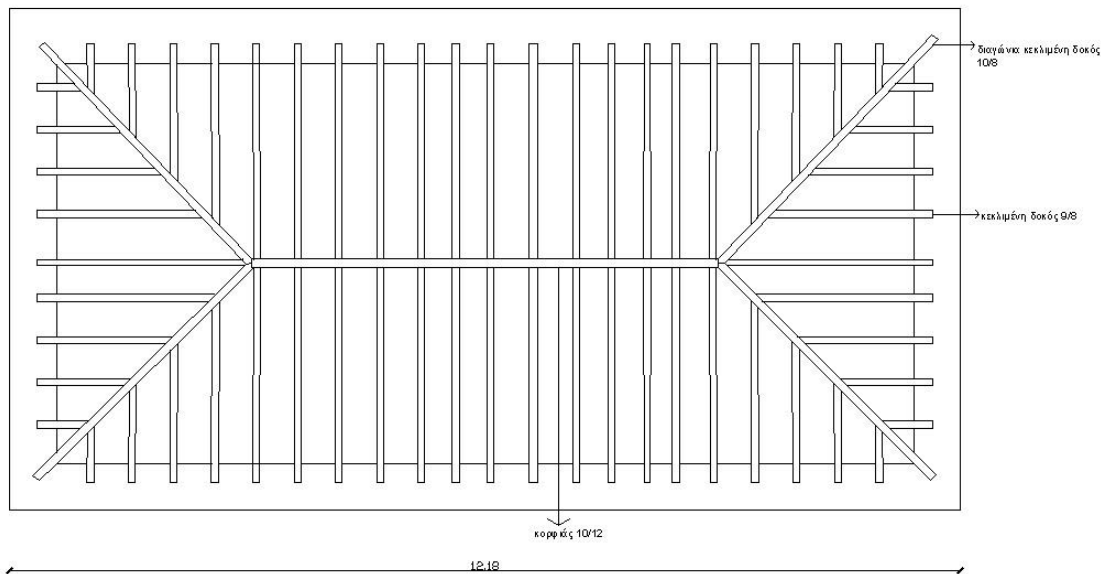


Σχ. 3.1.1 Φέρων οργανισμός ορόφου

3.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

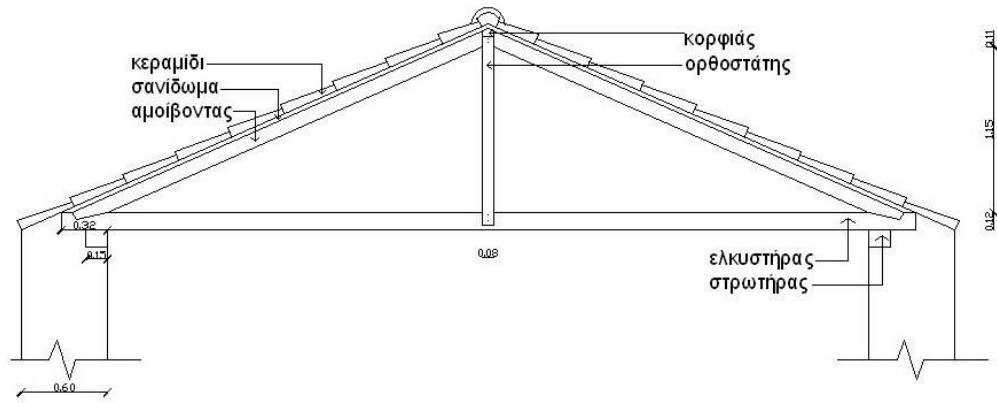
3.2.1 ΣΤΕΓΗ

Η στέγη είναι τετράριχτη επί ορθογωνικής κάτοψης. Τα κατακόρυφο μήκος από τη στέψη του κτηρίου έως τον κορφιά της στέγης είναι 1,15m. Από τα άκρα του κορφιά ορθογωνικής διατομής 10x12cm εκτείνονται διαγώνιες κεκλιμένες δοκοί ορθογωνικής διατομής 10 x 8cm που καταλήγουν στις γωνίες του κτηρίου.



Σχ. 3.2.1.1 άνοψη στέγης

Περιμετρικοί ξύλινοι στρωτήρες ορθογωνικής διατομής 15x12cm στηρίζονται πάνω στην τοιχοποιία. Πάνω στους στρωτήρες στηρίζονται ξύλινοι ελκυστήρες ορθογωνικής διατομής 12x11cm. Ο ελκυστήρας εισέρχεται 32 cm στο εσωτερικό του τοίχου. Οι αμείβοντες ορθογωνικής διατομής 9x8 cm στηρίζονται στον κορφιά της στέγης και στους ελκυστήρες στο σημείο ένωσης τους με τον τοίχο. Τέλος υπάρχουν ορθοστάτες που καρφώνονται στον κορφιά και στο μέσο των ελκυστήρων. Ο τύπος ένωσης που περιγράφεται τοποθετείται παράλληλα προς την μικρή διάσταση του κτηρίου ανά αποστάσεις από 75cm έως 95cm. Στους αμείβοντες εδράζεται το σανίδωμα πάχους 2cm. Η σύνδεση του ορθοστάτη με τον ελκυστήρα, καθώς και η σύνδεση του ορθοστάτη με τον κορφιά, πραγματοποιείται με δύο μεταλλικά καρφιά. Η σύνδεση του ελκυστήρα με τον αμείβοντα δεν είναι γνωστή, καθώς δεν είναι εμφανής. Τα ξύλα από τα οποία είναι κατασκευασμένη η στέγη προέρχονται από κωνοφόρα δέντρα και συγκεκριμένα από λεύκο (το συγκεκριμένο δέντρο βρίσκεται σε αφθονία στην περιοχή), να σημειωθεί ότι αυτή η ξυλεία είναι μαλακή.



Σχ. 3.2.1.2 Λεπτομέρεια στέγης



Σχ. 3.2.1.3 Φωτογραφία σκελετού στέγης



Σχ. 3.2.1.4 Φωτογραφία σκελετού στέγης

3.2.2 ΠΑΤΩΜΑ

Το πάτωμα αποτελείται από ξύλινες σανίδες, πάχους 2cm και πλάτους 10cm, καρφωμένες κάθετα επί ισχυρών ξύλινων δοκών. Οι ξύλινες δοκοί είναι ακανόνιστης μεταβλητής διατομής. Ωστόσο η διατομή τους μπορεί να προσομοιωθεί με μια ορθογωνική διατομή ύψους 21cm και πλάτους 8cm. Είναι τοποθετημένες παράλληλα προς την μικρή διάσταση της κάτοψης ανά αποστάσεις που ποικίλουν από 30cm έως 63cm, κατά συνέπεια μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία μόνο στο ζεύγος των επιμήκων υποκείμενων τοιχοποιιών. Το μήκος έδρασης των ξύλινων δοκών σε καθένα από τους δύο επιμήκεις τοίχους είναι 20cm. Τα ξύλα του πατώματος προέρχονται από το κωνοφόρο δέντρο λεύκο.



Σχ. 3.2.2.1 Φωτογραφία ξύλινων δοκών πατώματος

3.2.3 ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ

Η εξωτερική κλίμακα από οπλισμένο σκυρόδεμα, η οποία όπως έχει ήδη αναφερθεί ανεγέρθηκε σε μεταγενέστερη φάση, διαμορφώνεται από 13 βαθμίδες και δύο πλατύσκαλα.

Το πάνω πλατύσκαλο είναι αμφιέριστη πλάκα πάχους 10cm. Οι στηρίξεις της είναι μια δοκός πρόβολος ορθογωνικής διατομής σταθερού πλάτους 22cm και μεταβλητού ύψους από 18cm-48cm και μια αμφιέριστη δοκός σταθερής ορθογωνικής διατομής 24x28cm. Η δοκός πρόβολος στηρίζεται στη φέρουσα τοιχοποιία, εισχωρώντας στο εσωτερικό της 30cm. Η αμφιέριστη δοκός στηρίζεται στη φέρουσα τοιχοποιία, εισχωρώντας στο εσωτερικό της 30cm και σε υποστύλωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα σταθερής ορθογωνικής διατομής 24 x24 cm.

Το σύνολο των βαθμίδων λαμβάνεται ως αμφιέριστη πλάκα πάχους 13cm με στηρίξεις την αμφιέριστη δοκό που περιγράψαμε παραπάνω και τις δύο πιο χαμηλές βαθμίδες μαζί με το κάτω πλατύσκαλο της κλίμακας. Η κάθε βαθμίδα έχει ρίχτι 17cm και πάτημα 30cm.



Σχ. 3.2.3.1 Η αμφιέριστη πλάκα, η δοκός πρόβολος, η αμφιέριστη δοκός και το υποστύλωμα



Σχ. 3.2.3.2 Λεπτομέρειες της δοκού προβόλου και της αμφιέριστης δοκού

3.3 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

3.3.1 ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

Οι τέσσερις λίθινοι περιμετρικοί τοίχοι είναι φέροντες. Το πάχος τους στον όροφο είναι 60cm και στο ισόγειο 70cm. Η τοιχοποιία έχει αρκετά ανοίγματα, τα οποία μαζί με τις ντουλάπες και το τζάκι, μειώνουν αρκετά τη δυσκαμψία της. Τα ανοίγματα του κτηρίου έχουν γενικά μικρές διαστάσεις. Τα παράθυρα του κτηρίου

μπορούν να χωριστούν σε δύο κατηγορίες. Τα παράθυρα της πρώτης κατηγορίας έχουν άνοιγμα 64cm και ύψος 1m (μικρά παράθυρα), ενώ της δεύτερης έχουν άνοιγμα 1.05m και ύψος 1.70m (μεγάλα παράθυρα). Οι θύρες του κτηρίου έχουν μεταξύ τους διαφορετικές διαστάσεις.

Ο βορινός τοίχος είναι αυτός με τα λιγότερα ανοίγματα. Έχει μόνο στον όροφο δύο μεγάλα παράθυρα. Σε καθένα από τους υπόλοιπους τοίχους ο συνολικός αριθμός των ανοιγμάτων είναι έξι, τρία στον όροφο και τρία στο ισόγειο. Στον όροφο του νότιου τοίχου υπάρχουν δύο μεγάλα παράθυρα και μία πόρτα ανοίγματος 1,20m και ύψους 2,60m και στο ισόγειο του δύο μεγάλα παράθυρα και μια πόρτα ανοίγματος 1,05m και ύψους 2,20m. Στον όροφο του ανατολικού τοίχου υπάρχουν δύο μεγάλα παράθυρα και μια πόρτα ανοίγματος 1,05m και ύψους 2,50m και στο ισόγειο του ένα μεγάλο, ένα μικρό παράθυρο και μια πόρτα ανοίγματος 1,00m και ύψους 1,92m. Στον όροφο του δυτικού τοίχου υπάρχουν τρία μεγάλα παράθυρα και στο ισόγειο του δύο μεγάλα και ένα μικρό παράθυρο.

Συνοψίζοντας τα ανοίγματα της τοιχοποιίας στη δυτική και ανατολική όψη φθάνουν σε ποσοστό 13% της κάθε όψης, ενώ στη βόρεια σε ποσοστό 8% της όψης και στη νότια σε ποσοστό 29% της όψης. Τα ανοίγματα του ορόφου στην κάτοψη είναι συμμετρικά προς τον οριζόντιο κεντρικό άξονα που είναι παράλληλος προς την μεγάλη διάσταση, ενώ είναι ασύμμετρα προς τον οριζόντιο κεντρικό άξονα που είναι παράλληλος προς την μικρή διάσταση. Τα ανοίγματα του ισόγειου στην κάτοψη είναι γενικά ασύμμετρα.



Σχ. 3.3.1.1 Τυπικές διαστάσεις παραθύρων κτηρίου μελέτης

3.3.2 ΘΕΜΕΛΙΑ

Η μορφή και το βάθος της θεμελίωσης είναι άγνωστα. Σε κανένα χώρο δεν διακρίνονται ίχνη της θεμελίωσης. Σύμφωνα με τα κατασκευαστικά πρότυπα της εποχής ο τοίχος θεμελίου και ο υπόλοιπος τοίχος έχουν το ίδιο πάχος, ενώ το βάθος θεμελίωσης εξαρτάται από το τύπο του εδάφους. Μπορεί να φτάνει το ένα μέτρο ή και περισσότερο. Στο συγκεκριμένο κτήριο πιθανολογούμε ότι η θεμελίωση δεν εισχωρεί σε πολύ μεγάλο βάθος, διότι το έδαφος είναι γενικά σκληρό και καλής ποιότητας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.

ΕΙΔΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΚΑΙ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ

4.1 ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΣ ΔΟΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Τα υλικά και ο τρόπος δόμησης που παρατηρούνται στο κτήριο δεν παρουσιάζουν ιδιομορφίες ή επιτηδεύσεις σε σχέση με τα αντίστοιχα άλλων παλαιών σπιτιών.

Λιθοσώματα

Τα λιθοσώματα της τοιχοποιίας είναι ντόπιοι φυσικοί λίθοι διαφόρων διαστάσεων. Στην εσωτερική παρειά των τοίχων οι λίθοι είναι αργοί (δεν έχουν υποστεί πρακτικώς καμία επεξεργασία), το ίδιο συμβαίνει και στην εξωτερική παρειά με τη διαφορά ότι έχουν επιλεγθεί πιο πλακοειδείς και λιγότερο ακανόνιστοι λίθοι.

Κονίαμα.

Το κονίαμα το οποίο έχει χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή είναι μίγμα ασβέστη και αργίλου με αδρανή υλικά και νερό. Αυτός ο τύπος κονιάματος έχει καλή εργασιμότητα αλλά μικρές αντοχές και πολύ αργή πήξη.

Τρόπος δόμησης της τοιχοποιίας

Όπως αναφέρθηκε ήδη, η λιθοδομή εξωτερικά και εσωτερικά είναι αργολιθοδομή. Όπως συμβαίνει και στην πλειοψηφία των σπιτιών της εποχής στις θέσεις των γωνιών έχει γίνει χρήση ακρογωνιαίων λίθων. Το πάχος των τοίχων είναι 60cm στον όροφο και 70cm στο ισόγειο.



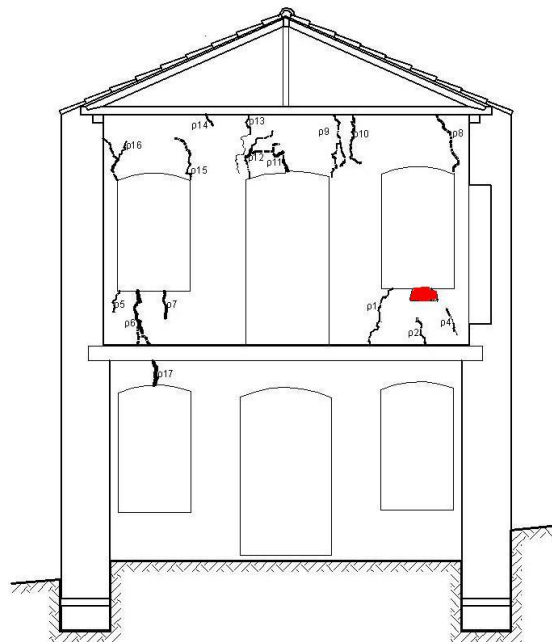
Σχ. 4.1.1 Ακρογωνιαίοι λίθοι και αργολιθοδομή εξωτερικής παρειάς

4.2 ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ ΣΤΑ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ

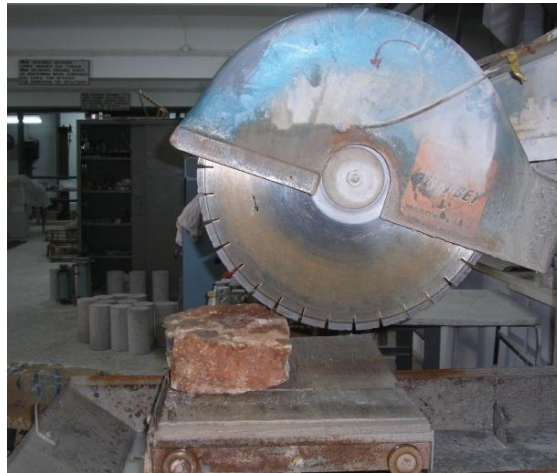
Σε δύο λιθосώματα του κτηρίου μελέτης εκτελέστηκαν εργαστηριακές δοκιμές στο Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος του ΕΜΠ. Το λιθόσωμα Λ1 είναι ένας από τους λίθους που έχουν καταρρεύσει εξαιτίας της τοπικής αποδιοργάνωσης της τοιχοποιίας στο κατώφλι της θύρας του ορόφου στη νότια όψη (Σχ. 5.2.2). Το λιθόσωμα Λ2 αφαιρέθηκε από την εσωτερική ποδιά ενός παραθύρου στον όροφο της νότιας όψης (Σχ. 4.2.1). Η συντριπτική πλειοψηφία των λιθосωμάτων του κτηρίου μελέτης είναι τύπου όπως το λιθόσωμα Λ2. Με τη χρήση του τροχού από το λιθόσωμα Λ1 προέκυψαν τα δύο δοκίμια Δ1 και Δ2 και από το λιθόσωμα Λ2 προέκυψε το δοκίμιο Δ3. Τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε δοκιμή θλίψης στο μηχάνημα Wykeham Farrance (η μέγιστη θλιπτική δύναμη που μπορεί να επιβάλλει το μηχάνημα είναι $\max P=3000\text{KN}$). Η ταχύτητα επιβολής του θλιπτικού φορτίου ήταν 1KN/sec .



Σχ. 4.2.1 Θέση από την οποία αφαιρέθηκε το λιθόσωμα Λ2 (κόκκινο περίγραμμα)



Σχ. 4.2.2 Θέση από την οποία αφαιρέθηκε το λιθόσωμα $\Lambda 2$ στη τομή ΑΑ (κόκκινο χρώμα)



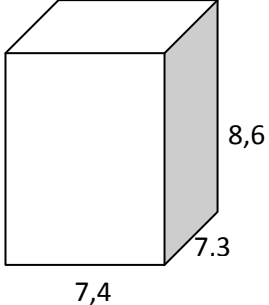
Σχ. 4.2.3 Το λιθόσωμα $\Lambda 2$ τοποθετημένο για να κοπεί στο τροχό

Παρατηρήθηκε ότι τα λιθοσώματα είναι τεφρός ασβεστόλιθος. Το λιθόσωμα $\Lambda 1$ χαρακτηρίζεται από ασυνέχειες και διαστρωματώσεις αργλικής σύστασης. Το λιθόσωμα $\Lambda 2$ είναι πιο συμπαγές ωστόσο και σε αυτό είναι εμφανής η ασυνέχεια που διατρέχει όλο το μήκος του. Όπως παρατηρήθηκε κατά τη διαδικασία της κοπής με τον τροχό, ο οποίος συγχρόνως καταβρέχει τους λίθους, τα δύο λιθοσώματα δεν διακρίνονται από έντονη απορροφητικότητα νερού.



Σχ. 4.2.4 Μηχάνημα επιβολής θλιπτικής δύναμης

Στους πίνακες που ακολουθούν δίνονται για κάθε δοκίμιο ($\Delta 1$, $\Delta 2$, $\Delta 3$) η τιμή της μάζας του, οι διαστάσεις του, η τιμή του φορτίου για το οποίο αστόχησε καθώς και φωτογραφίες του δοκιμίου πριν και μετά τη δοκιμή.



Δοκίμιο	Μάζα (gr)	Διαστάσεις (cm)	Φορτίο αστοχίας (KN)
Δ1	1278		839

Σχ. 4.2. 5 Πίνακας στοιχείων δοκιμίου Δ1

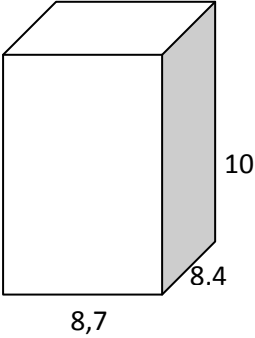
Τη στιγμή που η δύναμη επιβολής ήταν 754KN παρατηρήθηκε αποφλοιώση μιας γωνίας του δοκιμίου.

Το εμβαδόν της φορτιζόμενης επιφάνειας είναι $E1=7,3*7,4= 54,02\text{cm}^2$

Η θλιπτική αντοχή του δοκιμίου Δ1 είναι $f_{bc1} = 839/54,02 \text{ KN/cm}^2 = 155,3\text{MPa}$

Δοκίμιο	Πριν τη δοκιμή	Μετά τη δοκιμή
Δ1		

Σχ. 4.2.6 Φωτογραφίες δοκιμίου Δ1 πριν και μετά τη δοκιμή



Δοκίμιο	Μάζα (gr)	Διαστάσεις (cm)	Φορτίο αστοχίας (KN)
Δ2	1972		809

Σχ. 4.2.7 Πίνακας στοιχείων δοκιμίου Δ2

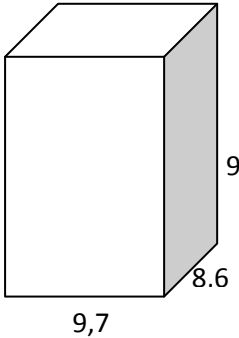
Τη στιγμή που η δύναμη επιβολής ήταν 726KN παρατηρήθηκε αποφλοίωση μιας γωνίας του δοκιμίου.

Το εμβαδόν της φορτιζόμενης επιφάνειας είναι $E2=8,7*8,4= 73,08\text{cm}^2$

Η θλιπτική αντοχή του δοκιμίου Δ2 είναι $f_{bc2} = 809/73,08 \text{ KN/cm}^2 = 110,07\text{MPa}$

Δοκίμιο	Πριν τη δοκιμή	Μετά τη δοκιμή
Δ2		

Σχ. 4.2.8 Φωτογραφίες δοκιμίου Δ2 πριν και μετά τη δοκιμή



Δοκίμιο	Μάζα (gr)	Διαστάσεις (cm)	Φορτίο αστοχίας (KN)
Δ3	2136		503

Σχ. 4.2.9 Πίνακας στοιχείων δοκιμίου Δ3

Τη στιγμή που η δύναμη επιβολής ήταν 434 KN παρατηρήθηκε αποφλοιώση μιας γωνίας του δοκιμίου.

Το εμβαδόν της φορτιζόμενης επιφάνειας είναι $E3=9,7*8,6= 83,42\text{cm}^2$

Η θλιπτική αντοχή του δοκιμίου Δ3 είναι $f_{bc3} = 503/83,42 \text{ KN/cm}^2 = 60,29\text{MPa}$

Δοκίμιο	Πριν τη δοκιμή	Μετά τη δοκιμή
Δ3		

Σχ. 4.2.10 Φωτογραφίες δοκιμίου Δ3 πριν και μετά τη δοκιμή

Η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος f_b δίδεται από τη σχέση:

$$f_b = \delta \cdot f_{bc} \text{ όπου:}$$

f_{bc} : η μέση θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

δ : συντελεστής αναγωγής συναρτήσει του ύψους και της ελαχίστης από τις άλλες δύο διαστάσεις του

Ύψος λιθοσώματος	Ελάχιστη οριζόντια διάσταση [mm]					
	[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

Σχ. 4.2.11 Πίνακας συντελεστή αναγωγής λιθοσωμάτων

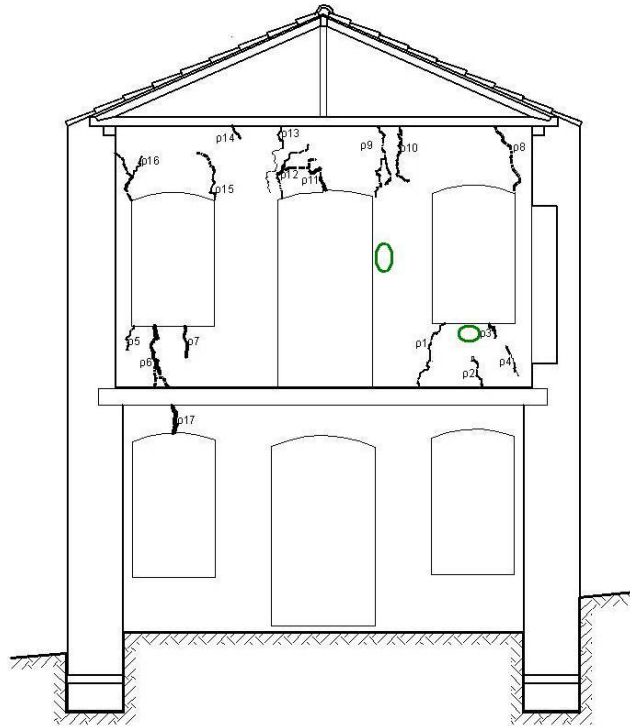
Από τον παραπάνω πίνακα και τις διαστάσεις κάθε δοκιμίου προέκυψε ο συντελεστής αναγωγής δ και πολλαπλασιάζοντας με την θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων λαμβάνουμε την ανηγμένη θλιπτική αντοχή τους.

Δοκίμιο	Ύψος h(mm)	Ελάχιστη οριζόντια διάσταση (mm)	Συντελεστής αναγωγής δ	Θλιπτική αντοχή λιθοσώματος f_{bc} (MPa)	Ανηγμένη θλιπτική αντοχή λιθοσώματος f_b (MPa)
Δ1	86	min(73,74)=73	1,01	155,3	156,85
Δ2	100	min(84,87)=84	1,048	110,07	115,35
Δ3	90	min(86,97)=86	0,991	60,29	59,75

Σχ. 4.2.12 Πίνακας ανηγμένης θλιπτικής αντοχής λιθοσωμάτων του κτηρίου

4.3 ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ ΣΤΟ ΚΟΝΙΑΜΑ

Από το κτήριο μελέτης αφαιρέθηκαν τέσσερα κομμάτια κονιάματος ώστε να εκτελεστούν εργαστηριακές δοκιμές. Τα δύο κομμάτια (ΚΕΣ1 και ΚΕΣ2) είναι από τη θέση όπου αφαιρέθηκε το λιθόσωμα Λ2. Τα άλλα δύο κομμάτια (ΚΕΞ1 και ΚΕΞ2) αφαιρέθηκαν από τον πεσσό αριστερά της προηγούμενης θέσης.





Σχ. 4.3.1 Θέσεις από τις οποίες αφαιρέθηκαν τα κομμάτια κονιάματος στη τομή ΑΑ (πράσινο περίγραμμα)

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των κομματιών του κονιάματος εκτιμώνται μέσω της μεθόδου των θραυσμάτων. Η μέθοδος των θραυσμάτων εφαρμόζεται όταν τα κομμάτια κονιάματος που έχουν αφαιρεθεί από την τοιχοποιία δεν είναι επαρκούς αντοχής ή διαστάσεων, ώστε να είναι δυνατή η μόρφωση δοκιμίων. Η μέθοδος των θραυσμάτων εφαρμόζεται με τον ακόλουθο τρόπο: κατασκευάζεται ένα δοκίμιο το οποίο αποτελείται από δύο στοιχεία σκυροδέματος τα οποία συνδέονται μεταξύ τους μέσω του θραύσματος κονιάματος. Το δοκίμιο υποβάλλεται σε εφελκυσμό και τη στιγμή της αστοχίας επέρχεται θραύση του κονιάματος το οποίο έχει και πολύ μικρότερη αντοχή από το σκυρόδεμα και σημαντικά μικρότερη διατομή. Διαιρώντας την δύναμη που απαιτείται για την αστοχία του δοκιμίου με το εμβαδόν της επιφάνειας της ρωγμής έχουμε μια εκτίμηση της εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος.



Πριν πραγματοποιηθούν οι δοκιμές των κονιαμάτων έγιναν οι παρακάτω παρατηρήσεις για κάθε κομμάτι κονιάματος:

- Στο δοκίμιο ΚΕΣ1 διακρίνουμε χώμα, ασβέστη σε μικρή ποσότητα και αρκετά χοντρά αδρανή.
- Στο δοκίμιο ΚΕΣ2 διακρίνουμε τα ίδια συστατικά που διακρίναμε στο ΚΕΣ1 με τη μόνη διαφορά ότι τα αδρανή είναι πλακοειδούς μορφής.
- Στο δοκίμιο ΚΕΞ1 διακρίνουμε χώμα, ασβέστη σε αρκετή ποσότητα, λίγα και μικρών διαστάσεων αδρανή και τέλος κεραμάλευρο.
- Στο δοκίμιο ΚΕΞ2 διακρίνουμε χώμα, ασβέστη σε μικρή ποσότητα, αρκετά και μικρών διαστάσεων αδρανή και τέλος κεραμάλευρο.



Μετά τη πραγματοποίηση των δοκιμών αξίζει να σημειωθεί ότι τα τρία δοκίμια ΚΕΣ1, ΚΕΣ2, ΚΕΞ1 έσπασαν σε δύο κομμάτια ενώ το δοκίμιο ΚΕΞ2 έσπασε σε τρία κομμάτια.

