



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική εργασία

Ενίσχυση πετρόχτιστων κατασκευών για αύξηση αντοχής έναντι προοδευτικής κατάρρευσης



Εκπαιδευτική: Δαγαλάκη Μαρία
Επιβλέπων Καθηγητής: Λαγαρός Νικόλαος

ΑΘΗΝΑ
ΙΟΥΛΙΟΣ 2013

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας αυτή τη διπλωματική εργασία επιθυμώ να εκφράσω θερμές ευχαριστίες σε όλους εκείνους που συνέβαλαν καθένας με το δικό του ιδιαίτερο τρόπο στην υλοποίησή της. Ειδικότερα λοιπόν ευχαριστώ:

-Την οικογένειά μου για την υποστήριξη και την εμπιστοσύνη που μου δείχνει όλα τα χρόνια των σπουδών μου.

-Τους φίλους μου για την αμέριστη συμπαράσταση και την αγάπη τους.

-Τη διδάκτορα κ. Χαρά Μητροπούλου για τη βοήθεια και τις συμβουλές της σχετικά με τη χρήση του λογισμικού SAP2000 καθώς και με τη διεκπεραίωση των αναλύσεων που έγιναν κατά τη διάρκεια της διπλωματικής εργασίας.

- Κυρίως όμως τον επιβλέποντα αυτής της διπλωματικής εργασίας, καθηγητή κύριο Νίκο Λαγαρό, για τη συνεχή ανατροφοδότηση, τις εύστοχες υποδείξεις, τις λύσεις σε όσα προβλήματα ανέκυψαν και τη γενικότερη συμβολή του σε όλη τη διάρκεια εκπόνησης της μελέτης αυτής.

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την ενίσχυση πετρόχτιστων κατασκευών για αύξηση της αντοχής τους έναντι προοδευτικής κατάρρευσης. Πιο συγκεκριμένα, έγινε αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου λίθινου κτιρίου και επιλέχθηκαν τρεις συνδυασμοί ενίσχυσής του έναντι σεισμού. Στη συνέχεια διερευνήθηκε η αποτελεσματικότητα των εν λόγω ενισχύσεων έναντι προοδευτικής κατάρρευσης.

Στο *πρώτο κεφάλαιο* δίνονται κάποια εισαγωγικά στοιχεία γενικά για την τοιχοποιία, τα διάφορα είδη της και κυρίως για την τοιχοποιία από φυσικούς λίθους.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο* αναφέρονται επιγραμματικά οι πιο διαδεδομένες μέθοδοι ενίσχυσης λίθινων κατασκευών και στη συνέχεια παρουσιάζονται λεπτομερώς οι τρεις συνδυασμοί μεθόδων ενίσχυσης, οι οποίοι επιλέχθηκαν να υλοποιηθούν στην υπό μελέτη κατασκευή.

Το *τρίτο κεφάλαιο* περιγράφει την έννοια της ευρωστίας (Robustness) στις κατασκευές και της προοδευτικής κατάρρευσης. Επίσης παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία της ανάλυσης για τυχηματικές φορτίσεις που ακολουθήθηκε στην παρούσα εργασία.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο* παρουσιάζεται η υπό μελέτη κατασκευή και το αντίστοιχο προσομοίωμα που δημιουργήθηκε στο λογισμικό SAP2000. Καθορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά της υφιστάμενης τοιχοποιίας, οι επιβαλλόμενες φορτίσεις και ο σεισμός σχεδιασμού και πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η προσομοίωση καθενός από τους τρεις επιλεγμένους συνδυασμούς ενισχύσεων, τα μηχανικά χαρακτηριστικά της ενισχυμένης τοιχοποιίας και η ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιείται για καθένα από τους ενισχυμένους φορείς. Τέλος, συσχετίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και αποτιμάται η αποτελεσματικότητα των εν λόγω ενισχύσεων έναντι σεισμού.

Στο *πέμπτο κεφάλαιο* γίνεται η αποτίμηση της υπό μελέτη κατασκευής έναντι προοδευτικής κατάρρευσης. Περιγράφονται αναλυτικά τα δύο κριτήρια βάσει των οποίων θα γίνει η αποτίμηση: ο έλεγχος των ορθών τάσεων και ο έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας. Έπειτα, παρουσιάζονται τέσσερα διαφορετικά σενάρια τυχηματικής αστοχίας στο καθένα από τα οποία αφαιρείται βίαια ένα κρίσιμο φέρον στοιχείο της κατασκευής. Στη συνέχεια για κάθε ένα από τα σενάρια αυτά γίνεται αποτίμηση έναντι προοδευτικής κατάρρευσης του υπό μελέτη κτιρίου στην υφιστάμενη του κατάσταση αλλά και ενισχυμένο με τους τρεις συνδυασμούς επεμβάσεων που περιγράφηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια.

Στο *έκτο και τελευταίο κεφάλαιο* παρουσιάζονται τα συνολικά συμπεράσματα στα οποία κατέληξε η παρούσα εργασία.

Abstract

This diploma thesis is concerned with the rehabilitation of masonry buildings with the aim of equipping them with the most basic principles of robustness and eliminating the risk of a progressive collapse. More specifically, the assessment of seismic behavior and capacity of an existing masonry building is carried out and then three retrofitting methods are selected to be implemented. Additionally, it is examined how effective are those methods as regards robustness and if they enable the strengthened structure to cope with critical scenarios without the occurrence of damages disproportionate to the original cause.

The *first chapter* of the thesis consists of a brief reference to masonry, its different types and further information are provided about stone masonry.

In the *second chapter* there is an overview of the most common strengthening methods that are used for masonry buildings. Afterwards, three combinations of some of the aforementioned methods are presented thoroughly as proposals for the strengthening of the under-study structure.

The *third chapter* refers to the concept of Robustness of structures and progressive collapse as well. Furthermore the method followed for the analysis due to low probability events and unforeseeable incidents (accidental circumstances) is analytically described.

In the *fourth chapter* there is a detailed description of the under-study masonry building and how exactly it is simulated in SAP2000. Material properties and characteristics of the existing structure, the applied loads and the design spectrum are defined as well, and modal analysis is carried out. Moreover, the simulation of each of the three strengthening combinations is presented and modal analysis is again carried out for each strengthened building. Finally, the analysis results of the existing and the three reinforced buildings are compared in order to verify the effectiveness of the proposed seismic retrofitting techniques.

The *fifth chapter* deals with the assessment of the building as regards robustness and its ability to avoid a progressive collapse. The criteria for this assessment are based on the direct shell stresses S22 and the shearing forces F12 that the masonry develops. Furthermore, four scenarios of unforeseeable incidents that are considered to cause damage to different areas of the building as well as loss of support are presented. For each of these scenarios, it is examined if the existing structure is able to redistribute the loads imposed on it after a loss of support and avoid a wider failure. The same aspect is checked in the three strengthened buildings too, in order that the effectiveness of the proposed seismic retrofitting techniques as for the risk of a progressive collapse could be verified.

In the *sixth and final chapter*, the conclusions of this thesis are cited. More specifically, it is mentioned how each of the implemented retrofitting methods improve the robustness of the structure and enhance its behavior in case of accidental circumstances.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	12
1.1 Γενικά.....	12
1.2 Είδη τοιχοποιιών	13
1.3 Τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους	16
2.ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΛΙΘΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ – ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	18
2.1 Γενικά	18
2.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ 1 -Αρμολόγημα και μανδύας από εκτοξευμένο σκυρόδεμα για την περιμετρική τοιχοποιία.....	20
2.2.1 Αρμολόγημα	21
2.2.2 Μανδύας από Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	23
2.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ 2– Αρμολόγημα και εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της περιμετρικής τοιχοποιίας.....	25
2.3.1 Αρμολόγημα	25
2.3.2 Ενέματα	25
2.3.3 Μανδύας από Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	29
2.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ 3– Αρμολόγημα, διάζωμα Ω.Σ. στη στέψη του α΄ ορόφου και κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς της περιμετρικής τοιχοποιίας.....	29
2.4.1 Αρμολόγημα	30
2.4.2 Διάζωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στέψη του α΄ ορόφου.....	30
2.4.3 Κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς της περιμετρικής τοιχοποιίας.....	32
2.4.4 Μανδύας από Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	34
3. Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΕΥΡΩΣΤΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ Η ΠΡΟΟΔΕΥΤΙΚΗ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ	36
3.1 Ευρωστία κατασκευών (Robustness).....	36
3.2 Απρόβλεπτα / Τυχηματικά γεγονότα.....	37
3.3 Προοδευτική κατάρρευση	38
3.4 Ανάλυση για τυχηματική φόρτιση	41
4.ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ – ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ	44

4.1 Γενικές πληροφορίες για το κτίριο – Κατασκευαστική δομή	44
4.2 Προσομοίωση της υπό μελέτη κατασκευής στο SAP2000	47
4.2.1 Γενικά.....	47
4.2.2 Προσομοίωση υφιστάμενου φορέα	47
4.2.3 Συμβάσεις τοπικών αξόνων στοιχείων και διευθύνσεις εντατικών μεγεθών	53
4.2.4 Μηχανικά χαρακτηριστικά υφιστάμενης τοιχοποιίας.....	54
4.2.5 Φορτία κατασκευής – Φορτικοί συνδυασμοί.....	62
4.2.6 Δυναμική Φασματική Μέθοδος - Ιδιομορφική Ανάλυση	65
4.3 Υλοποίηση Ενίσχυσης 1 - Αρμολόγημα και μανδύας από εκτοξευμένο σκυρόδεμα για την περιμετρική τοιχοποιία	69
4.3.1 Προσομοίωση Ενίσχυσης 1 στο SAP2000	71
4.3.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης τοιχοποιίας μετά το αρμολόγημα..	73
4.3.3 Δυναμική Φασματική Μέθοδος – Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένης κατασκευής (Ενίσχυση 1)	76
4.4 Υλοποίηση Ενίσχυσης 2 - Αρμολόγημα και εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της περιμετρικής τοιχοποιίας	81
4.4.1 Προσομοίωση Ενίσχυσης 2	83
4.4.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης τοιχοποιίας.....	84
4.4.3 Δυναμική Φασματική Μέθοδος – Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένης κατασκευής (Ενίσχυση 2)	88
4.5 Υλοποίηση Ενίσχυσης 3 - Αρμολόγημα, διάζωμα Ω.Σ. στη στέψη του α΄ ορόφου και κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς της περιμετρικής τοιχοποιίας.....	92
4.5.1 Προσομοίωση Ενίσχυσης 3	94
4.5.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης τοιχοποιίας.....	100
4.5.3 Δυναμική Φασματική Μέθοδος – Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένης κατασκευής (Ενίσχυση 3)	101
4.6 Συμπεράσματα – Παρατηρήσεις	106
5.ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΠΡΟΟΔΕΥΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ	108
5.1 Έλεγχος ορθών τάσεων S22	108
5.2 Έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας	113
5.3 Παρουσίαση σεναρίων τυχηματικής αστοχίας.....	118
5.4 Σενάριο 1.....	121
5.4.1 Έλεγχος ορθών τάσεων S22 – Σενάριο 1.....	122

5.4.2 Έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας – Σενάριο 1	140
5.5 Σενάριο 2	156
5.5.1 Έλεγχος ορθών τάσεων S22 – Σενάριο 2	156
5.5.2 Έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας – Σενάριο 2	162
5.6 Σενάριο 3	170
5.6.1 Έλεγχος ορθών τάσεων S22 – Σενάριο 3	170
5.6.2 Έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας – Σενάριο 3	176
5.7 Σενάριο 4	181
5.7.1 Έλεγχος ορθών τάσεων S22 – Σενάριο 4	181
5.7.2 Έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας – Σενάριο 4	188
6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	194
BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	198

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

1.1 Γενικά

Η τοιχοποιία μαζί με το ξύλο αποτελεί το σπουδαιότερο δομικό υλικό στην ιστορία του ανθρώπινου γένους, αφού έχει χρησιμοποιηθεί ως βασικό κατασκευαστικό υλικό σε μεγάλη ποικιλία τύπων κτιρίων κατά τη διάρκεια αρκετών χιλιάδων ετών. Όλα τα δομικά έργα της ανθρωπότητας μέχρι τις αρχές του 20^{ου} αιώνα, όπου και ξεκίνησε η χρήση του χάλυβα και μετέπειτα του σκυροδέματος, είναι κατασκευασμένα με τοιχοποιία, με εξαίρεση βέβαια κάποιες περιοχές του κόσμου όπου ήταν ευρεία η χρήση ξύλου. Έτσι, πολλά τέτοια κτίρια έχοντας αναγνωριστεί για την αξία και τη σπουδαιότητα τους έχουν καταταγεί μεταξύ των σημαντικότερων επιτευγμάτων της ανθρώπινης ιστορίας και πολιτιστικής κληρονομιάς.

Παρά όμως το γεγονός ότι η τοιχοποιία αποτελεί ένα από τα αρχαιότερα δομικά στοιχεία, οι γνώσεις για τη μηχανική συμπεριφορά της είναι περιορισμένες. Για πολλά χρόνια οι κατασκευές από τοιχοποιία δε συγκέντρωναν επιστημονικό ενδιαφέρον, καθώς θεωρούνταν αντικείμενο τέχνης και εμπειρίας και όχι επιστήμης. Ιδιαίτερα μέχρι τη δεκαετία του '70 δεν υπήρχε καμία έρευνα για αυτό το δομικό υλικό, αφού όλες οι έρευνες είχαν επικεντρωθεί στο χάλυβα και το σκυρόδεμα, και έτσι η τοιχοποιία άρχισε να θεωρείται παρελθόν για τις κατασκευές. Ωστόσο, τις τελευταίες δεκαετίες η ανάγκη για συντήρηση των παλαιών κατασκευών και των μνημείων εθνικής κληρονομιάς του κάθε λαού οδήγησαν σε έντονο ερευνητικό ενδιαφέρον για την τοιχοποιία και ειδικότερα για τη φέρουσα, ενδιαφέρον βέβαια το οποίο συνεχίζεται ακόμη. Έτσι η έρευνα επεκτάθηκε στη μελέτη της συμπεριφοράς και της βελτίωσης της τοιχοποιίας σε σύγχρονες κατασκευές και στην ανάπτυξη υπολογιστικών συστημάτων ικανών να μελετήσουν πολύπλοκες κατασκευές από το ανισότροπο αυτό υλικό. Η περαιτέρω αυτή γνώση και έρευνα οδήγησε στην σύνταξη κανονισμών (Ευρωκώδικας 6) στην Ευρωπαϊκή Ένωση, οι οποίοι διέπουν τα της μελέτης και κατασκευής οικοδομικών έργων από τοιχοποιία.

Οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία παρουσιάζουν πολλά πλεονεκτήματα, όπως απλότητα, γρήγορη εκτέλεση και χαμηλό κόστος κατασκευής. Επίσης με την κατάλληλη επιλογή λιθοσωμάτων επιτυγχάνεται ικανοποιητικό αποτέλεσμα σε ζητήματα αισθητικής, αντοχής, πυροπροστασίας, θερμομόνωσης και ηχομόνωσης.

Ωστόσο όμως παρουσιάζουν και σημαντικά μειονεκτήματα με το σημαντικότερο από αυτά να σχετίζεται με τη συμπεριφορά τους στις σεισμικές δράσεις. Πιο συγκεκριμένα η τοιχοποιία μπορεί να αναλάβει θλιπτικά φορτία και μικρά οριζόντια, όμως όταν η κατασκευή υποβάλλεται στις μεγάλες εύρους ανακυκλιζόμενες μετατοπίσεις του

σεισμού, η αντίστασή της μειώνεται δραστικά. Μόλις οι εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται ξεπεράσουν την αντοχή της, η τοιχοποιία αστοχεί τοπικά με ψαθυρό τρόπο. Επειδή δεν είναι δυνατή σημαντική ανακατανομή των τάσεων, η αστοχία γίνεται καθολική και μπορεί να οδηγήσει όλο το φορέα σε κατάρρευση.

1.2 Είδη τοιχοποιιών

Η τοιχοποιία είναι ένα σύνθετο υλικό και αποτελείται από τα τοιχοσώματα και το συνδετικό κονίαμα.

Οι τοιχοποιίες διακρίνονται σε κατηγορίες με κοινά χαρακτηριστικά ανάλογα με το είδος των τοιχοσωμάτων από τα οποία είναι δομημένες, τη λειτουργία τους στο φορέα και τον τρόπο δόμησης τους.

Έτσι, **ανάλογα με το είδος των τοιχοσωμάτων**, οι τοιχοποιίες διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

A) Τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους (λιθοδομές)

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι τοιχοποιίες οι οποίες δομούνται από φυσικούς λίθους, οι οποίοι κατόπιν μικρού ή μεγάλου βαθμού επεξεργασίας αποκτούν κατάλληλο σχήμα για να μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή. Ανάλογα με το αν έχουν ή όχι συνδετικό κονίαμα διακρίνονται σε τρεις επιμέρους κατηγορίες:

- **Ξηρολιθοδομές (ξερολιθιές)** : Είναι λιθοδομές που αποτελούνται από ακατέργαστους φυσικούς λίθους χωρίς τη χρήση συνδετικού κονιάματος (εν ξηρώ). Σήμερα, λόγω της προφανούς αδυναμίας τους να αναλάβουν οριζόντιες δυνάμεις, χρησιμοποιούνται κυρίως για περιφράξεις ή για πρόχειρους χαμηλούς τοίχους αντιστήριξης.
- **Λιθοδομές γενικά**, ονομάζονται οι τοιχοποιίες που αποτελούνται από φυσικούς λίθους συγκολλημένους με τη χρήση κονιάματος. Οι λιθοδομές χρησιμοποιούνταν μέχρι την εμφάνιση του σκυροδέματος για κάθε είδους κατασκευή και υπήρξαν το κατ' εξοχήν οικοδομικό υλικό για χιλιάδες χρόνια σε πολλές περιοχές του κόσμου, με εξαίρεση αυτές που βρίσκονταν κοντά σε συμβολές ποταμών (π.χ. στη Μεσοποταμία), όπου χρησιμοποιούνταν κυρίως οι ωμόπλιθοι.



Εικόνα 1: Λιθοδομή

- **Χυτές τοιχοποιίες.** Κατασκευάζονται από πλαστικά μείγματα πηλού, κροκάλων και σκυροδέματος τα οποία στη συνέχεια σκληραίνονται και αποτελούν ένα ενιαίο σύνολο τοίχου. Χυτές τοιχοποιίες είναι και οι προκατασκευασμένοι τοίχοι από σκυρόδεμα που κατασκευάζονται βιομηχανικά. Το καλούπι αφαιρείται και ο προκύπτων τοίχος οπλισμένος ή όχι είναι ένας χυτός τοίχος.

Β) Τοιχοποιίες από τεχνητούς λίθους (πλινθοδομές)

Οι πλινθοδομές αποτελούνται από τοιχοσώματα (πλίνθους) τα οποία είναι βιοτεχνικό ή βιομηχανικό προϊόν, που κατασκευάζεται είτε επί τόπου είτε μακριά από το έργο. Το κύριο χαρακτηριστικό των τεχνητών τοιχοσωμάτων είναι το συγκεκριμένο σχήμα και οι σταθερές διαστάσεις που αυτά διατίθενται. Ανάλογα με το υλικό των τεχνητών λιθοσωμάτων οι πλινθοδομές διακρίνονται σε:

- **Ωμοπλινθοδομές.** Δομούνται από ωμόπλινθους, δηλαδή άψητες <<χωματόπλιθες>>, υλικό που χρησιμοποιήθηκε στη Μεσοποταμία πριν από 12.000 χρόνια περίπου. Στις περιοχές της γης όπου η πέτρα ήταν σπάνιο υλικό, οι ωμόπλινθοι χρησιμοποιήθηκαν σε πολύ μεγαλύτερη έκταση. Ακόμη και σήμερα μεγάλο τμήμα των κτιρίων των μη ανεπτυγμένων χωρών αποτελείται από ωμόπλινθους.
- **Οπτοπλινθοδομές.** Δομούνται από ψημένες πλίνθους, κοινώς τούβλα, τα οποία συνήθως είναι από αργιλικό υλικό (πηλό). Τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή κατασκευάζονται σήμερα είτε ως φέρουσες είτε ως τοιχοπληρώσεις σε κατασκευές με φέροντα οργανισμό από σκυρόδεμα και

χάλυβα. Στη χώρα μας αποτελούν σχεδόν το αποκλειστικό υλικό πληρώσεως στα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα.