Δοκίμιο	ΚΕΣ1
Πριν τη δοκιμή	
Επιφάνειες θραύσεως μετά τη δοκιμή	

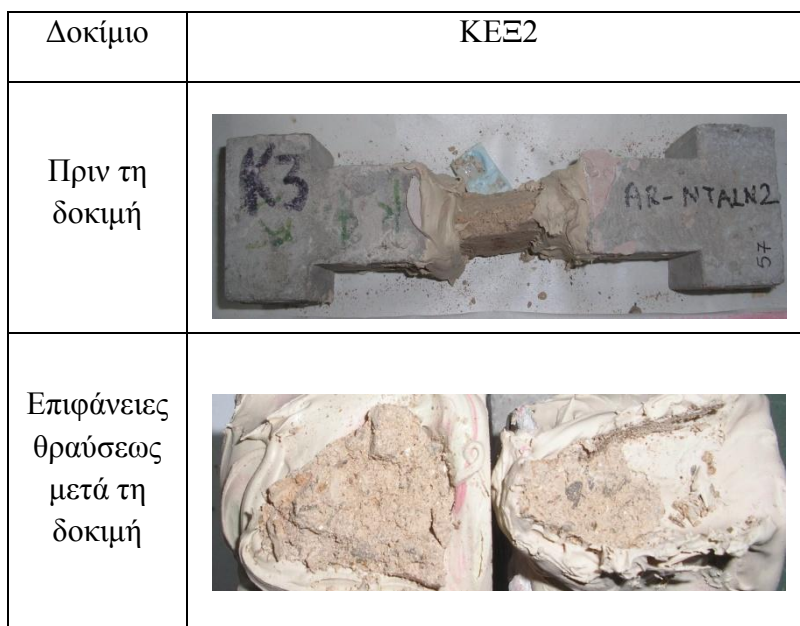
Σχ. 4.3.2 Φωτογραφίες δοκιμίου ΚΕΣ1 πριν και μετά τη δοκιμή

Δοκίμιο	ΚΕΣ2
Πριν τη δοκιμή	
Επιφάνειες θραύσεως μετά τη δοκιμή	

Σχ. 4.3.3 Φωτογραφίες δοκιμίου ΚΕΣ2 πριν και μετά τη δοκιμή

Δοκίμιο	ΚΕΞ1
Πριν τη δοκιμή	
Επιφάνειες θραύσεως μετά τη δοκιμή	

Σχ. 4.3.4 Φωτογραφίες δοκιμίου ΚΕΞ1 πριν και μετά τη δοκιμή



Σχ. 4.3.5 Φωτογραφίες δοκιμίου ΚΕΞ2 πριν και μετά τη δοκιμή

Δοκίμιο	Ύψος κορμού(cm)	Διαφορά δυναμικού	Εμβαδόν επιφάνειας θραύσεως(mm ²)	Εφελκυστική αντοχή(MPa)	Θλιπτική αντοχή(MPa)
ΚΕΣ1	16,2	31	449	0,19	1,14
ΚΕΣ2	14,5	17	364	0,10	0,60
ΚΕΞ1	16,1	9	461	0,05	0,30
ΚΕΞ2	15,6	10	205	0,11	0,66

Σχ. 4.3.6 Πίνακας μηχανικών χαρακτηριστικών δοκιμών κονιάματος

Η θλιπτική αντοχή των κονιαμάτων έχει θεωρηθεί το εξαπλάσιο της εφελκυστικής αντοχής τους.

4.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας υπολογίζεται από την παρακάτω ημιεμπειρική σχέση που έχει προτείνει ο Τάσιος (1986) :

$$f_{wc} = \frac{2}{3} * \sqrt{f_{bc}} - \alpha + \beta * f_{mc} \text{ (MPa) όπου:}$$

f_{bc} και f_{mc} : η θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος και του κονιάματος αντίστοιχα

α : μειωτικός συντελεστής για τοιχοποιία από φυσικούς λίθους που κυμαίνεται από 0,5 για λαξευμένες πέτρες μέχρι 2,5 για κροκάλες (για τεχνητούς λίθους $\alpha=0$)

β : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την συνεισφορά του κονιάματος στην αντοχή και είναι $\beta=0,5$ για λιθοδομή και $\beta=0,1$ για οπτοπλινθοδομή. Η μεγαλύτερη τιμή του συντελεστή β για τις λιθοδομές οφείλεται στο ότι η αντοχή του κονιάματος, επηρεάζει περισσότερο την αντοχή της λιθοδομής από όσο των οπτοπλινθοδομών.

Στις περιπτώσεις που το ποσοστό κονιάματος είναι σημαντικό, τότε υπολογίζεται μία μειωμένη θλιπτική αντοχή που υπολογίζεται από:

$$f'_{wc} \approx \xi * f_{wc} \text{ με } \xi \approx \frac{1}{1 + 3.5(K - K_0)} \text{ όπου:}$$

K : είναι το ποσοστό κατ' όγκον του κονιάματος στην τοιχοποιία

K_0 : είναι το μέγιστο ποσοστό κονιάματος που θεωρείται ότι δεν προκαλεί μείωση στην αντοχή του τοίχου και φυσικά εξαρτάται από το είδος της τοιχοποιίας. Είναι $K_0=0.3$ για αργολιθοδομή και οπτοπλινθοδομή, 0.2 για ημιλαξευμένη και 0.1 για λαξευμένη λιθοδομή.

Στο κτήριο μελέτης το ποσοστό κατ' όγκον του κονιάματος στην τοιχοποιία είναι $K \approx 0,34$. Αυτή η τιμή προέκυψε μετρώντας το εμβαδόν των λιθοσωμάτων και του κονιάματος σε ένα τυπικό τμήμα της τοιχοποιίας διαστάσεων $1,00 * 1,00 \text{m}^2$, όπου το εμβαδόν των λιθοσωμάτων μετρήθηκε $0,66 \text{m}^2$ και το εμβαδόν του κονιάματος $0,34 \text{m}^2$. Αυτό το ποσοστό είναι μεγαλύτερο από το $K_0=0,3$ επομένως θεωρείται ότι προκαλεί μείωση στην αντοχή του τοίχου. Ο μειωτικός συντελεστής υπολογίζεται ακολούθως.

$$\xi \approx \frac{1}{1 + 3.5(0,34 - 0,3)} \rightarrow \xi = 0,87$$

Λαμβάνοντας $f_{bc}=59,75 \text{MPa}$ (θεωρώ ότι η θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων ισούται με την θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος $\Delta 3$, αφού η πλειοψηφία των λιθοσωμάτων είναι τύπου $\Delta 3$) και $f_{mc}=0,40 \text{MPa}$ (θεωρώ ότι η θλιπτική αντοχή του κονιάματος ισούται με την θλιπτική αντοχή του δοκιμίου ΚΕΞ1 προσαυξημένη κατά $0,10 \text{MPa}$, το ΚΕΞ1 είναι το δοκίμιο με το ελάχιστο f_{mc}) και από τα παραπάνω έχουμε:

$$f_{wc} = \xi * \left(\frac{2}{3} * \sqrt{f_{bc}} - \alpha + \beta * f_{mc} \right) = 0,87 * \left(\frac{2}{3} * \sqrt{59,75} - 2,3 + 0,5 * 0,40 \right) = 2,65 \text{MPa}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5.

ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ ΦΘΟΡΩΝ ΚΑΙ ΒΛΑΒΩΝ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το κτήριο μελέτης είναι αρκετά τρωτό υπό σεισμικές και συνήθεις δράσεις. Ως τρωτότητα, στον τομέα της μηχανικής των κατασκευών, θεωρούμε την «προδιάθεση» της κατασκευής να εμφανίσει βλάβες υπό τη δράση σεισμικών ή άλλων φορτίων με συνεπακόλουθο την απώλεια μέρους της λειτουργικότητάς της ή ακόμα δε και της ευστάθειάς της. Μερικοί από τους παράγοντες που προσδίδουν αυξημένη τρωτότητα στο κτήριο μελέτης είναι η έλλειψη σχεδιασμού και συγκεκριμένα η απουσία πλήρους διαφραγματικής λειτουργίας, το μεγάλο ποσοστό ανοιγμάτων της νότιας όψης (29% της όψης) και η ασυμμετρία των ανοιγμάτων στην κάτοψη του κτηρίου, η απουσία συντήρησης και τέλος η γήρανση των υλικών και η χαλάρωση των δεσμών συνάφειας μεταξύ τους. Στο κτήριο μελέτης εμφανίζονται αρκετές βλάβες και φθορές, οι οποίες καταγράφηκαν λεπτομερώς και παρουσιάζονται ανά στοιχείο στις ενότητες που ακολουθούν, στις οποίες προσπαθεί να γίνει και μια εκτίμηση των αιτιών που τις προκάλεσαν. Πρέπει ωστόσο να επισημανθεί ότι τις περισσότερες φορές μια βλάβη είναι συσσωρευτικό αποτέλεσμα περισσότερων του ενός αιτιών, γεγονός που δυσχεραίνει τον προσδιορισμό των πραγματικών. Στο παράρτημα στο τέλος της διπλωματικής εργασίας παρατίθενται όλα τα σχέδια αποτύπωσης του κτηρίου στα οποία αποτυπώνεται και η παθολογία του κτηρίου. Τα σχέδια που παρατίθενται είναι τα εξής: A1: αρχιτεκτονική κάτοψη ισογείου, A2: αρχιτεκτονική κάτοψη ορόφου, A3: ξυλότυπος οροφής ισογείου, A4: άνοψη στέγης, A5: νότια όψη, A6: βόρεια όψη, A7: δυτική όψη, A8: ανατολική όψη, A9: τομή ΑΑ, A10: τομή ΒΒ, A11: τομή ΓΓ, A12: τομή ΔΔ, A13: λεπτομέρεια στέγης.

5.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΣΤΕΓΗ-ΠΑΤΩΜΑ

Γενικά το πάτωμα και η στέγη διατηρούνται σε ικανοποιητική κατάσταση και δεν παρουσιάζουν σοβαρά προβλήματα. Οι ξυλοδοκοί και ο ξύλινος σκελετός της στέγης έχουν υποστεί μικρή επιφανειακή φθορά λόγω της υγρασίας και της έλλειψης συντήρησης. Το σανίδωμα της στέγης έχει υποστεί μεγαλύτερη φθορά, καθώς σε ορισμένα τμήματα του παρατηρούνται οπές, από τις οποίες είναι εμφανή τα κεραμίδια. Επιπλέον παρατηρείται μετακίνηση και εκτεταμένη πτώση των κεραμιδιών.



Σχ. 5.2.1 Εμφανές το κεραμίδι λόγω φθοράς σανιδώματος

ΕΞΩΣΤΗΣ ΚΑΙ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ

Ο εξώστης της νότιας όψης, καθώς και οι δοκοί στις οποίες στηριζόταν έχουν καταρρεύσει και είναι εμφανείς οι δοκοθήκες στις οποίες εδραζόταν. Η κατάρρευση του εξώστη έχει συντελέσει στην τοπική αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας στο κατώφλι της θύρας. Η κατάρρευση προφανώς προήλθε από το σάπισμα των ξύλων.



Σχ. 5.2.2 Δοκοθήκες έδρασης εξώστη και τοπική αποδιοργάνωση κατωφλιού θύρας

Στο εξωτερικό κλιμακοστάσιο παρατηρούνται μικρές φθορές στις βαθμίδες, επιφανειακή αποσάθρωση του σκυροδέματος καθώς και διάβρωση του οπλισμού εξαιτίας της υγρασίας.



Σχ. 5.2.3 Επιφανειακή φθορά σκυροδέματος και διάβρωση οπλισμού

5.3 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

Ρωγμές

Παρατηρούνται εσωτερικές και εξωτερικές ρωγμές σε όλους τους φέροντες τοίχους, εκτός από τον βορινό. Ο νότιος τοίχος, ο οποίος έχει και το μεγαλύτερο ποσοστό ανοιγμάτων (29% της όψης), είναι αυτός με το μεγαλύτερο αριθμό ρωγμών. Οι περισσότερες ρωγμές είναι κατακόρυφες ή περίπου κατακόρυφες στις γωνίες των ανοιγμάτων του ορόφου. Επιπλέον συναντιούνται ορισμένες λοξές ρωγμές κυρίως σε υπέρθυρα ή ποδιές παραθύρων του ορόφου, ενώ δεν παρατηρούνται πουθενά οριζόντιες ρωγμές. Το εύρος των ρωγμών κυμαίνεται από 2 mm-4cm. Οι λοξές ρωγμές οφείλονται κυρίως σε διατμητική αστοχία εντός του επιπέδου των στοιχείων και οι κατακόρυφες ή σχεδόν κατακόρυφες ρωγμές οφείλονται κυρίως σε εκτός επιπέδου καμπτική αστοχία των στοιχείων με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς.



Σχ.5.3.1 Ρωγμές σε υπέρθυρο παραθύρου της νότιας όψης



Σχ.5.3.2 Ρωγμές σε ποδιά παραθύρου της νότιας όψης

Πτώση ή μετακίνηση της κλείδας του ανωφλιού

Παρατηρείται σε μεγάλο αριθμό παραθύρων πτώση ή μικρή μετατόπιση προς τα κάτω της κλείδας του λίθινου πρεκιού. Αυτό οφείλεται στην κακή κατασκευή τους. Τα τόξα των ανωφλιών του κτηρίου έχουν πάρα πολύ μικρό βέλος (είναι σχεδόν ευθύγραμμο), με αποτέλεσμα τα στοιχεία να λειτουργούν ως καμπτόμενες δοκοί με μέγιστη καταπόνηση στο μέσο και όχι ως θλιβόμενες ασίδες. Γενικά στις κατασκευές από λιθοδομή προκειμένου να αντιμετωπιστούν τα προβλήματα κάμψης που ανακύπτουν (κυρίως στις περιπτώσεις μεγάλων ανοιγμάτων), είναι συχνή η χρήση των τοξωτών ανωφλιών, στα οποία η μεταφορά των φορτίων γίνεται μέσω θλιπτικών δυνάμεων (δράση θόλου).



Σχ. 5.3.3 Μετατόπιση της κλείδας παραθύρου της νότιας όψης

Το υπέρθυρο της θύρας του ορόφου στη νότια όψη έχει υποστεί σοβαρά προβλήματα λόγω κάμψης. Συγκεκριμένα εκτός από την πτώση της κλείδας, παρατηρείται και τοπική κατάρρευση της τοιχοποιίας στο μέσο του υπερθύρου σε βάθος 10 cm.



Σχ. 5.3.4 Τοπική κατάρρευση της τοιχοποιίας και πτώση κλείδας στο υπέρθυρο της θύρας του ορόφου στη νότια όψη

Αποκόλληση λίθων

Παρατηρείται σε όλες τις όψεις αποκόλληση των πλακοειδών λαξευμένων λίθων, οι οποίοι διαμορφώνουν τις ποδιές των παραθύρων. Επιπλέον παρατηρείται μερική αποκόλληση των λαξευμένων λίθων στη λαμπάδα της θύρας του ορόφου στη δυτική όψη. Αυτό οφείλεται στην γήρανση των υλικών, με αποτέλεσμα την χαλάρωση των δεσμών συνάφειας.



Σχ. 5.3.5 Αποκόλληση λίθων στη ποδιά παραθύρου της νότιας όψης



Σχ.5.3.6 Αποκόλληση λίθων στη λαμπάδα της θύρας του ορόφου στη δυτική όψη

Διάβρωση από ανερχόμενη υγρασία

Παρατηρείται διάβρωση και αλλαγή του χρώματος της τοιχοποιίας λόγω της ανερχόμενης υγρασίας σε τμήμα του ισογείου στη δυτική όψη. Η επί μεγάλο χρονικό διάστημα συγκράτηση υγρασίας προκαλεί διάβρωση του συνδετικού κονιάματος, ιδιαίτερα όταν αυτό είναι ασβεστοκονίαμα και ξέπλυμα του στο σώμα του τοίχου, με συνέπεια τη δημιουργία εσωτερικών κοιλιοτήτων που έχουν ως αποτέλεσμα τη δραστική μείωση της αντοχής του λόγω της απώλειας σύνδεσης των τοιχοσωμάτων.



Σχ. 5.2.7 Εμφανής η διάβρωση της τοιχοποιίας του ισογείου

5.4 ΛΟΙΠΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΕΠΙΧΡΙΣΜΑ

Παρατηρούνται διάβρωση και τριχοειδείς μικρορηγματώσεις στο επίχρισμα. Επιπλέον εντοπίζεται αποκόλληση του επιχρίσματος γύρω από τις ντουλάπες.



Σχ. 5.4.1 Φθορά επιχρίσματος



Σχ.5.4.2 Αποκόλληση επιχρίσματος

ΤΖΙΝΕΤΙΑ

Τα τζινέτια έχουν διαβρωθεί έντονα από την υγρασία.



Σχ. 5.4.3 Εμφανής η διάβρωση των τζινετιών

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6.

ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟΥ ΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΟ SAP2000 .

6.1 ΤΥΠΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Το υπολογιστικό ομοίωμα του κτηρίου διαμορφώνεται με τη χρήση του προγράμματος SAP2000 v.14, μέσω του οποίου πραγματοποιούνται γραμμικές ελαστικές αναλύσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Πρωταρχική σημασία στην προσομοίωση του κτηρίου έχει το είδος των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν. Εφόσον η ανάλυση γίνεται για σεισμική δράση και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, τα στοιχεία τοιχοποιίας πρέπει να δέχονται φόρτιση στο επίπεδο τους όσο και εγκάρσια σε αυτό, άρα πρέπει να είναι συνδυασμός επίπεδης έντασης (για τις εντός του επιπέδου δράσεις) και πλάκας (για τις εκτός επιπέδου).

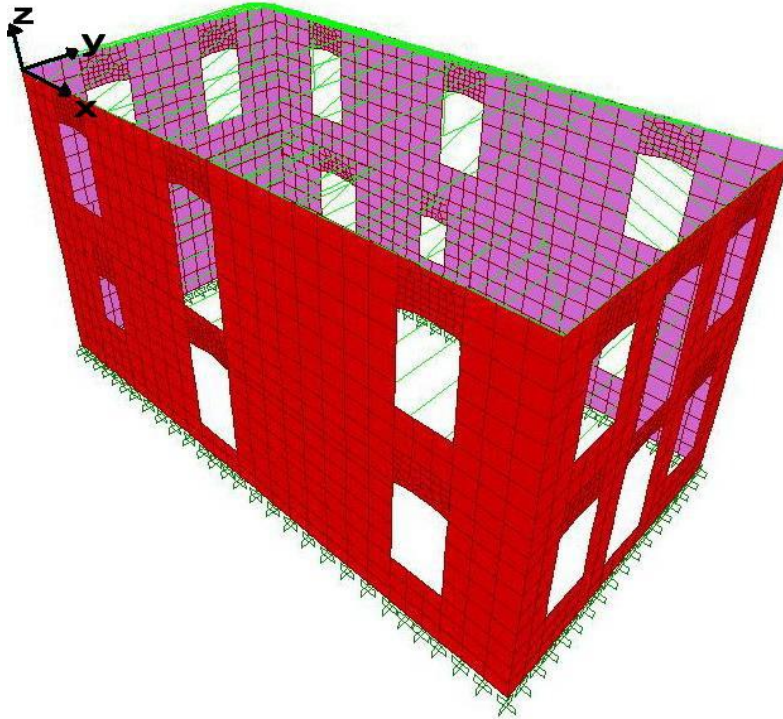
Για το μέγεθος που πρέπει να έχουν τα πεπερασμένα στοιχεία δεν υπάρχει κανόνας. Η τοιχοποιία διακριτοποιείται σε πεπερασμένα στοιχεία, το μέγεθος των οποίων είναι συνάρτηση της επιθυμητής ακρίβειας. Είναι κατανοητό ότι η διακριτοποίηση της τάξεως πέτρα –πέτρα δεν είναι απαραίτητη.

Σύμφωνα με τα παραπάνω η προσομοίωση των διάφορων στοιχείων του κτηρίου μελέτης γίνεται ακολούθως:

- Η περιμετρική τοιχοποιία προσομοιώνεται με παχιά επιφανειακά στοιχεία (τύπου Shell-Thick) που διακριτοποιούνται σε τετράκομβα πεπερασμένα στοιχεία μέγιστου μεγέθους $0,50 \times 0,50$ m.
- Οι ξυλοδοκοί του πατώματος προσομοιώνονται με ραβδωτά στοιχεία και το σανίδωμα του πατώματος προσομοιώνεται με λεπτά επιφανειακά στοιχεία (τύπου Shell-Thin).
- Όμοια οι ελκυστήρες, οι αμείβοντες, οι ορθοστάτες και ο κορφιάς της στέγης προσομοιώνονται με ραβδωτά στοιχεία και το σανίδωμα της στέγης προσομοιώνεται με λεπτά επιφανειακά στοιχεία (τύπου Shell-Thin).

Το εξωτερικό κλιμακοστάσιο οπλισμένου σκυροδέματος δεν προσομοιώνεται και λαμβάνονται υπόψη μόνο οι δυνάμεις που μεταβιβάζει στην τοιχοποιία.

Οι διαστάσεις των επιφανειακών και ραβδωτών στοιχείων καθώς και η γεωμετρία και η μορφολογία του κτηρίου λαμβάνονται από τα σχέδια της αποτύπωσης. Το σύστημα συντεταγμένων έχει τοποθετηθεί έτσι ώστε ο άξονας x να είναι παράλληλος προς τη μεγάλη πλευρά του κτηρίου, ενώ άξονας y παράλληλος προς τη μικρή πλευρά του κτηρίου (Σχ. 6.1.1).



Σχ. 6.1.1 Προσομοίωση κτηρίου με το SAP2000 (το σανίδωμα της στέγης δεν είναι εμφανές στο σχήμα, ωστόσο έχει προσομοιωθεί)

6.2 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

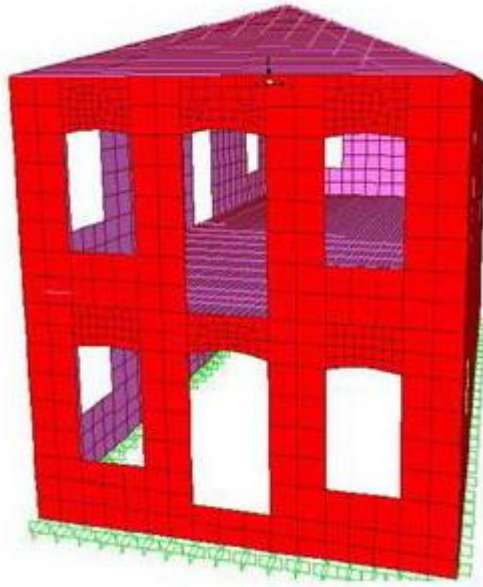
ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΥΛΙΚΑ

- Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας λαμβάνεται $E=1500\text{MPa}$ και το ειδικό βάρος της $\gamma=22\text{KN/m}^3$.
- Το μέτρο ελαστικότητας των ξύλινων στοιχείων (στέγης και πατώματος) λαμβάνεται $E=10000\text{MPa}$ και το ειδικό βάρος τους $\gamma=5\text{KN/m}^3$.

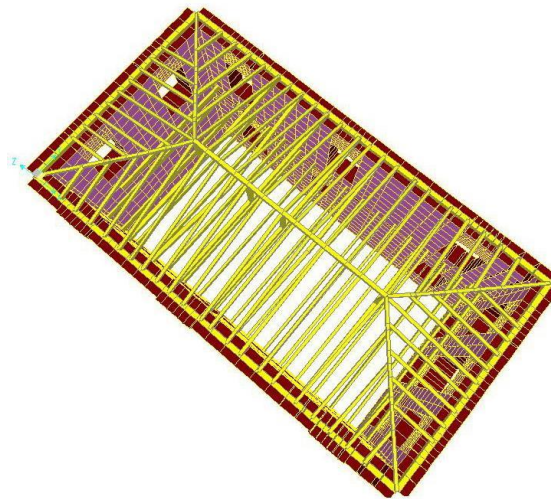
ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΚΑΙ ΤΙΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

- Το κτήριο θεωρείται πακτωμένο 50cm κάτω από τη στάθμη του δαπέδου του ισόγειου.
- Οι ξυλοδοκοί του πατώματος θεωρούνται αρθρωτά συνδεδεμένες με τη τοιχοποιία.
- Τα ξύλα του σκελετού της στέγης θεωρούνται αρθρωτά συνδεδεμένα με τη τοιχοποιία αλλά και μεταξύ τους.
- Οι σανίδες της στέγης δεν στηρίζονται στην τοιχοποιία, παρά μόνο εφάπτονται με αυτή. Θεωρούνται συνεχείς με ενδιάμεσες στηρίξεις τους αμείβοντες της στέγης.

- Όμοια οι σανίδες του πατώματος δεν στηρίζονται στην τοιχοποιία, παρά μόνο εφάπτονται με αυτή. Θεωρούνται συνεχείς με ενδιάμεσες στηρίξεις τις ξυλοδοκούς του πατώματος.



Σχ. 6.2.1 Προσομοίωση κτηρίου με το SAP2000 (εμφανές και το σανίδωμα της στέγης και του πατώματος)



Σχ. 6.2.2 Προσομοίωση κτηρίου με το SAP2000 (extrude view)

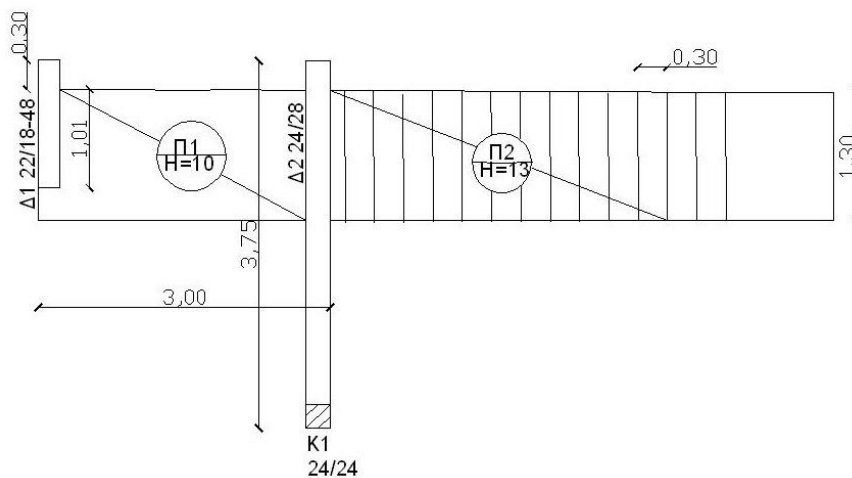
6.3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

6.3.1 ΣΥΝΗΘΗ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (ΜΟΝΙΜΑ ΚΑΙ ΚΙΝΗΤΑ)

Το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τα ίδια βάρη των στοιχείων προσομοίωσης, μέσω του ειδικού βάρους των υλικών που καθορίζεται στις ιδιότητες τους.

ΦΟΡΤΙΑ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ

Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος έχει θεωρηθεί $\gamma=25\text{KN/m}^3$.

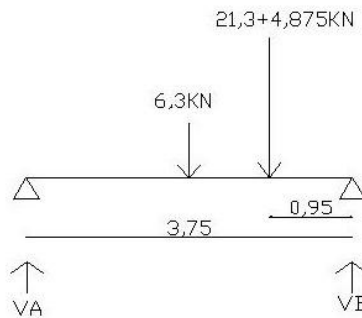


Σχ. 6.3.1.1 Ξυλότυπος εξωτερικού κλιμακοστάσιου

- Η αμφιέριστη πλάκα Π1 διαστάσεων $1,30 \times 3,00\text{m}$ και πάχους 10cm φορτίζει κάθε δοκό με το ήμισυ του ίδιου βάρους της, δηλ. με φορτίο $P1=(1,3 \times 3,00 \times 0,1 \times 25)/2 \rightarrow P1=4,875\text{KN}$
- Η αμφιέριστη πλάκα Π2 (κλίμακα) φορτίζει την δοκό Δ2 με το ήμισυ του ίδιου βάρους της, δηλ. με φορτίο $P2=(7 \times 0,17 \times 0,30 \times 1,30 + 2,29 \times 1,30 \times 0,13) \times 25 \rightarrow P2=21,3\text{KN}$ (Η κάθε βαθμίδα έχει πάτημα $0,30\text{m}$ και ρίχτι $0,17\text{m}$. Το κεκλιμένο μήκος της μισής κλίμακας είναι $2,29\text{m}$).
- Η δοκός πρόβολος Δ1 μεταβιβάζει στη τοιχοποιία το ίδιο βάρος της Β1 και $P1=4,875\text{KN}$.

Βάρος δοκού Δ1: $B1=0,22 \times (0,18 + 0,48)/2 \times 1,01 \times 25 + 0,48 \times 0,22 \times 0,30 \times 25 \rightarrow B1=2,607\text{KN}$. Το συνολικό φορτίο που μεταβιβάζει η Δ1 στη τοιχοποιία είναι $R1=B1+P1=2,607+4,875 \rightarrow R1=7,48\text{KN}$

- Η αμφιέριστη δοκός Δ2 φορτίζεται με το ίδιο βάρος της Β2, $P1=4,875\text{KN}$ και $P2=21,3\text{KN}$. Βάρος δοκού Δ2: $B2 = 0,24 \times 0,28 \times 3,75 \times 25 \rightarrow B2 = 6,3\text{KN}$



Σχ. 6.3.1.2 Φόρτιση δοκού Δ2

- $V_B \times 3,75 = 6,3 \times 3,75/2 + (21,3 + 4,875) \times (3,75 - 0,95) \rightarrow V_B = 22,69\text{KN}$. Το συνολικό φορτίο που μεταβιβάζει η Δ2 στη τοιχοποιία είναι $R2 = V_B \rightarrow R2 = 22,69\text{KN}$

ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΕΓΗΣ

Το σανίδωμα της στέγης φέρει ως μόνιμο φορτίο το ίδιο βάρος των κεραμιδιών. $I.β.κεραμιδιών = 22 \text{ κεραμ}/\text{m}^2 \times 0,01 \text{ KN}/\text{κεραμ} = 0,22 \text{ KN}/\text{m}^2$

ΦΟΡΤΙΑ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ

Το σανίδωμα του πατώματος φέρει ως μόνιμο φορτίο το ίδιο βάρος του ξυλόπηκτου διαχωριστικού τοίχου. Ο διαχωριστικός τοίχος έχει πάχος 10cm, ύψος 3,32m και ειδικό βάρος $1,6 \text{ KN}/\text{m}^3$. Επομένως το μόνιμο κατανεμημένο φορτίο που φέρει το σανίδωμα στις θέσεις του ξυλόπηκτου τοίχου είναι:

$$w = 3,32\text{m} \times 0,1\text{m} \times 1,6 \text{ KN}/\text{m}^3 = 0,53 \text{ KN}/\text{m}$$

Το σανίδωμα του πατώματος φέρει ακόμη ως κινητό φορτίο $q = 2 \text{ KN}/\text{m}^2$.