- **Τσιμεντοπλινθοδομές** (ή τσιμεντολιθοδομές). Αποτελούνται από τσιμεντόλιθους, δηλαδή τεχνητά λιθοσώματα με βάση το σκυρόδεμα. Στη χώρα μας χρησιμοποιούνται σήμερα για την κατασκευή περιφράξεων αγροτικών και βιομηχανικών εγκαταστάσεων. Η χρήση τους για κατοικίες είναι απαγορευτική, λόγω της κακής θερμομονωτικής ικανότητάς τους.

Ανάλογα με **τη λειτουργία τους στο φορέα** οι τοιχοποιίες διακρίνονται σε:

- **Φέρουσες**. Είναι οι τοιχοποιίες που προορίζονται για να μεταφέρουν στο έδαφος κατακόρυφα ή και οριζόντια φορτία. Σε κτίρια χωρίς σκελετό φέροντες είναι οι τοίχοι που μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία από τη στέγη και τα πατώματα στο έδαφος. Υπό σεισμική δράση τόσο αυτοί οι τοίχοι όσο και όσοι συνδέονται με αυτούς είναι φέροντες.
- **Πληρώσεως**. Είναι οι τοιχοποιίες που προορίζονται όχι να μεταφέρουν φορτία αλλά για να διαμορφώσουν χώρους σε ένα οικοδόμημα. Οι μη φέροντες τοίχοι σε ένα κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία πρέπει να κατασκευάζονται μετά την κατασκευή των πατωμάτων ή των πλακών, εκτός αν λαμβάνεται μέριμνα ώστε να μην είναι δυνατή η μεταφορά φορτίων σε αυτούς.
- **Αντιστήριξης**. Είναι οι τοιχοποιίες που στηρίζουν γαιώδη πρηνή. Πρέπει να διαχωριστούν οι παλαιότερες πραγματικές τοιχοποιίες αντιστήριξης από τις νεότερες, οι οποίες αποτελούν στην πραγματικότητα επένδυση τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα και γίνονται για αισθητικούς λόγους ή για την εναρμόνιση των τοίχων με το περιβάλλον.
- **Επένδυσης**. Είναι οι τοιχοποιίες που κατασκευάζονται εν επαφή με τοίχους των ανωτέρω κατηγοριών ή με στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα και χρησιμοποιούνται μόνο για διακοσμητικούς λόγους. Η δόμησή τους μπορεί να είναι ιδιαίτερα επιμελημένη και να μιμείται επάξια την λαξευμένη πέτρα ή να δίνει την εντύπωση της πλακολιθοδομής ή να είναι από ειδικές διακοσμητικές πλίνθους.

Ανάλογα με **τον τρόπο δόμησής** της μια τοιχοποιία είτε από φυσικούς είτε από τεχνητούς λίθους διακρίνεται σε **συμπαγή** και σε **κοίλη ή με πυρήνα**. Σε μια κατακόρυφη τομή της συμπαγούς τοιχοποιίας δε διακρίνονται κατακόρυφες

ξεχωριστές στρώσεις. Αντίθετα στην κοίλη διακρίνονται μια εξωτερική και μία εσωτερική και ανάμεσά τους πυρήνας είτε κενός (δίστρωτη τοιχοποιία) είτε πληρωμένος με κονίαμα (τρίστρωτη τοιχοποιία), το οποίο μπορεί να είναι κροκαλόδεμα ή σκυρόδεμα ή τσιμεντοκονίαμα. Τέλος, εφόσον μια κοίλη τοιχοποιία με κενό πυρήνα χρησιμοποιείται ως φέρουσα, είναι απαραίτητη η σύνδεση των κατακόρυφων στρώσεων της με συνδέσμους και κάθε μία στρώση πρέπει να έχει ελάχιστο πάχος 0,10m.

1.3 Τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους

Οι λιθοδομές σχηματίζονται, όπως έχει ήδη αναφερθεί, από φυσικά τοιχοσώματα που συγκολλούνται με τη βοήθεια του συνδετικού κονιάματος. Ανάλογα με το είδος και τον βαθμό κατεργασίας των λίθων από τους οποίους αποτελούνται διακρίνονται στις κάτωθι κατηγορίες:

- **Αργολιθοδομές.** Είναι οι λιθοδομές που αποτελούνται από τελείως ακατέργαστους ή ελαφρά κατεργασμένους λίθους έτσι ώστε να αποκτήσουν σχήμα και μέγεθος που να μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το συγκεκριμένο έργο (εικόνα 2).



Εικόνα 2: Αργολιθοδομή

- **Κροκαλολιθοδομές.** Είναι οι λιθοδομές που είναι κατασκευασμένες από λίθους κροκαλοειδούς μορφής. Οι κροκάλες είναι λίθοι με λεία επιφάνεια και στρογγυλεμένα άκρα, χαρακτηριστικά που απέκτησαν μέσω διεργασιών τριβής από ρέοντα ύδατα.

- **Πλακολιθοδομές.** Έτσι λέγονται οι λιθοδομές που αποτελούνται από λίθους οι περισσότεροι από τους οποίους έχουν κανονική μορφή.
- **Ημιλαξευμένες.** Είναι οι λιθοδομές που κατασκευάζονται με λίθους που έχουν υποστεί ημιεπεξεργασία.
- **Λαξευμένες.** Είναι οι λιθοδομές που κατασκευάζονται από πλήρως κατεργασμένους λαξευτούς λίθους σε όλες τις έδρες.

Στην παρούσα διπλωματική θα μας απασχολήσει η πρώτη από τις παραπάνω πέντε κατηγορίες τοιχοποιίας από φυσικούς λίθους (αργολιθοδομή).

2.ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΛΙΘΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ – ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

2.1 Γενικά

Η ενίσχυση μιας υφιστάμενης κατασκευής αποτελεί το σύνολο των μέτρων αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών της (αντοχή και δυσκαμψία) μέχρις ενός επιθυμητού ή απαιτητού επιπέδου. Η ενίσχυση λοιπόν προχωρά πέραν της επισκευής τυχόν βλαβών και επαυξάνει την ικανότητα της υφιστάμενης κατασκευής για την παραλαβή στατικών και σεισμικών φορτίσεων για δύο κυρίως λόγους:

α) λόγω της απαίτησης να ανταποκρίνεται η κατασκευή στο επίπεδο ασφαλείας των αντίστοιχων νέων ή

β) λόγω της αλλαγής των φορτίων χρήσης της, που οφείλεται για παράδειγμα στην αλλαγή λειτουργίας της.

Για την ενίσχυση κατασκευής στην οποία δεν έχουν εκδηλωθεί βλάβες απαιτούνται αναλυτικές μέθοδοι για να εντοπιστούν τα τρωτότερα σημεία της και για να προβλεφτεί η συμπεριφορά της υπό συγκεκριμένες δράσεις. Με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών λαμβάνονται αποφάσεις για τα καλύτερα μέτρα επεμβάσεων και γίνεται η επιλογή της πλέον κατάλληλης τεχνικής ενίσχυσης.

Στη λήψη των αποφάσεων για το είδος της τεχνικής επέμβασης που θα υλοποιηθεί σε μια υφιστάμενη κατασκευή, πρέπει να συνεκτιμηθούν οι παρακάτω παράμετροι:

- Η δομική συμπεριφορά της επέμβασης και η αποτελεσματικότητά της
- Η απαίτηση ή όχι για αναστρεψιμότητα
- Ο σεβασμός στο πρωτότυπο και η επεμβατικότητα
- Η συμβατότητα των υφιστάμενων υλικών της κατασκευής με τα νέα υλικά
- Το οικονομικό κόστος της επέμβασης και της μελλοντικής συντήρησης ως προς την εγκατεστημένη αξία

Έτσι, ανάλογα με το είδος της κατασκευής οι ανωτέρω παράμετροι είναι σημαντικοί σε κυμαινόμενο βαθμό με εξαίρεση τη δομική συμπεριφορά της επέμβασης, η οποία είναι εξίσου σημαντική για όλα τα είδη κατασκευών. Επιπλέον, ένας άλλος

παράγοντας επίσης σημαντικός για την επιλογή κάποιας μεθόδου είναι η γνώση και η εμπειρία του διατιθέμενου τεχνικού δυναμικού και η δυνατότητα απόκτησης του κατάλληλου εξοπλισμού.

Οι πιο διαδεδομένες μέθοδοι ενίσχυσης λίθινων κατασκευών είναι οι εξής:

- **Κατασκευή διαζωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος** είτε στη στάθμη της στέγης είτε σε ενδιάμεσα ύψη του τοίχου. Η δεύτερη περίπτωση παρουσιάζει αρκετές δυσκολίες, ιδιαίτερα αν πρέπει να γίνει σε όλο το πάχος του τοίχου.
- **Προσθήκη ριζοπλισμών**, τεχνική που εφαρμόζεται συνήθως σε παλιές λιθοδομές μεγάλου πάχους για τη βελτίωση της μάζας είτε για τοπικές ενισχύσεις.
- **Αρμολόγημα**, τεχνική κατά την οποία αντικαθίσταται το κονίαμα των αρμών σε μικρό βάθος από την επιφάνεια του τοίχου με άλλο κονίαμα συνήθως ισχυρότερο.
- **Αντικατάσταση εύκαμπτων πατωμάτων από πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος**, οι οποίες δρουν ως οριζόντια διαφράγματα, όταν συνδέονται επαρκώς με τις περιμετρικές τοιχοποιίες.
- **Προσθήκη ελκυστήρων και τενόντων** είτε οριζόντιων είτε κατακόρυφων.
- **Κατασκευή μανδύα εκτοξευόμενου ή έγχυτου σκυροδέματος** σε τοίχους με εκτεταμένες και σημαντικές βλάβες.
- **Ενέσεις στη μάζα της τοιχοποιίας** με σκοπό την πλήρωση ενδεχόμενων ρωγμών και όλων των κενών στο εσωτερικό της.
- **Ενίσχυση εδάφους με την εισαγωγή ενεμάτων** υψηλής αντοχής με σκοπό τη βελτίωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης
- **Βαθιά υποθεμελίωση με τη μέθοδο των μικροπασσάλων**, τεχνική που αποβλέπει στη βελτίωση της φέρουσας ικανότητας τόσο του εδάφους όσο και της θεμελίωσης
- **Ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή (F.R.P.)**, τα οποία αποτελούνται από συνεχείς ίνες γυαλιού, ή άνθρακα ή σπανιότερα αραμιδίου σε συνδυασμό με μία οργανική ή ανόργανη μήτρα.

Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν τρεις συνδυασμοί μεθόδων ενίσχυσης, οι οποίοι θα αναλυθούν περαιτέρω και θα υλοποιηθούν στην υπό μελέτη κατασκευή, ως προτάσεις για τη βελτίωση της αντοχής της.

Οι εν λόγω συνδυασμοί είναι οι παρακάτω:

- **Ενίσχυση 1:** Αρμολόγημα και μανδύας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στην εσωτερική παρειά της περιμετρικής τοιχοποιίας του παλαιού κτιρίου.
- **Ενίσχυση 2:** Αρμολόγημα και εμποτισμός της περιμετρικής τοιχοποιίας με τσιμεντενέσεις.
- **Ενίσχυση 3:** Αρμολόγημα, κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς της περιμετρικής τοιχοποιίας και οριζόντιο διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη του α' ορόφου.

Και στις τρεις παραπάνω περιπτώσεις οι εσωτερικοί τοίχοι του κτιρίου ενισχύθηκαν από αμφίπλευρο μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

2.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ 1 -Αρμολόγημα και μανδύας από εκτοξευμένο σκυρόδεμα για την περιμετρική τοιχοποιία

Η ενίσχυση αυτή περιλαμβάνει:

α) αρμολόγηση της εξωτερικής παρειάς της περιμετρικής τοιχοποιίας,

β) μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για την εσωτερική παρειά της περιμετρικής τοιχοποιίας και

γ) αμφίπλευρους μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για όλους τους εσωτερικούς τοίχους του παλαιού κτιρίου.

2.2.1 Αρμολόγημα

Το αρμολόγημα είναι μια μέθοδος ενίσχυσης της τοιχοποιίας κατά την οποία αντικαθιστάται το παλαιό κονίαμα των αρμών σε μικρό βάθος από την επιφάνεια του τοίχου με νέο συνήθως ισχυρότερο.

Η επέμβαση αυτή χρησιμοποιείται κυρίως σε παλαιές τοιχοποιίες είτε σε περιπτώσεις όπου το υφιστάμενο κονίαμα έχει υποστεί έντονη διάβρωση, είτε για την ενίσχυση της τοιχοποιίας με κονίαμα μεγαλύτερων αντοχών από το υπάρχον. Το νέο κονίαμα θα πρέπει να είναι συμβατό με το υφιστάμενο αλλά μεγαλύτερης αντοχής και μεγαλύτερου χρόνου ζωής. Επίσης θα πρέπει να έχει μειωμένο συντελεστή συστολής, αυξημένη εργασιμότητα καθώς και αντοχή μικρότερη από αυτή των λιθοσωμάτων. Τέλος, για την αποφυγή τυχόν ψαθυρών αστοχιών θα πρέπει να περιορίζεται η περιεκτικότητά του σε τσιμέντο, έτσι ώστε να μην είναι σκληρότερο από το ήδη υπάρχον κονίαμα.

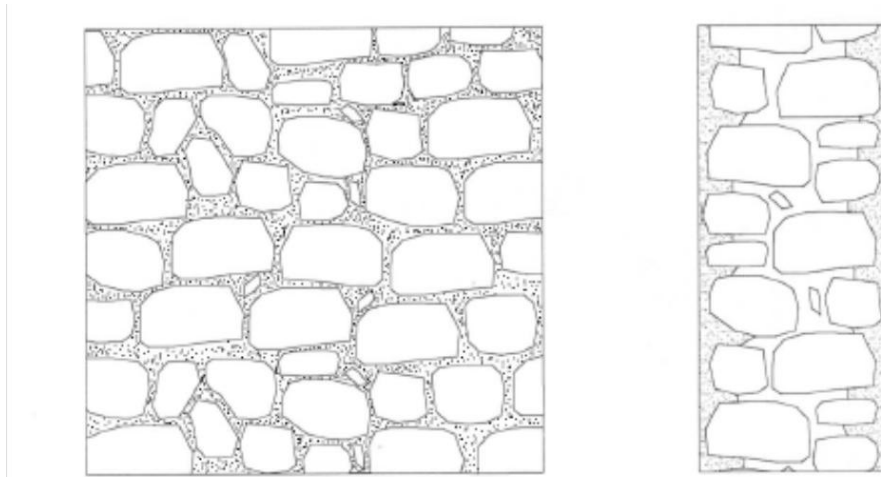
Το βάθος του αρμολογήματος εξαρτάται από την κατάσταση της τοιχοποιίας και απαιτείται προσοχή για τον καθαρισμό του, καθώς είναι πιθανό ένα πολύ βαθύ αρμολόγημα να οδηγήσει σε χαλάρωμα της συνοχής ή και απόσπαση των λιθοσωμάτων κατά τη διάρκεια των εργασιών.

Η καθαίρεση του παλιού κονιάματος γίνεται είτε με το χέρι είτε μηχανικά με τη χρήση ύδατος ή αέρα υπό πίεση ή ακόμα και με αμμοβολή. Η επιλογή του μέσου εξαρτάται από την ποιότητα του κονιάματος αλλά και του κτισίματος, όπως επίσης από το κόστος και τη διαθεσιμότητα του εξοπλισμού. Ο οικονομικότερος τρόπος για την καθαίρεση του παλιού κονιάματος είναι η χρήση νερού υπό πίεση. Συνηθισμένη πίεση για την καθαίρεση ισχνών και χαλαρών κονιαμάτων είναι γύρω στα $0,7 \text{ N/mm}^2$ με ακροφύσιο διαμέτρου 1-2mm. Μεγαλύτερες πιέσεις απαιτούν μικρότερη ποσότητα ύδατος. Ωστόσο, η χρήση ύδατος δεν είναι πάντα εφικτή, όπως π.χ. στην περίπτωση ξύλινων δαπέδων. Από την άλλη πλευρά η καθαίρεση με αέρα υπό πίεση ή με αμμοβολή δυσχεραίνει το χρήστη εξαιτίας της σκόνης που δημιουργείται. Για αυτό το λόγο υπάρχουν συσκευές που συνδυάζουν παροχή αέρα και ύδατος δίνοντας έτσι στο χρήστη τη δυνατότητα επιλογής του καλύτερου κάθε φορά μέσου.

Στάδια υλοποίησης:

- 1) Αφαίρεση επιχρισμάτων, ασθενούς συνδετικού κονιάματος και χαλαρών λίθων.
- 2) Πλύσιμο με νερό υπό πίεση ή αέρα ή με αμμοβολή.
- 3) Εισαγωγή νέου κονιάματος για σφράγιση των κενών των ρωγμών.

- 4) Εφαρμογή εξωτερικού αρμολογήματος και τελικού επιχρίσματος.
(Εναλλακτικά, πριν το τελικό επίχρισμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί κοτετσόσυρμα που στερεώνεται με φουρκέτες μπηγμένες στο κονίαμα των αρμών των τοίχων.)



Εικόνα 3: Αρμολογημένη τοιχοποιία

Μετά τη διαδικασία της αρμολόγησης η τοιχοποιία αποκτά πλέον νέα βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά αφού η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας αυξάνονται συναρτήσει του βάθους αρμολόγησης και της ποιότητας του μείγματος.

Για τον υπολογισμό της αντοχής της πρέπει να ληφθεί υπόψη το ποσοστό του νέου κονιάματος ως προς το συνολικό όγκο του συνδετικού κονιάματος και να υπολογιστεί έτσι η νέα θλιπτική αντοχή και το νέο μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας.

Η νέα θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, μετά το αρμολόγημα, υπολογίζεται από τη σχέση

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Ra}} \cdot \zeta \cdot f_{wc,o}$$

Όπου

$$\frac{1}{\gamma_{Ra}} = 0,8$$

$f_{wc,o}$ η αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

ζ εμπειρικός συντελεστής από τη σχέση: $\zeta = 1 + \omega \frac{V_{\text{νέου κονιάματος}}}{V_{\text{συνολικού κονιάματος}}}$

και $\omega = 4-8$ για λιθοδομή

1-2 για οπτοπλινθοδομή

Όσον αφορά το μέτρο ελαστικότητας της αρμολογημένης τοιχοποιίας αυτό ισούται με:

$$E = 1000 \cdot f_{wc}$$

Ο συντελεστής Poisson μπορεί να λαμβάνεται $\nu=0,15$.

Στην συγκεκριμένη κατασκευή που θα μελετηθεί στη συνέχεια, η αρμολόγηση της τοιχοποιίας επιλέχθηκε να πραγματοποιηθεί στην εξωτερική παρειά των περιμετρικών τοίχων, ενώ η εσωτερική παρειά της περιμετρικής τοιχοποιίας καθώς και οι εσωτερικοί τοίχοι του κτιρίου επιλέχθηκε να ενισχυθούν με την εφαρμογή μανδύα από εκτοξευμένο σκυρόδεμα, όπως περιγράφεται ακολούθως.

2.2.2 Μανδύας από Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Η ενίσχυση της τοιχοποιίας με μανδύες σκυροδέματος εφαρμόζεται σε περίπτωση εκτεταμένων ζημιών στους τοίχους, όπου κρίνεται απαραίτητη η καθολική επέμβαση επισκευής - ενίσχυσής τους.

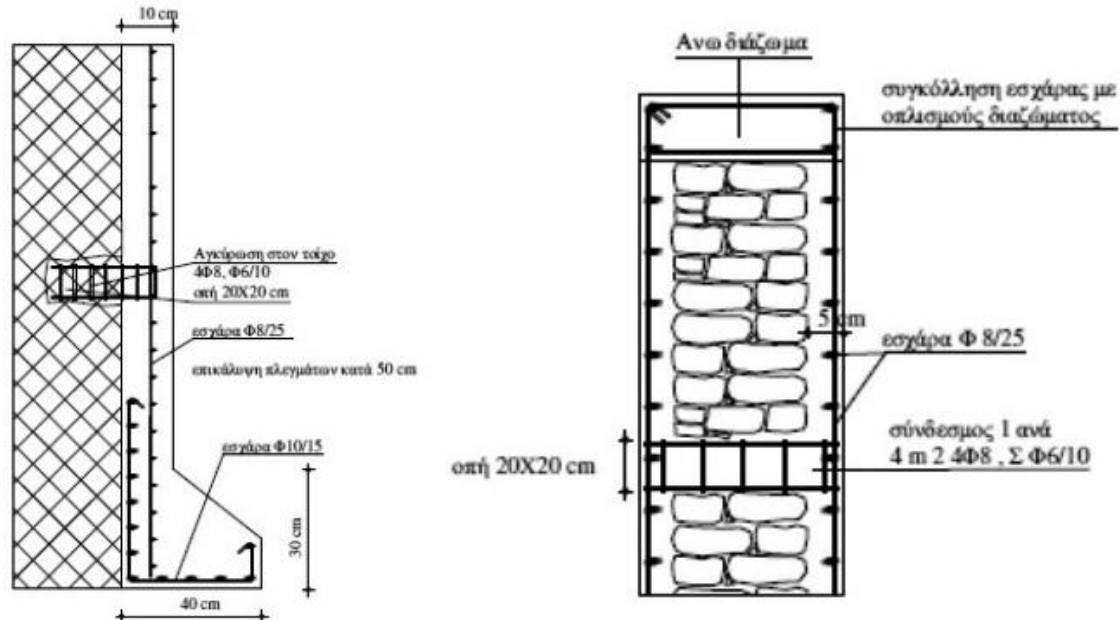
Διακρίνονται τρεις τύποι μανδύα:

- Ελαφρά οπλισμένοι μανδύες : Είναι η πιο απλή μορφή μανδύα. Κατασκευάζεται με διαδοχικές επιχρίσεις τσιμεντοκονιάματος κατά προτίμηση με εκτόξευση. Έχει συνολικό πάχος 3-5cm και οπλίζεται με ελαφρό πλέγμα.
- Μονόπλευροι μανδύες: Κατασκευάζονται με εκτόξευση σε αλληπάλληλες στρώσεις ή με επιτόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τοποθετείται ελάχιστος οπλισμός σχάρας Φ8/25 και απαιτείται ελάχιστο πάχος μανδύα 10cm.
- Αμφίπλευροι μανδύες: Κατασκευάζονται με χρήση εκτοξευόμενου τσιμεντοκονιάματος ανά στρώσεις. Τοποθετείται ελάχιστος οπλισμός σχάρας Φ8/25 και απαιτείται ελάχιστο πάχος μανδύα 5cm.

Γενικώς οι αμφίπλευροι μανδύες κρίνονται ως αποτελεσματικότεροι λόγω της συμμετρίας της διατομής τους. Παρ' όλα αυτά σε περιπτώσεις που υπάρχουν περιορισμοί ή πρακτικές δυσκολίες, όπως π.χ. έλλειψη δυνατότητας εκτέλεσης εργασιών στους εσωτερικούς χώρους ή διατήρηση των εξωτερικών όψεων της τοιχοποιίας για αρχιτεκτονικούς και αισθητικούς λόγους, οι μονόπλευροι μανδύες είναι αυτοί που προτιμούνται. Οι μονόπλευροι μανδύες ωστόσο έχουν σχεδόν τη μισή αποτελεσματικότητα, αφού λειτουργούν μόνο στην περίπτωση που εφελκύεται η παρειά που είναι κατασκευασμένοι.

Οι μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος υπερέχουν έναντι αυτών από έγχυτο. Μπορεί οι λεπτομέρειες όπλισης να περιπλέκουν τη χρήση του, αλλά το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι ιδιαίτερα οικονομικό σε περιπτώσεις που δεν μπορούν να γίνουν

ξυλότυποι, όταν η πρόσβαση στην περιοχή εργασίας είναι δύσκολη ή γενικά όπου δεν μπορούν να εφαρμοστούν οι τεχνικές του έγχυτου. Άλλοι λόγοι για τους οποίους προτιμάται είναι επίσης η άριστη ικανότητα πρόσφυσής του με πλήθος υλικών καθώς και το ότι αλλοιώνει λιγότερο τη μορφολογία του κτιρίου απ' ότι το έγχυτο.



Εικόνα 4: Μονόπλευρος και αμφίπλευρος μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος

Συνεπώς οι μανδύες αποτελούν ιδιαίτερα αποτελεσματική μέθοδο ενίσχυσης, αφού επαυξάνουν σημαντικά τη θλιπτική, εφελκυστική και διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας. Όταν μάλιστα εκτείνονται σε όλη την κατασκευή, προσδίδεται στην κατασκευή μονολιθικότητα σε μεγάλο βαθμό, γεγονός που βελτιώνει τη σεισμική της συμπεριφορά και συμβάλλει στην καλύτερη κατανομή της έντασης. Τα μειονεκτήματα αυτής της τεχνικής είναι η σημαντική αύξηση των νεκρών και σεισμικών φορτίων της κατασκευής, οι εκτεταμένες εργασίες υψηλού κόστους, η αλλοίωση των όψεων του κτιρίου και η συγκέντρωση υγρασίας πίσω από την τοιχοποιία.

Στάδια υλοποίησης:

- 1) Καθαίρεση όλων των επιχρισμάτων
- 2) Αφαίρεση του κονιάματος σε όσο το δυνατό μεγαλύτερο βάθος, άνοιγμα φωλιών για αγκύρωση μανδύα
- 3) Διαμόρφωση αυλακιών ή οπών για σύνδεση του μανδύα με άλλα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος (π.χ. θεμελίωση, συνέχεια στον άνω όροφο, πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα κλπ.)

- 4) Πλύσιμο με νερό υπό πίεση
- 5) Τοποθέτηση οπλισμού και αγκύρωση του μέσα στην τοιχοποιία
- 6) Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος ανά στρώσεις
- 7) Διαμόρφωση τελικής όψης μανδύα

Στην υπό μελέτη κατασκευή, τοποθετούνται μονόπλευροι μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην εσωτερική πλευρά των περιμετρικών τοίχων των όψεων. Με τον τρόπο αυτό επιδιώκεται η διατήρηση της αρχιτεκτονικής και της αισθητικής των όψεων του κτιρίου. Στους εσωτερικούς τοίχους τοποθετούνται αμφίπλευροι μανδύες με πάχος 5cm σε κάθε παρειά της τοιχοποιίας. Αναλυτικότερες πληροφορίες για την υλοποίηση της ενίσχυσης αυτής στη μελετώμενη κατασκευή δίνονται στο κεφάλαιο 4 της παρούσας εργασίας.

2.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ 2- Αρμολόγημα και εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της περιμετρικής τοιχοποιίας

Η ενίσχυση αυτή περιλαμβάνει:

- α) αρμολόγηση και στις δύο παρειές της περιμετρικής τοιχοποιίας,
- β) εισαγωγή ενεμάτων στη μάζα της περιμετρικής τοιχοποιίας,
- γ) αμφίπλευρους μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για όλους τους εσωτερικούς τοίχους του παλαιού κτιρίου.

2.3.1 Αρμολόγημα

Η τεχνική αυτή ενίσχυσης λίθινων κατασκευών αναλύθηκε ανωτέρω στο κεφ. 2.2.1.

2.3.2 Ενέματα

Ένεση ή εμποτισμός λέγεται η διαδικασία εισαγωγής ενός υλικού υπό υγρή μορφή στη μάζα μιας κατασκευής, το οποίο στη συνέχεια στερεοποιείται και προσδίδει νέες μηχανικές ιδιότητες στο υλικό της κατασκευής. Με αυτόν τον τρόπο επιδιώκεται όχι μόνο η πλήρωση ενδεχόμενων ρωγμών αλλά όλων των κενών στη μάζα της

τοιχοποιίας. Παρόλο που η τεχνική αυτή εφαρμόζεται για την ενίσχυση τοιχοποιιών σχεδόν ένα αιώνα, ακόμη αποτελεί μία εμπειρική τεχνική παρά τη θεωρητική γνώση που υπάρχει. Τα πρώτα ενέματα ήταν κυρίως από υδραυλική άσβεστο και ποζολάνες αλλά σήμερα είτε έχουν βάση το τσιμέντο (τσιμεντέματα) είτε τις ρητίνες (ρητινέματα).

Η δράση των ενεμάτων στην τοιχοποιία είναι διπλή, αφού αφενός πληρούν τα υπάρχοντα κενά στο σώμα της τοιχοδομής αυξάνοντας έτσι την αντοχή της και αφετέρου συγκολλούν τα χαλαρά τμήματα της τοιχοποιίας εξασφαλίζοντας έτσι την ανάληψη δυνάμεων μέσω τριβής.

Αποτελεί μια ιδιαιτέρως αποδοτική μέθοδο ιδίως στην περίπτωση αργολιθοδομών με μεγάλο ποσοστό κονιάματος χαμηλής ποιότητας καθώς και στην περίπτωση τρίστρωτης τοιχοποιίας. Σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα παρατηρείται αύξηση της αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας, ενώ αντιθέτως μειώνεται η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Ωστόσο, το μεγάλο πλεονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι το γεγονός ότι επεμβαίνει στην εσωτερική δομή της τοιχοποιίας και δεν είναι ορατή στην όψη της. Γι' αυτό το λόγο αποτελεί ιδανική επιλογή για την ενίσχυση ιστορικών μνημείων, όπου οι αρχές της προστασίας και της ανασύλωσης πρέπει να είναι σεβαστές, περιορίζοντας έτσι σημαντικά την εφαρμογή άλλων δυνατών τεχνικών επεμβάσεων και απαγορεύοντας την ανακατασκευή ή την αντικατάσταση των δομικών τμημάτων.

Παρ' όλα αυτά όμως η μέθοδος παρουσιάζει και αρκετά μειονεκτήματα. Το πιο σημαντικό από αυτά να είναι το υψηλό της κόστος καθώς και η απαίτηση ύπαρξης σχετικού εξοπλισμού και πολύ σχολαστικής εργασίας. Για το λόγο αυτό θα πρέπει να εφαρμόζεται με φειδώ και όχι στο σύνολο της τοιχοποιίας, αν είναι αυτό δυνατό, αλλά σε επιλεγμένες περιοχές κρίσιμες για την συμπεριφορά της κατασκευής. Επίσης, ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην περίπτωση που η ομογενοποίηση της μάζας πρόκειται να εφαρμοστεί σε τοιχοποιία στην επιφάνεια της οποίας υπάρχουν έργα τέχνης. Οι προσμίξεις του τσιμέντου, οι οποίες διαλύονται στο νερό, μεταβάλλουν την αρχική σύνθεση της παραδοσιακής τοιχοποιίας και μπορεί να καταστρέψουν τοιχογραφίες ή άλλες διακοσμήσεις που συναντάμε συχνά στην επιφάνεια τοίχων ιστορικών λιθοδομών.

Οι μέθοδοι εισαγωγής του ενέματος στην τοιχοποιία είναι: α)εισαγωγή υπό πίεση και β)εισαγωγή υπό κενό αέρος.

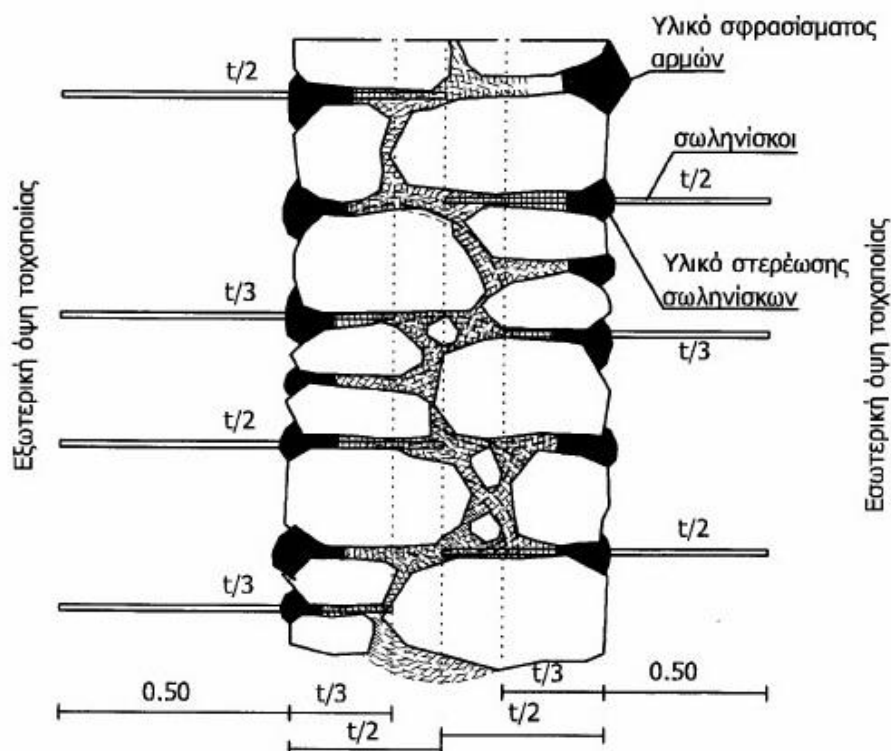


Εικόνα 5:Εισαγωγή ενέματος μέσω των σωληνίσκων

Η εισαγωγή του ενέματος με τη μέθοδο της εισαγωγής υπό πίεση είναι και η πιο διαδεδομένη. Το ένεμα διέρχεται μέσω των κενών και όταν δεν μπορεί πλέον να διέλθει, τα γεμίζει συμπιέζοντας ή και εξωθώντας τον αέρα τους. Η γνώση της εσωτερικής δομής της τοιχοποιίας και του ποσοστού των κενών είναι στοιχείο που συνεκτιμάται για την επίτευξη του καταλληλότερου για την κάθε περίπτωση ιξώδους του ενέματος.

Στάδια υλοποίησης:

- 1) Οι τοίχοι διαβρέχονται αρχικά με νερό.
- 2) Διανοίγονται οπές μεταξύ των λίθων σε βάθος τουλάχιστον ίσο με το μισό πάχος του τοίχου σε σχήμα ρομβοειδούς καννάβου. Οι αποστάσεις μεταξύ των οπών κυμαίνονται από 0,30-0,60m. Η διάτρηση γίνεται με περιστροφικό τρυπάνι Φ14-Φ18. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται ώστε οι οπές που διανοίγονται να μην είναι «τυφλές» και να γίνονται συχνές διακοπές διάτρησης για την αποφυγή συντονισμού των δονήσεων.
- 3) Τοποθετούνται και στερεώνονται κατάλληλα μεταλλικοί ή πλαστικοί σωληνίσκοι, διαμέτρου $1\div 10\text{mm}$, μέσα στις οπές. Οι σωληνίσκοι αυτοί εξέχουν 0,50m από την επιφάνεια του τοίχου και στερεώνονται σε αρμούς μεταξύ των λίθων, ώστε μέσα από αυτούς να εισέλθει το ένεμα. Οι μισοί από αυτούς θα εισέλθουν εντός της τοιχοποιίας κατά το $1/3$ του πάχους της, ενώ οι υπόλοιποι κατά το $1/2$ (εικόνα 6).



Εικόνα 6: Διάταξη σωληνίσκων ενέματος

- 4) Εισάγεται το ένεμα, αρχίζοντας από τα χαμηλότερα σημεία και προχωρώντας προς τα πάνω με συστηματικό τρόπο. Επειδή το ένεμα λαμβάνει τη θέση του αέρα ή του τυχόντος ύδατος των κενών, πρέπει να λαμβάνεται πρόνοια για την έξοδο τους από την τοιχοποιία, δηλαδή πρέπει να υπάρχουν τουλάχιστον δύο οπές σε μικρή απόσταση μεταξύ τους. Η εισαγωγή ενέματος από ένα σημείο συνεχίζεται μέχρι να υπερχειλίσει ένεμα από κάποιο άλλο υψηλότερο σημείο που επικοινωνεί με το υπόψη. Τότε ο σωλήνας από όπου γινόταν η εισαγωγή σφραγίζεται.
- 5) Μετά από διακοπή 10-20 λεπτών η διαδικασία επαναλαμβάνεται στην αμέσως ανώτερη στάθμη ή, εάν υπάρχουν πολλά σημεία εισαγωγής στην ίδια στάθμη, στο επόμενο σημείο εισόδου κατά μήκος του τοίχου, μέχρις ότου να ολοκληρωθεί η πλήρωση και να σφραγιστούν όλοι οι σωληνίσκοι. Κατά τη διάρκεια των ενέσεων η υπερχειλίση του ενέματος από τις ρωγμές και τους αρμούς μεταξύ των λίθων εμποδίζεται με την εφαρμογή ξηρού τσιμέντου ταχείας πήξης. Το μέγιστο ύψος στο οποίο εφαρμόζονται ενέματα δεν πρέπει να υπερβαίνει το ένα μέτρο ανά ημέρα, ώστε να αποφεύγεται η ανάπτυξη μεγάλης υδροστατικής πίεσης στο ένεμα που έχει ήδη εισαχθεί.
- 6) Μετά το τέλος των εργασιών αφαιρούνται όλοι οι σωληνίσκοι και αποκαθίστανται οι αρμοί στις περιοχές των οπών.

Πριν την εφαρμογή της τεχνικής αυτής κρίνεται απαραίτητη η επίσκεψη της κατασκευής έτσι ώστε να εκτιμηθεί η κατάσταση της τοιχοποιίας και η δομή της για να ληφθούν σωστές αποφάσεις ως προς την απόσταση των οπών, της σύνθεση του ενέματος και την πίεση εισαγωγής του μείγματος σε κάθε περιοχή.

Επειδή στην περίπτωσή μας η περιμετρική τοιχοποιία θα ενισχυθεί και με αρμολόγημα, οι παραπάνω εργασίες για τον εμποτισμό της τοιχοποιίας με ενέματα θα προηγηθούν.

Με την τεχνική των ενέσεων επιτυγχάνεται μεγάλη βελτίωση στην αντοχή και σταθερότητα στις τοιχοποιίες κυρίως από λιθοδομή, αφού όπως είναι γνωστό ο πυρήνας τους αποτελείται από υλικό πλήρωσης αμφιβόλου αντοχής και σύνδεσης με τις εξωτερικές στρώσεις. Η εισαγωγή ενεμάτων από υλικό συμβατό με τη λιθοδομή σταθεροποιεί τον πυρήνα και εξασφαλίζει τη συνεργασία του με τις εξωτερικές στρώσεις, βελτιώνοντας έτσι σε σημαντικό βαθμό τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας. Η βελτίωση αυτή μειώνεται όσο η ποιότητα της τοιχοποιίας γίνεται καλύτερη.

Όπως αναφέρουν οι Tassios και Chronopoulos (1986), Vintzileou και Tassios (1995) και οι Tomazenic και Anicic (1989), τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εμποτισμένης

τοιχοποιίας, που κατωτέρω έχουν το δείκτη “ε” σε σχέση με αυτά της αρχικής που έχουν το δείκτη “α” είναι τα εξής:

- Θλιπτική αντοχή

$$f_{wc,\varepsilon} = (3 \div 5) \cdot f_{wc,a}$$

- Μέτρο ελαστικότητας

$$E_{w,\varepsilon} = 2000 \cdot f_{wc,\varepsilon} \cdot (\pm 50\%)$$

- Διατμητική αντοχή

$$f_{wv,\varepsilon} = (3 \div 5) \cdot f_{wv,a}$$

- Μέτρο διάτμησης

$$G_{w,\varepsilon} = 800 \cdot f_{wv,\varepsilon} \cdot (\pm 15\%)$$

Όπως φαίνεται από το ευρύ φάσμα των ανωτέρω τιμών, οι τιμές αυτές είναι ενδεικτικές και εξαρτώνται από το πόσο επιτυχής υπήρξε ο βαθμός εμποτισμού και κατά συνέπεια και η επέμβαση.

2.3.3 Μανδύας από Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, η εφαρμογή ενέματος στη μάζα της τοιχοποιίας αποτελεί ιδιαίτερα δαπανηρό τρόπο ενίσχυσης. Επειδή οι όψεις των εσωτερικών τοίχων δεν κρίνεται αναγκαίο να διασωθούν, τα ενέματα εφαρμόζονται μόνο στην περιμετρική τοιχοποιία.

Έτσι οι εσωτερικοί τοίχοι του κτιρίου επιλέχθηκε να ενισχυθούν με αμφίπλευρους μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, τεχνική που περιγράφηκε λεπτομερώς στο κεφ. 2.2.2.