6.3.2 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Σε πλαίσιακές κατασκευές το μεγαλύτερο μέρος της μάζας είναι συγκεντρωμένο στις στάθμες των δαπέδων. Λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας των δαπέδων μέσα στο επίπεδο τους, οι αδρανειακές δυνάμεις των ορόφων κατανέμονται στα στοιχεία πλευρικής δυσκαμψίας, δηλαδή στα πλαίσια και στα τυχόν τοιχώματα, ανάλογα με τη δυσκαμψία τους. Αντίθετα με τα ανωτέρω, στις λιθοδομές με ξύλινη στέγη και δάπεδα, το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας ξεπερνά το 90% του συνολικού κατακόρυφου φορτίου της κατασκευής. Αυτή η κατανομή των φορτίων επηρεάζει φυσικά και την κατανομή των συμβατικών σεισμικών φορτίων καθ' ύψος της κατασκευής. Επομένως η ανάλυση χρειάζεται να γίνει για αδρανειακές δυνάμεις κατανεμημένες καθ' ύψος των τοίχων, και όχι για συγκεντρωμένες στις στάθμες των

ορόφων, όπως γίνεται στους πλαίσιακούς φορείς. Στην περίπτωση αυτή, οι αδρανειακές δυνάμεις λόγω ίδιας μάζας που είναι κάθετες στο επίπεδο ενός τοίχου μεταφέρονται στο έδαφος μέσω κάμψης.

Οι σεισμικές δυνάμεις εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στη κατασκευή. Σε κάθε πεπερασμένο στοιχείο του προσομοιωμένου κτηρίου επιβάλλεται σεισμική δύναμη $F = m \cdot \Phi_d(T)$ όπου:

m : η μάζα του πεπερασμένου στοιχείου

$\Phi_d(T)$: η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $\Phi_d(T)$

Η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού $\Phi_d(T)$ προκύπτει σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 παρ.2.3 από τους ακόλουθους τύπους για τις διάφορες περιπτώσεις της ιδιοπεριόδου.

$$\Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \text{ αν } 0 \leq T < T_1$$

$$\Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \text{ αν } T_1 \leq T \leq T_2$$

$$\Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \text{ αν } T_2 < T$$

όπου :

$A = \alpha \cdot g$: μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους, ο δήμος Σκιριτίδας του νομού Αρκαδίας ανήκει στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I με $\alpha=0,16$.

g : επιτάχυνση βαρύτητας.

γ_I : συντελεστής σπουδαιότητας του κτηρίου, για συνήθη κτήρια κατοικιών (όπως το κτήριο μελέτης) λαμβάνει την τιμή 1.

q : συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής, για άοπλη τοιχοποιία λαμβάνει την τιμή 1,5.

η : διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης $\neq 5\%$, για άοπλη τοιχοποιία λαμβάνει την τιμή 1.

θ : συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης, για εδάφη κατηγορίας A ή B λαμβάνει την τιμή 1.

T_1 και T_2 : χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος, για έδαφος κατηγορίας B (όπως το έδαφος θεμελίωσης του κτηρίου μελέτης) $T_1=0,15\text{sec}$ και $T_2=0,60\text{sec}$.

$\beta_0 = 2,5$: συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

T: θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου

Εφαρμόζεται ο παρακάτω εμπειρικός τύπος για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του κτηρίου:

$$T = 0,09 * \frac{H}{\sqrt{L}} * \sqrt{\frac{H}{H + \rho * L}} \quad \text{όπου:}$$

H: το ύψος του κτηρίου

L: το μήκος του κτηρίου κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού

ρ : ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς τη συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων

Υπολογισμός ιδιοπεριόδου και φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για σεισμική δράση στη διεύθυνση x (παράλληλα προς τη μεγάλη πλευρά του κτηρίου)

Από τη γεωμετρία του κτηρίου προκύπτει $\rho_x = 0,706$

Για $\rho_x = 0,706$ $H = 6,8\text{m}$ και $L_x = 12,26\text{m}$ προκύπτει η παρακάτω ιδιοπερίοδος:

$$T_x = 0,09 * \frac{6,8}{\sqrt{12,26}} * \sqrt{\frac{6,8}{6,8 + 0,706 * 12,26}} = 0,116 \text{ sec}$$

Ισχύει $T_x = 0,116\text{sec} < T_1 = 0,15\text{sec}$ επομένως

$$\Phi_d(T_x) = 1 * 0,16 * g * \left[1 + \frac{0,116}{0,15} \left(\frac{1 * 1 * 2,5}{1,5} - 1 \right) \right] = 0,24 * g$$

Υπολογισμός ιδιοπεριόδου και φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για σεισμική δράση στη διεύθυνση y (παράλληλα προς τη μικρή πλευρά του κτηρίου)

Από τη γεωμετρία του κτηρίου προκύπτει $\rho_y = 0,294$

Για $\rho_y = 0,294$ $H = 6,8\text{m}$ και $L_y = 6,48\text{m}$ προκύπτει η παρακάτω ιδιοπερίοδος:

$$T_y = 0,09 * \frac{6,8}{\sqrt{6,48}} * \sqrt{\frac{6,8}{6,8 + 0,294 * 6,48}} = 0,212 \text{ sec}$$

Ισχύει $T_1 = 0,15\text{sec} \leq T_y = 0,212\text{sec} \leq T_2 = 0,60\text{sec}$ επομένως

$$\Phi_d(T_y) = 1 * 0,16 * g * \frac{1 * 1 * 2,5}{1,5} = 0,26 * g$$

6.3.3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Με το SAP2000 πραγματοποιούνται ελαστικές αναλύσεις για το κτήριο μελέτης για τους ακόλουθους συνδυασμούς φορτίσεως:

- Συνδυασμός μόνιμων και κινητών φορτίων

$$1,35*G+1,5*Q$$

- Συνδυασμοί σεισμικών φορτίων και συνηθών φορτίων

1) $G+0, 3*Q+Ex+0,3Ey$

2) $G+0, 3*Q+Ex-0,3Ey$

3) $G+0, 3*Q+Ey+0,3Ex$

4) $G+0, 3*Q+Ey-0,3Ex$

5) $G+0, 3*Q-Ex+0,3Ey$

6) $G+0, 3*Q-Ex-0,3Ey$

7) $G+0, 3*Q-Ey+0,3Ex$

8) $G+0, 3*Q-Ey-0,3Ex$

Όπου

G: μόνιμα κατακόρυφα φορτία

Q: κινητά κατακόρυφα φορτία

Ex: σεισμικά φορτία κατά τη διεύθυνση x

Ey: σεισμικά φορτία κατά τη διεύθυνση y

6.4 ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ SAP2000

Η χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είναι πλέον η πιο εύχρηστη μέθοδος ανάλυσης κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης δίνονται υπό μορφή τάσεων, παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών στο σύνορο και στο εσωτερικό των στοιχείων. Σύμφωνα με το SAP2000 τα εντατικά μεγέθη συμβολίζονται ως εξής:

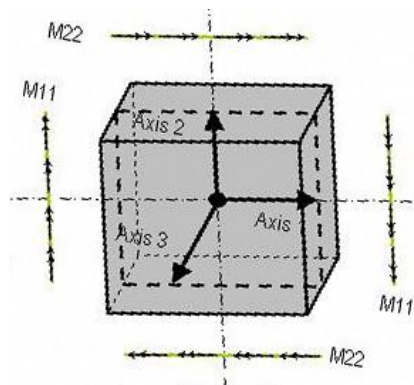
F11: η οριζόντια αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους

F22: η κατακόρυφη αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους

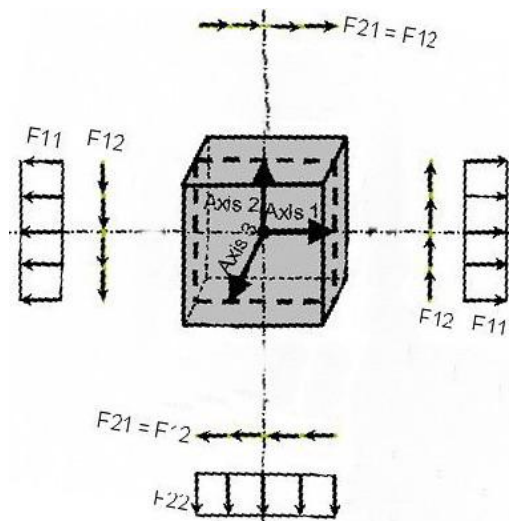
F12: τέμνουσα εντός επιπέδου ανά μονάδα μήκους

M11: ροπή εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς ανά μονάδα μήκους

M22: ροπή εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς ανά μονάδα μήκους



Σχ. 6.4.1.1 Συμβολισμός ροπών εκτός επιπέδου για ένα επιφανειακό στοιχείο σύμφωνα με το SAP2000



Σχ. 6.4.1.2 Συμβολισμός ορθών αξονικών και διατμητικών δυνάμεων για ένα επιφανειακό στοιχείο σύμφωνα με το SAP2000

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΥΣ.

7.1 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΣΤΕΓΗΣ

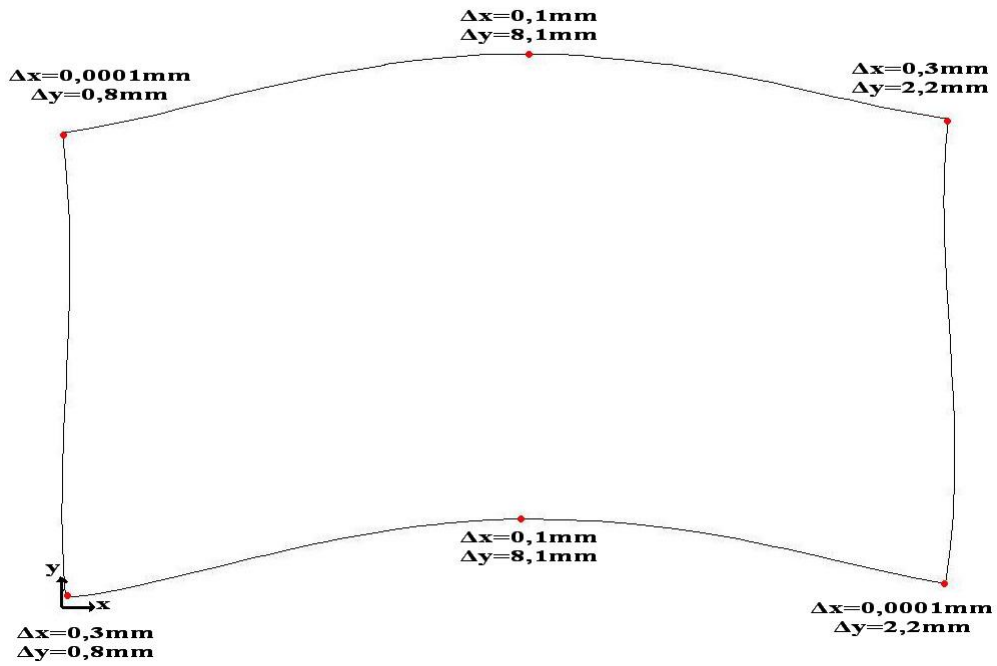
Συγκρίνοντας τις μετατοπίσεις στη στέγη του κτηρίου με και χωρίς την ύπαρξη στέγης, προκύπτει ότι η υπάρχουσα στέγη εξασφαλίζει μερική διαφραγματική λειτουργία. Συγκεκριμένα παρατηρούνται τα ακόλουθα:

- Για τους σεισμικούς συνδυασμούς με διεύθυνση του κύριου σεισμού κάθετα στη μεγάλη διεύθυνση του κτηρίου, οι μέγιστες μετατοπίσεις με στέγη μειώνονται στο 75% των μέγιστων μετατοπίσεων χωρίς στέγη.
- Για τους σεισμικούς συνδυασμούς με διεύθυνση του κύριου σεισμού κάθετα στη μικρή διεύθυνση του κτηρίου, οι μέγιστες μετατοπίσεις με στέγη μειώνονται στο 82% των μέγιστων μετατοπίσεων χωρίς στέγη.

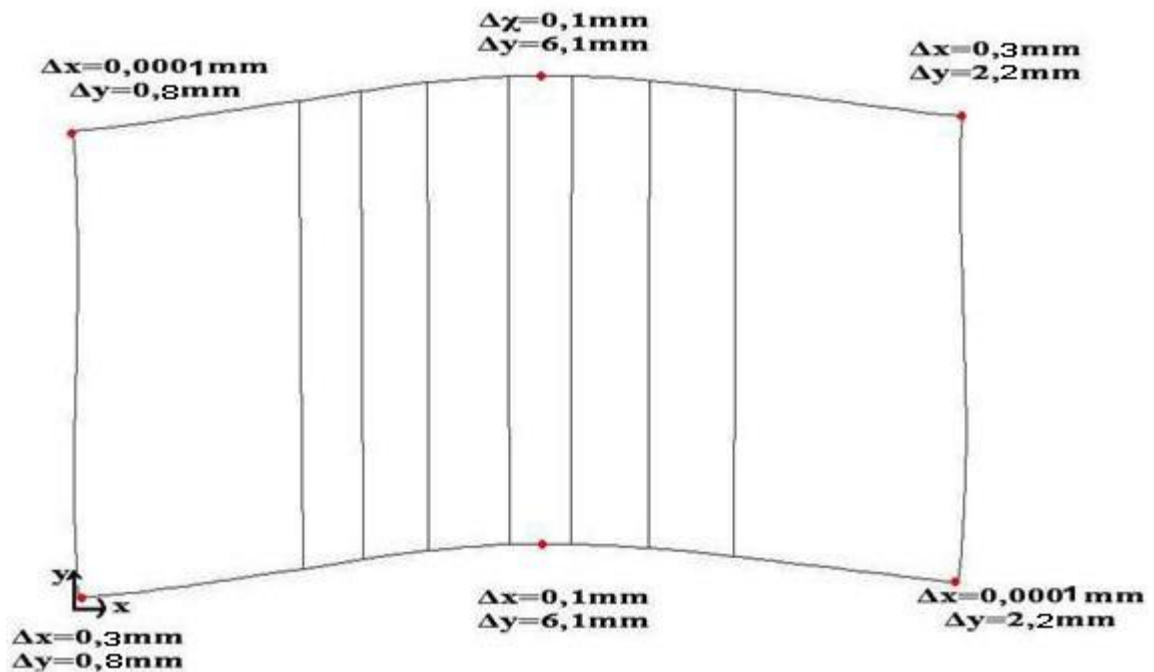
Πρέπει να σημειωθεί, ότι οι μέγιστες μετατοπίσεις παρατηρούνται στο μέσο των πλευρών που είναι εγκάρσιες στο σεισμό, καθώς και ότι στις τέσσερις γωνίες του κτηρίου οι τιμές των μετατοπίσεων είναι παρόμοιες με και χωρίς στέγη.

Αξίζει να αναφερθούν και οι παρακάτω παρατηρήσεις σχετικά με την επιρροή της στέγης στα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στη τοιχοποιία:

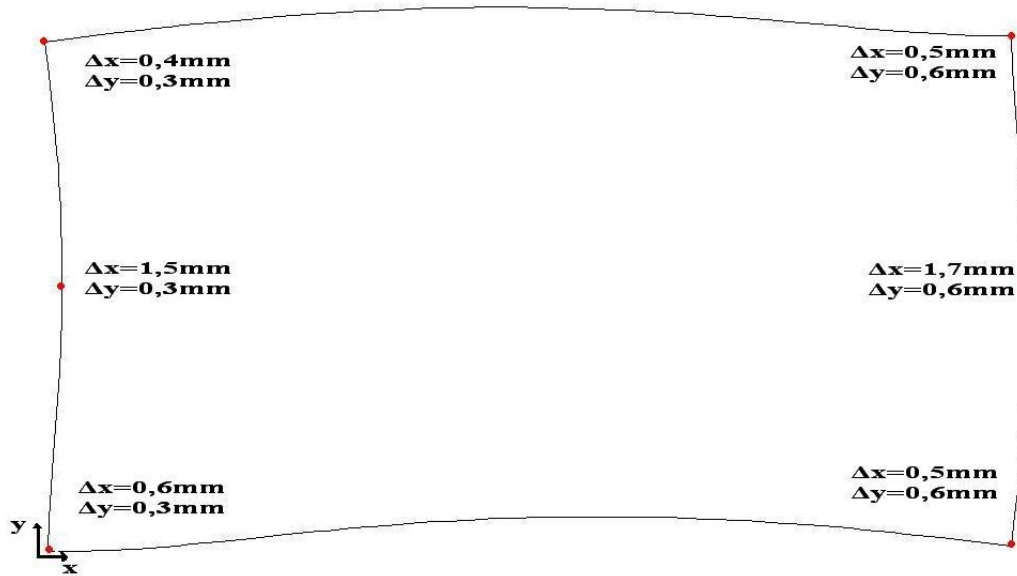
- Οι τιμές της τέμνουσας δύναμης εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας δεν μεταβάλλονται με τη συμμετοχή της στέγης.
- Οι μεγάλες τιμές στη βάση του κτηρίου της ροπής εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (M22), μειώνονται με τη συμμετοχή της στέγης στο 85% των τιμών χωρίς τη συμμετοχή της στέγης. Ενώ παρατηρείται μια μικρή αύξηση των αντίστοιχων τιμών στο μέσο του κτηρίου, χωρίς όμως να έχει σημασία, αφού οι τιμές που αναπτύσσονται παραμένουν μικρές.
- Οι μεγάλες τιμές στη στέγη του κτηρίου της ροπής εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (M11), μειώνονται με τη συμμετοχή της στέγης στο 80% των τιμών χωρίς τη συμμετοχή της στέγης.



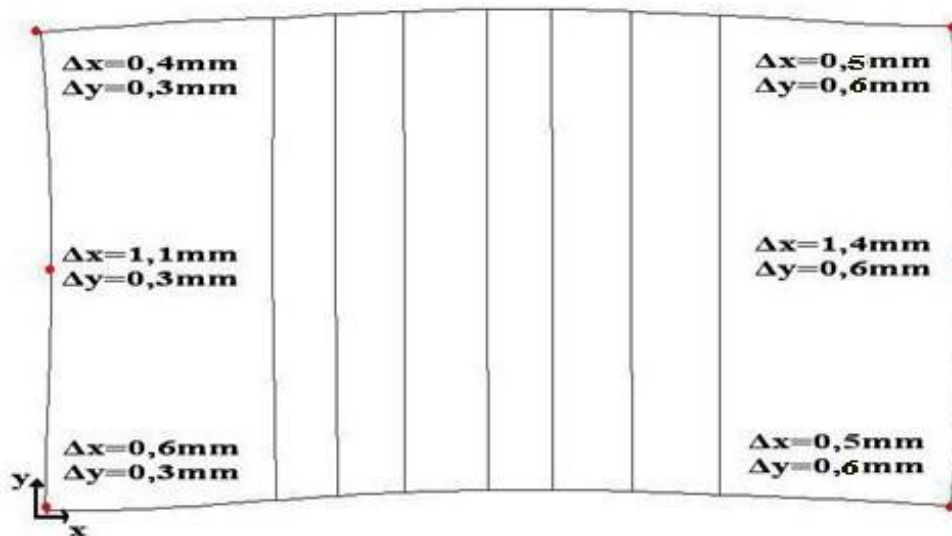
Σχ. 7.1.1 Μετατοπίσεις στη στέψη του κτηρίου χωρίς τη στέγη για το συνδυασμό $3)G+0,3*Q+0,3E_x+E_y$ (πολλαπλασιασμένες $\times 150$ ώστε να είναι εμφανείς)



Σχ. 7.1.2 Μετατοπίσεις στη στέψη του κτηρίου με τη στέγη για το συνδυασμό $3)G+0,3*Q+0,3E_x+E_y$ (πολλαπλασιασμένες $\times 150$ ώστε να είναι εμφανείς)



Σχ. 7.1.3 Μετατοπίσεις στη στέγη του κτηρίου χωρίς στέγη για το συνδυασμό 1)G+0,3*Q+Ex+0,3Ey (πολλαπλασιασμένες $\times 200$ ώστε να είναι εμφανείς)



Σχ. 7.1.4 Μετατοπίσεις στη στέγη του κτηρίου με τη στέγη για το συνδυασμό 1)G+0,3*Q+Ex+0,3Ey (πολλαπλασιασμένες $\times 200$ ώστε να είναι εμφανείς)

7.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η 1η ιδιομορφή του κτηρίου είναι η πρώτη σημαντική ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Y με ιδιοπερίοδο $T_y=0,31\text{sec}$ και συντελεστή συμμετοχής (44,05). Η 10η ιδιομορφή με $T_x=0,15\text{sec}$ είναι η πρώτη σημαντική ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση X με εξίσου μεγάλο συντελεστή συμμετοχής (31,02) με την 1η ιδιομορφή.

7.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΟΡΙΑΚΩΝ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

7.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Τα εντατικά μεγέθη, που αναπτύσσονται στη τοιχοποιία για καθένα από τους οκτώ σεισμικούς συνδυασμούς φορτίσεως, ελέγχονται στους κρίσιμους πεσσούς και στα κρίσιμα υπέρθυρα, τα οποία προκύπτουν για κάθε συνδυασμό. Για το συνδυασμό $1,35*G+1,5*Q$ δεν ελέγχονται τα εντατικά 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.
- Έλεγχος έναντι κάμψεως με επίπεδο θραύσεως κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς.
- Έλεγχος έναντι κάμψεως με επίπεδο θραύσεως παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς.

Δεν πραγματοποιείται έλεγχος έναντι θλίψεως της τοιχοποιίας καθώς προκύπτει από τις αναλύσεις ότι οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις είναι πολύ μικρότερες από την αντοχή της τοιχοποιίας σε μονοαξονική θλίψη, όπως προέκυψε από τις πειραματικές δοκιμές.

Με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων είναι εύκολος ο έλεγχος στη περίπτωση που το κριτήριο αστοχίας είναι η υπέρβαση ενός μεγέθους. Ωστόσο η υπέρβαση της εφελκυστικής ή της θλιπτικής αντοχής ή των εντατικών μεγεθών 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 του, ο έλεγχος έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας που αναφέρθηκαν πιο πάνω.

7.3.2 ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (F12)

7.3.2.1 ΓΕΝΙΚΑ

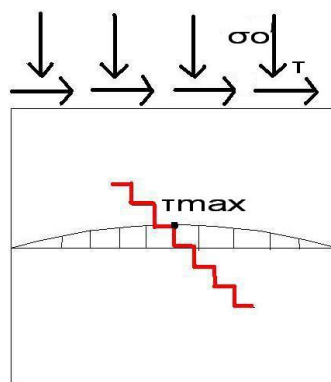
Η διάτμηση των τοίχων εντός του επιπέδου τους υπό ταυτόχρονη κατακόρυφη θλίψη είναι μια από τις κύριες εντάσεις έναντι των οποίων ελέγχεται η τοιχοποιία, αφού κατά την διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων οι τοίχοι ενός κτηρίου οι οποίοι βρίσκονται παράλληλα με την διεύθυνση του σεισμού καταπονούνται με αυτόν το τρόπο. Για την παραπάνω καταπόνηση οι τρόποι αστοχίας είναι οι εξής:

- α) Διατμητική ολίσθηση περί το μέσον του τοίχου.
- β) Θραύση λιθοσώματος περί το μέσον του τοίχου.
- γ) Τοπική θλιπτική θραύση στην κάτω γωνία με ανάπτυξη καμπτικών ρωγμών στη βάση του τοίχου.

δ) Τοπική θλιπτική θραύση στη κάτω γωνία του τοίχου πριν την ανάπτυξη καμπτικών ρωγμών.

Για χαμηλές τιμές της ορθής τάσης ($\sigma_0 \leq 0,20 \cdot f_{wc}$) και για τη συνήθη περίπτωση κατά την οποία η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος είναι μεγαλύτερη από τη θλιπτική αντοχή του κονιάματος, ο πιθανότερος τρόπος αστοχίας ενός τοίχου υποβαλλόμενου σε τέμνουσα υπό θλίψη είναι εκείνος κατά τον οποίο εμφανίζεται διαγώνια κλιμακωτή ρωγμή στον τοίχο.

Ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας για αυτό τον τρόπο αστοχίας αντιμετωπίζεται από τον EC6 με τη χρήση του προσομοιώματος Coulomb. Θεωρείται ότι η μέση διατμητική τάση αστοχίας του τοίχου ισούται με το άθροισμα της συνοχής και της τριβής κατά μήκος μιας βαθμιδωτής ρωγμής, δηλαδή: $t_u = c + \mu \cdot \sigma_0$ όπου c η συνοχή και μ ο φαινόμενος συντελεστής τριβής.



Σχ.7.3.2.1 Μηχανισμός αστοχίας με δημιουργία βαθμιδωτής ρωγμής περί το μέσον του τοίχου κατά μήκος του κονιάματος

Στον EC6 το κριτήριο Coulomb λαμβάνει τη μορφή:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b \quad \text{όπου}$$

f_{vko} : χαρακτηριστική τιμή της συνοχής, για λαξευτούς φυσικούς λίθους ή τεχνητούς λίθους λαμβάνει την τιμή 0,10MPa σύμφωνα με τον πίνακα 3.4 του EC6.

σ_d : τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής τάσεως της κάθετης προς την τέμνουσα του στοιχείου στην θεωρούμενη στάθμη και η οποία έχει προκύψει βάσει του κατάλληλου συνδυασμού φορτίσεως. Η σ_d αφορά το θλιβόμενο τμήμα του τοίχου αφού το εφελκόμενο τμήμα του δεν μπορεί να παραλάβει διατμητικά φορτία.

f_b : ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

Ο EC6 δίνει μια σταθερή και συντηρητική τιμή για το συντελεστή τριβής ($=0,40$).

Η θλιπτική τάση υπολογίζεται από τον τύπο $\sigma_d = F_{22}/t$ για κατακόρυφα στοιχεία (πεσσοί) ή από τον τύπο $\sigma_d = F_{11}/t$ για οριζόντια στοιχεία (υπέρθυρα), όπου:

F22: η κατακόρυφη αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους (όπως προκύπτει από τις αναλύσεις του προσομοιώματος με το SAP2000 και λαμβάνεται ως η μέση τιμή των αρνητικών τιμών της κατακόρυφης αξονικής δύναμης στην εξεταζόμενη στάθμη)

F11: η οριζόντια αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους (όπως προκύπτει από τις αναλύσεις του προσομοιώματος με το SAP2000 και λαμβάνεται ως η μέση τιμή των αρνητικών τιμών της οριζόντιας αξονικής δύναμης στην εξεταζόμενη θέση)

Η τέμνουσα αντοχής υπολογίζεται από τον τύπο $V_R = f_{vk} * t * l_c$, όπου

f_{vk} : διατμητική αντοχή σύμφωνα με τον τύπο του EC6

l_c : θλιβόμενο μήκος πεσσού (το μήκος του στοιχείου στο οποίο η αξονική δύναμη η κάθετη προς τη τέμνουσα του στοιχείου είναι αρνητική)

t : πάχος της τοιχοποιίας

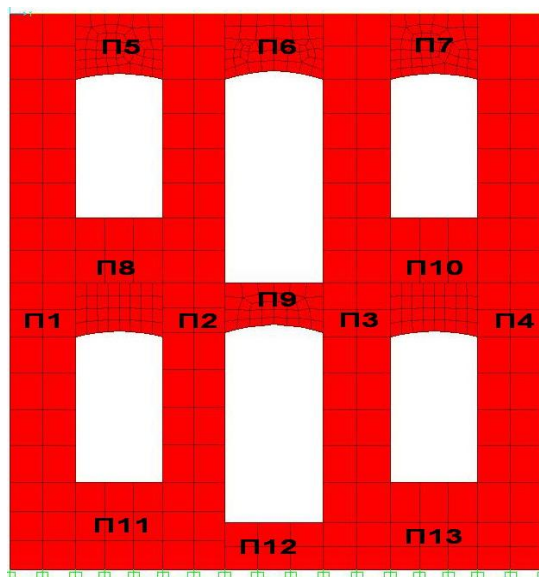
Η δρώσα τέμνουσα υπολογίζεται από τον τύπο $V_s = F_{12} * l$, όπου

F12: δρώσα τέμνουσα ανά μονάδα μήκους (όπως προκύπτει από τις αναλύσεις του προσομοιώματος με το SAP2000 και λαμβάνεται ως η μέση τιμή της δρώσας τέμνουσας στην εξεταζόμενη στάθμη)

l : μήκος πεσσού

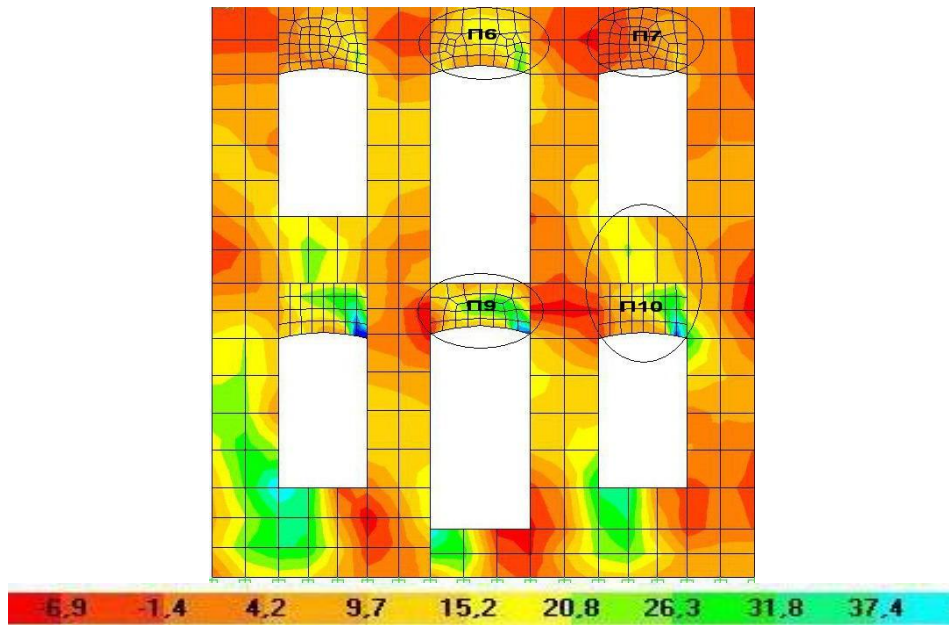
Ακολουθούν οι έλεγχοι έναντι διατμήσεως για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς σε κάθε όψη για τους κρίσιμους πεσσούς και τα υπέρθυρα.