2.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ 3- Αρμολόγημα, διάζωμα Ω.Σ. στη στέψη του α' ορόφου και κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς της περιμετρικής τοιχοποιίας

Η ενίσχυση αυτή περιλαμβάνει:

- α) αρμολόγηση και στις δύο παρειές της περιμετρικής τοιχοποιίας,
- β) διάζωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στέψη του α' ορόφου

γ) κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς της περιμετρικής τοιχοποιίας

δ) αμφίπλευρους μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για όλους τους εσωτερικούς τοίχους του παλαιού κτιρίου.

2.4.1 Αρμολόγημα

Η τεχνική αυτή αναλύθηκε πρωτίτερα στο κεφ. 2.2.1.

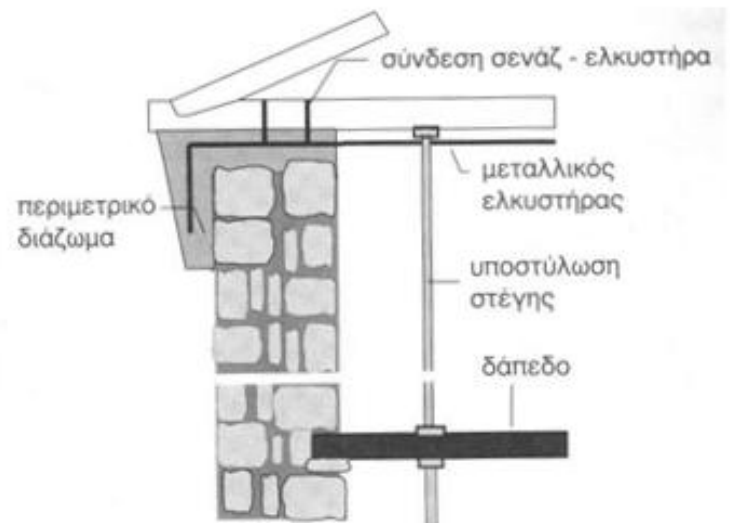
2.4.2 Διάζωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στέγη του α' ορόφου

Η κατασκευή διαζωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ένας από τους αποτελεσματικότερους και συγχρόνως με το μικρότερο κόστος τρόπους για την αύξηση της αντοχής των κτιρίων. Εκτός από το ότι διασφαλίζουν και μάλιστα σε υψηλό βαθμό τη βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής έναντι σεισμού, τα διαζώματα επιτυγχάνουν την ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων της στέγης καθώς παράλληλα διορθώνουν ενδογενή προβλήματα της κατασκευής, όπως προβλήματα γωνιών και διασταυρώσεων τοίχων, έδρασης και αγκύρωσης δαπέδων και στεγών κ.λπ.

Τα διαζώματα μπορεί να είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, μέταλλο ή ξύλο. Η επιλογή του υλικού καθορίζεται από ορισμένες παραμέτρους, όπως ο χαρακτήρας του κτιρίου, τα υλικά της τοιχοποιίας, τα υλικά του υπερκείμενου πατώματος ή στέγης κ.λπ.



Εικόνα 7: Κατασκευή οριζόντιου διαζώματος υπό στέγη με μεγάλη κλίση



Εικόνα 8: Κατασκευή οριζόντιου διαζώματος υπό στέγη με μικρή κλίση

Η κατασκευή διαζωμάτων στη στάθμη της στέγης δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες δυσκολίες, ειδικά στην περίπτωση που υπάρχει κενό μεταξύ του τοίχου και του αμείβοντα των ζευκτών (εικόνα 7). Στην περίπτωση αυτή αφαιρούνται μερικές σειρές κεραμιδιών, τοποθετείται επί του τοίχου ο οπλισμός, καλουπώνονται τα πλαϊνά και εγχύεται το σκυρόδεμα. Έτσι δημιουργείται το περιμετρικό διάζωμα. Αν η τοιχοποιία είναι ανεπίχριστη, το διάζωμα μπορεί να μην εκτείνεται μέχρι την εξωτερική παρειά του τοίχου, αλλά να αφήνεται τμήμα της διατομής, για να γίνει επένδυση με το υλικό του τοίχου. Εναλλακτικά μπορεί να κατασκευαστεί σενάζ, το οποίο περισφίγγει τη στέψη. Η προεξοχή στην εξωτερική επιφάνεια του τοίχου μπορεί να αποτελέσει τμήμα διακοσμητικής κορνίζας και έτσι δεν θα αλλοιώνει αισθητικά την όψη του κτιρίου. Η σύνδεση των στρώσεων επιτυγχάνεται με τοποθέτηση ράβδων Φ10 σε διαμπερείς οπές που απέχουν περίπου 1m και τελικά πληρούνται με τσιμεντένεμα.

Όταν δεν υπάρχει αρκετός χώρος λόγω μικρής κλίσης της στέγης, για την κατασκευή διαζωμάτων με τον προηγούμενο τρόπο, *εικόνα 8*, απαιτείται ανάσυρση ή υποσύλωση της στέγης. Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να εξεταστεί αν η κατασκευή του διαζώματος θα γίνει και στους εσωτερικούς τοίχους και αν θα διατηρηθεί το αρχικό ύψος της κατασκευής ή θα γίνει παράλληλη μετάθεση της στέγης προς τα πάνω. Στην περίπτωση διατήρησης του αρχικού ύψους της κατασκευής θα πρέπει να αφαιρεθούν λίθοι από το πάνω μέρος των τοίχων σε ύψος ίσο με το ύψος του διαζώματος. Επίσης θα πρέπει να λαμβάνεται πρόνοια έτσι ώστε η υποσύλωση να μην μεταφέρει τα φορτία στο ασθενές δάπεδο του τελευταίου ορόφου, αλλά να υποστυλώνονται και τα υπόλοιπα δάπεδα μέχρι το έδαφος. Το διάζωμα πρέπει να έχει πάχος όσο αυτό του τοίχου και ύψος 15-20cm, ελάχιστο διαμήκη οπλισμό 4Φ16 και συνδετήρες Φ6/20. Στις περιπτώσεις που είναι επιτρεπτή συνίσταται η κατασκευή γείσου ύψους 15-20cm που να περιβάλλει την εξωτερική όψη του τοίχου.

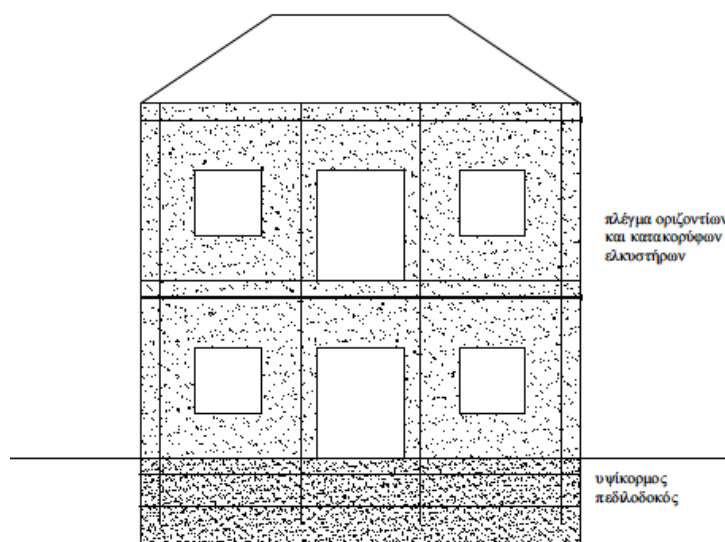
Στάδια υλοποίησης:

- 1) Υποσύλωση της στέγης.
- 2) Αφαίρεση λίθων από το πάνω μέρος των τοίχων σε ύψος ίσο με το ύψος του διαζώματος, ώστε να διατηρηθεί το αρχικό ύψος της κατασκευής σταθερό.
- 3) Αφαίρεση τμήματος της επικάλυψης της στέγης στη θέση κατασκευής του διαζώματος.
- 4) Διάνοιξη οπών στο πάνω μέρος του τοίχου και εμφύτευση οπλισμών για την καλύτερη αγκύρωση- σύνδεση του διαζώματος με τον τοίχο.

- 5) Κατασκευή του καλουπιού του διαζώματος και τοποθέτηση του οπλισμού του σενάζ (ελάχιστο διαμήκη οπλισμό 4Φ16 και συνδετήρες Φ6/20)
- 6) Σκυροδέτηση του σενάζ με σκυρόδεμα C20/25 και αφαίρεση του καλουπιού του διαζώματος.
- 7) Επαναφορά της στέγης στην αρχική της κατάσταση.

2.4.3 Κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς της περιμετρικής τοιχοποιίας

Η προένταση όπως και η κατασκευή των μανδύων χρησιμοποιείται όχι μόνο για την ενίσχυση των κτιρίων αλλά και για τη στερέωση και επισκευή κυρίως τοίχων με εκτεταμένες ρηγματώσεις. Έχει δοκιμαστεί από τις αρχές του 20^{ου} αιώνα στο εξωτερικό ως τρόπος ενίσχυσης ιστορικών κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Στην Ελλάδα όμως έχει μέχρι σήμερα εξαιρετικά περιορισμένη χρήση. Πιθανές αιτίες γι' αυτό είναι αφενός η αβεβαιότητα της αλληλεπίδρασης της προέντασης με την κατασκευή και τα υλικά και αφετέρου η έλλειψη εμπειρίας των μηχανικών στη συγκεκριμένη εφαρμογή της προέντασης. Ωστόσο κερδίζει καθημερινά έδαφος ιδιαίτερα στην ενίσχυση μνημειακών κατασκευών, αφού συγκεντρώνει πολλά θετικά στοιχεία, όπως είναι η αντιστρεψιμότητα και οι μικρές επεμβάσεις στις ορατές επιφάνειες. Το βασικότερο μειονέκτημα αυτής της τεχνικής είναι οι χρόνιες απώλειες προέντασης, εξαιτίας του ερπυσμού της τοιχοποιίας, οι οποίες είναι δύσκολο να υπολογιστούν. Ο Wenzel (1989) και οι Ullrich και Maus (1989) αναφέρουν ότι οι μετρημένες απώλειες προέντασης στην τοιχοποιία με χρόνο λειτουργίας 12-13 χρόνια είναι μεταξύ 3-12%, δηλαδή όχι δυσανάλογα μεγαλύτερες από αυτές στο σκυρόδεμα.



Εικόνα 9: Οριζόντια και κατακόρυφη προένταση σε δώροφο κτίριο

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί για την εφαρμογή της μεταλλικά στοιχεία τα οποία ονομάζονται ελκυστήρες- τένοντες. Οι ελκυστήρες είναι συνήθως κατασκευασμένοι από δομικό χάλυβα και καταπονούνται κυρίως εφελκυστικά, αποσκοπώντας έτσι στην περίσφιξη και σύνδεση αποκολλημένων τοίχων. Αν στους ελκυστήρες εφαρμοστεί εκ των προτέρων εφελκυσμός, τότε τα στοιχεία αυτά ονομάζονται τένοντες. Οι τένοντες κατασκευάζονται συνήθως από χάλυβα προέντασης, καθώς ο δομικός χάλυβας δεν επαρκεί σ' αυτές τις περιπτώσεις και χρησιμοποιούνται μόνο σε περιπτώσεις σοβαρών βλαβών της τοιχοποιίας.

Η προένταση της τοιχοποιίας μπορεί να γίνει κατά μήκος των ανωφλίων ή των πεσσών ή και των δύο. Η οριζόντια προένταση κατά μήκος των ανωφλίων είναι κατασκευαστικά ευκολότερη από την κατακόρυφη κατά μήκος των πεσσών, αφού οι τένοντες μπορούν να αγκυρωθούν στις γωνίες των τοίχων. Η κατακόρυφη προένταση απαιτεί ενίσχυση του θεμελίου με περιμετρική ζώνη από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε αυτήν αφήνονται οπές, ώστε να διέλθουν οι τένοντες και να αγκυρωθούν στο σκυρόδεμα.

Ο αριθμός των τενόντων που θα διαταχθούν στο ίδιο ύψος, εξαρτάται από το πάχος του τοίχου. Έτσι για μικρού πάχους τοιχοποιίες έχουμε έναν τένοντα, ενώ για μεγάλου πάχους δύο ή και περισσότερους, ώστε η δύναμη να κατανέμεται σχεδόν ομοιόμορφα σ' όλο το πλάτος του τοίχου. Σύμφωνα με πειραματικές διατάξεις (Tomazenic), έχει αποδειχθεί αναγκαία για συνήθη κτίρια από λιθοδομή η χρήση τενόντων από χάλυβα S355, διαμέτρου 16 mm τοποθετημένων και στις δύο πλευρές του τοίχου και αγκυρωμένων με μεταλλικές πλάκες πάχους 10-15 mm. Σε μεγαλύτερα κτίρια η διάμετρος μπορεί να φτάσει τα 28 mm.

Για λόγους προστασίας από τη διάβρωσή τους οι τένοντες τοποθετούνται σε συνήθεις σωληνώσεις περιβολής ή εντός οπών που διατρώνται κατά μήκος της μέσης επιφάνειας του τοίχου ή κατά μήκος αυλάκων, οι οποίες διανοίγονται συμμετρικά και στις δύο παρειές του τοίχου, ώστε να επιτυγχάνεται κεντρική εφαρμογή της δύναμης προέντασης. Μετά την τοποθέτηση των τενόντων οι εσωτερικές οπές πληρούνται με τσιμεντένεμα και οι εξωτερικοί αύλακες με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Το κενό μεταξύ του τένοντα και του σωλήνα περιβολής του πληρούται με τσιμεντένεμα, εκτός αν κρίνεται σκόπιμο να παραλειφθεί η σύνδεση του τένοντα, ώστε να είναι μεταγενέστερα δυνατή η παρατήρηση, επανένταση ή ακόμα και η αφαίρεσή του.

Στάδια υλοποίησης:

- 1) Επιλέγονται οι θέσεις προσαρμογής των τενόντων και ελέγχεται η καταλληλότητα επάρκειας αυτών των θέσεων της τοιχοποιίας (έλεγχος τοπικής θλίψης) για παραλαβή των δυνάμεων προέντασης. Σε αντίθετη περίπτωση γίνεται τοπική ενίσχυση.

- 2) Διάνοιξη των αυλάκων συμμετρικά και στις δύο παρειές του τοίχου, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται κεντρική εφαρμογή της συνισταμένης δύναμης προέντασης.
- 3) Αγκύρωση των τενόντων (ράβδοι υψηλής αντοχής και μεγάλης διαμέτρου) μόνιμα στο ένα άκρο, σε κατάλληλα διαστασιολογημένες πλάκες αγκύρωσης.
- 4) Επιβολή προέντασης με δυναμόκλειδα ή με υδραυλικό γρύλο στο άλλο άκρο. Απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή κατά την επιβολή της προέντασης, η οποία πρέπει να είναι ήπια και διαρκώς ελεγχόμενη.
- 5) Πλήρωση των αυλάκων με ελαφρούς μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και του κενού μεταξύ του τένοντα και του σωλήνα περιβολής με τσιμεντένεμα. Οι αγκυρώσεις μετά την εφαρμογή κατάλληλης βαφής παραμένουν ακάλυπτες και επομένως επισκέψιμες.

2.4.4 Μανδύας από Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Η τεχνική αυτή αναλύθηκε λεπτομερώς στο κεφ. 2.2.2.

3. Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΕΥΡΩΣΤΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ Η ΠΡΟΟΔΕΥΤΙΚΗ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ

3.1 Ευρωστία κατασκευών (Robustness)

Ο συνήθης σχεδιασμός μιας κατασκευής θεωρείται ότι ικανοποιεί τις βασικές απαιτήσεις ασφαλείας υπό συνήθη φορτία σχεδιασμού όπως αυτά ορίζονται από τους αντίστοιχους κανονισμούς (π.χ. μόνιμα, κινητά και σεισμικά φορτία). Έτσι με τη βοήθεια των σύγχρονων υπολογιστικών εργαλείων που έχουν στη διάθεσή τους οι μηχανικοί εξαντλώντας τα περιθώρια ασφαλείας σχεδιάζουν κατασκευές ικανές να ανταπεξέλθουν ικανοποιητικά σε συνήθεις φορτίσεις. Ωστόσο, δε λαμβάνεται ιδιαίτερη πρόνοια για πιθανές αστοχίες που μπορούν να εκδηλωθούν στην κατασκευή λόγω μιας απρόσμενης τυχηματικής δράσης (κρούση, έκρηξη κλπ). Οι κατασκευές αυτές λοιπόν δεν είναι εύρωστες.

Ως ευρωστία (robustness) ορίζεται η ιδιότητα της κατασκευής που την καθιστά ικανή να επιβιώνει σε απρόβλεπτες ή ασυνήθιστες καταστάσεις (Knoll F. & Vogel T. 2009), χωρίς αυτό όμως να προϋποθέτει το σχεδιασμό υπερβολικών φορέων με μεγάλα περιθώρια ασφαλείας, οι οποίοι θα παραμένουν άθικτοι μετά από ένα σπάνιο γεγονός. Έτσι με βάση τις αρχές της ευρωστίας, ο σχεδιασμός ενός φορέα στοχεύει στη δημιουργία ενός συστήματος, το οποίο αντέχει στα τυχηματικά εξωτερικά αίτια χωρίς να εμφανίζονται βλάβες δυσανάλογες του αιτίου που τις προκάλεσε.

Αποτελεί μια σχετικά νέα θεωρία, η οποία αρχίζει να υπεισέρχεται σε όλο και περισσότερους κανονισμούς αποτελώντας μία από τις βασικές απαιτήσεις για το σχεδιασμό και μία από τις συνιστώσες της αξιοπιστίας (reliability) της φέρουσας κατασκευής (EN1990 Κεφάλαιο 2).



Εικόνα 10: Προοδευτική κατάρρευση του Ronan Point λόγω έκρηξης φυσικού αερίου

Η συστηματική της μελέτη ξεκίνησε το 1968 όταν συνέβη μία έκρηξη αερίου σε γωνιακό διαμέρισμα στον 18^ο όροφο της πολυκατοικίας Ronan Point στο Λονδίνο (εικόνα 10). Παρόλο που η ένταση της έκρηξης ήταν τόσο μικρή που η γυναίκα που βρισκόταν στο διαμέρισμα επέζησε, οι προκατασκευασμένοι από σκυρόδεμα τοίχοι του διαμερίσματος αποκολλήθηκαν λόγω της κακής σύνδεσής τους και στη συνέχεια παρέσυραν όλους τους γωνιακούς τοίχους του κτιρίου, σκοτώνοντας συνολικά τέσσερα άτομα. Μια τοπική μικρού μεγέθους βλάβη προκάλεσε λοιπόν προοδευτική κατάρρευση δυσανάλογη του αρχικού αιτίου. Μετά το ατύχημα αποδείχθηκε ότι το κτίριο είχε

σωστά διαστασιολογηθεί σύμφωνα με τους κανονισμούς της εποχής, οι οποίοι ωστόσο δε λάμβαναν υπόψιν κινδύνους με μικρή πιθανότητα εμφάνισης.

3.2 Απρόβλεπτα / Τυχηματικά γεγονότα

Για να μπορέσουμε να κατανοήσουμε πλήρως την έννοια της ευρωστίας, αρχικά πρέπει να προσδιορίσουμε τα αίτια που την καθιστούν αναγκαία, δηλαδή τα απρόβλεπτα γεγονότα.

Ως απρόβλεπτο/τυχηματικό συμβάν μπορεί να θεωρηθεί μια περίπτωση που δεν αναφέρεται στους κανονισμούς όπως μία ασυνήθιστη φόρτιση ή όταν η πραγματική αντίσταση της κατασκευής είναι μικρότερη από αυτή του σχεδιασμού. Θα μπορούσαμε δηλαδή να μιλήσουμε για τα εξωτερικά αίτια και τα εσωτερικά ελαττώματα.

Όσον αφορά τα εξωτερικά αίτια, αυτά περιλαμβάνουν μια ευρεία ποικιλία καταστάσεων, όπως εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων κτλ.. Η ένταση αυτών μπορεί να προσεγγιστεί με βάση εμπειρικά στοιχεία αλλά με μεγάλη αβεβαιότητα, καθώς εμπλέκονται παράγοντες (όπως πχ. η ταχύτητα του οχήματος) οι οποίοι είναι αδύνατο να προβλεφθούν. Στα εξωτερικά απρόβλεπτα γεγονότα συγκαταλέγονται επίσης και τα ακραία φυσικά φαινόμενα για τα οποία αν και υπάρχουν δεδομένα βάσει των οποίων μπορεί να γίνει μια πιθανολογική πρόβλεψη της μέγιστης τιμής τους. Ωστόσο όμως δεν είναι λίγες οι περιπτώσεις που μας επιφυλλάσουν δραματικές εκπλήξεις, όπως το τσουνάμι του 2004. Τέλος, στην κατηγορία αυτή ανήκουν και οι τρομοκρατικές ενέργειες, όπως το χτύπημα της 11^{ης} Σεπτεμβρίου στους Δίδυμους Πύργους στη Ν. Υόρκη.