7.3.2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (F12) ΣΤΗ ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ

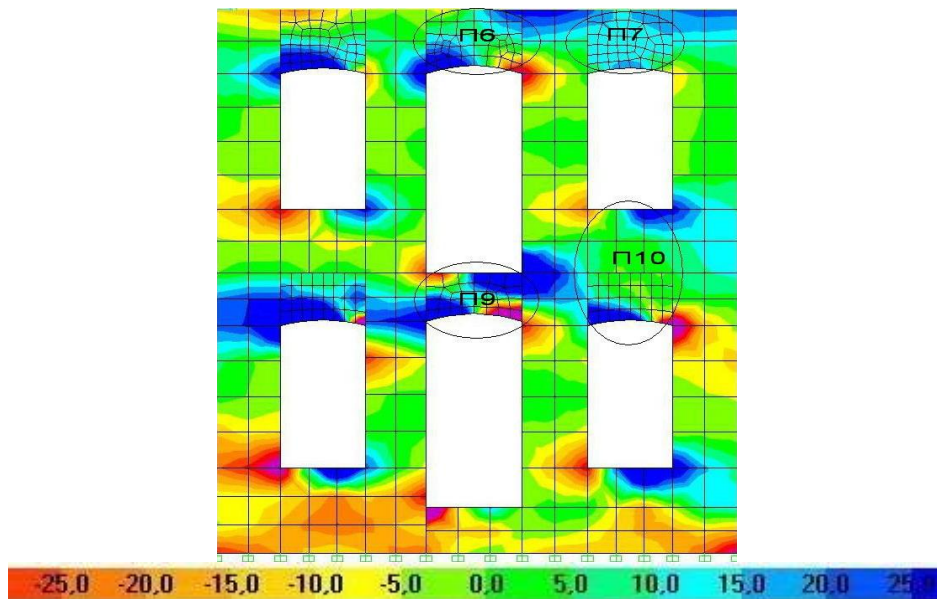


Σχ. 7.3.2.2 Χαρακτηρισμός πεσσών και υπέρθρων νότιας όψης

Συνδυασμός 1) $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$



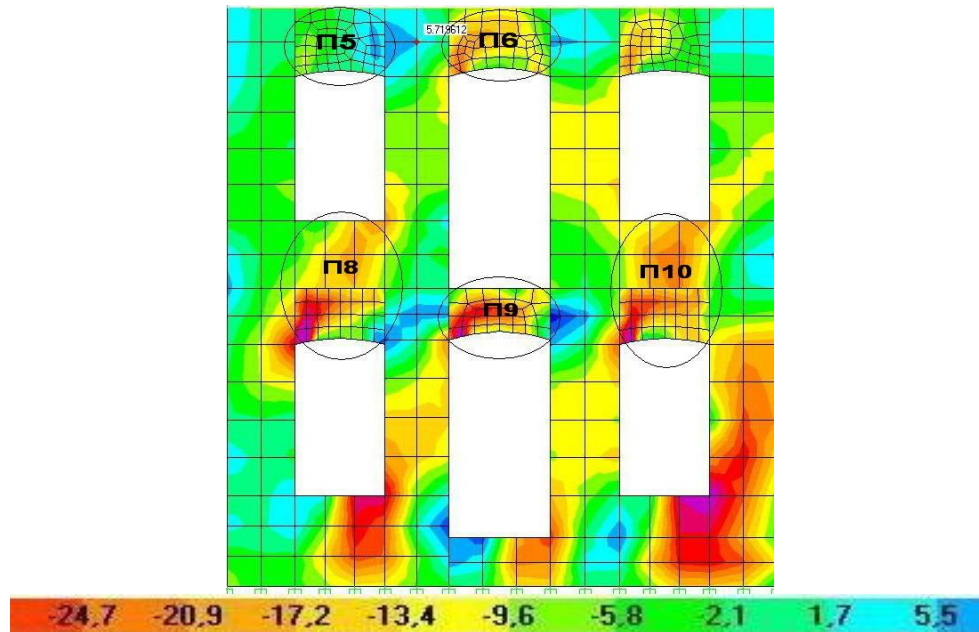
Σχ. 7.3.2.3 Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{12} (KN/m) για το συνδυασμό 1) $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$



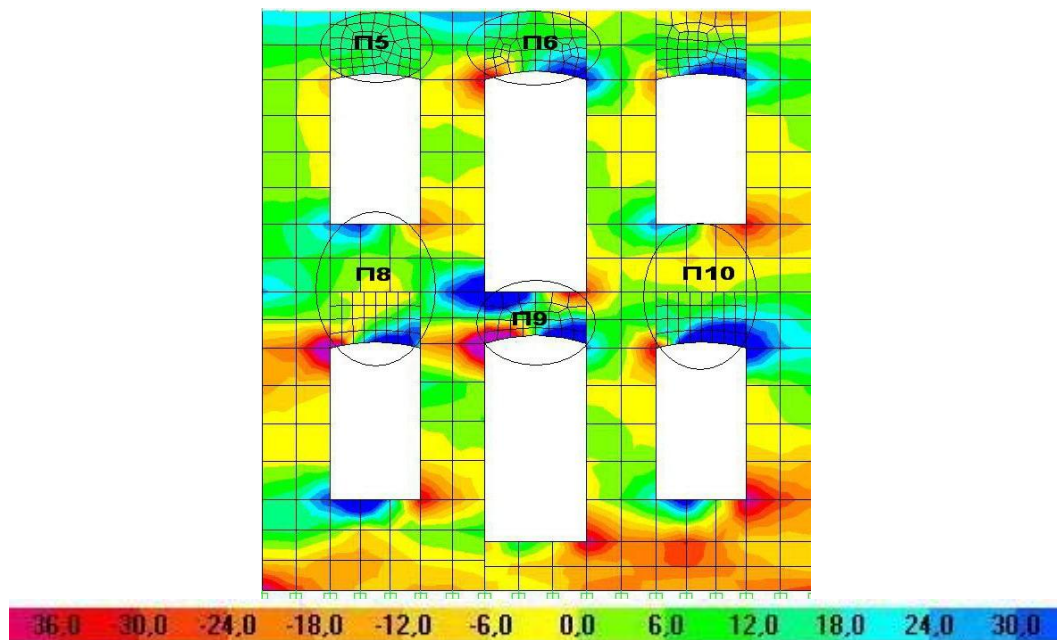
Σχ. 7.3.2.4 Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F_{11} (KN/m) για το συνδυασμό 1) $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$

Είναι εμφανές από το Σχ.7.3.2.4 ότι τα υπέρθυρα Π6, Π7, Π9, Π10 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη, η οποία είναι κάθετη στη τέμνουσα, είναι θετική σε όλο το ύψος των υπερθύρων στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π6, Π7, Π9, Π10 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 2) $G+0,3Q+Ex-0,3Ey$



Σχ. 7.3.2.5 Κατανομή τέμνουσας δύναμης $F12(KN/m)$ για το συνδυασμό 2) $G+0,3Q+Ex-0,3Ey$



Σχ. 7.3.2.6 Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης $F11(KN/m)$ για το συνδυασμό 2) $G+0,3Q+Ex-0,3Ey$

Είναι εμφανές από το Σχ. 7.3.2.6 ότι τα υπέρθυρα Π5, Π6, Π8, Π9 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη, η οποία είναι κάθετη στη τέμνουσα, είναι θετική σε όλο το ύψος των υπερθύρων στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π5, Π6, Π8, Π9 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π10:

$$F_{12} = -16,69 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -6,4 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,25 * l \quad t = 0,60 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11} / t = 6,4 / 0,60 = 9,14 \text{ KPa}$$

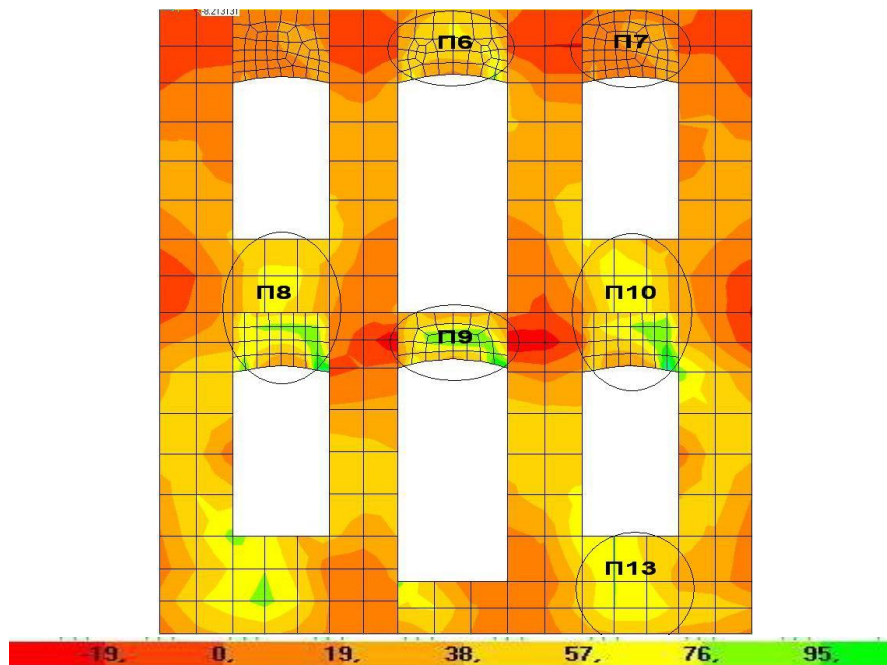
$$f_{vK} = f_{vK0} + 0,4 * \sigma_d = 100 + 0,4 * 9,14 = 103,65 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{vK} * t * l_c = 103,65 * 0,6 * 0,25 * l = 15,55 * l$$

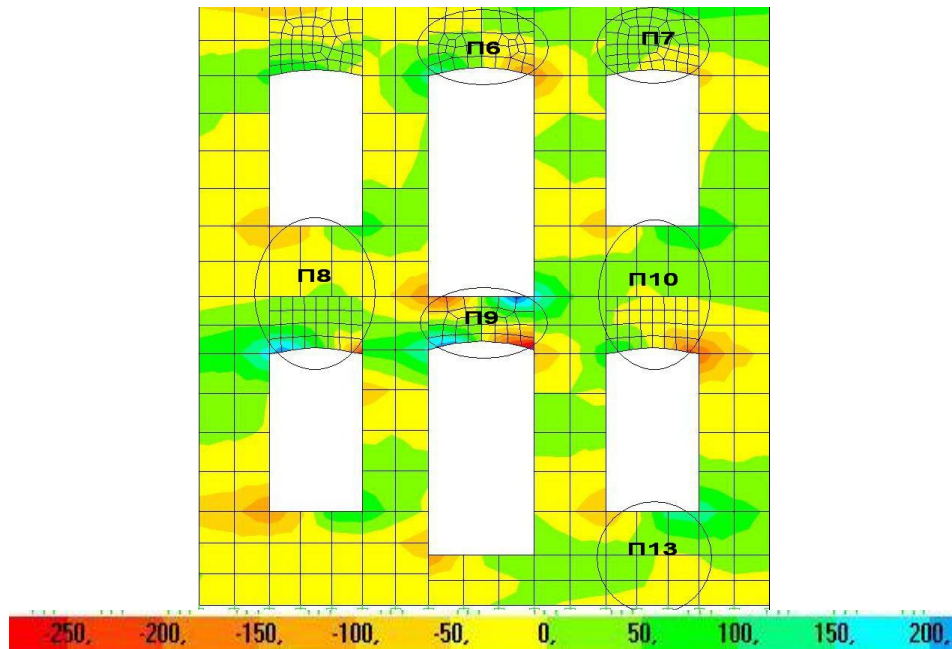
$$V_S = F_{12} * l = 16,69 * l$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π10 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 3) $G+0,3Q+0,3E_x+E_y$



Σχ. 7.3.2.7 Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{12} (KN/m) για το συνδυασμό 3) $G+0,3Q+0,3E_x+E_y$



Σχ. 7.3.2.8 Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F11(KN/m) για το συνδυασμό 3)G+0,3Q+0,3Ex+Ey

Είναι εμφανές από το Σχ. 7.3.2.8 ότι το υπέρθυρο Π7 δεν μπορεί να αναλάβει τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη, η οποία είναι κάθετη στη τέμνουσα, είναι θετική σε όλο το ύψος του υπέρθυρου στη θέση ελέγχου. Επομένως το υπέρθυρο Π7 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπέρθυρου Π6:

$$F_{12} = -44,28 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -9,13 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,6 * l \quad t = 0,60 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11} / t = 9,13 / 0,60 = 15,22 \text{ KPa}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 * \sigma_d = 100 + 0,4 * 15,22 = 106,08 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{vk} * t * l_c = 106,08 * 0,6 * 0,6 * l = 38,19 * l$$

$$V_S = F_{12} * l = 44,28 * l$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π6 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπέρθυρου Π8:

$$F_{12} = 50,39 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -12,84 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,5 * l \quad t = 0,60 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11} / t = 12,84 / 0,60 = 21,40 \text{ KPa}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 * \sigma_d = 100 + 0,4 * 21,40 = 108,56 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{vk} * t * l_c = 108,56 * 0,6 * 0,5 * l = 32,56 * l$$

$$V_S = F_{12} * l = 50,39 * l$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π8 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π9:

$$F_{12}=-64,13\text{KN/m} \quad F_{11}= -28,68\text{KN/m} \quad l_c=0,4*1 \quad t=0,70\text{m}$$

$$\sigma_d=F_{11}/t=28,68/0,70=40,97\text{KPa}$$

$$f_{vk}=f_{vko}+0,4*\sigma_d=100+0,4*40,97=116,38 \text{ KPa}$$

$$V_R=f_{vk}*t*l_c=116,38*0,7*0,4*1=32,58*1$$

$$V_S=F_{12}*1=64,13*1$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π9 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π10:

$$F_{12}=52,87\text{KN/m} \quad F_{11}= -17,19\text{KN/m} \quad l_c=0,4*1 \quad t=0,70\text{m}$$

$$\sigma_d=F_{11}/t=17,19/0,70=24,55\text{KPa}$$

$$f_{vk}=f_{vko}+0,4*\sigma_d=100+0,4*24,55=109,82\text{KPa}$$

$$V_R=f_{vk}*t*l_c=109,82*0,7*0,4*1=30,75*1$$

$$V_S=F_{12}*1=52,87*1$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π10 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος κατώφλιού Π13:

$$F_{12}=63,74\text{KN/m} \quad F_{11}= -6,75\text{KN/m} \quad l_c=0,33*1 \quad t=0,70\text{m}$$

$$\sigma_d=F_{11}/t=6,75/0,70=9,65\text{KPa}$$

$$f_{vk}=f_{vko}+0,4*\sigma_d=100+0,4*9,65=103,86\text{KPa}$$

$$V_R=f_{vk}*t*l_c=103,86*0,7*0,33*1=24,23*1$$

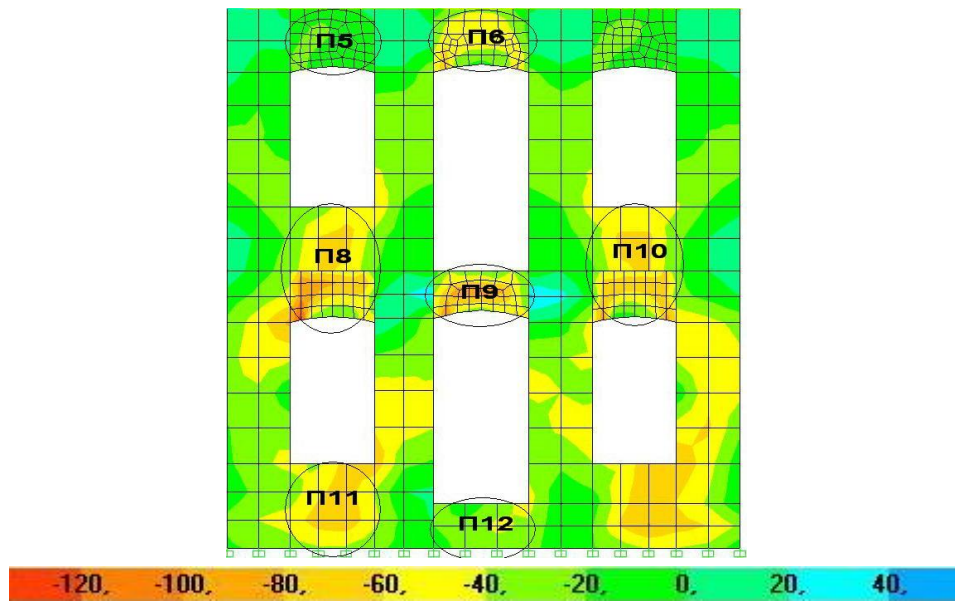
$$V_S=F_{12}*1=63,74*1$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το κατώφλι Π13 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

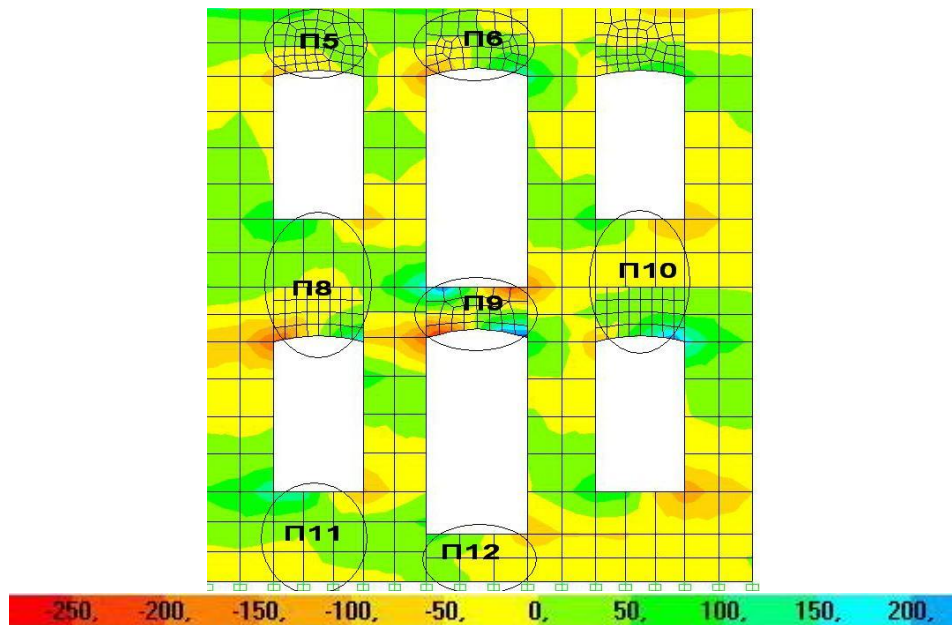
Στον πίνακα που ακολουθεί ελέγχονται οι πεσσοί (κατακόρυφα στοιχεία) σε διάτμηση σε κρίσιμες στάθμες καθ' ύψος. Προκύπτει ότι κανένας από αυτούς δεν αστοχεί.

Πεσσός	F12(KN/m)	F22(KN/m)	l _c /l	t(m)	σ _d (KPa)	f _{vk} (KPa)	V _R /l(KN/m)	V _S /l(KN/m)	
Π1	37,64	-93,21	1,00	0,60	-155,33	162,13	97,28	37,64	ΔΕΝ ΑΣΤΟΧΕΙ
Π2	43,43	-146,55	1,00	0,60	-244,25	197,70	118,62	43,43	ΔΕΝ ΑΣΤΟΧΕΙ
Π3	33,46	-65,47	1,00	0,60	-109,11	143,64	86,18	33,46	ΔΕΝ ΑΣΤΟΧΕΙ
Π4	44,31	-98,90	0,75	0,60	-163,33	165,33	74,41	44,31	ΔΕΝ ΑΣΤΟΧΕΙ

Συνδυασμός 4) $G+0,3Q+0,3E_x-E_y$



Σχ. 7.3.2.9 Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{12} (KN/m) για το συνδυασμό 4) $G+0,3Q+0,3E_x-E_y$



Σχ. 7.3.2.10 Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F_{11} (KN/m) για το συνδυασμό 4) $G+0,3Q+0,3E_x-E_y$

Είναι εμφανές από το Σχ. 7.3.2.10 ότι τα υπέρθυρα Π5, Π6 και το κατώφλι Π12 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη, η οποία είναι κάθετη στη τέμνουσα, είναι θετική σε όλο το ύψος των υπερθύρων στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π5, Π6 και το κατώφλι Π12 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π8:

$$F_{12} = -40,15 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -19,83 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,5 \text{ m} \quad t = 0,70 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11}/t = 19,83/0,70 = 28,33 \text{ KPa}$$

$$f_{v\kappa} = f_{v\kappa 0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 100 + 0,4 \cdot 28,33 = 111,33 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{v\kappa} \cdot t \cdot l_c = 111,33 \cdot 0,7 \cdot 0,5 = 38,97 \text{ m}$$

$$V_S = F_{12} \cdot l = 40,15 \text{ m}$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π8 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π9:

$$F_{12} = -63,89 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -19,7 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,5 \text{ m} \quad t = 0,70 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11}/t = 19,7/0,70 = 28,14 \text{ KPa}$$

$$f_{v\kappa} = f_{v\kappa 0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 100 + 0,4 \cdot 28,14 = 111,25 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{v\kappa} \cdot t \cdot l_c = 111,25 \cdot 0,7 \cdot 0,5 = 38,94 \text{ m}$$

$$V_S = F_{12} \cdot l = 63,89 \text{ m}$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π9 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π10:

$$F_{12} = -54,57 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -17,32 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,6 \text{ m} \quad t = 0,60 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11}/t = 17,32/0,60 = 28,86 \text{ KPa}$$

$$f_{v\kappa} = f_{v\kappa 0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 100 + 0,4 \cdot 28,86 = 111,54 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{v\kappa} \cdot t \cdot l_c = 111,54 \cdot 0,6 \cdot 0,6 = 40,16 \text{ m}$$

$$V_S = F_{12} \cdot l = 54,57 \text{ m}$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π10 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος κατώφλιού Π11:

$$F_{12} = -58,93 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -4,95 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,3 \text{ m} \quad t = 0,70 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11}/t = 4,95/0,70 = 7,07 \text{ KPa}$$

$$f_{v\kappa} = f_{v\kappa 0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 100 + 0,4 \cdot 7,07 = 102,82 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{v\kappa} \cdot t \cdot l_c = 102,82 \cdot 0,7 \cdot 0,3 = 21,59 \text{ m}$$

$$V_S = F_{12} \cdot l = 58,93 \text{ m}$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το κατώφλι Π11 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 5) $G+0,3Q-E_x+0,3E_y$

Για τον παραπάνω συνδυασμό φορτίσεως δεν αστοχούν οι πεσσοί και τα υπέρθυρα διατμητικά.

Συνδυασμός 6) $G+0,3Q-E_x-0,3E_y$

Για τον παραπάνω συνδυασμό φορτίσεως δεν αστοχούν οι πεσσοί και τα υπέρθυρα διατμητικά.

Συνδυασμός 7) $G+0,3Q-0,3E_x+E_y$

Ο πεσσός Π7 και το κατώφλι Π12 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη, η οποία είναι κάθετη στη τέμνουσα, είναι θετική σε όλο το ύψος τους στις θέσεις ελέγχου. Επομένως ο πεσσός Π7 και το κατώφλι Π12 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π8:

$$F_{12}=51,33\text{KN/m} \quad F_{11}= -18,42\text{KN/m} \quad l_c=0,5 \cdot l \quad t=0,60 \text{ m}$$

$$\sigma_d=F_{11}/t=18,42/0,60=30,7\text{KPa}$$

$$f_{vk}=f_{vko}+0,4 \cdot \sigma_d=100+0,4 \cdot 9,65=112,28 \text{ KPa}$$

$$V_R=f_{vk} \cdot t \cdot l_c=112,28 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot l=33,68 \cdot l$$

$$V_S=F_{12} \cdot l=51,33 \cdot l$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π8 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π9:

$$F_{12}=64,2\text{KN/m} \quad F_{11}=-34,26\text{KN/m} \quad l_c=0,5 \cdot l \quad t=0,70 \text{ m}$$

$$\sigma_d=F_{11}/t =34,26/0,70=48,94\text{KPa}$$

$$f_{vk}=f_{vko}+0,4 \cdot \sigma_d =100+0,4 \cdot 48,94=119,57\text{KPa}$$

$$V_R=f_{vk} \cdot t \cdot l_c=119,57 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot l=41,85 \cdot l$$

$$V_S=F_{12} \cdot l=64,2 \cdot l$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π9 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π10:

$$F_{12}=48,11\text{KN/m} \quad F_{11}= -18,32\text{KN/m} \quad l_c=0,25 \cdot l \quad t=0,60\text{m}$$

$$\sigma_d=F_{11}/t=18,32/0,60=30,53\text{KPa}$$

$$f_{vk}=f_{vko}+0,4 \cdot \sigma_d=100+0,4 \cdot 30,53=112,21\text{KPa}$$

$$V_R=f_{vk} \cdot t \cdot l_c=112,21 \cdot 0,6 \cdot 0,25 \cdot l=26,93 \cdot l$$

$$V_s = F_{12} \cdot l = 48,11 \cdot 1$$

Προκύπτει ότι $V_s > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π10 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος κατώφλιού Π13:

$$F_{12} = 65,73 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -61,22 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,4 \cdot 1 \quad t = 0,70 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11} / t = 61,22 / 0,70 = 87,45 \text{ KPa}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d = 100 + 0,4 \cdot 87,45 = 134,98 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{vk} \cdot t \cdot l_c = 134,98 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 1 = 37,79 \cdot 1$$

$$V_s = F_{12} \cdot l = 65,73 \cdot 1$$

Προκύπτει ότι $V_s > V_R$, άρα το κατώφλι Π13 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 8) G+0,3Q-0,3Ex-Ey

Ο πεσσός Π5 και το κατώφλι Π12 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη, η οποία είναι κάθετη στη τέμνουσα, είναι θετική σε όλο το ύψος τους στις θέσεις ελέγχου. Επομένως ο πεσσός Π5 και το κατώφλι Π12 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π6:

$$F_{12} = -42,32 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -11,36 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,5 \cdot 1 \quad t = 0,60 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11} / t = 11,36 / 0,60 = 18,93 \text{ KPa}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d = 100 + 0,4 \cdot 18,93 = 107,57 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{vk} \cdot t \cdot l_c = 107,57 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 1 = 32,27 \cdot 1$$

$$V_s = F_{12} \cdot l = 42,32 \cdot 1$$

Προκύπτει ότι $V_s > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π6 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π8:

$$F_{12} = -81,51 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -71,03 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,4 \cdot 1 \quad t = 0,70 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11} / t = 71,03 / 0,60 = 101,47 \text{ KPa}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d = 100 + 0,4 \cdot 101,47 = 140,58 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{vk} \cdot t \cdot l_c = 140,58 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 1 = 39,36 \cdot 1$$

$$V_s = F_{12} \cdot l = 81,51 \cdot 1$$

Προκύπτει ότι $V_s > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π8 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π9:

$$F_{12} = -63,8 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -21,28 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,4 \cdot 1 \quad t = 0,70 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11} / t = 21,28 / 0,70 = 30,4 \text{ KPa}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 * \sigma_d = 100 + 0,4 * 30,4 = 112,16 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{vk} * t * l_c = 112,16 * 0,7 * 0,4 * 1 = 31,4 * 1$$

$$V_S = F_{12} * 1 = 63,8 * 1$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π9 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π10:

$$F_{12} = 53,23 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -18,2 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,6 * 1 \quad t = 0,60 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11} / t = 18,2 / 0,60 = 30,33 \text{ KPa}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 * \sigma_d = 100 + 0,4 * 30,33 = 112,13 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{vk} * t * l_c = 112,13 * 0,6 * 0,6 * 1 = 40,36 * 1$$

$$V_S = F_{12} * 1 = 48,11 * 1$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π10 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος κατώφλιού Π11:

$$F_{12} = -59,82 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -1,96 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,4 * 1 \quad t = 0,70 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11} / t = 1,96 / 0,70 = 2,81 \text{ KPa}$$

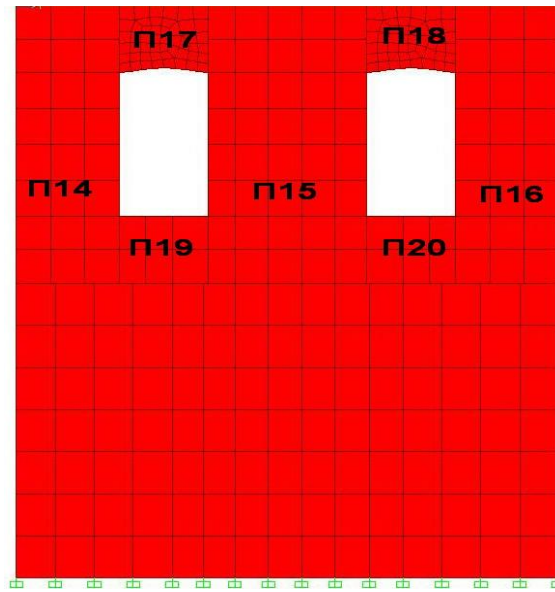
$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 * \sigma_d = 100 + 0,4 * 2,81 = 101,123 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{vk} * t * l_c = 101,12 * 0,7 * 0,4 * 1 = 40,36 * 1$$

$$V_S = F_{12} * 1 = 59,82 * 1$$

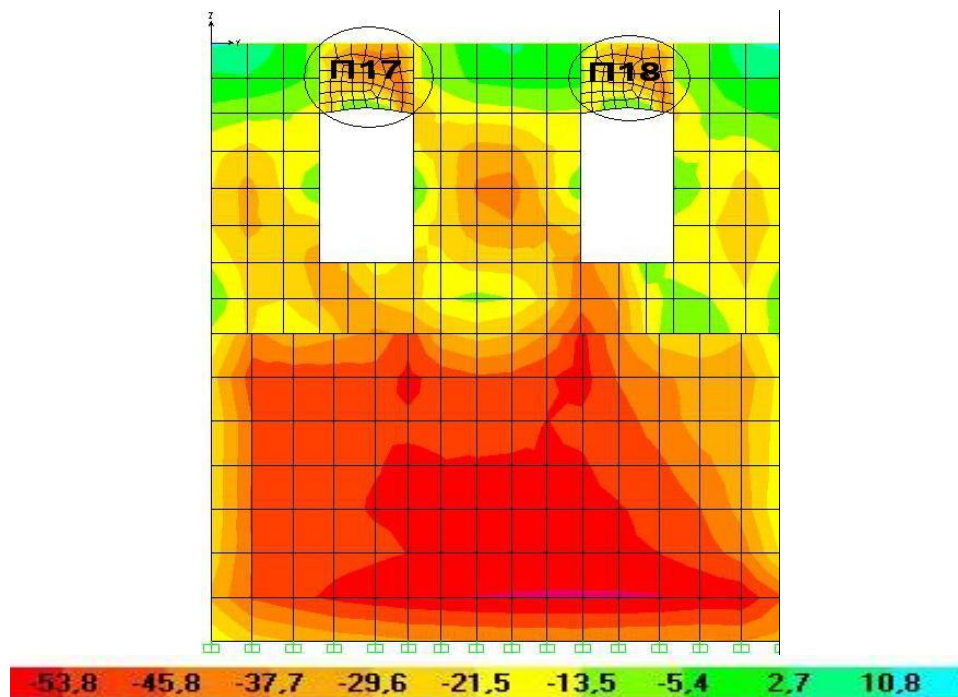
Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το κατώφλι Π11 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

7.3.2.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (F12) ΣΤΗ ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

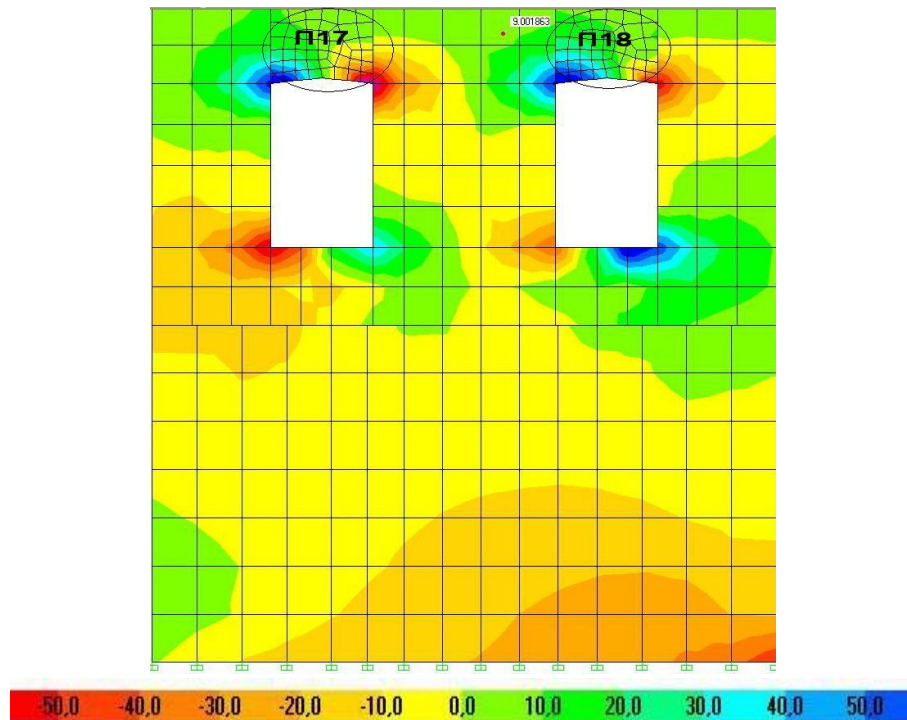


Σχ. 7.3.2.11 Χαρακτηρισμός πεσσών βόρειας όψης

Για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεως στη βόρεια όψη, τα δύο υπέρθυρα Π17, Π18, δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη, αφού στις θέσεις ελέγχου η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το ύψος του υπερθύρου. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι κατανομές της τέμνουσας δύναμης και της οριζόντιας αξονικής δύναμης για το συνδυασμό φορτίσεως $7)G+0,3Q-0,3E_x+E_y$.