Τα εσωτερικά απρόβλεπτα γεγονότα αναφέρονται σε εσωτερικά ελαττώματα της κατασκευής τα οποία όπως και στα εξωτερικά αίτια είναι δύσκολο να προσδιοριστούν με ακρίβεια. Για το σχεδιασμό και την ανάλυση μιας κατασκευής πρέπει να αντικαταστήσουμε τις υποθετικές τιμές με αληθινές, οι οποίες μπορούν να καθοριστούν μόνο αν η κατασκευή υπάρχει. Ωστόσο η αποκλίση που υπάρχει μεταξύ των τιμών αυτών πολλές φορές ξεφεύγει από τα φυσιολογικά αποδεκτά όρια εξαιτίας κάποιου ανθρώπινου λάθους στη φάση κατασκευής ή στη φάση ελέγχου.

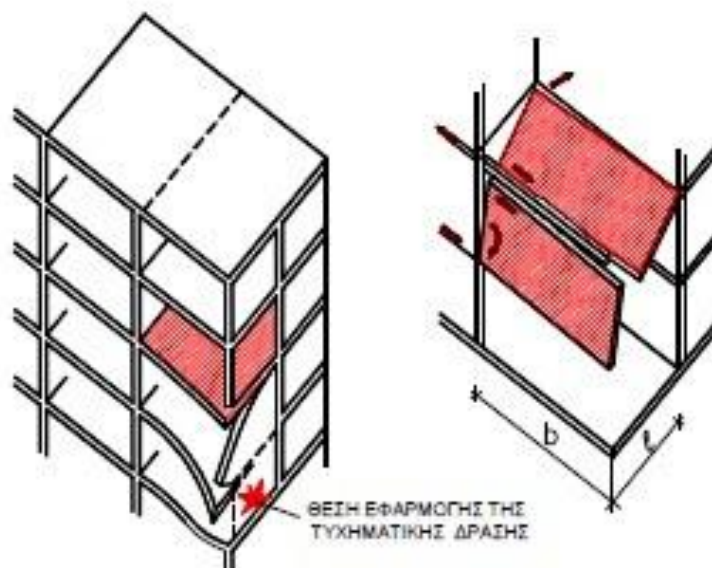
Ωστόσο αν και μπορεί από μόνο οποιοδήποτε από τα προαναφερθέντα να προκαλέσει ανεπανόρθωτες βλάβες ή ακόμη και την κατάρρευση της κατασκευής, η πιο συχνή αιτία είναι ένας συνδυασμός των δύο κατηγοριών. Συνήθως δηλαδή η κατασκευή είναι ήδη αποδυναμωμένη λόγω ενός εσωτερικού ελαττώματος και υποβάλλεται σε φορτία για τα οποία δεν έχει γίνει πρόβλεψη κατά το σχεδιασμό της, τα οποία και την οδηγούν στην αστοχία. Συνεπώς είναι απαραίτητο να βρεθούν τρόποι, χωρίς βέβαια

αυτό να αποδειχθεί πολύ δαπανηρό, έτσι ώστε να εξασφαλιστεί η ευρωστία του δομήματος και να αποφευχθεί η αστοχία του λόγω απρόσμενων τυχηματικών αιτιών.

3.3 Προοδευτική κατάρρευση

Η προοδευτική κατάρρευση αποτελεί την πιο επικίνδυνη μορφή αστοχίας μιας κατασκευής και είναι αποτέλεσμα της έλλειψης ευρωστίας της. Το κύριο χαρακτηριστικό της είναι ότι η τελική βλάβη που προκαλείται στην κατασκευή είναι δυσανάλογη του αρχικού αιτίου της.

Αρχικά λόγω κάποιου τυχηματικού γεγονότος συμβαίνει μια μικρή τοπική βλάβη στο φορέα, η οποία δε μπορεί να απορροφηθεί από την κατασκευή και δεν περιορίζεται στην περιοχή της αρχικής εκδήλωσής της. Έτσι στη συνέχεια δημιουργείται μια αλυσιδωτή αντίδραση όπου ένα ένα τα μέλη του φορέα αστοχούν παρασέρνοντας και άλλα στοιχεία είτε άμεσα λόγω μεγάλης συνοχής είτε έμμεσα λόγω του φορτίου που τα πρώτα παύουν να αναρτούν και επιβαρύνει τα δεύτερα. Έτσι προκαλείται ολική αστοχία του φορέα (κατάρρευση) ή αστοχία ενός αδικαιολόγητα μεγάλου τμήματός του στιγμιαία, αφήνοντας σχεδόν καθόλου χρόνο στους χρήστες της κατασκευής να απομακρυνθούν.



Εικόνα 11: Παραδείγματα εφαρμογής τυχηματικής δράσης με αποτέλεσμα την προοδευτική κατάρρευση

Ο σχεδιασμός έναντι προοδευτικής κατάρρευσης αποτελεί θέμα μελέτης και έρευνας πολλών μηχανικών τα τελευταία χρόνια και ως θεωρία αρχίζει να υπεισέρχεται όλο και περισσότερο στους κανονισμούς. Παρουσιάζει πολλές ομοιότητες με το σύγχρονο

αντισεισμικό σχεδιασμό, ωστόσο αποτελεί μία πολύ πιο πολύπλοκη υπόθεση. Σκοπός του είναι η εξασφάλιση μιας εύρωστης κατασκευής, γεγονός το οποίο επιτυγχάνεται:

- α) μειώνοντας την πιθανότητα αστοχίας
- β) περιορίζοντας την έκταση των βλαβών και
- γ) ελαττώνοντας τις επιπτώσεις μιας πιθανής κατάρρευσης.

Η μείωση πιθανότητας αστοχίας επιτυγχάνεται με το σχεδιασμό της κατασκευής ώστε να διαθέτει αρκετούς δρόμους απόσβεσης του φορτίου, εξοπλισμένους με περίσσια αντοχή και ολκιμότητα, οι οποίοι θα αλληλεπικαλύπτονται.

Για τον περιορισμό των βλαβών επιδιώκεται η εσκεμμένη αστοχία κάποιων μελών, με τέτοιο τρόπο ώστε να απορροφήσουν μεγάλη ποσότητα ενέργειας. Τα στοιχεία αυτά πρέπει να επιλεγούν κατάλληλα ώστε η αστοχία τους να μην έχει μεγάλες συνέπειες, ούτε να συμπαρασύρουν κι άλλα στοιχεία προκαλώντας έτσι προοδευτική κατάρρευση.

Όσον αφορά τη μείωση των συνεπειών μιας κατάρρευσης, μέσω της ευρωστίας παρέχεται αρκετή πλαστιμότητα στο φορέα ώστε να εξασφαλίζονται μεγάλες παραμορφώσεις στα βέλη, για να υπάρξει σαφής προειδοποίηση επικείμενης αστοχίας. Επίσης επιλέγονται μέλη του φορέα (πχ. τα κλιμακοστάσια) τα οποία σχεδιάζονται με περίσσια αντοχή, ώστε να αντέξουν μέχρι τέλους για να προσφέρουν την ασφαλή και γρήγορη διαφυγή των χρηστών.

Για το σχεδιασμό ενός φορέα έναντι προοδευτικής κατάρρευσης έχουν αναπτυχθεί οι παρακάτω μέθοδοι:

- η μέθοδος εναλλακτικής διόδου μεταφοράς φορτίου (*Alternative Load Path Method*)
- η μέθοδος επιβολής τυχηματικής φόρτισης
- η μέθοδος εκτίμησης κινδύνου

Μέθοδος εναλλακτικής διόδου μεταφοράς φορτίου

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή γίνεται η παραδοχή ότι ένα κρίσιμο φέρον στοιχείο της κατασκευής αφαιρείται λόγω της επίδρασης της τυχηματικής δράσης. Η ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιείται με επαναλήψεις αφαιρώντας κάθε φορά ένα από τα κρίσιμα φέροντα στοιχεία της κατασκευής και λαμβάνοντας κατασκευαστικά μέτρα, ώστε να διασφαλιστεί ότι σε κάθε περίπτωση τα κατακόρυφα φορτία θα

αναδιανεμηθούν στα περίξ αυτών δομικά στοιχεία και θα αναληφθούν από αυτά, προκαλώντας τους να μην μεγάλες παραμορφώσεις αλλά σίγουρα όχι την αστοχία τους.

Σκοπός λοιπόν των εναλλακτικών δίοδων μεταφοράς φορτίου είναι σε περίπτωση βίαιης αφαίρεσης κρίσιμου φέροντος στοιχείου του φορέα η αποφυγή παρασύρσεως και κατάρρευσης των δομικών φέροντων στοιχείων που εδράζονταν επ' αυτού, και κυρίως η αποφυγή κατάρρευσης τμήματος του υπερκείμενου πατώματος σε υποκείμενο δάπεδο.

Μέθοδος επιβολής τυχηματικής φόρτισης

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή τίθεται η απαίτηση όλα τα κρίσιμα φέροντα μέλη της κατασκευής (που παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία) να μην καταρρέουν υπό τη δράση μιας μη συνήθους τυχηματικής φόρτισης. Σύμφωνα με τον κανονισμό, ως κρίσιμα χαρακτηρίζονται εκείνα τα φέροντα στοιχεία των οποίων η αστοχία ή η υποβολή τους σε μεγάλες παραμορφώσεις θα μπορούσε να οδηγήσει σε κατάρρευση επιφάνεια μεγαλύτερη των 100m^2 ή του 15% της επιφάνειας του ορόφου.

Έτσι ανάλογα με τον τύπο του ελεγχόμενου κτιρίου και την σπουδαιότητά του, ο μελετητής επιλέγει τέτοια κρίσιμα μέλη και τα σχεδιάζει υπό την επίδραση μιας μη συνήθους τυχηματικής φόρτισης, της οποίας ο τύπος και το μέγεθος επιλέγονται από το μελετητή. Η τιμή σχεδιασμού A_d της τυχηματικής δράσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-7 συνιστάται να είναι τουλάχιστον ίση με 34kN/m^2 .

Μέθοδος εκτίμησης κινδύνου

Διατίθενται δύο μέθοδοι συστηματικής εκτίμησης του κινδύνου εκδήλωσης προοδευτικής κατάρρευσης υπό τυχηματικές δράσεις: α) η ποιοτική εκτίμηση κινδύνου και β) η ποσοτική εκτίμηση κινδύνου.

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή συντάσσεται μια σειρά από σενάρια κινδύνου η οποία συμπεριλαμβάνει για κάθε σενάριο την πιθανή αιτία που μπορεί να προκαλέσει την κατάρρευση, το μηχανισμό κατάρρευσης και τις συνέπειες της πιθανής κατάρρευσης. Αφού αξιολογηθεί κάθε σενάριο ως προς τη σπουδαιότητά του, την πιθανότητα εμφάνισής του και τις συνέπειες του, λαμβάνονται τα αντίστοιχα μέτρα προστασίας του κτιρίου για την αποφυγή του ενδεχομένου της κατάρρευσης.

3.4 Ανάλυση για τυχηματική φόρτιση

Ο συνήθης σχεδιασμός κτιρίων ικανοποιεί κάποιες βασικές απαιτήσεις ασφαλείας έναντι συνήθων φορτίων, χωρίς όμως να λαμβάνεται ιδιαίτερη πρόνοια για την περίπτωση επενέργειας στο κτίριο τυχηματικών δράσεων (κρούσεις, εκρήξεις κλπ) που δύναται να εκδηλωθούν κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής και να προκαλέσουν τη μερική ή ολική αστοχία της.

Ωστόσο οι κίνδυνοι που μπορεί να κλιθεί να αντιμετωπίσει μια κατασκευή κατά τη διάρκεια του κύκλου ζωής της είναι πολλοί και θα ήταν οικονομικά ασύμφορο να εξεταστεί καθένας από αυτούς ξεχωριστά στη φάση του σχεδιασμού της. Επιπλέον, μη γνωρίζοντας το μέγεθος και τα χαρακτηριστικά καθενός εξ αυτών, δε θα ασχοληθούμε με τα ίδια τα τυχηματικά σενάρια αλλά με την ενίσχυση της κατασκευής ώστε αυτή να μπορεί να ανταπεξέλθει επιτυχώς σε αυτά.

Πιο συγκεκριμένα, ο Ευρωκώδικας 6 κινείται προς την κατεύθυνση αυτή θέτωντας τα εξής:

- A. Πέραν του σχεδιασμού του δομήματος ώστε να αντέχει τα φορτία που προκύπτουν από την κανονική χρήση του, πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής πιθανότητα ότι το δόμημα δε θα υποστεί καταστροφική κατάρρευση υπό τη δράση κακής χρήσεως ή ατυχήματος και ότι δε θα έχει βλάβη δυσανάλογη προς το αίτιό της.
- B. Πρέπει να μελετάται είτε το δόμημα ως όλον λαμβάνοντας υπόψη και την υποθετική απομάκρυνση ουσιωδών φέροντων στοιχείων, είτε εναλλακτικά τα φέροντα στοιχεία πρέπει να μελετώνται ώστε να αντέχουν τις συνέπειες των τυχηματικών δράσεων.

Οι περισσότεροι από αυτούς τους τυχηματικούς κινδύνους έχουν ως συνέπεια τη βίαιη απώλεια ενός βασικού φέροντος στοιχείου του φορέα (πχ. ενός υποστυλώματος στην περίπτωση κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα). Στην περίπτωση των λίθινων κατασκευών που διαπραγματεύεται η παρούσα εργασία, το βασικό στοιχείο αυτό είναι ένας φέρων τοίχος του δομήματος.

Έτσι αφού απομακρυνθεί υποθετικά ένα κρίσιμο φέρον στοιχείο της κατασκευής, ελέγχεται με στατική ανάλυση η ικανότητα του φορέα να παραλάβει το κατακόρυφο φορτίο:

$$1,00 \cdot G_k + \psi_1 \cdot Q_k$$

όπου

- G_k η χαρακτηριστική τιμή του μόνιμου φορτίου
- Q_k η χαρακτηριστική τιμή της κύριας μεταβλητής δράσης
- ψ_1 η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για την κύρια μεταβλητή δράση υπό βραχυχρόνιο συνδυασμό

Στο παράρτημα Α1 του EN1990 παρατίθεται ο παρακάτω πίνακας (πίνακας 1) με τις προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια. Για την υπο μελέτη κατασκευή επιλέχτηκε $\psi_1 = 0,7$.

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Η: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Πίνακας 1: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών συνδυασμού ψ για κτίρια

Το παραπάνω κατακόρυφο φορτίο ασκείται ομοιόμορφα στα οριζόντια στοιχεία του φορέα, δηλαδή στα δάπεδα του κάθε ορόφου και στην οροφή. Με αυτόν τον τρόπο ελέγχεται η ικανότητα του φορέα να αναδιανείμει τα κατακόρυφα φορτία ακόμη και μετά την αστοχία ενός από τα κρίσιμα μέλη του και να ανταπεξέλθει σε αυτά χωρίς να προκληθούν βλάβες δυσανάλογες του αρχικού αιτίου που θα οδηγήσουν στην προοδευτική κατάρρευσή του.

Στην παρούσα εργασία η αποτίμηση έναντι προοδευτικής κατάρρευσης επιλέχθηκε να γίνει με δύο ελέγχους, οι οποίοι είναι οι εξής:

A) Έλεγχος ορθών τάσεων

Αφορά τις τάσεις S_{22} που αναπτύσσει η τοιχοποιία για το συνδυασμό $1,00 \cdot G_k + \psi_1 \cdot Q_k$, κατακόρυφο φορτίο το οποίο επιβάλλεται ομοιόμορφα στα οριζόντια στοιχεία (πλάκες) του φορέα μετά την αφαίρεση ενός από τα κρίσιμα μέλη του. Ελέγχεται λοιπόν αν οι τάσεις αυτές ξεπερνούν ή όχι την θλιπτική και εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας.

B) Έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας

Αφορά τις διατμητικές δυνάμεις F_{12} που αναπτύσσονται εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας για τον συνδυασμό $1,00 \cdot G_k + \psi_1 \cdot Q_k$, αφού έχει ήδη αφαιρεθεί από το φορέα κάποιο από τα κρίσιμα μέλη του. Ελέγχεται λοιπόν αν οι δρώσες τέμνουσες που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία ξεπερνούν τις τέμνουσες αντοχής της.

4.ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ – ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

4.1 Γενικές πληροφορίες για το κτίριο – Κατασκευαστική δομή

Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας εξετάστηκε μια διατηρητέα πετρόχτιστη έπαυλη κατασκευής του 1888. Η έπαυλη αυτή αποτελείται από δύο κτίσματα: το κυρίως κτίριο, με το οποίο θα ασχοληθούμε στη συγκεκριμένη μελέτη, και ένα άλλο μικρότερο δευτερεύον παράπλευρο κτίσμα.

Το κυρίως κτίριο αναπτύσσεται σε δύο επίπεδα, το ισόγειο και τον πρώτο (α') όροφο και το δε ύψος του ανέρχεται, χωρίς τη στέγη, στα 7,28m. Στο ισόγειο δεν υπάρχει ενιαία στάθμη παντού, αφού μέρος του βρίσκεται στα -0,5m, ενώ η μεγαλύτερη επιφάνεια του στα -0,94m. Για λόγους απλότητας σ' αυτήν την εργασία θεωρήθηκε ενιαία στάθμη ισογείου στα -0,94m. Παράλληλα, ο α' όροφος βρίσκεται στα +3,06m. Στα ύψη αυτά δε συμπεριλαμβάνεται το βάθος θεμελίωσης του κτιρίου.

Οι περιμετρικές τοιχοποιίες του κτιρίου είναι αργολιθοδομές και το πάχος τους κυμαίνεται από 0,30m έως 1,30m. Τα λιθοσώματα από τα οποία δομούνται οι εν λόγω τοιχοποιίες αποτελούνται από «θυμιανούσικη» πέτρα, της οποίας κύριο συστατικό είναι ο ψαμμίτης. Οι δε εσωτερικές τοιχοποιίες του ισογείου έχουν πάχος από 0,30m έως 1,15m και σε πολλά σημεία σχηματίζουν καμάρες και τόξα. Στον α' όροφο δεν υπάρχει σχεδόν καμία εσωτερική λιθοδομή και οι δε χώροι φαίνεται να διαχωρίζονταν με ελαφρά ξύλινα χωρίσματα, τα οποία πλέον έχουν καταρρεύσει.

Όσον αφορά τα πατώματα, των οποίων το μεγαλύτερο μέρος δε διασώζεται σήμερα, τόσο στο ισόγειο όσο και στο μεγαλύτερο μέρος του α' ορόφου αυτά είναι ξύλινα. Επιπλέον, σε ένα τμήμα του α' ορόφου υπάρχουν κτιστά πατώματα διπλής καμπυλότητας, τα οποία σχηματίζουν θόλους στην οροφή του ισογείου.

Η στέγαση του κυρίως κτιρίου διαμορφώνεται με τετράριχτη ξύλινη στέγη στη στέψη του α' ορόφου που φαίνεται να ανερχόταν ως τα +8,81m. Ωστόσο σχεδόν στο σύνολό της έχει καταρρεύσει.

Ακολουθούν οι κατόψεις και οι όψεις της έπαυλης στην κατάσταση που βρίσκεται αυτή σήμερα.



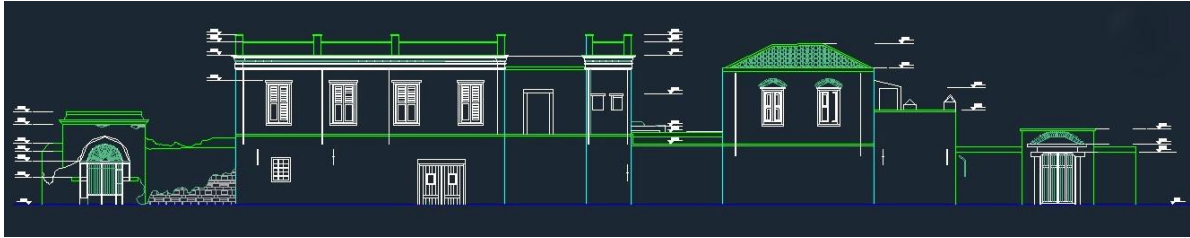
Εικόνα 12: Κάτοψη ισογείου έπαυλης.