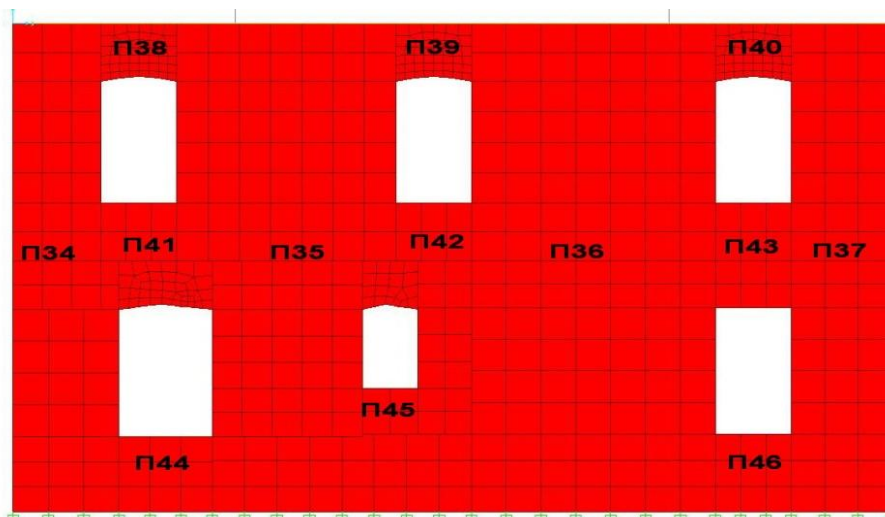


Σχ. 7.3.2.12 Κατανομή τέμνουσας δύναμης F12(KN/m) για το συνδυασμό $7)G+0,3Q-0,3E_x+E_y$



Σχ. 7.3.2.13 Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F11(KN/m) για το συνδυασμό 7)G+0,3Q-0,3Ex+Ey

7,3.2.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (F12) ΣΤΗΝ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ



Σχ. 7.3.2.14 Χαρακτηρισμός πεσσών ανατολικής όψης

Συνδυασμός 1)G+0,3Q+Ex+0,3Ey

Τα υπέρθυρα Π39, Π40, Π43 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το ύψος του υπερθύρου στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π39, Π40, Π43 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 2) $G+0,3Q+Ex-0,3Ey$

Τα υπέρθυρα Π40, Π43 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το ύψος του υπερθύρου στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π40, Π43 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 3) $G+0,3Q+0,3Ex+Ey$

Τα υπέρθυρα Π38, Π39, Π40, Π41, Π42, Π43 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το ύψος του υπερθύρου στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π38, Π39, Π40, Π41, Π42, Π43 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 4) $G+0,3Q+0,3Ex-Ey$

Για τον παραπάνω συνδυασμό φορτίσεως δεν αστοχούν οι πεσσοί και τα υπέρθυρα διατηρητικά.

Συνδυασμός 5) $G+0,3Q-Ex+0,3Ey$

Τα υπέρθυρα Π38, Π39, Π40, Π41, Π42 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το ύψος του υπερθύρου στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π38, Π39, Π40, Π41, Π42 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 6) $G+0,3Q-Ex-0,3Ey$

Τα υπέρθυρα Π38, Π41, Π42 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το ύψος του υπερθύρου στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π38, Π41, Π42 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

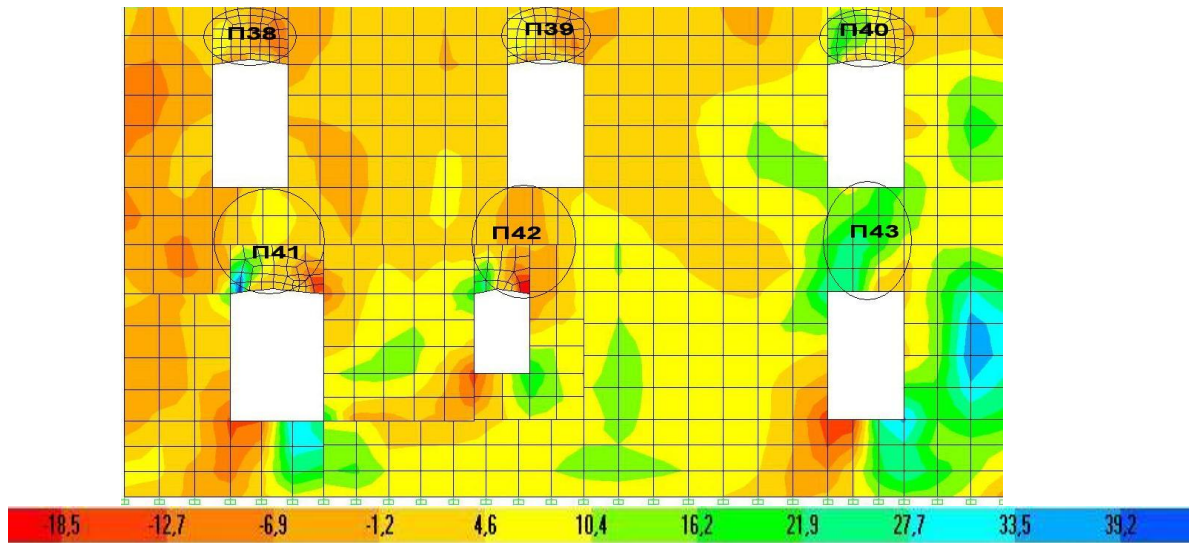
Συνδυασμός 7) $G+0,3Q-0,3Ex+Ey$

Τα υπέρθυρα Π38, Π39, Π40, Π41, Π42, Π43 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το ύψος του υπερθύρου στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π38, Π39, Π40, Π41, Π42, Π43 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

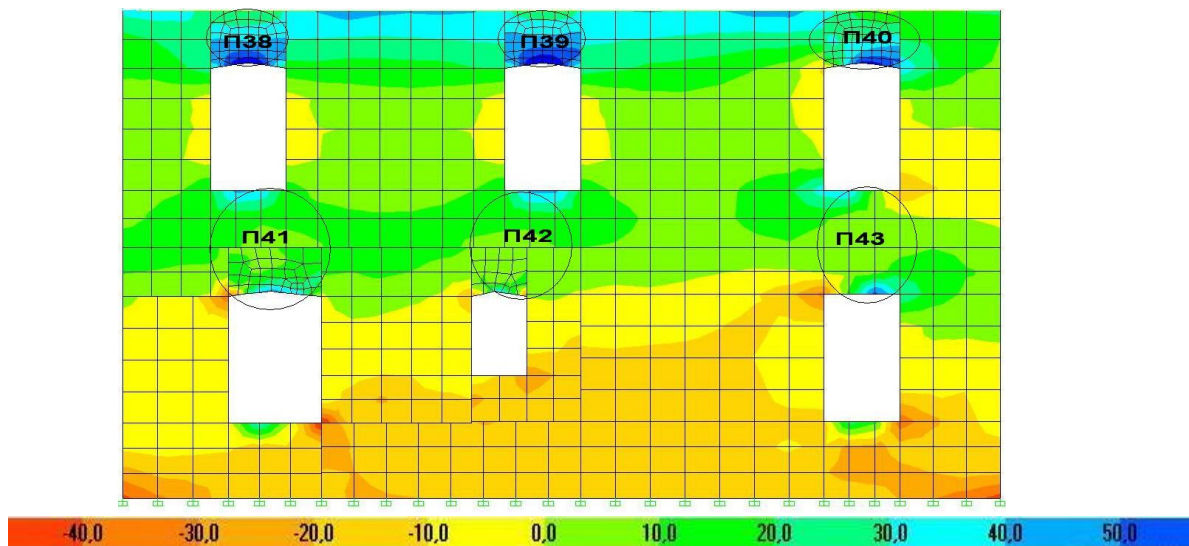
Συνδυασμός 8) $G+0,3Q-0,3Ex-Ey$

Για τον παραπάνω συνδυασμό φορτίσεως δεν αστοχούν οι πεσσοί και τα υπέρθυρα διατηρητικά.

Ενδεικτικά παρουσιάζονται για την ανατολική όψη οι κατανομές της τέμνουσας δύναμης και της οριζόντιας αξονικής δύναμης για το συνδυασμό φορτίσεως $7)G+0,3Q-0,3E_x+E_y$.

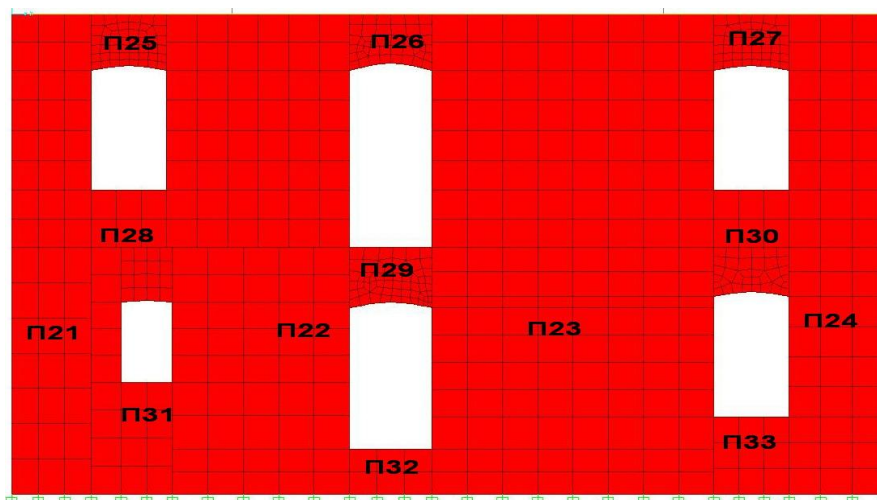


Σχ. 7.3.2.15 Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{12} (KN/m) για το συνδυασμό $7)G+0,3Q-0,3E_x+E_y$



Σχ. 7.3.2.16 Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F_{11} (KN/m) για το συνδυασμό $7)G+0,3Q-0,3E_x+E_y$

7.3.2.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (F12) ΣΤΗ ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ



Σχ. 7.3.2.17 Χαρακτηρισμός πεσσών και υπερθύρων δυτικής όψης

Συνδυασμός 1)G+0,3Q+Ex+0,3Ey

Το υπέρθυρο Π27 δεν μπορεί να αναλάβει τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το ύψος του υπερθύρου στις θέσεις ελέγχου. Επομένως το υπέρθυρο Π27 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

➤ Έλεγχος υπερθύρου Π30:

$$F_{12} = 29,79 \text{ KN/m} \quad F_{11} = -2,02 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,23 * l \quad t = 0,70 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{11}/t = 2,02/0,70 = 2,88 \text{ KPa}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 * \sigma_d = 100 + 0,4 * 2,88 = 101,15 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{vk} * t * l_c = 101,15 * 0,7 * 0,23 * l = 15,75 * l$$

$$V_S = F_{12} * l = 29,79 * l$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα το υπέρθυρο Π30 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 2)G+0,3Q+Ex-0,3Ey

Τα υπέρθυρα Π26, Π27, Π30 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το ύψος του υπερθύρου στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π26, Π27, Π30 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 3)G+0,3Q+0,3Ex+Ey

Για τον παραπάνω συνδυασμό φορτίσεως δεν αστοχούν οι πεσσοί διατμητικά.

Συνδυασμός 4)G+0,3Q+0,3Ex-Ey

Τα υπέρθυρα Π25, Π26, Π27, Π28, Π29, Π30 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το ύψος του υπερθύρου στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π25, Π26, Π27, Π28, Π29, Π30 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 5)G+0,3Q-Ex+0,3Ey

Τα υπέρθυρα Π25, Π28 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το μήκος του πεσσού στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π25, Π28 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης

Συνδυασμός 6)G+0,3Q-Ex-0,3Ey

Τα υπέρθυρα Π25, Π26, Π28 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το μήκος του πεσσού στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π25, Π26, Π28 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης

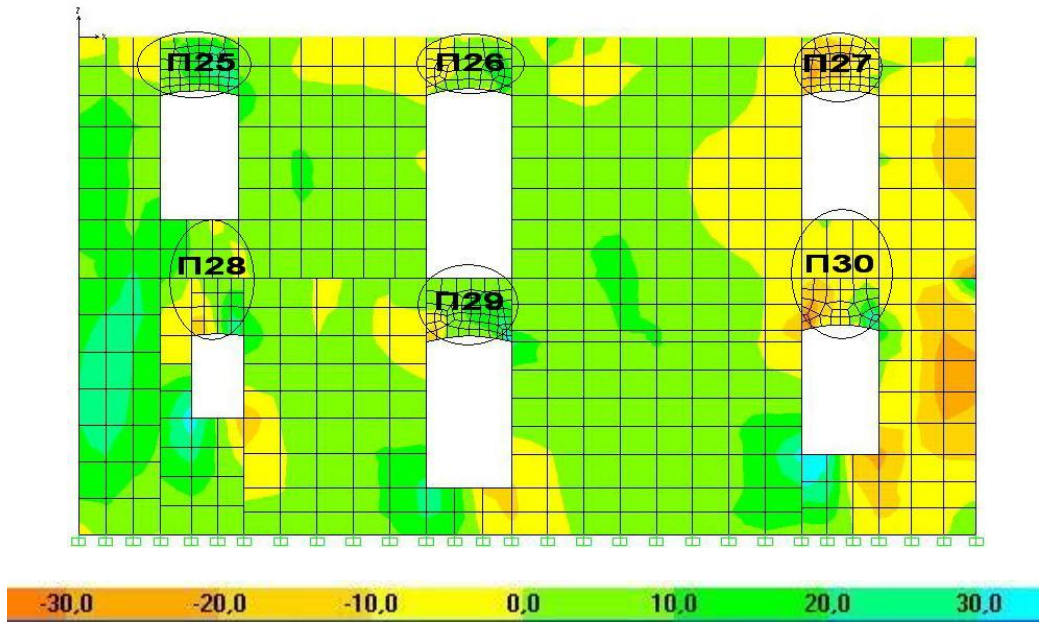
Συνδυασμός 7)G+0,3Q-0,3Ex+Ey

Για τον παραπάνω συνδυασμό φορτίσεως δεν αστοχούν οι πεσσοί και τα υπέρθυρα διατμητικά.

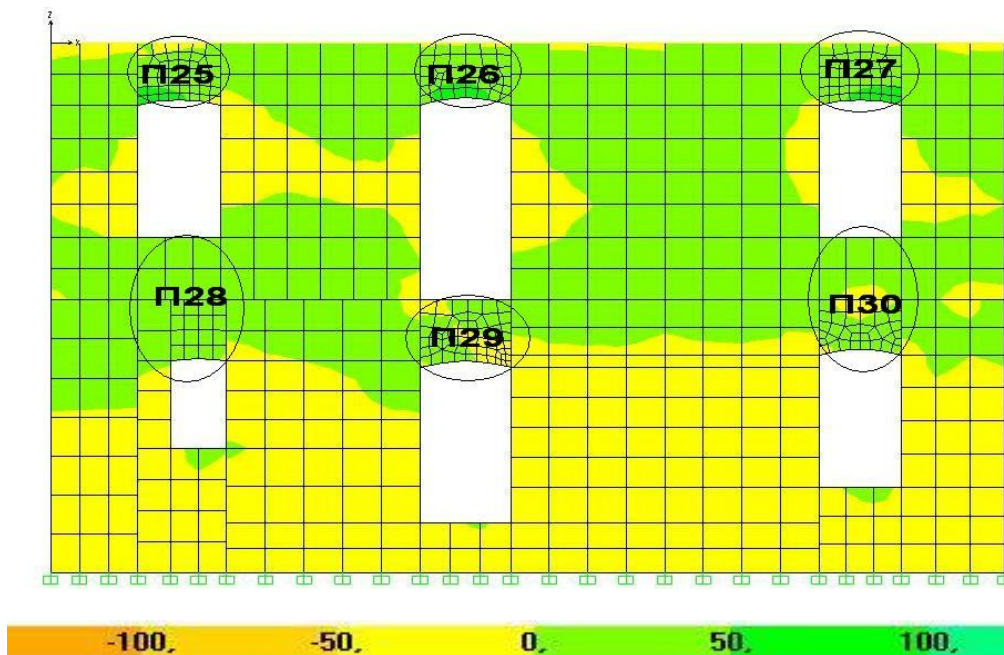
Συνδυασμός 8)G+0,3Q-0,3Ex-Ey

Τα υπέρθυρα Π25, Π26, Π27, Π28, Π29, Π30 δεν μπορούν να αναλάβουν τέμνουσα δύναμη αφού η οριζόντια αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το ύψος του υπερθύρου στις θέσεις ελέγχου. Επομένως τα υπέρθυρα Π25, Π26, Π27, Π28, Π29, Π30 αστοχούν λόγω τέμνουσας δύναμης.

Ενδεικτικά παρουσιάζονται για την δυτική όψη οι κατανομές της τέμνουσας δύναμης και της οριζόντιας αξονικής δύναμης για το συνδυασμό φορτίσεως 4)G+0,3Q+0,3Ex-Ey.



Σχ. 7.3.2.18 Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{12} (KN/m) για το συνδυασμό $4)G+0,3Q+0,3E_x-E_y$



Σχ. 7.3.2.19 Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F_{11} (KN/m) για το συνδυασμό $4)G+0,3Q+0,3E_x-E_y$

7.3.2.6 ΣΥΝΟΨΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (F12)

Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα των ελέγχων των πεσσών και των υπερθύρων έναντι διατμήσεως προκύπτει ότι οι πεσσοί δεν αστοχούν έναντι διατμήσεως, ενώ όλα τα υπέρθυρα αστοχούν έναντι διατμήσεως. Τα περισσότερα υπέρθυρα δεν μπορούν να αναλάβουν διάτμηση, καθώς εφελκύνονται σε όλο το μήκος τους. Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται για κάθε συνδυασμό φορτίσεως ξεχωριστά, τα υπέρθυρα που αστοχούν έναντι διατμήσεως, η δρώσα τέμνουσα και η τέμνουσα αντοχής καθενός απ' αυτούς, καθώς και η διαφορά των δύο προηγούμενων μεγεθών. Η δρώσα τέμνουσα παρουσιάζεται με την απόλυτη τιμή της.

Συνδυασμός 1) G+0,3Q+Ex+0,3Ey			
Υπέρθυρο (ύψους l)	Δρώσα τέμνουσα (VS)	Τέμνουσα αντοχής (VR)	Διαφορά τέμνουσας αντοχής από τη δρώσα τέμνουσα (VR-VS)
Π6	12,54*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	12,54*1
Π7	3,53*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	3,53*1
Π9	15,45*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	15,45*1
Π10	9,87*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	9,87*1
Π17	8,77*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	8,77*1
Π18	5,87*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	5,87*1
Π27	5,44*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	5,44*1
Π30	29,79*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	29,79*1
Π39	15,38*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	15,38*1
Π40	13,72*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	13,72*1

		να αναλάβει διάτμηση	
Π43	34,94*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	34,94*1

Συνδυασμός 2) G+0,3Q+Ex-0,3Ey			
Υπέρθυρο (ύψους l)	Δρώσα τέμνουσα (VS)	Τέμνουσα αντοχής (VR)	Διαφορά τέμνουσας αντοχής από τη δρώσα τέμνουσα (VR-VS)
Π5	3,21*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	3,21*1
Π6	12,51*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	12,51*1
Π7	13,54*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	13,54*1
Π9	15,16*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	15,16*1
Π10	16,67*1	15,55*1	1,14*1
Π17	2,27*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	2,27*1
Π18	5,82*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	5,82*1
Π26	15,87*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	15,87*1
Π27	5,56*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	5,56*1
Π30	28,87*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	28,87*1
Π40	8,91*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	8,91*1
Π43	32,95*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	32,95*1

Συνδυασμός 3) G+0,3Q+0,3Ex+Ey			
Υπέρθυρο (ύψους l)	Δρώσα τέμνουσα (VS)	Τέμνουσα αντοχής (VR)	Διαφορά τέμνουσας αντοχής από τη δρώσα τέμνουσα (VR-VS)
Π6	44,28*1	38,19*1	6,09*1
Π7	10,12*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	10,12*1
Π8	50,39*1	32,56*1	17,83*1
Π9	64,13*1	32,58*1	31,55*1
Π10	52,87*1	30,75*1	22,12*1
Π13	63,74*1	24,23*1	39,51*1
Π17	22,72*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	22,72*1
Π18	25,37*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	25,37*1
Π38	3,98*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	3,98*1
Π39	7,14*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	7,14*1
Π40	6,83*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	6,83*1
Π41	6,47*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	6,47*1
Π42	11,93*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	11,93*1
Π43	18,51*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	18,51*1

Συνδυασμός 4) G+0,3Q+0,3Ex-Ey			
Υπέρθυρο (ύψους l)	Δρώσα τέμνουσα (VS)	Τέμνουσα αντοχής (VR)	Διαφορά τέμνουσας αντοχής από τη δρώσα τέμνουσα (VR- VS)
Π5	10,28*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	10,28*1
Π6	40,22*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	40,22*1
Π8	40,15*1	38,97*1	1,18*1
Π9	63,89*1	38,94*1	24,95*1
Π10	54,57*1	40,16*1	14,41*1
Π11	58,93*1	21,59*1	37,34*1
Π12	20,04*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	20,04*1
Π17	18,11*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	18,11*1
Π18	15,12*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	15,12*1
Π25	10,35*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	10,35*1
Π26	5,65*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	5,65*1
Π27	4,89*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	4,89*1
Π28	7,33*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	7,33*1
Π29	3,97*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	3,97*1
Π30	3,24*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	3,24*1

Συνδυασμός 5) G+0,3Q+0,3Ex-Ey			
Υπέρθυρο (ύψους l)	Δρώσα τέμνουσα (VS)	Τέμνουσα αντοχής (VR)	Διαφορά τέμνουσας αντοχής από τη δρώσα τέμνουσα (VR- VS)
Π17	6,11*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	6,11*1
Π18	2,22*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	2,22*1
Π25	8,24*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	8,24*1
Π28	31,68*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	31,68*1
Π38	7,47*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	7,47*1
Π39	18,94*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	18,94*1
Π40	7,93*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	7,93*1
Π41	33,56*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	33,56*1
Π42	35,93*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	35,93*1

Συνδυασμός 6) G+0,3Q+0,3Ex-Ey			
Υπέρθυρο (ύψους l)	Δρώσα τέμνουσα (VS)	Τέμνουσα αντοχής (VR)	Διαφορά τέμνουσας αντοχής από τη δρώσα τέμνουσα (VR- VS)
Π17	2,13*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	2,13*1
Π18	5,42*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	5,42*1
Π25	6,68*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	6,68*1
Π26	14,87*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	14,87*1
Π28	28,37*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	28,37*1
Π38	3,61*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	3,61*1
Π41	27,94*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	27,94*1
Π42	33,58*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	33,58*1

Συνδυασμός 7) G+0,3Q-0,3Ex+Ey			
Υπέρθυρο (ύψους l)	Δρώσα τέμνουσα (VS)	Τέμνουσα αντοχής (VR)	Διαφορά τέμνουσας αντοχής από τη δρώσα τέμνουσα (VR-VS)
Π7	24,28*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	24,28*1
Π8	51,33*1	33,68*1	17,65*1
Π9	64,2*1	41,85*1	22,35*1
Π10	48,11*1	26,93*1	21,18*1
Π12	32,87*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	32,87*1
Π13	65,73*1	37,79*1	27,94*1
Π17	25,02*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	25,02*1
Π18	23,31*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	23,31*1
Π38	4,58*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	4,58*1
Π39	3,84*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	3,84*1
Π40	6,94*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	6,94*1
Π41	7,35*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	7,35*1
Π42	5,28*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	5,28*1
Π43	18,59*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	18,59*1

Συνδυασμός 8) G+0,3Q+0,3Ex-Ey			
Υπέρθυρο (ύψους l)	Δρώσα τέμνουσα (VS)	Τέμνουσα αντοχής (VR)	Διαφορά τέμνουσας αντοχής από τη δρώσα τέμνουσα (VR- VS)
Π5	20,48*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	20,48*1
Π6	42,32*1	32,27	10,05*1
Π8	81,51*1	39,36*1	42,15*1
Π9	63,8*1	31,4*1	32,4*1
Π10	48,11*1	40,36*1	7,75*1
Π11	58,82*1	40,36*1	18,46*1
Π12	33,04*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	33,04*1
Π17	19,81*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	19,81*1
Π18	17,82*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	17,82*1
Π25	2,58*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	2,58*1
Π26	7,73*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	7,73*1
Π27	11,08*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	11,08*1
Π28	10,59*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	10,59*1
Π29	13,63*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	13,63*1
Π30	16,97*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	16,97*1

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται για κάθε υπέρθυρο διατμητικής αστοχίας η δρώσα τέμνουσα και η τέμνουσα αντοχής για το συνδυασμό φορτίσεως, για τον οποίο η διαφορά των δύο προηγούμενων μεγεθών είναι μέγιστη (δυσμενέστερο συνδυασμό).

Υπέρθυρο (ύψους I)	Συνδυασμός φορτίσεως	Δρώσα τέμνουσα (VS)	Τέμνουσα αντοχής (VR)	Διαφορά τέμνουσας αντοχής από τη δρώσα τέμνουσα (VR-VS)
Π5	8	20,48*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	20,48*1
Π6	4	40,22*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	40,22*1
Π7	7	24,28*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	24,28*1
Π8	8	81,51*1	39,36*1	42,15*1
Π9	3	64,13*1	32,58*1	31,55*1
Π10	3	52,87*1	30,75*1	22,12*1
Π11	4	58,93*1	21,59*1	37,34*1
Π12	8	33,04*1	Ο πεσσός δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	33,04*1
Π13	3	63,74*1	24,23*1	39,51*1
Π17	7	25,02*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	25,02*1
Π18	3	25,37*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	25,37*1
Π25	4	10,35*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	10,35*1
Π26	2	15,87*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	15,87*1
Π27	8	11,08*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	11,08*1

Κεφάλαιο 7. Αποτελέσματα ανάλυσης και αξιολόγηση τους

Π28	5	31,68*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	31,68*1
Π29	8	13,63*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	13,63*1
Π30	1	29,79*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	29,79*1
Π38	5	7,47*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	7,47*1
Π39	5	18,94*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	18,94*1
Π40	1	13,72*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	13,72*1
Π41	5	33,56*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	33,56*1
Π42	5	33,56*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	33,56*1
Π43	1	34,94*1	Το υπέρθυρο δεν μπορεί να αναλάβει διάτμηση	34,94*1

7.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M11)

7.3.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

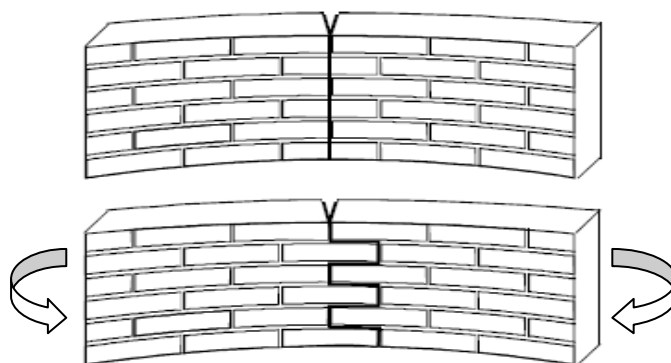
Ο έλεγχος έναντι ροπής εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (M11) πραγματοποιείται μέσω του έλεγχου της τιμής της ορθής οριζόντιας τάσης που αναπτύσσεται λόγω της ροπής M11. Ελέγχουμε δηλαδή αν η παραπάνω τάση υπερβαίνει την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας λόγω κάμψεως $f_{\chi\kappa 2}$.

Η χαρακτηριστική καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά επίπεδο αστοχίας κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς $f_{\chi\kappa 2}$ προσδιορίζεται από την παράγραφο 3.6.3 του EC6. Συγκεκριμένα για φυσικούς λίθους και κονίαμα γενικής εφαρμογής με αντοχή σε θλίψη $f_m < 5\text{MPa}$ η $f_{\chi\kappa 2}$ λαμβάνει την τιμή 0,2MPa.

Υπολογίζω τη ροπή M11 ανά τρέχων μέτρο ύψους για την οποία ξεπερνιέται η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας $f_{\chi\kappa 2}$:

$$\sigma \geq f_{\chi\kappa 2} \rightarrow \frac{M11}{W} \geq f_{\chi\kappa 2} \rightarrow \frac{M11}{t_w * t_w^2 / 6} \geq f_{\chi\kappa 2} \rightarrow \frac{M11}{h_w} \geq f_{\chi\kappa 2} * t_w^2 / 6$$

Για $f_{\chi\kappa 2}=0,2\text{MPa}$ και $t_w=0,60\text{m}$ προκύπτει $\frac{M11}{h_w} \geq 12\text{KNm/m}$.



Σχ 7.3.3.1.Επίπεδο αστοχίας κάθετο στους οριζόντιους αρμούς

7.3.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M11) ΣΤΗ ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ

Στη νότια όψη για τους συνδυασμούς στους οποίους ο κύριος σεισμός έχει διεύθυνση παράλληλη με το επίπεδο της όψης αστοχούν τα υπέρθυρα Π5 και Π7. Συγκεκριμένα για τους συνδυασμούς:

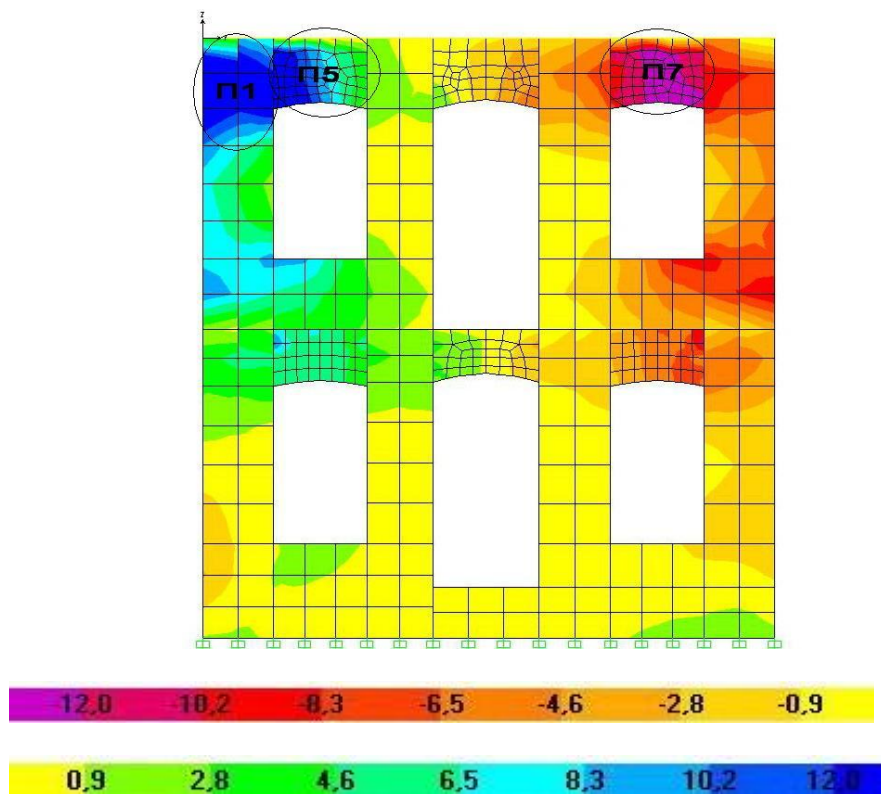
3) $G+0,3Q+0,3E_x+E_y$,

4) $G+0,3Q+0,3E_x-E_y$,

7) $G+0,3Q-0,3E_x+E_y$,

8) $G+0,3Q-0,3E_x-E_y$

Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά η κατανομή της M11 για το συνδυασμό 4) $G+0,3Q+0,3E_x-E_y$.



Σχ.7.3.3.2 Κατανομή της ροπής εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς M11(KNm/m) για το συνδυασμό 4) $G+0,3Q+0,3E_x-E_y$

7.3.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M11) ΣΤΗ ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

Όμοια και στη βόρεια όψη για τους συνδυασμούς στους οποίους ο κύριος σεισμός έχει διεύθυνση παράλληλη με το επίπεδο της όψης αστοχούν τα υπέρθυρα Π17 και Π18. Συγκεκριμένα για τους συνδυασμούς:

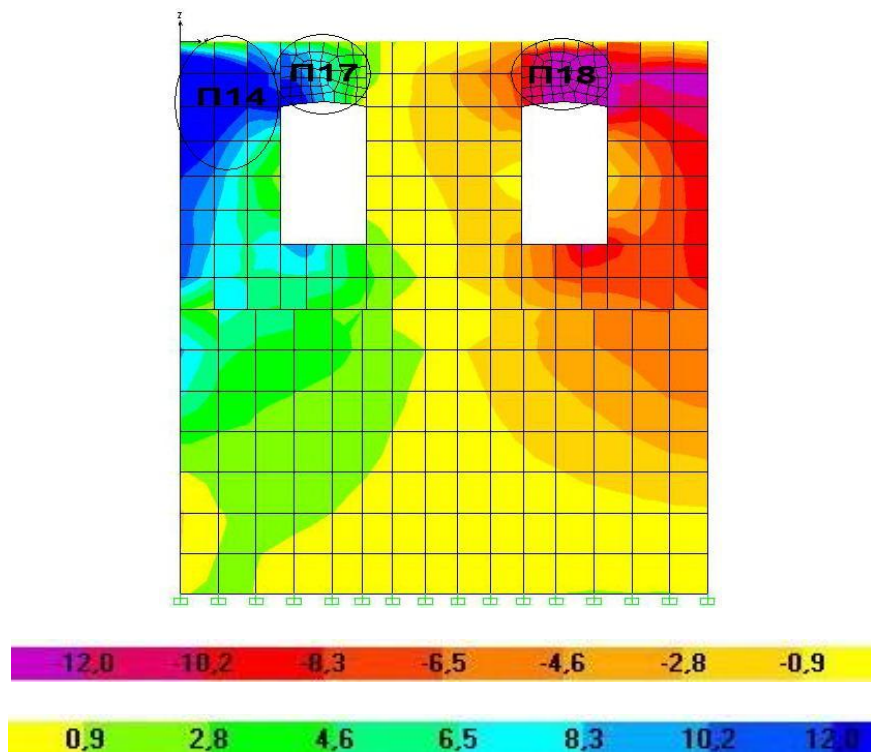
3) $G+0,3Q+0,3E_x+E_y$,

4) $G+0,3Q+0,3E_x-E_y$,

7) $G+0,3Q-0,3E_x+E_y$,

8) $G+0,3Q-0,3E_x-E_y$

Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά η κατανομή της M11 για το συνδυασμό 8) $G+0,3Q-0,3E_x-E_y$.



Σχ. 7.3.3.3 Κατανομή της ροπής εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς M11 (KNm/m) για το συνδυασμό 8) $G+0,3Q-0,3E_x-E_y$

7.3.3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M11) ΣΤΗ ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ

Στη δυτική όψη για τους συνδυασμούς, για τους οποίους ο κύριος σεισμός είναι κάθετος στο επίπεδο της όψης, αστοχεί το υπέρθυρο Π26. Συγκεκριμένα για τους συνδυασμούς:

$$3)G+0,3Q+0,3E_x+E_y,$$

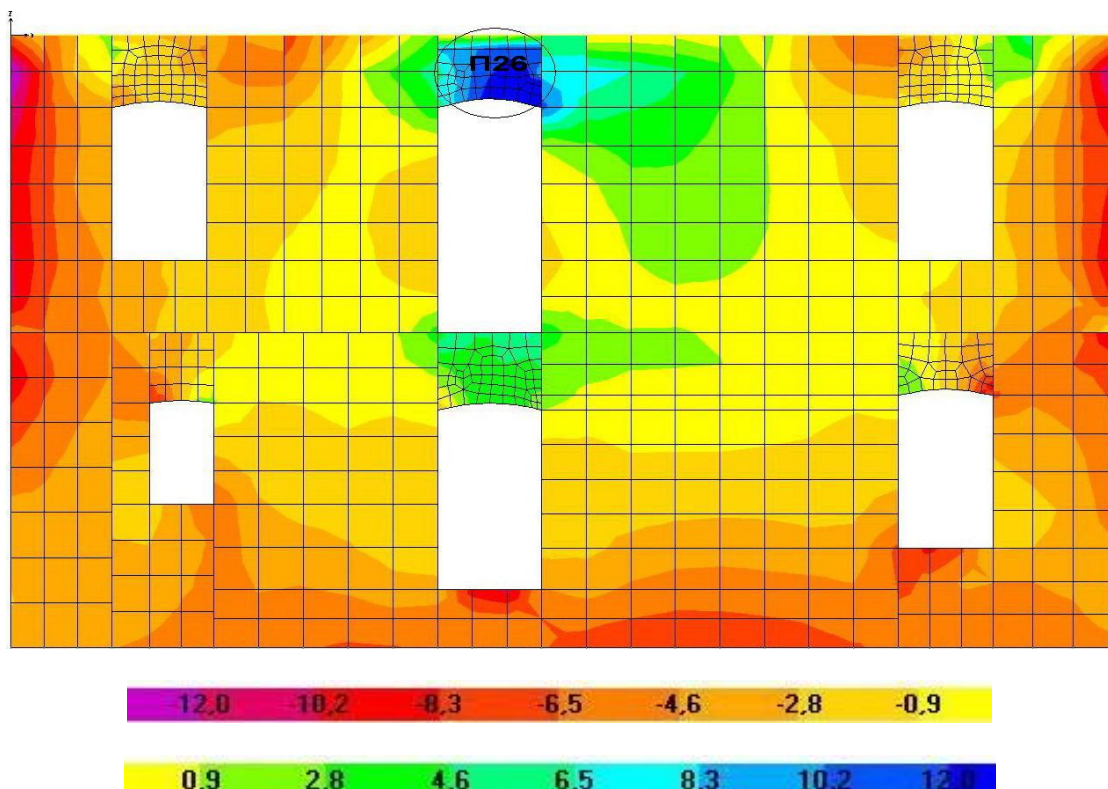
$$4)G+0,3Q+0,3E_x-E_y,$$

$$7)G+0,3Q-0,3E_x+E_y,$$

$$8)G+0,3Q-0,3E_x-E_y$$

Η αστοχία αυτού του υπερθύρου μπορεί να εξηγηθεί λόγω της χαλαρής σύνδεσης του τοίχου με οριζόντια στοιχεία στη στάθμη της στέγης με αποτέλεσμα ο τοίχος να λειτουργεί σαν τριέριστη πλάκα με μεγαλύτερη καταπόνηση στο μέσο και στις στηρίξεις άνω.

Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά η κατανομή της M11 για το συνδυασμό 7)G+0,3Q-0,3E_x+E_y.



Σχ. 7.3.3.4 Κατανομή της ροπής εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς M11(KNm/m) για το συνδυασμό 7)G+0,3Q-0,3E_x+E_y

7.3.3.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M11) ΣΤΗΝ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ

Όμοια στην ανατολική όψη για τους συνδυασμούς, για τους οποίους ο κύριος σεισμός είναι κάθετος στο επίπεδο της όψης, αστοχεί το υπέρθυρο Π39. Συγκεκριμένα για τους συνδυασμούς:

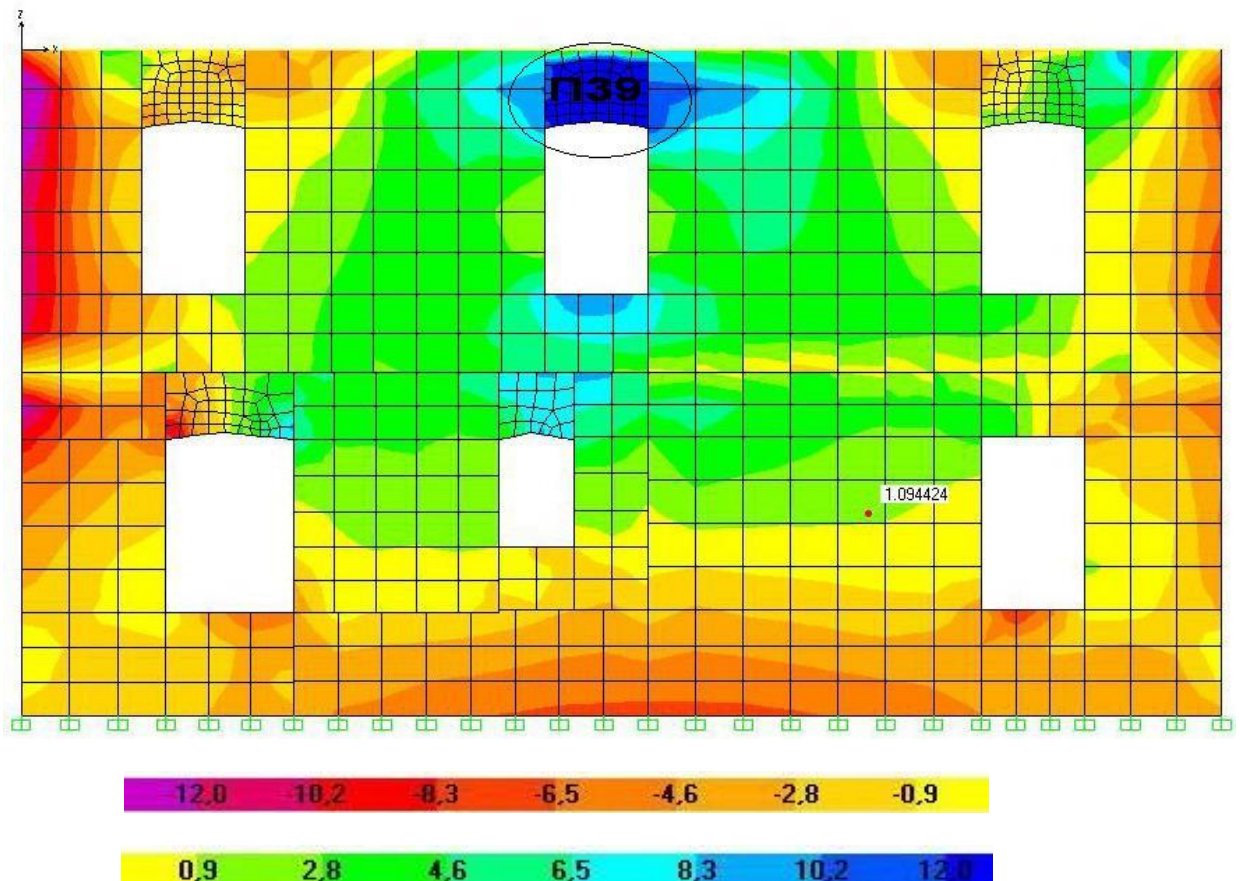
3) $G+0,3Q+0,3E_x+E_y$,

4) $G+0,3Q+0,3E_x-E_y$,

7) $G+0,3Q-0,3E_x+E_y$,

8) $G+0,3Q-0,3E_x-E_y$

Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά η κατανομή της M11 για το συνδυασμό 4) $G+0,3Q+0,3E_x-E_y$.



Σχ. 7.3.3.5 Κατανομή της ροπής εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς M11(KNm/m) για το συνδυασμό 4) $G+0,3Q+0,3E_x-E_y$

7.3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΟΠΗΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΠΡΟΣ ΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ (M22)

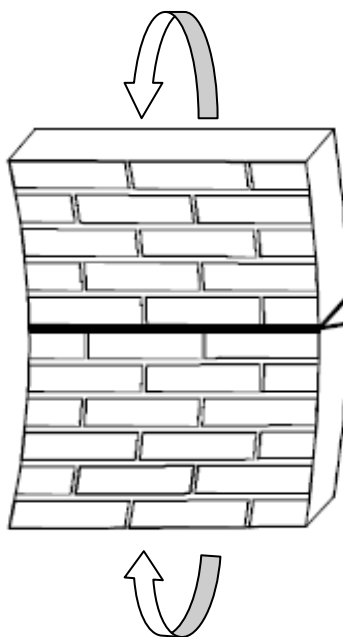
Για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής της τοιχοποιίας για κάμψη κάθετα στο επίπεδο της, με επίπεδο θραύσεως παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς χρησιμοποιείται ένα απλοποιημένο προσομοίωμα με τη παραδοχή ότι η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι μηδενική, ενώ θεωρείται δυνατή η πλαστικοποίηση της θλιβόμενης ζώνης. Η σχέση από την οποία υπολογίζεται η ροπή αντοχής ανά μονάδα μήκους είναι η ακόλουθη:

$$M_u = \sigma_o * t^2 / 2 * (1 - \sigma_o / f_{wc}) \quad \text{όπου:}$$

σ_o : η θλιπτική κατακόρυφη ορθή τάση στη στάθμη ελέγχου

t : το πάχος της τοιχοποιίας

f_{wc} : θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

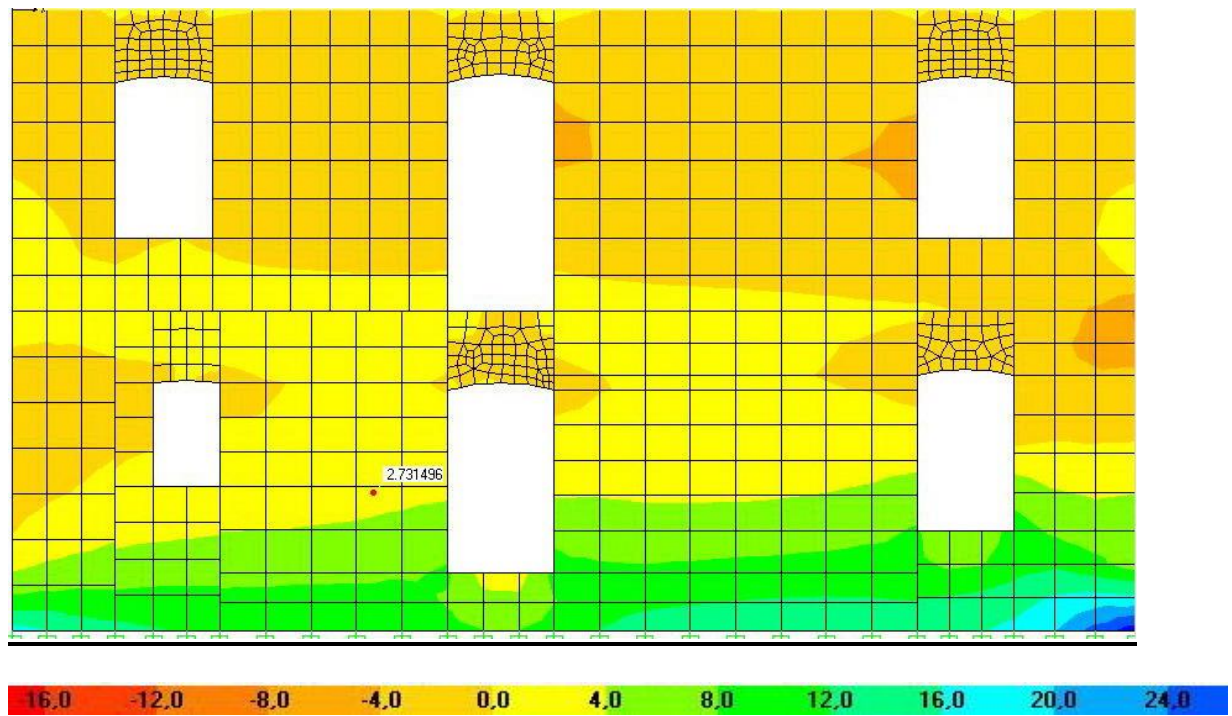


Σχ. 7.3.4.1 Επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς

Για κάθε συνδυασμό φορτίσεως σε κάθε όψη η ροπή M22 είναι αρκετά μικρότερη από M_u . Επομένως δεν αστοχούν οι πεσσοί λόγω ροπής εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς. Να σημειωθεί ότι οι μέγιστες τιμές της M22 παρατηρούνται στη βάση του τοίχου, όπως είναι αναμενόμενο λόγω της χαλαρής σύνδεσης του τοίχου με τα οριζόντια στοιχεία. Παρακάτω παρατίθεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα των ελέγχων έναντι αυτής της καταπόνησης στους κρίσιμους πεσσοί για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεως..

Συνδυασμός	Πεσσός	F22(KN/m)	M22(KNm/m)	t(m)	σo(KPa)	Mu/l(KMm/m)
1	Π1	-125,73	10,64	0,70	179,61	41,02
1	Π2	-25,33	-2,58	0,60	42,22	7,48
1	Π11	-71,04	9,86	0,70	101,49	23,91
1	Π15	-83,07	-10,86	0,70	118,67	27,77
2	Π10	-23,19	-1,16	0,60	38,65	6,86
2	Π11	-36,61	7,60	0,70	52,30	12,56
2	Π12	-7,65	-0,79	0,60	12,75	2,28
3	Π23	-96,38	-29,17	0,70	137,69	31,98
3	Π36	-98,61	30,48	0,70	140,87	32,68
3	Π37	-162,79	22,21	0,70	232,56	51,98
3	Π45	-101,00	31,25	0,70	144,29	33,43
3	Π46	-78,67	21,10	0,70	112,39	26,37
4	Π23	-102,04	29,07	0,70	145,77	33,75
5	Π15	-101,42	12,41	0,70	144,89	33,56
7	Π23	-99,31	-29,15	0,70	141,87	32,90
7	Π32	-60,20	-20,03	0,70	86,00	20,39
7	Π33	-70,88	20,07	0,70	101,26	23,86
8	Π24	-104,96	29,08	0,70	149,94	34,66
8	Π31	-39,41	12,88	0,70	56,30	13,50
8	Π36	-78,05	21,37	0,70	111,50	26,17

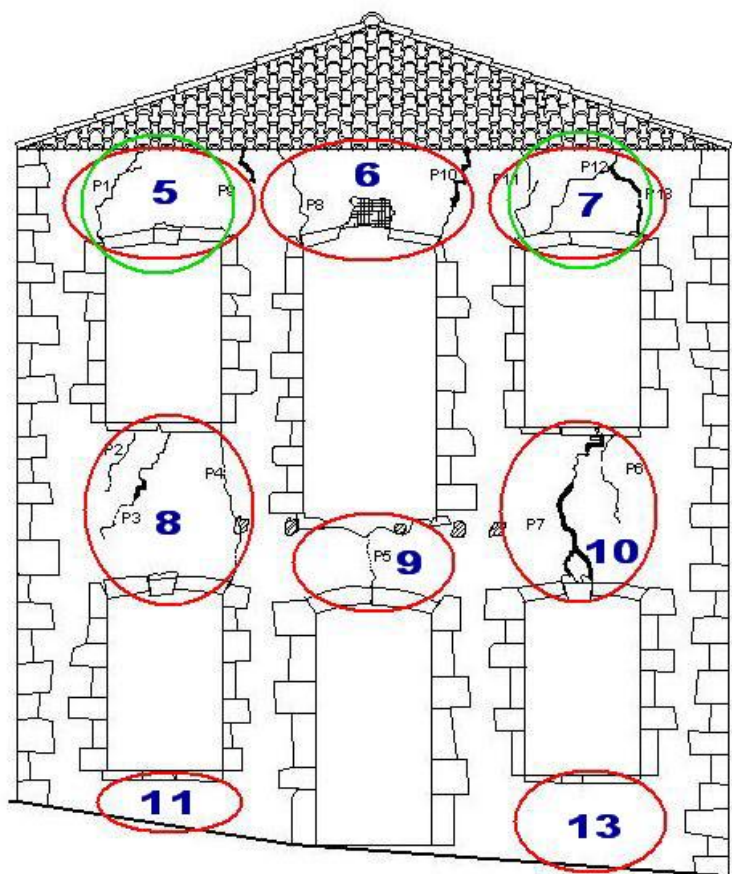
Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά η κατανομή της M22 για το συνδυασμό 8)G+0,3Q-0,3Ex-Ey.



Σχ. 7.3.4.2 Κατανομή της ροπής εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς M22(KNm/m) για το συνδυασμό 8)G+0,3Q-0,3Ex-Ey

7.3.5 ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ SAP2000 ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΟΥΣ ΜΕ ΤΗΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ.

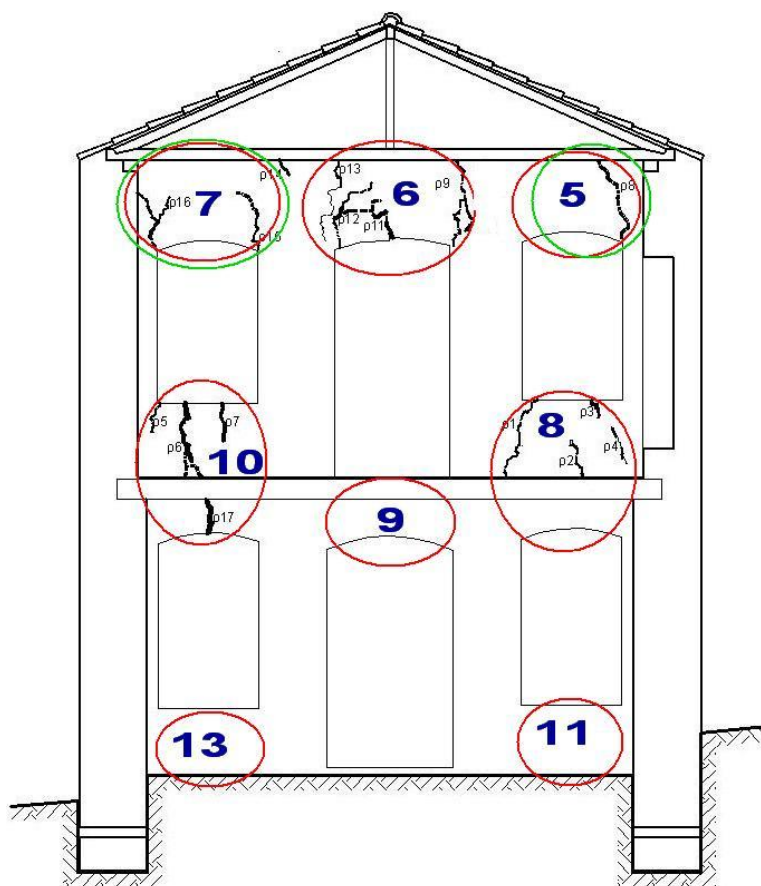
Συνοψίζοντας τις προηγούμενες παραγράφους προκύπτει ότι για τους συνδυασμούς φορτίσεως για τους οποίους ελέγχθηκε το κτήριο, τα προβλήματα εντοπίζονται στην εκτός επιπέδου κάμψη των τοίχων με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς και στον εφελκυσμό των υπερθύρων, με αποτέλεσμα να μην μπορούν να αναλάβουν διάτμηση εντός του επιπέδου τους. Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται με κόκκινο περίγραμμα τα υπέρθυρα που αστοχούν διατμητικά και με πράσινο περίγραμμα τα υπέρθυρα που αστοχούν έναντι εκτός επιπέδου κάμψεως με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς, όπως προέκυψαν από τους ελέγχους των αποτελεσμάτων της ανάλυσης του κτηρίου μελέτης με το SAP2000. Στα ίδια σχήματα είναι αποτυπωμένη και η παθολογία του κτηρίου.