Εικόνα 13: Κάτοψη α' ορόφου έπαυλης.



Εικόνα 14: Ανατολική όψη έπαυλης



Εικόνα 15: Δυτική όψη έπαυλης



Εικόνα 16: Βόρεια όψη κύριου κτιρίου έπαυλης



Εικόνα 17: Νότια όψη κυρίως κτιρίου

4.2 Προσομοίωση της υπό μελέτη κατασκευής στο SAP2000

4.2.1 Γενικά

Η προσομοίωση του κτιρίου αποτελεί ίσως το πιο σημαντικό και κρίσιμο σκέλος της όλης διαδικασίας, αφού για την απόκτηση σωστών αποτελεσμάτων από τις αναλύσεις που διενεργούνται, απαραίτητη προϋπόθεση είναι η δημιουργία ενός άρτιου υπολογιστικού μοντέλου της πραγματικής κατασκευής. Η αρτιότητα του προσομοιώματος επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων. Εξ αυτών δε ο σημαντικότερος είναι η ικανότητα του μελετητή να κάνει σωστά τις απαραίτητες παραδοχές και απλοποιήσεις για τη συμπεριφορά της κατασκευής και μάλιστα σε τέτοιο βαθμό ώστε οι απλοποιήσεις αυτές να μην επιδρούν δυσμενώς στα τελικά αποτελέσματα. Συνεπώς, η απόκλιση του προκύπτοντος προσομοιώματος από την πραγματική κατασκευή αποτελεί αναπόφευκτη συνέπεια. Ωστόσο όμως επιδιώκεται από το μελετητή να είναι η μικρότερη δυνατή.

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, η προσομοίωση της υπό μελέτη κατασκευής και οι διάφορες αναλύσεις που διενεργήθηκαν πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό SAP2000 v15.1.01 της εταιρείας CSI. Στη συνέχεια θα γίνει περιγραφή του προσομοιώματος της κατασκευής καθώς και όλων των απλοποιήσεων και παραδοχών που έγιναν για το φορέα.

4.2.2 Προσομοίωση υφιστάμενου φορέα

Η διαμόρφωση του προσομοιώματος του κτιρίου έγινε βάσει των σχεδίων που παραχωρήθηκαν στη συντάκτρια της παρούσας εργασίας και τα οποία απεικονίζουν επακριβώς τη μορφή και την κατάσταση της υπάρχουσας κατασκευής. Από τις κατόψεις προέκυψαν οι οριζόντιες διαστάσεις του κτιρίου στο ισόγειο και στον α' όροφο, καθώς επίσης οι θέσεις και οι διαστάσεις των υπάρχοντων ανοιγμάτων. Τέλος από τις όψεις και τις τομές καθορίστηκαν τα αντίστοιχα ύψη και προσδιορίστηκε η μορφή των ανοιγμάτων, αφού κάποια από αυτά σχηματίζουν καμάρες και τόξα.

Το κτίριο αναπτύσσεται σε δύο επίπεδα, το ισόγειο και τον α' όροφο. Η στάθμη του ισόγειου βρίσκεται στα -0,94m, ενώ του α' ορόφου στα +3,06m. Τέλος η στέψη του α' ορόφου βρίσκεται στα +7,28m. Στην εικόνα 18 απεικονίζεται το τμήμα της κάτοψης που επελέγη να προσομοιωθεί και να μελετηθεί.



Εικόνα 18: Τμήμα της κατασκευής που θα προσομοιωθεί και θα μελετηθεί

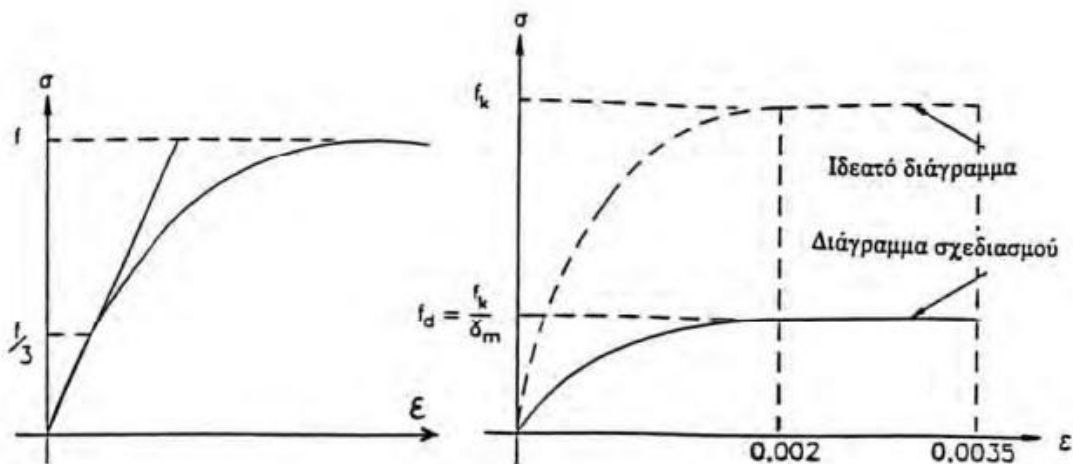
Όσο δε αφορά τα πάχη των τοίχων, αγνοήθηκαν τυχόν μικρές τοπικές διαφοροποιήσεις σε κάποια σημεία της κατασκευής. Ωστόσο όμως επιδιώκοντας την κατά το δυνατό μεγαλύτερη ακρίβεια στο προσομοίωμα, γενικά έγινε η επιλογή να μην υιοθετηθεί ένα ενιαίο πάχος για το σύνολο της τοιχοποιίας. Έτσι, το πάχος των τοίχων μεταβάλλεται και κατά μήκος τους αλλά και καθ' ύψος από όροφο σε όροφο και κυμαίνεται για τις περιμετρικές τοιχοποιίες μεταξύ 0,30m - 1,30m, ενώ για τις εσωτερικές μεταξύ 0,30m - 1,15m. Η εισαγωγή των τοίχων στο SAP2000 και η προσομοίωσή τους έγινε με τη χρήση του μέσου επιπέδου τους, οπότε η διαμόρφωση του φορέα στο χώρο επετεύχθη με τον προσδιορισμό των συντεταγμένων των σημείων τομής των παραπάνω επιπέδων. Επιπλέον, δεδομένης της μεταβολής του πάχους των τοίχων από όροφο σε όροφο, επιδιώχθηκε ο μέσος άξονας της τοιχοποιίας του ισογείου να συμπίπτει με αυτόν της τοιχοποιίας του ορόφου.

Παρόλο που στο υπάρχον κτίριο υπάρχουν κτιστά πατώματα διπλής καμπυλότητας καθώς και ξύλινα πατώματα και στέγη, σημαντικό μέρος των οποίων βέβαια έχει καταρρεύσει, στο υπολογιστικό μοντέλο της κατασκευής επιλέχθηκε να τοποθετηθούν δύσκαμπτα πατώματα και στέγη από οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και πάχους 0,15m. Η επιλογή αυτή έγινε για να καταστεί ικανή η ανάλυση της προοδευτικής κατάρρευσης (Push-down analysis) που διαπραγματεύεται η παρούσα εργασία, αφού κατ' αυτόν τον τρόπο καθίσταται δυνατή η αστοχία τοιχοποιίας του ισογείου χωρίς να είναι απαραίτητο επακόλουθο η αστοχία της υπερκείμενης τοιχοποιίας του α' ορόφου.

Η μέθοδος που ακολουθήθηκε για την προσομοίωση του φορέα στο SAP2000 είναι αυτή των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method), η οποία χρησιμοποιείται ευρύτατα σε περιπτώσεις επιφανειακών φορέων, όπως οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. Αν και η αντοχή της τοιχοποιίας είναι ένα μέγεθος κρίσιμα εξαρτώμενο

από πλήθος παραγόντων, όπως το σύστημα δόμησης, τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων και των αρμών κονιάματος, εντούτοις θεωρείται ικανοποιητική η προσέγγιση της συμπεριφοράς της με επιφανειακά στοιχεία κελύφους, τα οποία παρουσιάζουν ομοιογένεια και ισοτροπία. Το μοντέλο της παρούσας κατασκευής συντίθεται λοιπόν από τετράκομβρα επιφανειακά στοιχεία κελύφους με πάχος το αντίστοιχο πάχος του τοίχου. Τα στοιχεία αυτά έχουν τη δυνατότητα παραλαβής φορτίων τόσο εντός του επιπέδου τους όσο και κάθετα σε αυτό, αφού ο φορέας εντείνεται και εντός του επιπέδου του από τα κατακόρυφα φορτία αλλά και από φορτία κάθετα στο επίπεδό του, όπως τα οριζόντια σεισμικά. Λόγω δε του μεγάλου μεγέθους της κατασκευής αλλά και για να επιτευχθεί η επιθυμητή ακρίβεια των αποτελεσμάτων, χρησιμοποιήθηκε αρκετά μεγάλος αριθμός πεπερασμένων στοιχείων. Τέλος, οι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος εισήχθησαν κι αυτές ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, μέσω των οποίων μεταφέρονται τα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία στους τοίχους.

Κατά την προσομοίωση του φορέα στο SAP2000, το υλικό της τοιχοποιίας εισήχθει ως ένα ισότροπο και ομοιογενές υλικό, το οποίο ακολουθεί την προσεγγιστική καμπύλη τάσεων – παραμορφώσεων που ορίζεται από τον EC6 (παράγραφος 3.8) για το σχεδιασμό τοίχων ανεξαρτήτως είδους τοιχοσωμάτων για φόρτιση κάθετα στους αρμούς (εικόνα 19).

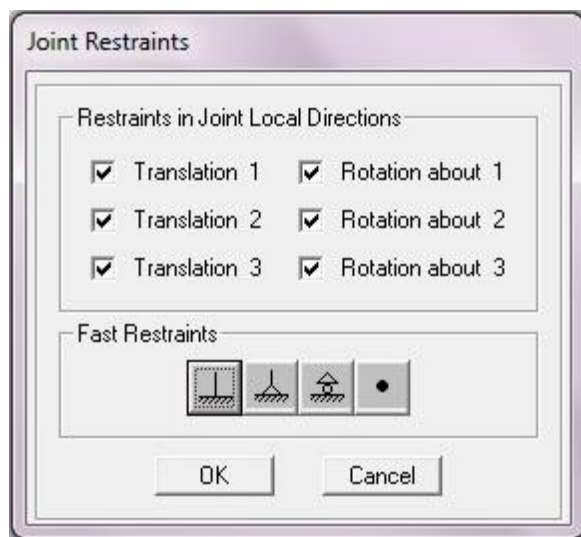


Σχ. 3.2: Γενική μορφή του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων τοιχοποιίας

Σχ. 3.3: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων τοιχοποιίας για το σχεδιασμό έναντι κάμψης και θλίψεως

Εικόνα 19: Διαγράμματα τάσεων - παραμορφώσεων για την τοιχοποιία σύμφωνα με EC6

Όσον αφορά τις συνθήκες στήριξης του φορέα, η προσομοίωσή τους έγινε με την κλασική προσέγγιση, δηλαδή τοποθετήθηκαν πακτώσεις σε όλους τους κόμβους που βρίσκονται στη στάθμη του εδάφους.

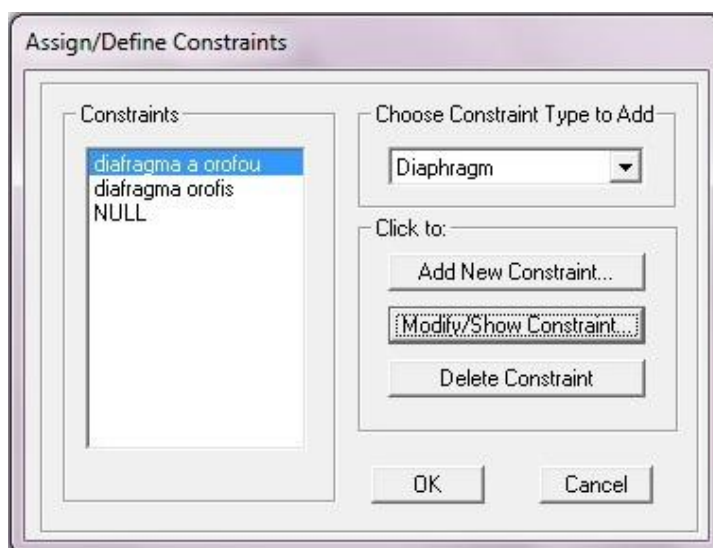


Εικόνα 20: Εισαγωγή στηρίξεων στο SAP2000

Επιπρόσθετα κατά την προσομοίωση υιοθετήθηκαν οι παρακάτω παραδοχές:

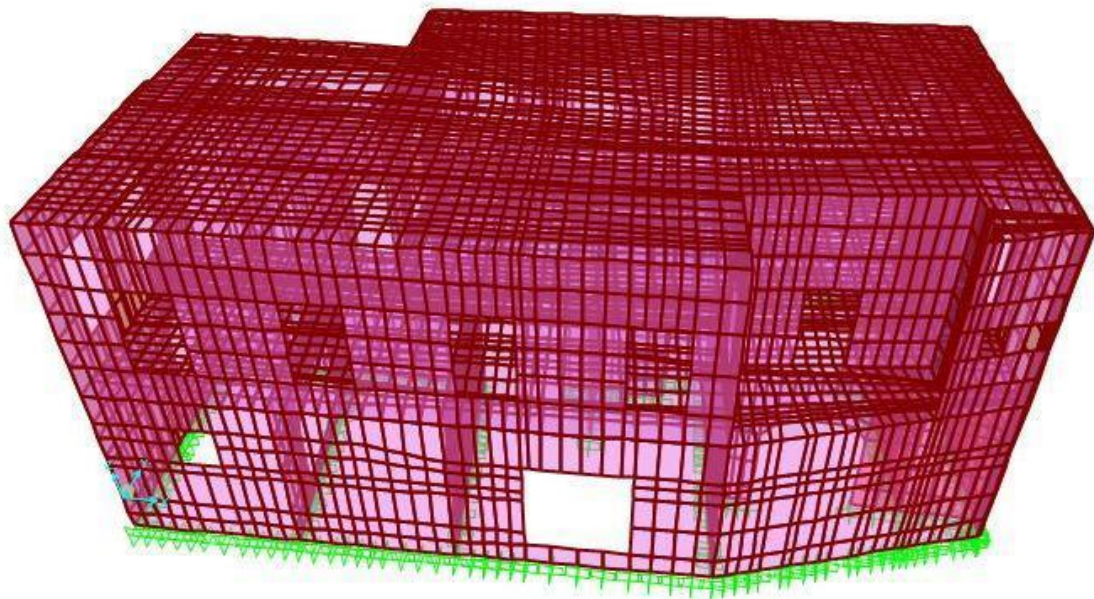
- Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας θεωρήθηκαν ίδια παντού.
- Η σκάλα επιλέχθηκε να μην προσομοιωθεί. Επίσης κάποιες αρχιτεκτονικές εσοχές στην πρόσοψη και στο εσωτερικό του κτίσματος αγνοήθηκαν.
- Οι πλάκες σκυροδέματος θεωρήθηκε ότι λειτουργούν διαφραγματικά. Έτσι για την επίτευξη διαφραγματικής λειτουργίας επιλέχθηκαν όλοι οι κόμβοι κάθε ορόφου και στη συνέχεια εισήχθη το διάφραγμα.

Παρατίθενται εικόνες του συνολικού φορέα, όπως αυτός προσομοιώθηκε στο SAP2000.



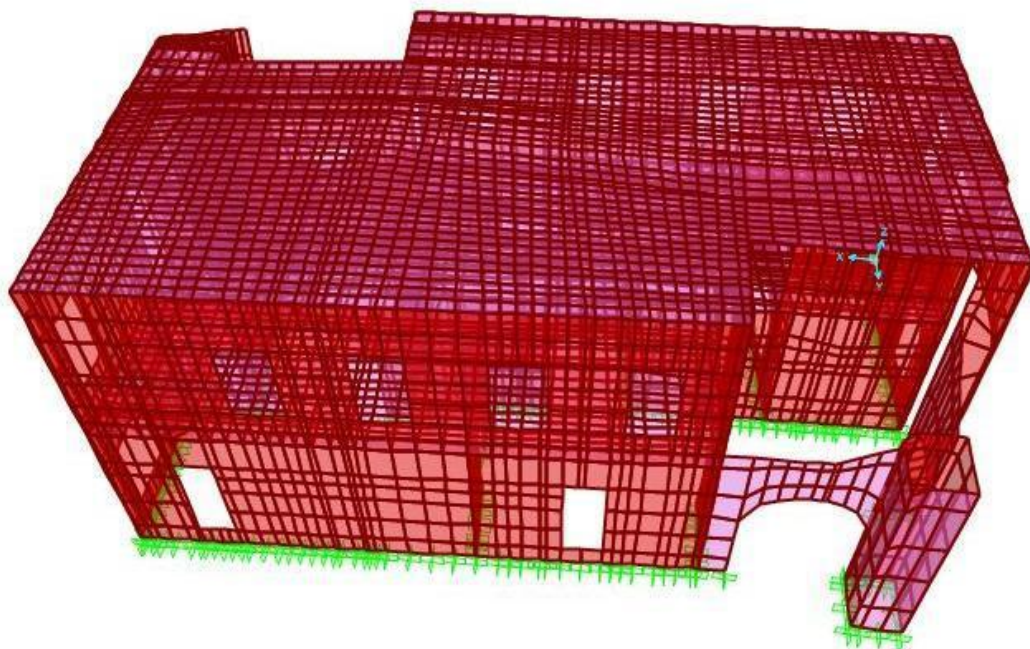
Εικόνα 21: Εισαγωγή των διαφραγμάτων στο SAP2000

Παρατίθενται εικόνες του συνολικού φορέα, όπως αυτός προσομοιώθηκε στο SAP2000.



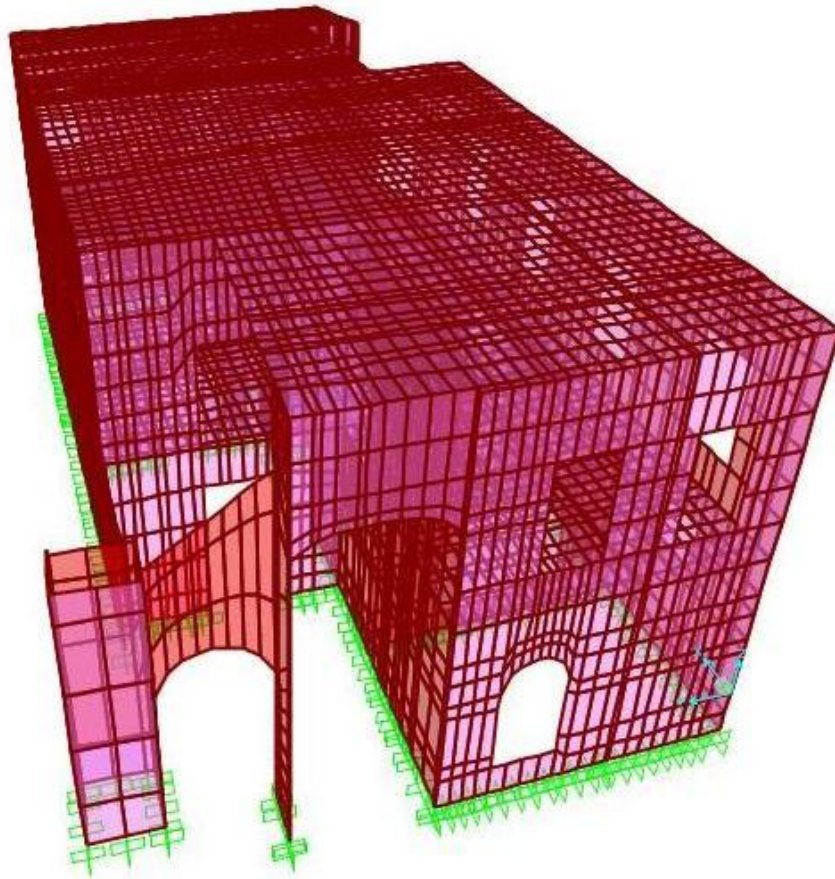
ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ

Εικόνα 22: Δυτική όψη του υπό μελέτη κτιρίου



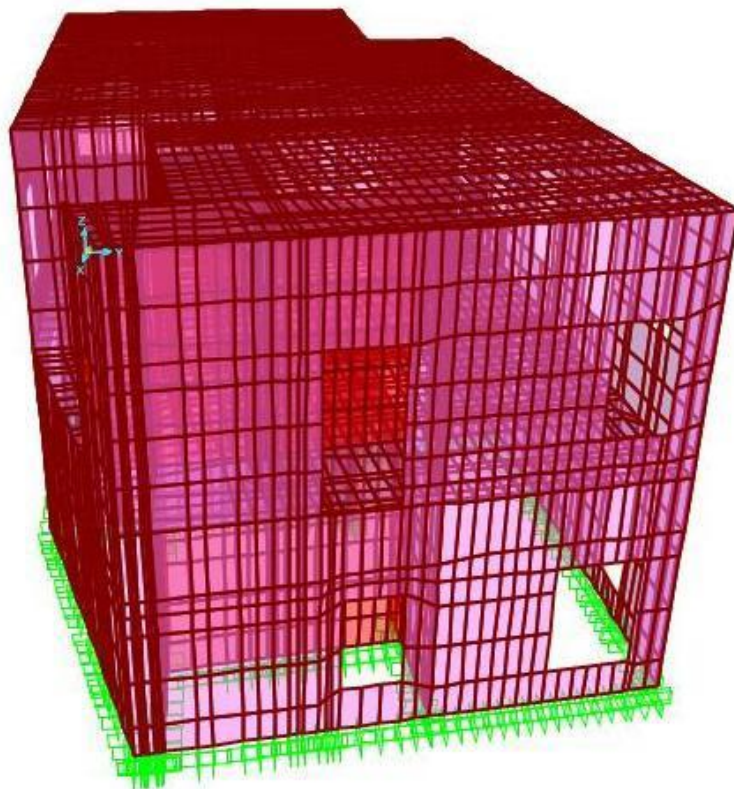
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ

Εικόνα 23: Ανατολική όψη του υπό μελέτη κτιρίου



ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

Εικόνα 24: Βόρεια όψη του υπό μελέτη κτιρίου



ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ

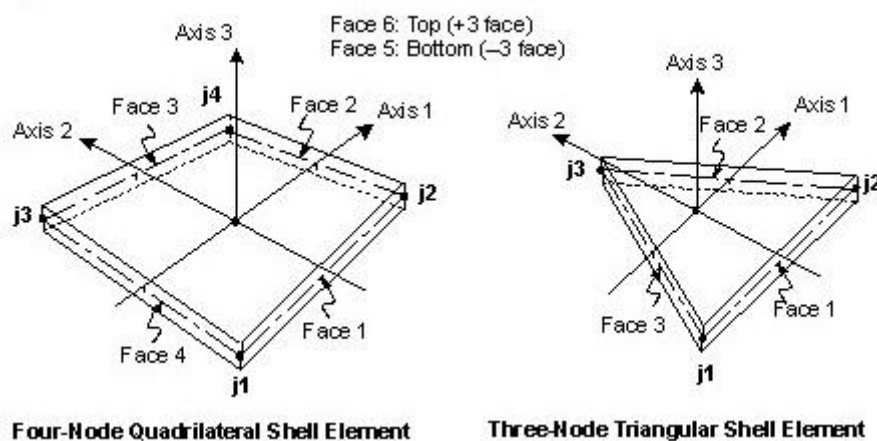
Εικόνα 25: Νότια όψη του υπό μελέτη κτιρίου

4.2.3 Συμβάσεις τοπικών αξόνων στοιχείων και διευθύνσεις εντατικών μεγεθών

Κατά την προσομοίωση του εξεταζόμενου κτιρίου στο SAP2000 το σύστημα αξόνων ορίστηκε έτσι ώστε ο άξονας X να είναι παράλληλος στην δυτική όψη του κτιρίου (διεύθυνση Βορράς - Νότος), ο άξονας Y κάθετος σε αυτόν (διεύθυνση Ανατολή – Δύση), ενώ ο άξονας Z είναι κάθετος στο επίπεδο XY και αποτελεί τον άξονα των υψομέτρων.

Όσον αφορά το τοπικό σύστημα συντεταγμένων κάθε επιφανειακού στοιχείου, ορίστηκαν τα εξής:

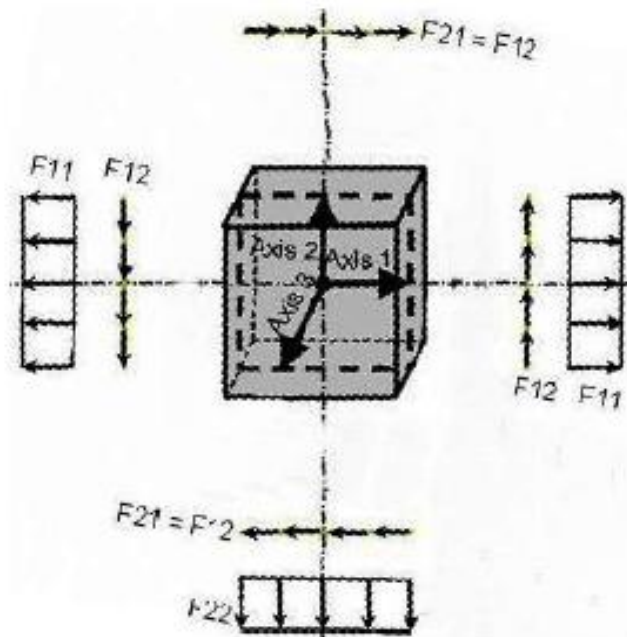
- Το τοπικό επίπεδο 2-3 είναι κατακόρυφο και παράλληλο στον άξονα Z
- Ο τοπικός άξονας 2 έχει την ίδια φορά με τον άξονα Z, εκτός κι αν το επιφανειακό στοιχείο είναι οριζόντιο που ο άξονας 2 είναι παράλληλος στον άξονα Y.
- Ο τοπικός άξονας 1 είναι οριζόντιος, δηλαδή ανήκει στο καθολικό επίπεδο XY.



Εικόνα 26: Συμβάσεις τοπικών αξόνων πεπερασμένων στοιχείων στο SAP2000

Για τις διευθύνσεις εφαρμογής των τάσεων, δυνάμεων και ροπών παρατηρούμε τα εξής:

- Οι τάσεις S11 και S22 είναι οι αξονικές τάσεις εντός επιπέδου και η S12 είναι η διατμητική τάση εντός επιπέδου.
- Η F11 είναι η οριζόντια αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους, η F22 είναι η κατακόρυφη αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους και η F12 είναι η τέμνουσα δύναμη εντός επιπέδου ανά μονάδα μήκους.
- Η M11 είναι η ροπή εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς ανά μονάδα μήκους και η M22 είναι η ροπή εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους αρμούς ανά μονάδα μήκους.



Εικόνα 27 :Συμβολισμός δυνάμεων για ένα επιφανειακό στοιχείο στο SAP2000

4.2.4 Μηχανικά χαρακτηριστικά υφιστάμενης τοιχοποιίας

Για να καταστεί ικανή η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας μιας υφιστάμενης κατασκευής από τοιχοποιία, είναι αναγκαία η γνώση βασικών στοιχείων που αφορούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των επιμέρους υλικών της δόμησής της. Για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς των υλικών της τοιχοποιίας, εφαρμόζονται είτε επιτόπιες τεχνικές (όπως η μέθοδος των επίπεδων γρύλλων), είτε δοκιμές στο εργαστήριο, αφού πρώτα έχουν ληφθεί δοκίμια λιθοσωμάτων και κονιάματος από επιλεγμένες θέσεις της λιθοδομής χωρίς βέβαια να επηρεάζεται η στατικότητα της κατασκευής.

4.2.4.1 Θλιπτική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας

Στο υπό μελέτη κτίριο έγινε λήψη δοκιμών, τόσο λιθοσωμάτων όσο και κονιάματος, σε κατάλληλες διαστάσεις, τα οποία και υποβλήθηκαν σε εργαστηριακές δοκιμές προσδιορισμού των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων τους.

Έτσι, όσον αφορά τα λιθοσώματα, βάσει των αναλυτικών πετρογραφικών περιγραφών του εργαστηρίου, αποδείχθηκε ότι τα δέκα δοκίμια που εξετάστηκαν αποτελούνται κυρίως από μεσόκοκκο-λεπτόκοκκο ψαμμίτη, ο οποίος είναι υγιής έως ελαφρώς αποσαθρωμένος. Επίσης μετρήθηκαν οι διαστάσεις των δοκιμών, η μέση αντοχή τους σε θλίψη, το υγρό και ξηρό φαινόμενο βάρος τους καθώς και η απορροφητικότητά τους.

Σύμφωνα με τον EC6, η μέση θλιπτική αντοχή, f_{bc} , του κάθε λιθοσώματος πρέπει να μετατραπεί σε ανηγμένη θλιπτική αντοχή, $f_{b,λιθ}$, η οποία είναι η θλιπτική αντοχή ενός ξηρού λιθοσώματος, διαστάσεων όψεως 100 x 100mm. Έτσι η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του κάθε λιθοσώματος δίδεται από τη σχέση

$$f_{b,λιθ} = \delta \cdot f_{bc}$$

όπου δ είναι ένας συντελεστής αναγωγής συναρτηθεί του ύψους και της ελάχιστης των άλλων δύο διαστάσεων του και προκύπτει από τον παρακάτω πίνακα (πίνακας 2).

Ύψος λιθοσώματος (mm)	Ελάχιστη οριζόντια διάσταση λιθοσώματος (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

Σημείωση: Επιτρέπεται να γίνεται γραμμική παρεμβολή

Πίνακας 2: Συντελεστής αναγωγής δ

Αφού ακολουθήθηκε η παραπάνω διαδικασία για τον υπολογισμό των ανηγμένων θλιπτικών αντοχών για καθένα από τα δέκα λιθοσώματα, στη συνέχεια υπολογίστηκε η μέση θλιπτική αντοχή f_b για το σύνολο των λιθοσωμάτων (πίνακας 3).

Δοκίμια	Ύψος d (cm)	Μήκος l (cm)	Πλάτος b (cm)	Ελάχιστη οριζόντια διάσταση (cm)	δ	f_{bc} (MPa)	$f_{b,λιθ} = \delta \cdot f_{bc}$ (MPa)
1	10,01	9,98	10,00	9,98	1	53,55	53,55
2	9,94	10,18	10,05	10,05	1	33,60	33,60
3	10,12	10,17	10,12	10,12	1	32,55	32,55
4	9,92	10,15	10,17	10,15	1	32,28	32,28
5	10,12	9,98	10,10	9,98	1	30,09	30,09
6	9,92	10,15	10,12	10,12	1	32,93	32,93
7	10,00	10,10	10,10	10,10	1	20,89	20,89
8	10,05	9,98	10,01	9,98	1	48,85	48,85
9	9,97	10,00	10,02	10,00	1	33,60	33,60
10	10,12	10,00	9,92	9,92	1	20,65	20,65
Μέση θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων f_b (MPa)							33,90

Πίνακας 3: Υπολογισμός μέσης θλιπτικής αντοχής f_b των λιθοσωμάτων

Όσο δε αφορά το συνδετικό κονίαμα, η μέση θλιπτική αντοχή του όπως υπολογίσθηκε στο εργαστήριο είναι $f_m = 7MPa$.

Κατά τον EC6 (prEN 1996-1-1:2001), η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή άοπλης τοιχοποιίας κατασκευασμένης με κονίαμα γενικής εφαρμογής και με πληρωμένους τους κατακόρυφους αρμούς υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f_{wk} = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \quad (MPa)$$

όπου:

K εμπειρικός συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο των λιθοσωμάτων και του κονιάματος (οι τιμές του λαμβάνονται από τον πίνακα 4)

f_b η μέση ανηγμένη αντοχή των λιθοσωμάτων

f_m η μέση θλιπτική αντοχή του συνδετικού κονιάματος

Η ανωτέρα σχέση ισχύει υπό τις κάτωθι προϋποθέσεις:

- Η f_b δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 75 MPa, όταν χρησιμοποιείται κονίαμα γενικής χρήσης.
- Η f_m δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 20 MPa, ούτε μεγαλύτερη από $2f_b$ για κονίαμα γενικής χρήσης.
- Η τοιχοποιία κατασκευάζεται σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κανονισμού.
- Οι αρμοί ικανοποιούν τις απαιτήσεις για να είναι πληρωμένοι.

Στην περίπτωση μας τα λιθοσώματα είναι φυσικά τοιχοσώματα και κατά το EN 1996-1-1, ως μη έχοντα οπές, κατατάσσονται στην Ομάδα 1. Επίσης υπάρχουν κατακόρυφοι διαμήκεις αρμοί κονιάματος σε όλο το μήκος του τοίχου ή σε τμήμα αυτού. Οπότε σύμφωνα και με τον πίνακα 4, ο συντελεστής K παίρνει την τιμή 0,50.

Άρα η **θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας** διαμορφώνεται ως εξής:

$$f_{wk} = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} = 0,50 \cdot 33,90^{0,65} \cdot 7^{0,25} = 8,032782 MPa \cong 8,032 MPa$$

Ως εκ τούτου, σύμφωνα με τον EC 6 **το μέτρο ελαστικότητας** δίνεται από τη σχέση:

$$E = 1000 \cdot f_{wk}$$

όπου f_{wk} η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

Συνεπώς, ισχύει: $E = 1000 \cdot f_{wk} = 1000 \cdot 8,032782 = 8032,782 MPa$

Τοιχόσωμα		Κονίαμα γενικής χρήσης	Κονίαμα λεπτής στρώσης	Ελαφροβαρές κονίαμα πυκνότητας	
				600ρ≤700 kg/m ³	700$\rho$$\rho$1500 kg/m ³
Αργιλικό	Ομάδα 1	0.50	0.75	0.30	0.40
	Ομάδα 2	0.45	0.55	0.30	0.40
	Ομάδα 3	0.35	0.25	0.20	0.25
	Ομάδα 4	0.30	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
Πυριτικού ασβεστίου	Ομάδα 1	0.50	0.80	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
	Ομάδα 2	0.45	0.55	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
Από σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0.50	0.80	0.45	Δε χρησιμοποιείται
	Ομάδα 2	0.50	0.80	0.45	Δε χρησιμοποιείται
	Ομάδα 3	0.50	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
	Ομάδα 4	0.30	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0.50	0.85	0.45	Δε χρησιμοποιείται
Βιομηχανική πέτρα	Ομάδα 1	0.50	0.85	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
Λαξεμένη φυσική πέτρα	Ομάδα 1	0.50	0.75	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται

Πίνακας 4: Τιμές μειωτικού συντελεστή K

4.2.4.2 Εφελκυστική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας

Όσον αφορά την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, αυτή είναι κατά πολύ χαμηλότερη της θλιπτικής. Γενικά παρουσιάζει μεγάλη αναξιοπιστία λόγω της μεγάλης διασποράς των τιμών της και διαφοροποιείται έντονα, καθώς εξαρτάται από τη γωνία της εφελκυστικής δύναμης ως προς τους οριζόντιους αρμούς που θεωρούνται ασθενή επίπεδα.

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τη συνεργασία του κονιάματος και των τοιχοσωμάτων, η οποία με τη σειρά της εξαρτάται από ένα πλήθος παραγόντων, μερικοί από τους οποίους είναι οι παρακάτω:

- Η αντοχή του κονιάματος, που εξαρτάται από τη σύνθεσή του
- Η συνοχή του κονιάματος με τα τοιχοσώματα και το επίπεδο συνάφειας μεταξύ των δύο υλικών
- Το είδος του τοιχοσώματος και πιο συγκεκριμένα το πορώδες, η υγρασία, η μορφή της διεπιφάνειας και η μακροσκοπική του μορφή

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

Έτσι η καμπτική εφελκυστική αντοχή για κάμψη σε επίπεδο παράλληλο στους αρμούς έχει αποδειχτεί υπερδιπλάσια συγκρινόμενη με κάμψη κάθετα σε αυτούς. Πιο συγκεκριμένα:

- f_{wt} κάθετα στους οριζόντιους αρμούς: $f_{wt} = 0,7 \cdot f_{mt}$
- f_{wt} παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς: $f_{wt} = 1,7 \cdot f_{mt}$

όπου $f_{mt} = 0,25 \cdot \sqrt{f_m}$ είναι η εφελκυστική αντοχή του συνδετικού κονιάματος και f_m η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος.

Συνεπώς στην παρούσα εργασία, η εφελκυστική αντοχή της υφιστάμενης τοιχοποιίας κάθετα στους οριζόντιους αρμούς ισούται με

$$f_{wt} = 0,7 \cdot f_{mt} = 0,7 \cdot 0,25 \cdot \sqrt{f_m} = 0,7 \cdot 0,25 \cdot \sqrt{7} = 0,463MPa$$

και η εφελκυστική αντοχή της υφιστάμενης τοιχοποιίας παράλληλα σε αυτούς με

$$f_{wt} = 1,7 \cdot f_{mt} = 1,7 \cdot 0,25 \cdot \sqrt{f_m} = 1,7 \cdot 0,25 \cdot \sqrt{7} = 1,124MPa$$

4.2.4.3 Διατμητική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας

Σύμφωνα με τον EC6 (παράγραφος 3.6.3), όταν τα τοιχοσώματα συνδέονται με κονίαμα γενικής εφαρμογής ή κονίαμα λεπτής στρώσης (πάχους μικρότερου από 3mm) ή ελαφροκονίαμα και στους κατακόρυφους αρμούς της όψης του τοίχου, η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή f_{vwk} της τοιχοποιίας δίνεται από τη σχέση:

$$f_{vwk} = \min\{f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d ; 0,065 \cdot f_b\} \text{ και } f_{vwk} \geq \min\{f_{vk0} ; f_{vk}^{lim}\}$$

όπου

- f_{vk0} είναι η διατμητική αντοχή χωρίς την ύπαρξη κατακόρυφης ορθής τάσης, δηλαδή η συνάφεια κονιάματος – τοιχοσώματος, η οποία φυσικά εξαρτάται από τα δύο υλικά και προσδιορίζεται πειραματικά ή λαμβάνεται από τον πίνακα 5
- σ_d είναι η ορθή θλιπτική τάση σχεδιασμού στο σημείο ελέγχου (αφορά το θλιβόμενο τμήμα της διατομής, αφού το εφελκόμενο αδυνατεί να παραλάβει διατμητικά φορτία)
- f_b είναι η ανηγμένη θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κάθετα στην έδρα τους
- f_{vk}^{lim} είναι η οριακή τιμή της διατμητικής αντοχής και λαμβάνεται από τον πίνακα 5

Το κτίριο που εξετάζεται στην παρούσα εργασία δομείται από φυσικούς λίθους και κονίαμα M7 και γι' αυτό από τον πίνακα 5 προκύπτουν οι τιμές:

$$f_{vk0} = 0,15 \text{ N/mm}^2 \text{ και } f_{vk}^{lim} = 1 \text{ N/mm}^2$$

Συνεπώς στην υπό μελέτη κατασκευή, η **διατμητική αντοχή της υφιστάμενης τοιχοποιίας** ισούται με:

$$f_{vwk} = \min\{0,15 + 0,4 \cdot \sigma_d ; 0,065 \cdot 33,9\} \text{ MPa} \text{ και } f_{vwk} \geq \min\{0,15 ; 1\} \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow f_{vwk} = \min\{0,15 + 0,4 \cdot \sigma_d ; 2,2035\} \text{ MPa} \text{ και } f_{vwk} \geq 0,15 \text{ MPa}$$

Λιθόσωμα	Κονίαμα	$f_{vko}(N/mm^2)$	Οριακή τιμή της $f_{vk}(N/mm^2)$	
Οπτόπλινθοι Ομάδας 1	M10 ως M20	0.30	1.70	
	M2.5 ως M9	0.20	1.50	
	M1 ως M2	0.10	1.20	
Λιθοσώματα Ομάδας 1 εκτός οπτοπλίνθων και φυσικών λίθων	M10 ως M20	0.20	1.70	
	M2.5 ως M9	0.15	1.50	
	M1 ως M2	0.10	1.20	
Φυσικοί λίθοι Ομάδας 1	M2.5 ως M9	0.15	1.00	
	M1 ως M2	0.10	1.00	
Οπτόπλινθοι Ομάδας 2 α	M10 ως M20	0.30	Η μικρότερη από τις παράπλευρες τιμές ή η θλιπτική αντοχή κατά τη διαμήκη διεύθυνση (βλέπε σημείωση)	1.40
	M2.5 ως M9	0.20		1.20
	M1 ως M2	0.10		1.00
Ομάδες 2α και 2β εκτός οπτοπλίνθων και οπτόπλινθοι 2β	M10 ως M20	0.20		1.40
	M2.5 ως M9	0.15		1.20
	M1 ως M2	0.10		1.00
Οπτόπλινθοι Ομάδας 3	M10 ως M20	0.30	Δεν δίνονται όρια πέραν εκείνων της εξισώσεως (2)	
	M2.5 ως M9	0.20		
	M1 ως M2	0.10		

Σημείωση: Για τα λιθοσώματα των Ομάδων 2α και 2β, η διαμήκης θλιπτική αντοχή λαμβάνεται ίση με τη μετρηθείσα, για δ όχι μεγαλύτερο από 1.0.
Όταν η διαμήκης θλιπτική αντοχή αναμένεται να είναι μεγαλύτερη από $0.15f_b$, λαμβανομένης υπ' όψη της διατάξεως των κενών, δεν είναι αναγκαία η διεξαγωγή δοκιμών.