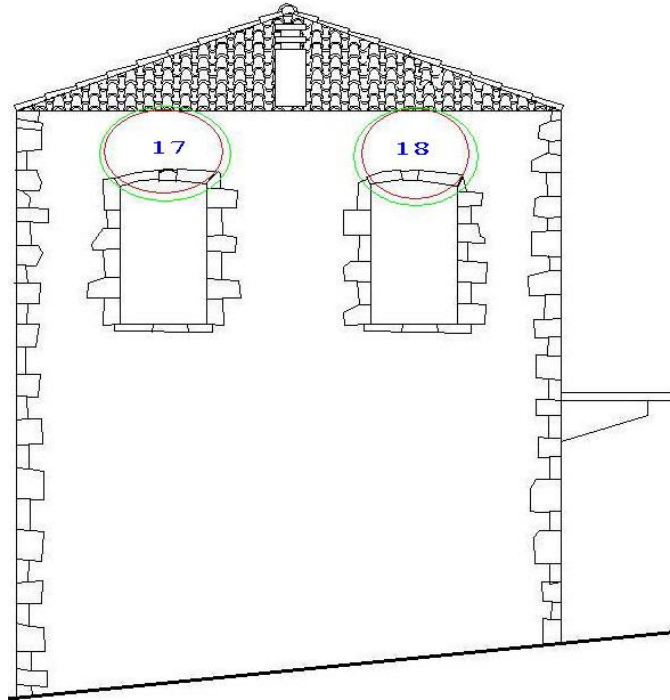
Σχ. 7.3.5.1 Αποτυπωμένη παθολογία νότιας όψης, υπέρθυρα και κατώφλια διατμητικής αστοχίας (κόκκινο περίγραμμα) και υπέρθυρα και κατώφλια εκτός επιπέδου καμπτικής αστοχίας (πράσινο περίγραμμα) σύμφωνα με την ανάλυση με SAP2000

- ✓ Στο υπέρθυρο Π5 η εμφάνιση της σχεδόν κατακόρυφης ρωγμής και στην εσωτερική και στην εξωτερική παρειά του τοίχου επιβεβαιώνει την εκτός επιπέδου καμπτική αστοχία που προέκυψε από την ανάλυση.

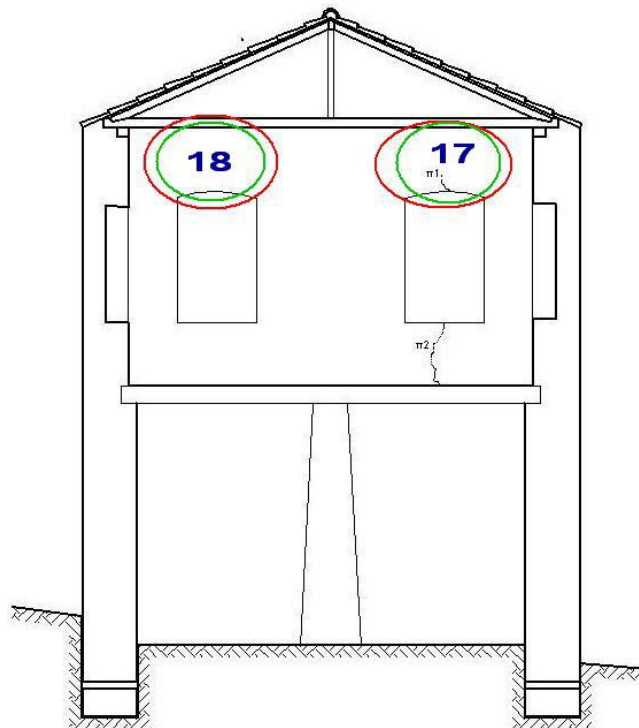
- ✓ Στο υπέρθυρο Π6 οι σχεδόν κατακόρυφες ρωγμές που εμφανίζονται και στις δύο παρειές του τοίχου επιβεβαιώνουν την εκτός επιπέδου καμπτική αστοχία του τοίχου στη στέψη του.
- ✓ Στο υπέρθυρο Π7 οι κατακόρυφες ρωγμές στην εξωτερική και στην εσωτερική παρειά του τοίχου, καθώς και η διαγώνια ρωγμή στην εξωτερική παρειά του τοίχου επιβεβαιώνουν την καμπτική και διατμητική αστοχία του υπερθύρου που προέκυψε από την ανάλυση.
- ✓ Στο υπέρθυρο Π8 οι διαγώνιες ρωγμές και στις δύο πλευρές του τοίχου επιβεβαιώνουν την διατμητική αστοχία του υπερθύρου που προέκυψε από την ανάλυση.
- × Στον υπέρθυρο Π9 η κατακόρυφη ρωγμή δεν επαληθεύει την προκύπτουσα διατμητική αστοχία του υπερθύρου που προέκυψε από την ανάλυση.
- ✓ Στον υπέρθυρο Π10 οι διαγώνιες ρωγμές και στις δύο πλευρές του τοίχου επιβεβαιώνουν την προκύπτουσα διατμητική αστοχία που προέκυψε από την ανάλυση.



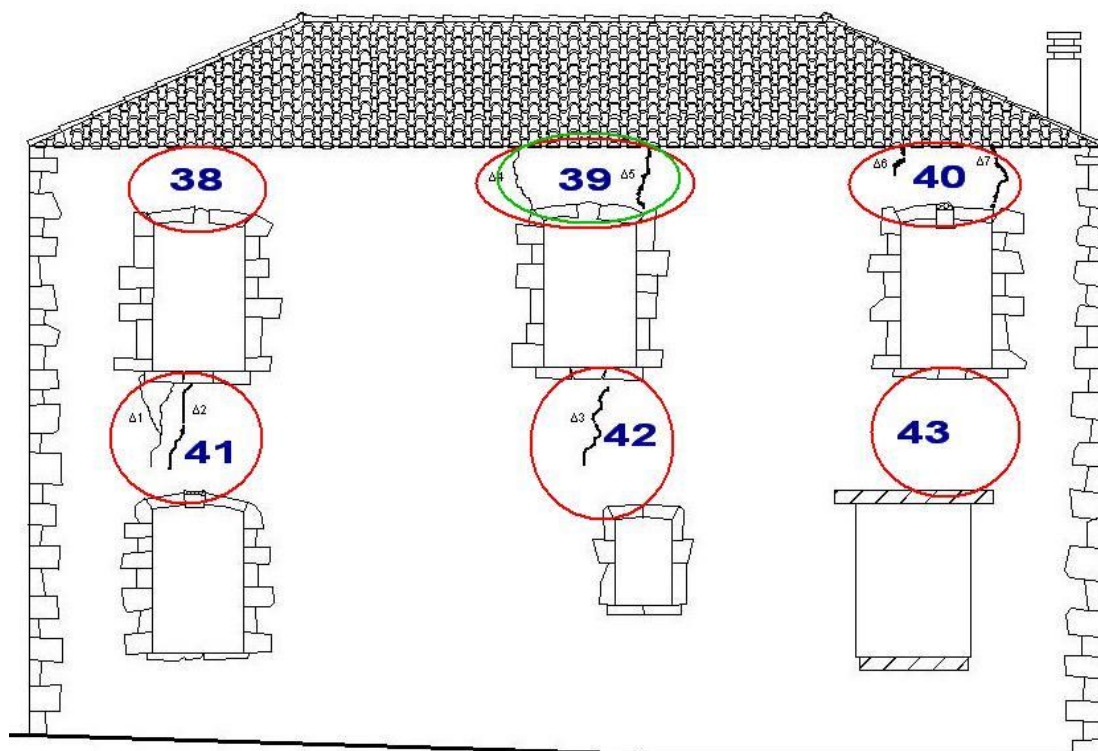
Σχ. 7.3.5.2 Αποτυπωμένη παθολογία τομής ΑΑ, υπέρθυρα και κατώφλια διατμητικής αστοχίας (κόκκινο περίγραμμα) και υπέρθυρα εκτός επιπέδου καμπτικής αστοχίας (πράσινο περίγραμμα) σύμφωνα με την ανάλυση με SAP2000



Σχ. 7.3.5.3 Αποτυπωμένη παθολογία βόρειας όψης, υπέρθυρα διατμητικής αστοχίας (κόκκινο περίγραμμα) και υπέρθυρα εκτός επιπέδου καμπτικής αστοχίας (πράσινο περίγραμμα) σύμφωνα με την ανάλυση με SAP2000

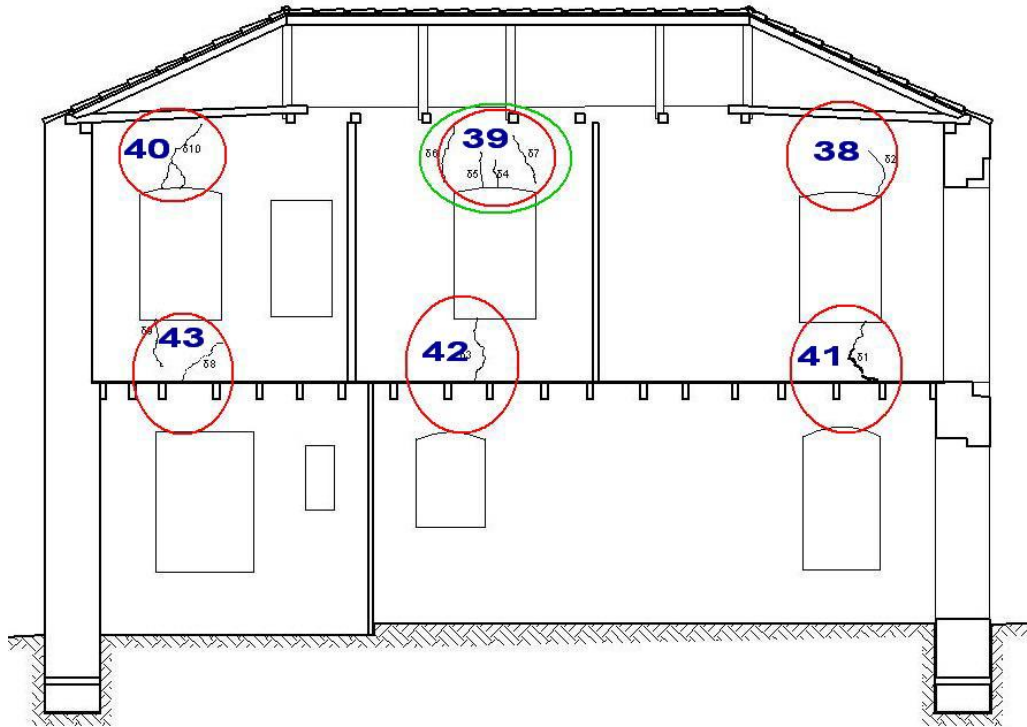


Σχ. 7.3.5.4 Αποτυπωμένη παθολογία τομής ΒΒ, υπέρθυρα διατμητικής αστοχίας (κόκκινο περίγραμμα) και υπέρθυρα εκτός επιπέδου καμπτικής αστοχίας (πράσινο περίγραμμα) σύμφωνα με την ανάλυση με SAP2000

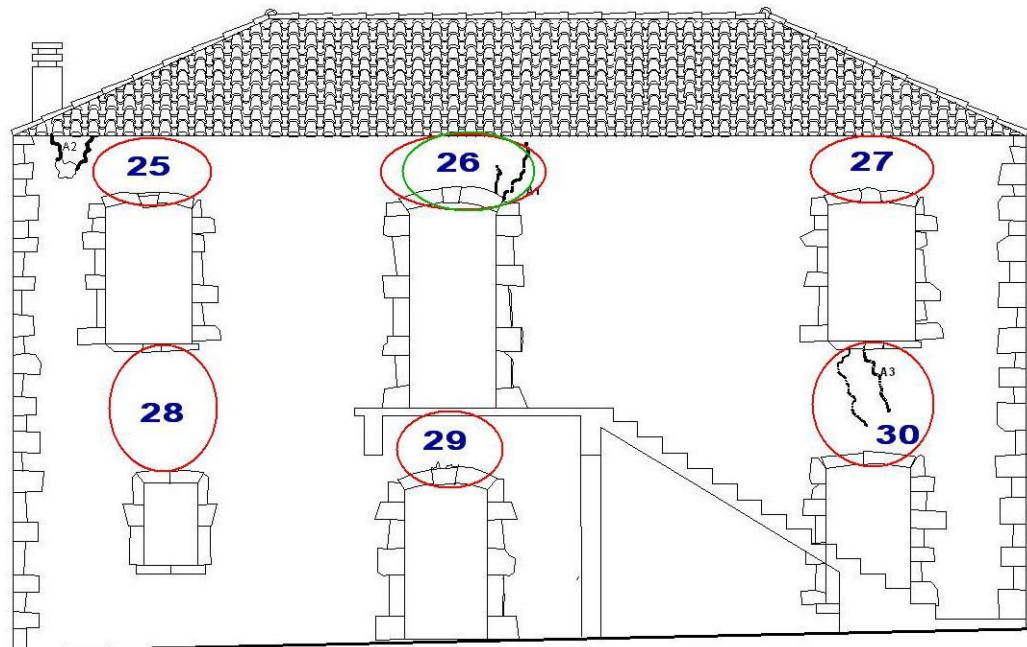


Σχ. 7.3.5.5 Αποτυπωμένη παθολογία ανατολικής όψης, υπέρθυρα διατμητικής αστοχίας (κόκκινο περίγραμμα) και υπέρθυρα εκτός επιπέδου καμπτικής αστοχίας (πράσινο περίγραμμα) σύμφωνα με την ανάλυση με SAP2000

- × Στο υπέρθυρο Π38 η ύπαρξη της σχεδόν κατακόρυφης ρωγμής στην εσωτερική παρειά του τοίχου δεν επαληθεύεται από τα αποτελέσματα της ανάλυσης.
- ✓ Στο πεσσό Π39 επιβεβαιώνεται η καμπτική αστοχία που προκύπτει από την ανάλυση με την ύπαρξη των κατακόρυφων ρωγμών στην εσωτερική και στην εξωτερική παρειά του τοίχου.
- ✓ Στο πεσσό Π40 η διαγώνια ρωγή στην εσωτερική παρειά του τοίχου επιβεβαιώνει την διατμητική αστοχία που προέκυψε από την ανάλυση, ωστόσο η ύπαρξη της κατακόρυφης ρωγμής στην εξωτερική παρειά του τοίχου δεν επαληθεύεται από τα αποτελέσματα της ανάλυσης.
- ✓ Στο πεσσό Π41 οι διαγώνιες ρωγμές στην εσωτερική και στην εξωτερική παρειά του τοίχου επιβεβαιώνουν την προκύπτουσα από την ανάλυση διατμητική αστοχία.
- ✓ Στο πεσσό Π42 η διαγώνια ρωγή που εμφανίζεται στην εξωτερική παρειά του τοίχου επιβεβαιώνει την προκύπτουσα από την ανάλυση διατμητική αστοχία.
- ✓ Στο πεσσό Π43 οι διαγώνιες ρωγμές επιβεβαιώνουν την προκύπτουσα διατμητική αστοχία.

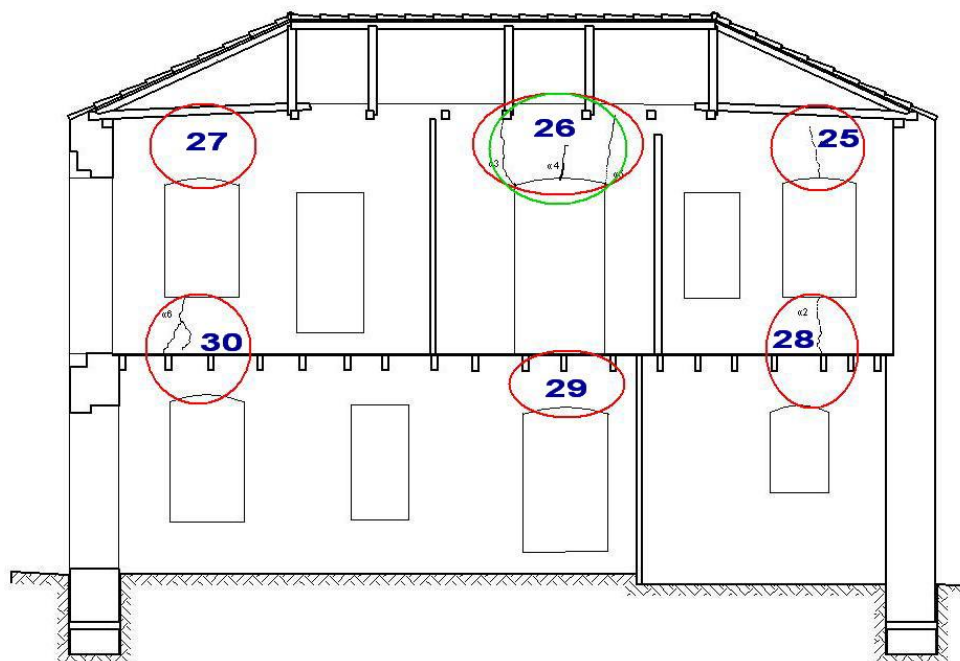


Σχ. 7.3.5.6 Αποτυπωμένη παθολογία τομής ΔΔ, υπέρθυρα διατμητικής αστοχίας (κόκκινο περίγραμμα) και υπέρθυρα εκτός επιπέδου καμπτικής αστοχίας (πράσινο περίγραμμα) σύμφωνα με την ανάλυση με SAP2000



Σχ. 7.3.5.7 Αποτυπωμένη παθολογία δυτικής όψης, υπέρθυρα διατμητικής αστοχίας (κόκκινο περίγραμμα) και υπέρθυρα εκτός επιπέδου καμπτικής αστοχίας (πράσινο περίγραμμα) σύμφωνα με την ανάλυση με SAP2000

Οι τοίχοι για την εκτός επιπέδου τους οριζόντια σεισμική δράση λειτουργούν σαν μια τριέριστη πλάκα με ανοίγματα, η οποία μεταφέρει τα εγκάρσια σε αυτή αδρανειακά φορτία στους εγκάρσιους τοίχους και στο έδαφος, με αποτέλεσμα σημαντικών εφελκυστικών τάσεων με περίπου οριζόντια διεύθυνση, κυρίως στη στέψη του τοίχου, που δρα σαν ελεύθερο άκρο της τριέριστης πλάκας. Στις τάσεις αυτές οφείλονται κατά κύριο λόγο οι κατακόρυφες ρηγματώσεις των ανωφλιών στον όροφο. Αυτή η καμπτική ένταση του τοίχου προκαλεί εφελκυσμό στη μία επιφάνεια του τοίχου και θλίψη στην απέναντι. Όταν όμως αντιστραφεί η κατεύθυνση της σεισμικής δράσης, αντιστρέφεται το πρόσημο της αντίστοιχης τάσης, με αποτέλεσμα να εμφανίζεται εφελκυσμός και στις δύο επιφάνειες του τοίχου



Σχ. 7.3.5.8 Αποτυπωμένη παθολογία τομής ΓΓ, υπέρθυρα διατμητικής αστοχίας (κόκκινο περίγραμμα) και υπέρθυρα εκτός επιπέδου καμπτικής αστοχίας (πράσινο περίγραμμα) σύμφωνα με την ανάλυση με SAP2000

- ✓ Στον πεσσό Π26 επιβεβαιώνεται η εκτός επιπέδου καμπτική αστοχία που προκύπτει από την ανάλυση με την ύπαρξη των σχεδόν κατακόρυφων ρωγμών στην εξωτερική και στην εσωτερική παρειά του τοίχου.
- ✓ Στον πεσσό Π30 οι διαγώνιες ρωγμές στην εξωτερική και στην εσωτερική παρειά του τοίχου επιβεβαιώνουν την διατμητική αστοχία που προέκυψε από την ανάλυση.

Να σημειωθεί ότι οι ρωγμές στην εσωτερική παρειά του τοίχου στα υπέρθυρα Π25 και Π28 είναι επιφανειακές ρωγμές του επιχρίσματος και ότι οι ρωγμές στην άνω αριστερή γωνία της δυτικής όψης οφείλονται στην οπή που έχει δημιουργηθεί στην τοιχοποιία σε αυτό το σημείο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8.

ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

8.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται παρουσίαση των τεχνικών ενίσχυσης που μπορούν να εφαρμοστούν στο κτήριο μελέτης, με στόχο την άρση των αιτιών που προκάλεσαν τις βλάβες, καθώς και την γενικότερη αύξηση της αντοχής της κατασκευής έναντι των σεισμικών δράσεων, η οποία θα ήταν απαραίτητη ακόμα και στην περίπτωση που η κατασκευή δεν παρουσίαζε τις υπάρχουσες βλάβες. Πριν από την παρουσίαση των τεχνικών ενίσχυσης, θα προηγηθεί μια συνοπτική παρουσίαση των τεχνικών επισκευής των βλαβέντων στοιχείων, δηλαδή οι τεχνικές που θα επαναφέρουν τα βλαβέντα στοιχεία στην κατάσταση προ της βλάβης. Πρέπει να τονιστεί ότι αν γίνει κάποια επισκευή χωρίς να συνοδευτεί από άρση του αιτίου που την προκάλεσε, τότε το ίδιο αίτιο θα έχει ως αποτέλεσμα την επανεκδήλωση της βλάβης, στο ίδιο ή σε γειτονικό στοιχείο, που είναι το ίδιο τρωτό.

Για την επιτυχή αποκατάσταση της κατασκευής επιβάλλεται η ταυτόχρονη εφαρμογή διαφόρων τεχνικών επισκευής και ενίσχυσης κατάλληλα συνδυασμένων μεταξύ τους. Το τελικό σχήμα επεμβάσεων που θα προταθεί, θα πρέπει να συνεκτιμά κάποιες πολύ βασικές αρχές όπως:

- Σεβασμός στο πρωτότυπο ως σύνολο και ως επιμέρους στοιχεία, κατά τρόπο που να μην αλλοιώνεται η αρχική αρχιτεκτονική του φυσιογνωμία.
- Αναστρεψιμότητα προτεινομένων επεμβάσεων, ώστε σε περίπτωση μελλοντικής επέμβασης για αντικατάστασή τους να ελαχιστοποιούνται ανεπιθύμητες βλάβες στο κτήριο.
- Συμβατότητα υφισταμένων και νέων υλικών κατά τρόπο που να ελαχιστοποιούνται ανεπιθύμητες βλάβες στο κτήριο.
- Ανθεκτικότητα σε διάρκεια των νέων επεμβάσεων, ώστε να μεγιστοποιείται ο ωφέλιμος χρόνος διάρκειας αυτών των επεμβάσεων και να περιορίζονται συχνές και συνήθως δαπανηρές επεμβάσεις.

8.2 ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΠΙΣΚΕΥΗΣ

Είναι δεδομένο ότι θα γίνουν όλες οι απαραίτητες εργασίες ώστε να επισκευαστούν οι βλάβες του κτηρίου. Εννοείται ωστόσο ότι η επισκευή των βλαβών δεν λαμβάνεται υπόψη στην αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα μπορούν να γίνουν οι ακόλουθες εργασίες:

- Επανακόλληση όλων των αποκολλημένων πλακοειδών λίθων που διαμορφώνουν τις ποδιές των ανοιγμάτων.
- Συμπλήρωση των λίθων που έχουν καταρρεύσει από τα τόξα των ανωφλιών.
- Έμφραξη και σφράγιση των ρωγμών.
- Αποστραγγιστικά μέτρα ώστε να εμποδιστεί η ανερχόμενη υγρασία.

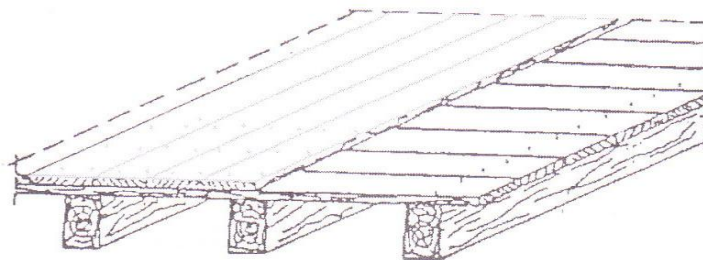
- Αρμολόγημα της τοιχοποιίας στις περιοχές που έχει γίνει έκπλυση κονιάματος.
- Αντικατάσταση των ξύλων που έχουν υποστεί βιολογική φθορά.

8.3 ΕΝΕΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΟΜΟΓΕΝΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΜΑΖΑΣ

Θα εφαρμοστούν ενέματα για την ομογενοποίηση της μάζας της τοιχοποιίας. Τα ενέματα που θα χρησιμοποιηθούν θα να είναι συμβιβαστά από πλευράς αντοχής και παραμορφωσιμότητας με τα υλικά δομήσεως της τοιχοποιίας. Προτείνεται να εφαρμοστούν τριμερή ενέματα με θλιπτική αντοχή 10MPa και εφελκυστική αντοχή 3MPa που θα καλύπτουν το 8% του συνολικού όγκου της τοιχοποιίας. Με την εφαρμογή αυτών των ενεμάτων έχει αποδειχθεί ότι αυξάνεται η αντοχή της τοιχοποιίας κατά 20%, καθώς επιτυγχάνουμε πολύ καλή συνάφεια των υλικών στο εσωτερικό της τοιχοποιίας. Αυτή η ενίσχυση είναι απαραίτητη, καθώς στη συνέχεια κάνουμε ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας, η οποία προϋποθέτει ομογενοποίηση της μάζας της τοιχοποιίας. Έχει αποδειχθεί ότι κατά τη διάρκεια πολλών σεισμών σε κτήρια που ενισχύονται τα διαφράγματα χωρίς να έχει προηγηθεί ομογενοποίηση της μάζας της τοιχοποιίας, τα διαφράγματα λειτουργούν ως κριός προκαλώντας σημαντικές βλάβες στους τοίχους.

8.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΔΕΥΤΕΡΟΥ ΣΑΝΙΔΩΜΑΤΟΣ ΠΑΝΩ ΣΤΟ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΣΑΝΙΔΩΜΑ

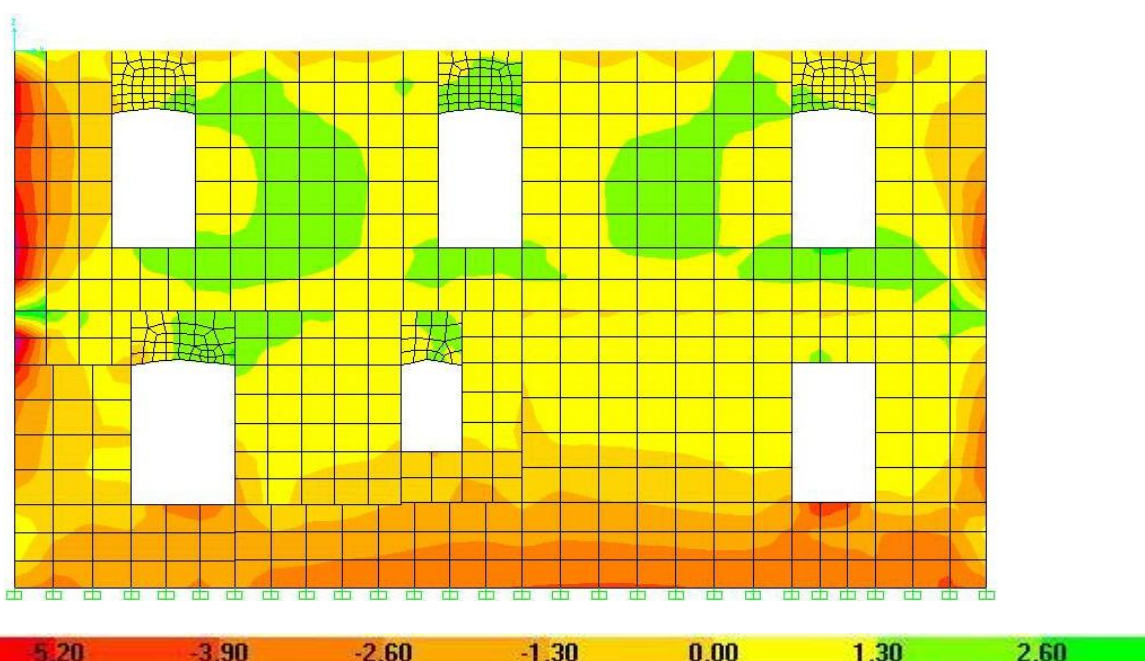
Με το SAP2000 πραγματοποιήθηκε η ανάλυση του κτηρίου μελέτης, έχοντας τοποθετήσει δεύτερο σανίδωμα πάνω στο ήδη υπάρχον σανίδωμα της στέγης και του πατώματος. Το δεύτερο σανίδωμα του πατώματος τοποθετείται κάθετα στο υπάρχον και παράλληλα στις ξυλοδοκούς. Το δεύτερο σανίδωμα της στέγης τοποθετείται κάθετα στο υπάρχον και παράλληλα στους αμείβοντες. Αυτή η επέμβαση αποσκοπεί την αύξηση της δυσκαμψίας του ξύλινου πατώματος και της στέγης καθώς και την ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας τους, ώστε να μειωθούν οι παραμορφώσεις των τοίχων.



Σχ. 8.4.1 Τοποθέτηση δεύτερου σανιδώματος κάθετα στο υφιστάμενο σανίδωμα του πατώματος

Τα συμπεράσματα από την εξεταζόμενη ανάλυση είναι τα ακόλουθα:

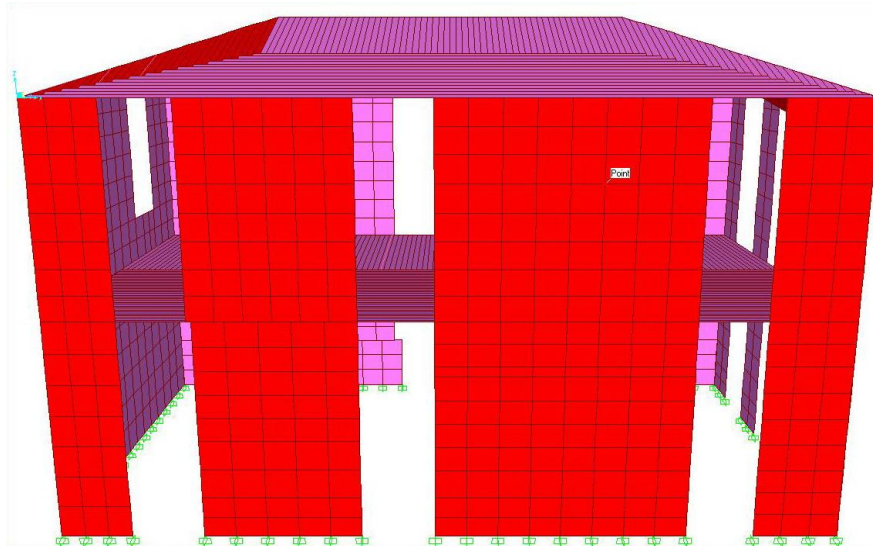
- Δεν αλλάζουν τα αποτελέσματα σχετικά με τον έλεγχο της τέμνουσας εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας, καθώς όλα τα υπέρθυρα συνεχίζουν να αστοχούν διατμητικά και επομένως παραμένει η ανάγκη λύσης του παραπάνω προβλήματος.
- Πλέον δεν αποδεικνύεται κρίσιμη η εκτός επιπέδου καμπτική ένταση των τοίχων. Για κάθε συνδυασμό φορτίσεως σε κάθε όψη η ροπή εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (M11) είναι αρκετά μικρότερη από 12KNm/m (ροπή για την οποία ξεπερνιέται η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας f_{yk2}). Επομένως δεν αστοχούν πια οι πεσσοί λόγω ροπής M11. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η κατανομή της M11 στη δυτική όψη για το συνδυασμό 4)G+0,3Q+0,3Ex-Ey.



Σχ. 8.4.2 Κατανομή της ροπής εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς M11(KNm/m) για το συνδυασμό 4)G+0,3Q+0,3Ex-Ey

8.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΛΗΨΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΜΟΝΟ ΑΠΟ ΤΟΥΣ ΠΕΣΣΟΥΣ

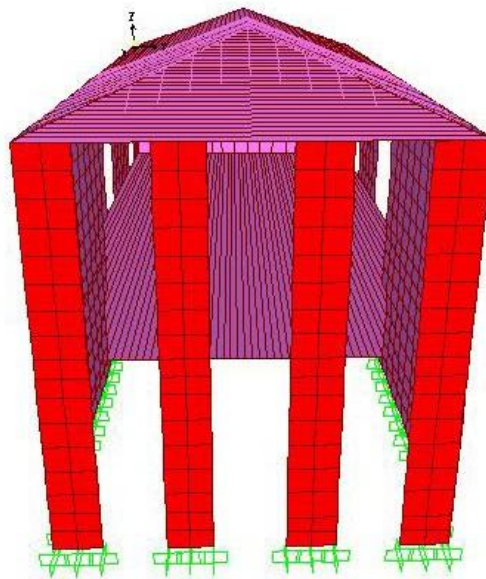
Από τον έλεγχο της τοιχοποιίας σε τέμνουσα δύναμη εντός του επιπέδου της, προέκυψε ότι τα υπέρθυρα της αστοχούν διατμητικά, ενώ οι πεσσοί της δεν κινδυνεύουν από αυτή την καταπόνηση. Σ' αυτή την ενότητα θα εξετάσουμε αν το σύνολο των πεσσών της τοιχοποιίας μπορεί να αναλάβει τα σεισμικά φορτία, αγνοώντας την συνεισφορά των υπερθύρων. Με το SAP2000 πραγματοποιήθηκε η ανάλυση του κτηρίου μελέτης, τοποθετώντας δεύτερο πέτσωμα (επέμβαση που προαναφέρθηκε στη παράγραφο 8.4) και αφαιρώντας όλα τα υπέρθυρα (μεταβιβάζοντας ωστόσο τα ίδια βάρη των υπερθύρων στους πεσσούς).



Σχ. 8.5.1 Ομοίωμα κτηρίου μελέτης μετά την τοποθέτηση δεύτερου σανιδώματος και την αφαίρεση των υπερθύρων

Από τη εξεταζόμενη ανάλυση καταλήγουμε στα εξής:

- Οι πεσσοί της βόρειας, ανατολικής και δυτικής όψης δεν αστοχούν εξαιτίας της σεισμικής καταπόνησης εντός και εκτός του επιπέδου της τοιχοποιίας.
- Οι πεσσοί της νότιας όψης δεν αστοχούν για εκτός επιπέδου κάμψη. Ωστόσο οι πεσσοί Π1 και Π4, οι οποίοι έχουν μικρότερο μήκος από τους πεσσούς των άλλων όψεων, αστοχούν διατμητικά. Επομένως χρειάζεται να ληφθούν επιπρόσθετα μέτρα για την ενίσχυση της κατασκευής.



Σχ. 8.5.2 Νότια όψη μετά την τοποθέτηση δεύτερου σανιδώματος και την αφαίρεση των υπερθύρων

Παρακάτω ακολουθούν οι έλεγχοι έναντι διατμήσεως στη νότια όψη για τους πεσσούς που αστοχούν.

Συνδυασμός 3)G+0,3Q+0,3Ex+Ey

➤ Έλεγχος πεσσού Π4:

$$F12=88,57\text{KN/m} \quad F22=-88,51\text{KN/m} \quad lc=0,4*1 \quad t=0,70\text{m}$$

$$\sigma_d=F22/t=88,51/0,70=125,72 \text{ KPa}$$

$$f_{vk}=f_{vko}+0,4*\sigma_d =100+0,4*125,72=150,28 \text{ KPa}$$

$$V_R=f_{vk}*t*lc=150,28*0,7*0,4*1=42,08*1$$

$$V_S=F12*1=88,57*1$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα ο πεσσός Π4 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 4)G+0,3Q+0,3Ex-Ey

➤ Έλεγχος πεσσού Π1:

$$F12=74,74\text{KN/m} \quad F22=-127,15\text{KN/m} \quad lc=0,4*1 \quad t=0,70\text{m}$$

$$\sigma_d=F22/t=127,15/0,70=181,72 \text{ KPa}$$

$$f_{vk}=f_{vko}+0,4*\sigma_d =100+0,4*181,72=172 \text{ KPa}$$

$$V_R=f_{vk}*t*lc=172*0,7*0,4*1=48,27*1$$

$$V_S=F12*1=74,74*1$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα ο πεσσός Π1 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 5)G+0,3Q-Ex+0,3Ey

Ο πεσσός Π4 δεν μπορεί να αναλάβει τέμνουσα δύναμη αφού η κατακόρυφη αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το μήκος του πεσσού στις θέσεις ελέγχου. Επομένως ο πεσσός Π4 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 6)G+0,3Q-Ex-0,3Ey

Ο πεσσός Π1 δεν μπορεί να αναλάβει τέμνουσα δύναμη αφού η κατακόρυφη αξονική δύναμη είναι θετική σε όλο το μήκος του πεσσού στις θέσεις ελέγχου. Επομένως ο πεσσός Π1 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 7)G+0,3Q-0,3Ex+Ey

➤ Έλεγχος πεσσού Π4:

$$F12=89,24\text{KN/m} \quad F22=-39,63\text{KN/m} \quad lc=0,3*1 \quad t=0,70\text{m}$$

$$\sigma_d=F22/t=39,63/0,70=56,61 \text{ KPa}$$

$$f_{νκ} = f_{νκ0} + 0,4 * \sigma_d = 100 + 0,4 * 56,61 = 122,65 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{νκ} * t * l_c = 122,65 * 0,7 * 0,3 * 1 = 25,76 * 1$$

$$V_S = F_{12} * l = 89,24 * 1$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα ο πεσσός Π4 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

Συνδυασμός 8)G+0,3Q-0,3Ex-Ey

➤ Έλεγχος πεσσού Π1:

$$F_{12} = -79,53 \text{ KN/m} \quad F_{22} = -66,82 \text{ KN/m} \quad l_c = 0,3 * 1 \quad t = 0,70 \text{ m}$$

$$\sigma_d = F_{22} / t = 66,82 / 0,70 = 95,46 \text{ KPa}$$

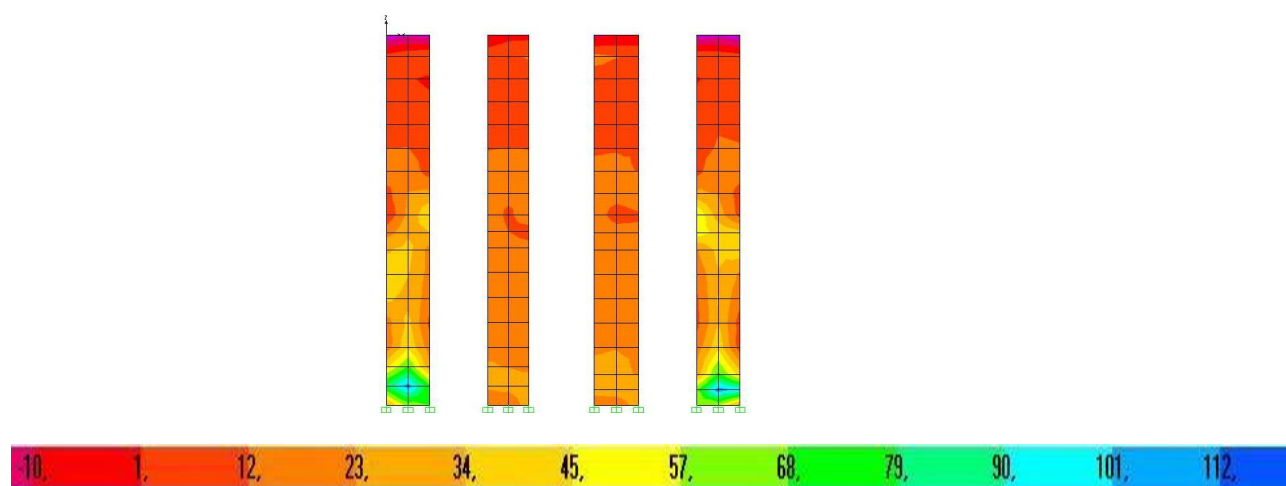
$$f_{νκ} = f_{νκ0} + 0,4 * \sigma_d = 100 + 0,4 * 95,46 = 138,18 \text{ KPa}$$

$$V_R = f_{νκ} * t * l_c = 138,18 * 0,7 * 0,3 * 1 = 29,02 * 1$$

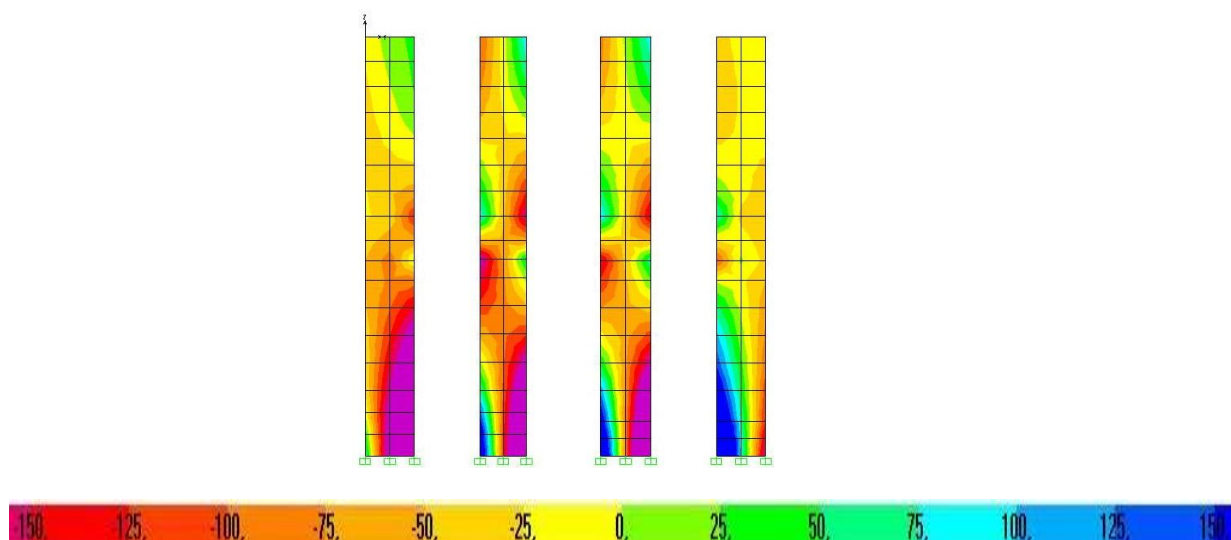
$$V_S = F_{12} * l = 79,53 * 1$$

Προκύπτει ότι $V_S > V_R$, άρα ο πεσσός Π1 αστοχεί λόγω τέμνουσας δύναμης.

Ενδεικτικά παρουσιάζονται για την νότια όψη οι κατανομές της τέμνουσας δύναμης και της κατακόρυφης αξονικής δύναμης για το συνδυασμό φορτίσεως 3)G+0,3Q+0,3Ex+Ey.



Σχ. 8.5.3 Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{12} (KN/m) στους πεσσούς της νότιας όψης, μετά την τοποθέτηση δευτέρου σανιδώματος και την αφαίρεση των υπερθύρων, για το συνδυασμό 3)G+0,3Q+0,3Ex+Ey



Σχ. 8.5.4 Κατανομή κατακόρυφης αξονικής δύναμης F_{22} (KN/m) στους πεσσούς της νότιας όψης, μετά την τοποθέτηση δεύτερου σανιδώματος και την αφαίρεση των υπερθύρων, για το συνδυασμό 3) $G+0,3Q+0,3E_x+E_y$

8.6 ΕΛΚΥΣΤΗΡΕΣ

Από τα παραπάνω προέκυψε ότι οι πεσσοί της νότιας όψης δεν είναι ικανοί να παραλάβουν χωρίς τη συνεισφορά των υπερθύρων τα σεισμικά φορτία. Επομένως τοποθετούνται οριζόντιοι ελκυστήρες στις πλευρές του κτηρίου κατά μήκος των ανωφλιών του ορόφου και του ισογείου ώστε να αναλάβουν εξολοκλήρου την εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται στα υπέρθυρα των όψεων.

Οι ελκυστήρες τοποθετούνται εξωτερικά των τοίχων και είναι παθητικοί. Δεν εφαρμόζεται προένταση στους ελκυστήρες καθώς παρουσιάζονται μεγάλες απώλειες προεντάσεως λόγω ολισθήσεως στις αγκυρώσεις των ελκυστήρων και λόγω των ερπυστικών παραμορφώσεων της τοιχοποιίας. Η προσθήκη εξωτερικών ελκυστήρων είναι ένας δημοφιλής τρόπος επέμβασης, διότι πέραν της ευκολίας τοποθέτησης, παρουσιάζουν τη δυνατότητα εύκολης αφαίρεσης. Η τοποθέτηση ελκυστήρων ικανοποιεί, ίσως περισσότερο από κάθε άλλη τεχνική τις απαιτήσεις αναστρεψιμότητας.

Οι χαλύβδινες ράβδοι καλούνται μόνες να αναλάβουν πλήρως την εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται στα υπέρθυρα για το δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίσεως, έτσι ώστε αν σε επόμενο σεισμό εμφανιστεί η τάση αστοχίας των υπερθύρων να ενεργοποιηθούν οι ελκυστήρες και να περιορίσουν τα ανοίγματα των ρωγμών.

Διαστασιολόγηση ελκυστήρα κατα μήκος των ανωφλιών του ορόφου

Στη νότια όψη ο δυσμενέστερος συνδυασμός για τον ελκυστήρα της στέψης είναι ο 1) $G+0,3Q+E_x+0,3E_y$. Για αυτό το συνδυασμό η μέση οριζόντια αξονική

εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται στα υπέρθυρα ανά μονάδα ύψους F11 και το εφελκυόμενο μήκος l των υπερθύρων είναι τα εξής:

- F11=18,58KN/m και l=0,8m

Επομένως η συνολική δύναμη που θα αναλάβει ο ελκυστήρας είναι:

$$F_{ολ}=18,58\text{KN/m}\cdot 0,8\text{m}=14,86\text{KN}$$

Να σημειωθεί ότι οι ελκυστήρες υπολογίζονται ώστε να έχουν τάση ίση με το 50% του ορίου διαρροής τους, έτσι ώστε να αποφεύγονται οι μεγάλες παραμορφώσεις. Επομένως για χάλυβα S355 το απαιτούμενο εμβαδόν ώστε να μπορέσει να αναληφθεί η Fολ είναι:

$$A=\frac{F_{ολ}}{0,5\cdot f_y} \rightarrow A=\frac{14,86\text{KN}}{(0,5\cdot 355)\text{MPa}} \rightarrow A=0,84\text{cm}^2$$

Το εμβαδόν που απαιτείται είναι αρκετά μικρό και γι' αυτό θα τοποθετηθεί ελκυστήρας με την ελάχιστη διάμετρο. Άρα στην στέγη του κτηρίου θα τοποθετηθεί μια ράβδος χάλυβα Φ16 στην εσωτερική παρειά του τοίχου.

Διαστασιολόγηση ελκυστήρα κατα μήκος των ανωφλιών του ισογείου

Όμοια στη νότια όψη ο δυσμενέστερος συνδυασμός για τον ελκυστήρα στη στάθμη του πατώματος είναι ο 1)G+0,3Q+Ex+0,3Ey. Για αυτό το συνδυασμό η μέση οριζόντια αξονική εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται στα υπέρθυρα ανά μονάδα ύψους F11 και το εφελκυόμενο μήκος των υπερθύρων είναι τα εξής:

- F11=24,09KN/m και l=0,64m

Επομένως η συνολική δύναμη που θα αναλάβει ο ελκυστήρας είναι:

$$F_{ολ}=24,09\text{KN/m}\cdot 0,64\text{m}=15,42\text{KN}$$

Για χάλυβα S355 το απαιτούμενο εμβαδόν ώστε να μπορέσει να αναληφθεί η Fολ είναι:

$$A=\frac{F_{ολ}}{0,5\cdot f_y} \rightarrow A=\frac{15,42\text{KN}}{(0,5\cdot 355)\text{MPa}} \rightarrow A=0,87\text{cm}^2$$

Το εμβαδόν που απαιτείται είναι αρκετά μικρό και γι' αυτό θα τοποθετηθεί ελκυστήρας με την ελάχιστη διάμετρο. Άρα κατα μήκος των ανωφλιών του ισογείου θα τοποθετηθεί μια ράβδος χάλυβα Φ16 στην εσωτερική παρειά του τοίχου.

Πλάκες αγκυρώσεως

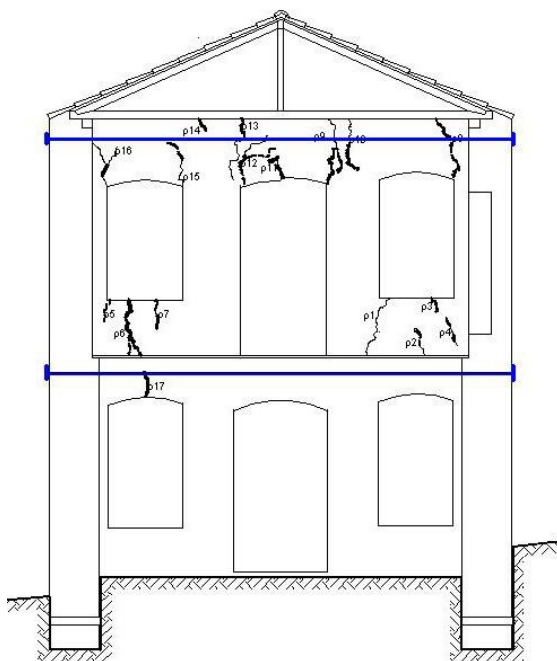
Οι ελκυστήρες αγκυρώνονται μέσω κατάλληλα διαστασιολογημένων πλακών αγκυρώσεως. Στις θέσεις των αγκυρώσεων απαιτείται έλεγχος της τοιχοποιίας έναντι

τοπικής θλίψεως. Η αντοχή έναντι τοπικής θλίψεως στις θέσεις αγκυρώσεως θεωρείται ίση με το ένα τρίτο της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας ($f_{wc}/3$).

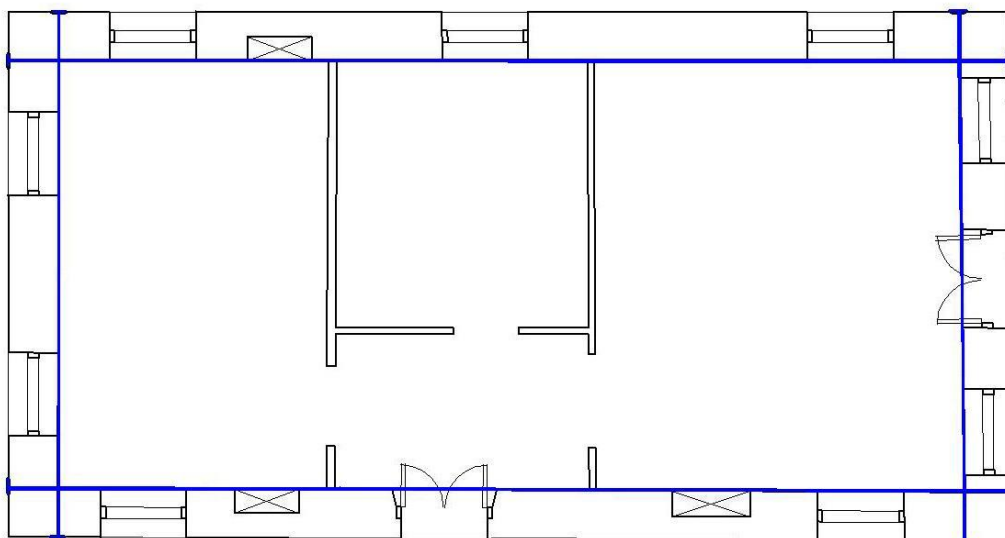
Το απαιτούμενο εμβαδόν της πλάκας αγκυρώσεως ώστε να μπορέσει να αναληφθεί με ασφάλεια η $F_{ολ}$ από την τοιχοποιία είναι:

$$A = \frac{F_{ολ}}{(f_{wc}/3)} \rightarrow A = \frac{15,42 \text{ KN}}{(2,65/3) \text{ MPa}} \rightarrow A = 174,50 \text{ cm}^2$$

Άρα για την αγκύρωση των ελκυστήρων χρησιμοποιούνται πλάκες πάχους 15mm και επιφάνειας 15cm×15cm με συνολικό εμβαδόν 225cm².



Σχ. 8.6.1 Διάταξη ελκυστήρων στην εσωτερική παρειά του νότιου τοίχου



Σχ. 8.6.2 Διάταξη ελκυστήρων στην κάτοψη του ορόφου

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αξιολόγηση της μεθόδου ανάλυσης

Διαπιστώνεται ότι η ελαστική ανάλυση του λεπτομερούς ομοιώματος του κτηρίου μελέτης (στο οποίο έχουν προσομοιωθεί και η στέγη και το πάτωμα) με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να εντοπίσει με ικανοποιητική αξιοπιστία τα πιο ευπαθή στοιχεία του φέροντος οργανισμού. Αυτό συμπεραίνεται από το γεγονός ότι η αποτυπωμένη παθολογία του κτηρίου ερμηνεύεται πολύ ικανοποιητικά από τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν.

Εκτίμηση των αιτιών των βλαβών

Συμπεραίνεται ότι οι κύριες βλάβες οφείλονται στις σεισμικές δράσεις. Συγκεκριμένα οι κατακόρυφες ή σχεδόν κατακόρυφες ρωγμές που ξεκινούν από τις γωνίες των ανωφλιών του ορόφου οφείλονται στην εκτός επιπέδου καμπτική ένταση των τοίχων κάθετα στους οριζόντιους αρμούς και ότι οι διαγώνιες ρωγμές που εμφανίζονται σε ορισμένα ανώφλια οφείλονται σε διάτμηση εντός του επιπέδου τους.

Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτηρίου

Αποδεικνύεται ότι το υφιστάμενο πάτωμα και η υφιστάμενη στέγη του κτηρίου εξασφαλίζουν κάποιο βαθμό διαφραγματικής λειτουργίας που όμως δεν είναι ο επιθυμητός για την ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου.

Διαπιστώνεται ότι το κτήριο είναι ευάλωτο στις σεισμικές καταπονήσεις. Από τις αναλύσεις του ομοιώματος του κτηρίου για τους διάφορους σεισμικούς συνδυασμούς φορτίσεως προκύπτουν τα εξής:

- Τα περισσότερα υπέρθυρα του κτηρίου δεν μπορούν να αναλάβουν διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας, καθώς εφελκύνονται σε όλο το μήκος τους.
- Οι τοίχοι δεν μπορούν να παραλάβουν ασφαλώς την εκτός επιπέδου καμπτική ένταση κάθετα στους οριζόντιους αρμούς λόγω της χαλαρής σύνδεσης των κατακόρυφων με τα οριζόντια στοιχεία.

Επομένως προκύπτει η ανάγκη ενίσχυσης του κτηρίου, ώστε να μπορεί να παραλάβει με ασφάλεια τις σεισμικές δράσεις

Αξιολόγηση των προτεινόμενων επεμβάσεων

Αποδεικνύεται ότι οι μέθοδοι επεμβάσεως που εξετάστηκαν είναι προς τη σωστή κατεύθυνση, δεδομένου ότι λογιστικώς προστατεύουν το κτήριο έναντι των σεισμικών δράσεων που προκύπτουν από τους συγχρόνους κανονισμούς.

Συγκεκριμένα:

- η τοποθέτηση δεύτερου σανιδώματος κάθετα στο υφιστάμενο σανίδωμα της στέγης και του πατώματος εξασφαλίζει την επιθυμητή διαφραγματική λειτουργία, έτσι ώστε η εκτός επιπέδου καμπτική ένταση κάθετα προς τους οριζόντιους αρμούς να μην αποδεικνύεται πλέον κρίσιμη.
- Οι οριζόντιοι ελκυστήρες που τοποθετούνται στις πλευρές του κτηρίου κατά μήκος των ανωφλιών του ορόφου και του ισογείου είναι ικανοί να αναλάβουν εξολοκλήρου την εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται στα υπέρθυρα των όψεων.

Να σημειωθεί ότι το κτήριο που εξετάσαμε δεν έχει κηρυχτεί διατηρητέο, ωστόσο βρίσκεται σε ιστορικό οικισμό και έτσι οι τεχνικές επεμβάσεων που επιλέξαμε είναι απολύτως αποδεκτές ακόμη και για ιστορικά κτήρια μεγάλης αξίας.

Επομένως αποδεικνύεται ότι παρά το γεγονός ότι το κτήριο έχει σχεδιαστεί εμπειρικός και χωρίς στατική μελέτη, μετά την εφαρμογή ήπιων επεμβάσεων μπορεί να έχει ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΧΕΔΙΩΝ

Σε αυτό το παράρτημα παρατίθενται όλα τα σχέδια του κτηρίου και οι φωτογραφίες των αποτυπωμένων βλαβών

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1) Ευρωκώδικας 6, Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία, μετάφραση του ENV 1996-1-1, Έκδοση Τ.Ε.Ε., 1995
- 2) Βιντζηλαίου Ελισάβετ, Σημειώσεις για το μάθημα Μηχανική της Τοιχοποιίας, Εκδόσεις Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2005
- 3) Καραντώνη Β. Φυλλίτσα, Κατασκευές από τοιχοποιία, Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα 2004
- 4) Θ.Π. Τάσιος, Η μηχανική της τοιχοποιίας - υπό στατικές και σεισμικές φορτίσεις, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 1987
- 5) Παπαζάχος Βασίλης και Παπαζάχου Κατερίνα, Οι σεισμοί της Ελλάδας, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη 2003
- 6) Μίλων Α. Δημοσθένους, Μέθοδοι και υλικά αποκατάστασης και ενίσχυσης διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, Φεβρουάριος 2009
- 7) Ν. Καλογεράς, Χ.Κιρπότην, Γ.Μακρής, Ι.Παπαϊωάννου, Σ.Ραφτόπουλος, Μ.Τζιτζάς, Π.Τουλιάτος, Θέματα Οικοδομικής, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 1999
- 8) Κατσαραγάκης Ε., Ξύλινες Κατασκευές, Πανεπιστημιακές Εκδόσεις Ε.Μ.Π., 2000
- 9) Χ.-Ε. Αδάμη, Ε. Βιντζηλαίου, Ε.-Ε. Τουμπακάρη, Επεμβάσεις σε ιστορικές τοιχοποιίες: Διερεύνηση του μηχανισμού συνάφειας μεταξύ λίθων ή πλίνθων και ενεμάτων, 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου, 2006
- 10) Κ. Σπυράκος, Π. Τουλιάτος, Δ. Πατσιλίβας, Γ. Πελέκης, Α. Χαμπέσης, Χ. Α. Μανιατάκης, Ανάλυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία για σεισμό εγγύς-πεδίου και προτάσεις επεμβάσεων, Τεχν. Χρον. Επιστ. Έκδ. ΤΕΕ, Ι, τεύχ. 3 2006
- 11) Αργύρης Αλεξανδρής, Κυριάκος Αβραμίδης, Ελένη Πρωτόπαπα, Ιωάννης Ψυχάρης, Μηχανισμοί κατάρρευσης παραδοσιακών λιθόκτιστων κτιρίων – παραδείγματα από την Κύπρο, 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23/10/2009, Πάφος, Κύπρος 22
- 12) Κώστας Α. Συρμακέζης, Αντισεισμικός Σχεδιασμός Ιστορικών Κατασκευών και Μνημείων, 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας 5–7 Νοεμβρίου, 2008 Άρθρο 1843
- 13) Ι. Ψυχάρης, Χ. Μουζάκης, Ε. Παυλοπούλου, Α. Μιλτιάδου, Ι. Ταφλαμπάς Ανάλυση της Σεισμικής Απόκρισης Βυζαντινού Ναού Χωρίς και Με Επεμβάσεις 3ο

Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας 5–7
Νοεμβρίου, 2008 Άρθρο 1921

14) Ελευθερία Τσακανίκα – Θεοχάρη, Μεθοδολογία αποκατάστασης ιστορικών
κτηρίων - εφαρμογές στο τουρκικό αρχοντικό και στο τέμενος *hagi mehmet aga* στην
μεσαιωνική πόλη της ρόδου Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας - Τμήμα Ν. Κέρκυρας Μ
279 2005

15) Χ. Ιγνατάκης Μηχανική της τοιχοποιίας – Σύνθεση φέροντος οργανισμού –
Απόκριση και τυπολογία βλαβών υπό κατακόρυφα και σεισμικά φορτία Σεμινάριο
μικρής διάρκειας κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία κανονισμός – βλάβες –
αποκατάσταση