Πίνακας 5: Τιμές f_{vko} για κονιάματα

Καταλήγουμε λοιπόν ότι $f_{vwk} = 0,15 + 0,4 \cdot \sigma_d$ (MPa).

Για τον έλεγχο των πεσσών $\sigma_d = F22/t$, ενώ για τον έλεγχο των υπέρθυρων $\sigma_d = F11/t$, όπου F22 είναι η κατακόρυφη αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους και F11 η οριζόντια αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους όπως προκύπτουν από τις αναλύσεις του προσομοιώματος με το λογισμικό SAP2000.

Σύμφωνα με τα ανωτέρω, στο λογισμικό SAP2000 για την τοιχοποιία δημιουργήθηκε ένα ομοιογενές και ισότροπο υλικό (masonry) στο οποίο προσδόθηκαν οι παρακάτω ιδιότητες όπως παρατίθενται στον πίνακα 6.

Υλικό	Masonry
Ειδικό Βάρος (kN/m^3)	22,00
Μέτρο Ελαστικότητας (kN/m^2)	8032782
Λόγος Poisson ν	0,30
Συντελεστής θερμικής διαστολής α	$1,170 \cdot 10^{-5}$
Θλιπτική αντοχή f_{wk} (kN/m^2)	8032,782

Πίνακας 6: Χαρακτηριστικά της υφιστάμενης τοιχοποιίας

Εικόνα 28: Ορισμός τοιχοποιίας στο SAP2000

4.2.5 Φορτία κατασκευής – Φορτικοί συνδυασμοί

Τα φορτία (Load Patterns) που λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα της κατασκευής περιλαμβάνουν όλα τα στατικά κατακόρυφα φορτία, δηλαδή τα ίδια βάρη της κατασκευής και τα εξωτερικά ασκούμενα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία. Πιο αναλυτικά έχουμε τα εξής:

- *Ίδια βάρη κατασκευής*

Το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας υπολογίζεται αυτόματα από το SAP2000, λαμβάνοντας υπόψη το ειδικό βάρος της λιθοδομής – το οποίο προσδιορίζεται κατά τον ορισμό του υλικού της τοιχοποιίας – και το συνολικό όγκο των στοιχείων που την απαρτίζουν. Το ίδιο συμβαίνει και για το ίδιο βάρος των πλακών οπλισμένου σκυροδέματος. Στο SAP2000 τα φορτία αυτά συμπεριλαμβάνονται στα φορτία που χαρακτηρίζονται ως DEAD (G).

- *Μόνιμα φορτία*

Πρόκειται για τα μόνιμα φορτία του δαπέδου του α' ορόφου και της στέγης. Σύμφωνα με το EN1991-1-1, το εξεταζόμενο κτίριο ανήκει στην κατηγορία A με κριτήριο την χρήση του, αφού πρόκειται για χώρο διαμονής. Συνεπώς, προβλέπεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $2,0 \text{ kN/m}^2$, τόσο στο δάπεδο του α' ορόφου όσο και στη στέγη. Στο SAP2000 τα φορτία αυτά μαζί με τα ίδια βάρη χαρακτηρίζονται ως DEAD (G).

- *Ωφέλιμα φορτία*

Αντίστοιχα, πρόκειται για τα κινητά φορτία του δαπέδου του α' ορόφου και της στέγης. Έτσι για το δάπεδο του α' ορόφου θεωρήθηκε κινητό φορτίο $2,5 \text{ kN/m}^2$, ενώ παράλληλα για την άβατη στέγη $0,5 \text{ kN/m}^2$. Στο SAP2000 τα φορτία αυτά χαρακτηρίστηκαν ως LIVE (Q).

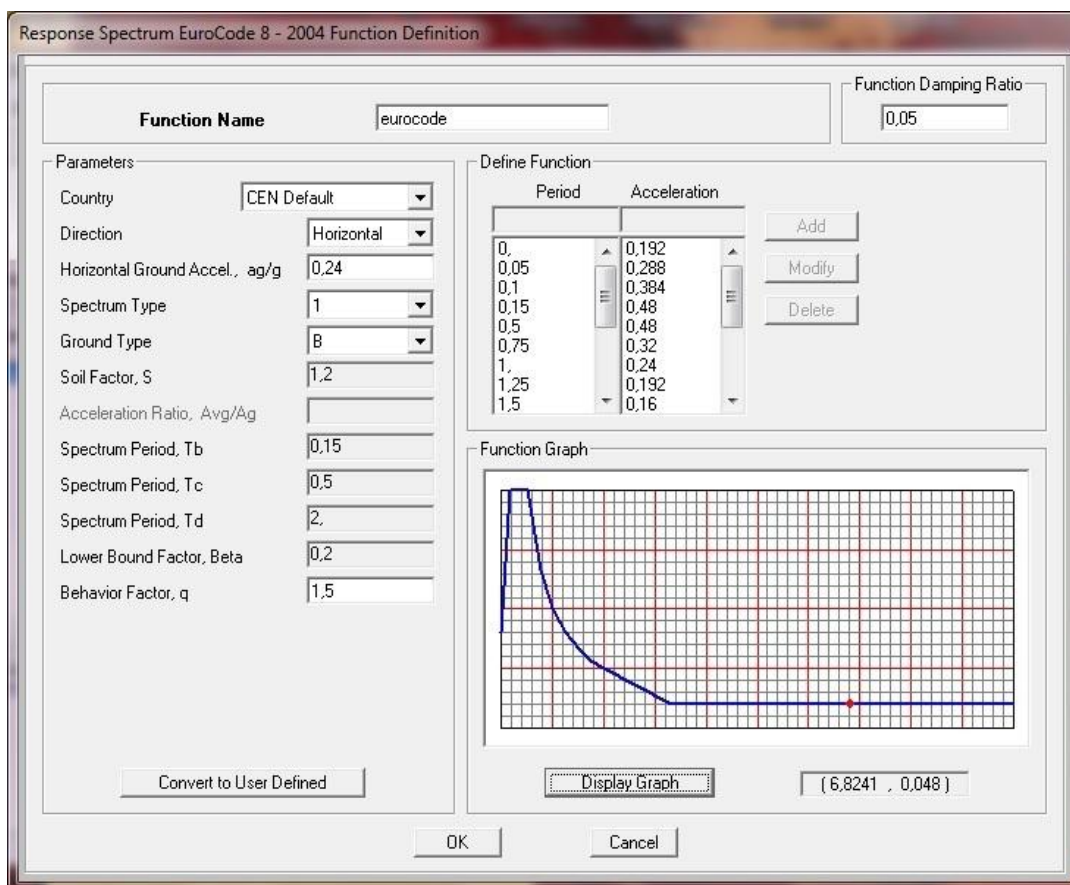
- *Φορτία λόγω σεισμού*

Πρόκειται για τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, δηλαδή για τις ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους που είναι υπεύθυνες για την ανάπτυξη σημαντικών δυνάμεων και παραμορφώσεων λόγω της αδράνειας των μαζών της κατασκευής. Οι σεισμικές κινήσεις συνίστανται από δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη συνιστώσα (η οποία στη συγκεκριμένη μελέτη αγνοήθηκε) και καθορίζονται με τα φάσματα επιταχύνσεων σχεδιασμού, τα οποία δίνουν τη μέγιστη τιμή της φασματικής επιτάχυνσης που υφίσταται ένας απλός ταλαντωτής με ιδιοπερίοδο T κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Στην παρούσα κατασκευή έγινε χρήση του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα, με βάση τα στοιχεία του παρακάτω πίνακα (πίνακας 7):

Οριζόντια σεισμική εδαφική επιτάχυνση (για Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II)	$A_g=0,24$
Είδος Φάσματος (Spectrum Type)	1
Κατηγορία Εδάφους	B
Συντελεστής Συμπεριφοράς (η)	1,5

Πίνακας 7: Στοιχεία σεισμικού φάσματος σχεδιασμού



Εικόνα 29: Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα στο SAP2000

Στη συνέχεια ορίστηκαν οι συνιστώσες του σεισμού SEISMOS X και SEISMOS Y αντίστοιχα, ώστε η σεισμική επιτάχυνση να επιβληθεί και κατά τις δύο διευθύνσεις. Πρέπει να σημειωθεί ότι χρησιμοποιήθηκε ένας πολλαπλασιαστικός συντελεστής 9,81 με σκοπό να μετατρέψει τις τιμές του φάσματος σε m/s^2 , αφού αρχικά το φάσμα εκφράζεται σε g.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: SEISMOS X Set Def Name Modify/Show... Notes: Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

GMC f1: 1.0
GMC f2: 0.0
Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL X

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	eurocode	9.81
Accel	U1	eurocode	9.81

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show... OK Cancel

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: SEISMOS Y Set Def Name Modify/Show... Notes: Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

GMC f1: 1.0
GMC f2: 0.0
Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL Y

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	eurocode	9.81
Accel	U2	eurocode	9.81

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show... OK Cancel

Εικόνα 30: Ορισμός των δύο κάθετων σεισμικών συνιστωσών SEISMOS X και SEISMOS Y

Φορτικοί συνδυασμοί

Οι συνδυασμοί που επιλέχθηκαν και εισήχθησαν στο πρόγραμμα κατά την επίλυση του προσομοιώματος παρατίθενται στη συνέχεια (Load Combinations):

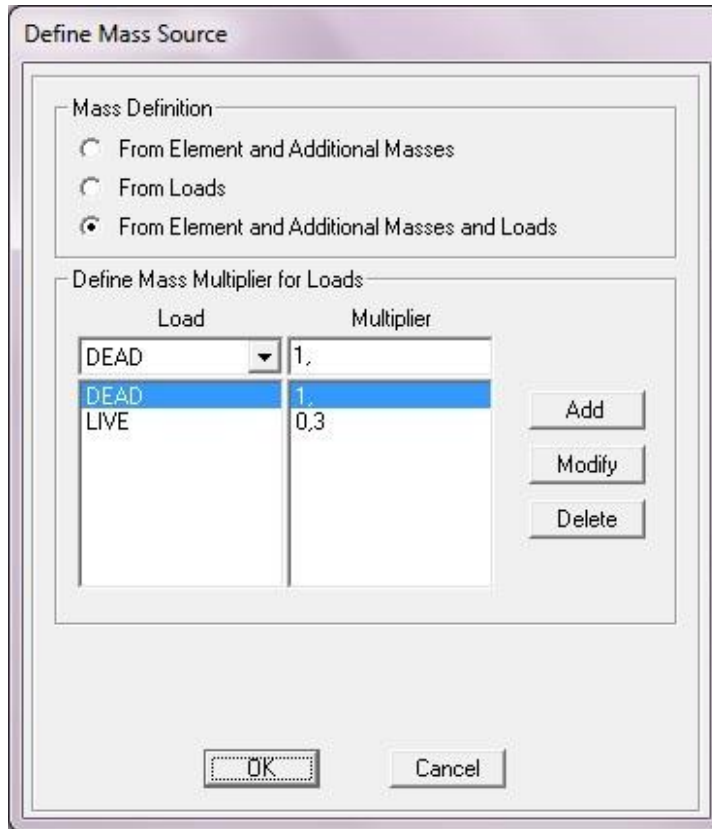
- $1,35G_k + 1,5Q_k$
- $G_k + 0,3Q_k + \text{SEISMOS X} + 0,3 \text{ SEISMOS Y}$
- $G_k + 0,3Q_k + \text{SEISMOS X} - 0,3 \text{ SEISMOS Y}$
- $G_k + 0,3Q_k - \text{SEISMOS X} + 0,3 \text{ SEISMOS Y}$
- $G_k + 0,3Q_k - \text{SEISMOS X} - 0,3 \text{ SEISMOS Y}$
- $G_k + 0,3Q_k + 0,3 \text{ SEISMOS X} + \text{SEISMOS Y}$
- $G_k + 0,3Q_k + 0,3 \text{ SEISMOS X} - \text{SEISMOS Y}$
- $G_k + 0,3Q_k - 0,3 \text{ SEISMOS X} + \text{SEISMOS Y}$
- $G_k + 0,3Q_k - 0,3 \text{ SEISMOS X} - \text{SEISMOS Y}$

4.2.6 Δυναμική Φασματική Μέθοδος - Ιδιομορφική Ανάλυση

Η μέθοδος που εφαρμόστηκε είναι η δυναμική φασματική μέθοδος. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους (SRSS κανόνας). Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώσων μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος. Έτσι, βάσει των προαναφερθέντων προκύπτουν οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.

Αρχικά ορίστηκε η ταλαντούμενη μάζα του συστήματος στο SAP2000 από το συνδυασμό φορτίων $G+0,3Q$ (Define→ Mass Source→ From Element and Additional Masses and Loads), όπως φαίνεται στην εικόνα 31.

Στη συνέχεια, έγινε η ιδιομορφική ανάλυση του προσομοιώματος της κατασκευής. Ορίστηκε λοιπόν το είδος της φόρτισης (Define→ Load Cases →Modal) με μηδενικές αρχικές συνθήκες και με μέγιστο αριθμό ιδιομορφών 300. Έγινε χρήση των ιδιοδιανυσμάτων Eigen, μέθοδος η οποία παρά το γεγονός ότι υστερεί έναντι των ιδιοδιανυσμάτων Ritz ως προς το βαθμό ενεργοποίησης της δρώσας μάζας και κατά συνέπεια και ως προς την ταχύτητα επίλυσης μοντέλων με πολλούς δυναμικούς βαθμούς ελευθερίας, υπερτερεί ωστόσο σε ακρίβεια αποτελεσμάτων.



Εικόνα 31: Ορισμός της ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου

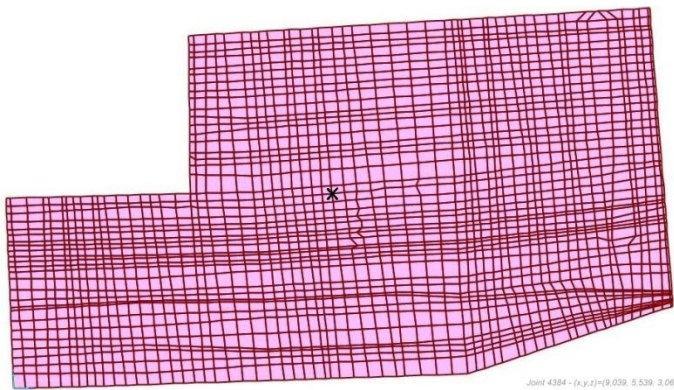
Παρατηρώντας τις ιδιομορφές της κατασκευής καθώς και το ποσοστό συμμετοχής της μάζας του κτιρίου σε κάθε μια από αυτές προκύπτουν τα εξής σημαντικά συμπεράσματα:

1. Χρειάστηκαν 276 ιδιομορφές για να ενεργοποιηθεί το 90% της μάζας κατά Χ και 229 ιδιομορφές κατά Υ.
2. Οι κύριες ιδιομορφές του κτιρίου είναι οι εξής:

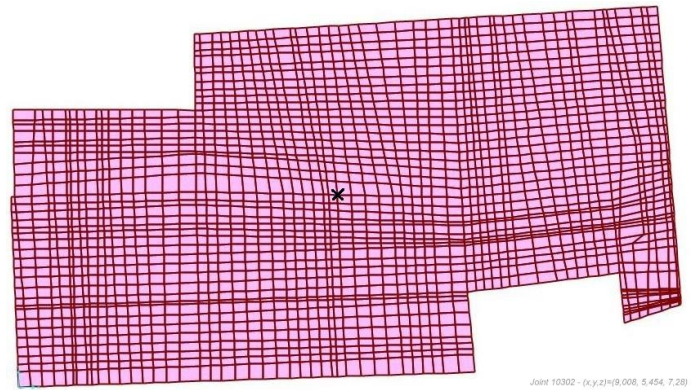
Υπάρχουσα κατασκευή ($T_1= 0,193 \text{ sec}$)			
Διεύθυνση	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	8η	0,072	47,17%
y	4η	0,085	48,84%
z	65η	0,023	11,16%

Πίνακας 8: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών

Στη συνέχεια, χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης ακολούθησε η δυναμική φασματική ανάλυση για σεισμούς στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις χρησιμοποιώντας το φάσμα του Ευρωκώδικα, όπως αυτό περιγράφηκε πρωτύτερα. Ελέγχθηκαν επιλεκτικά δύο σημεία, ένα στην πλάκα του α' ορόφου (σημείο 4384) και ένα στην πλάκα της οροφής (σημείο 10302), των οποίων οι θέσεις φαίνονται στις παρακάτω κατόψεις των πλακών (εικόνες 32,33).



Εικόνα 32: Σημείο 4384 στην πλάκα του α' ορόφου



Εικόνα 33: Σημείο 10302 στην πλάκα της οροφής

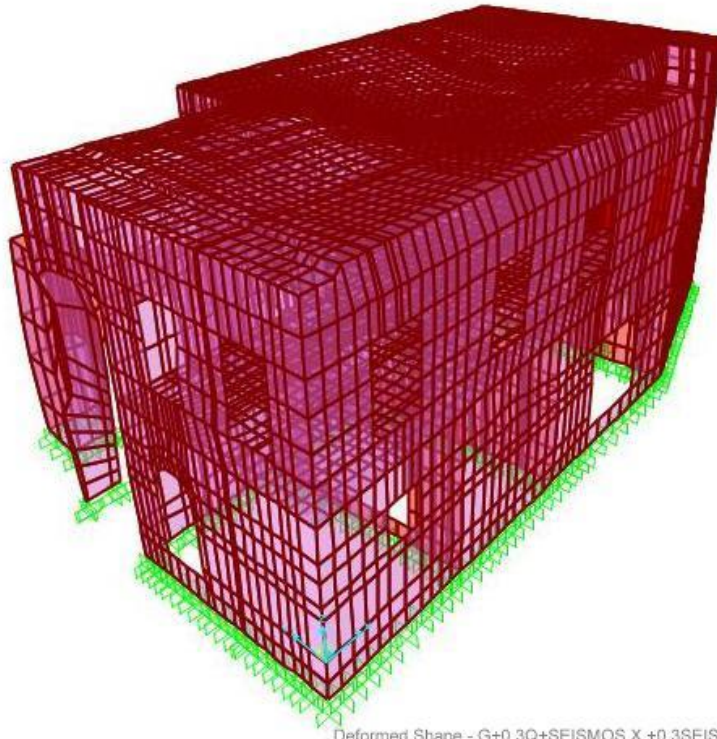
Για τα ανωτέρω δύο σημεία εξήχθη ο παρακάτω πίνακας, ο οποίος παρουσιάζει τις μετακινήσεις και τις στροφές των σημείων αυτών για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς.

TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutputCase	Case-Type	Step-Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3		
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians		
4384	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00019	0,00024	-0,00002	7,50E-05	8,05E-06	0,00002		
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y										
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y										
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y										
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y					0,00014	0,00067	-1,50E-05	0,00017	0,00003	0,00003
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y										
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y										
G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y											
10302	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00065	0,00084	-0,00821	0,00049	0,001505	0,00005		
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y										
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y										
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y										
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y					0,00058	0,00241	-0,00757	0,00126	0,001932	0,00009
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y										
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y										
G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y											

Πίνακας 9: Μετακινήσεις και στροφές των δύο σημείων ελέγχου της αρχικής κατασκευής για τους οχτώ σεισμικούς συνδυασμούς

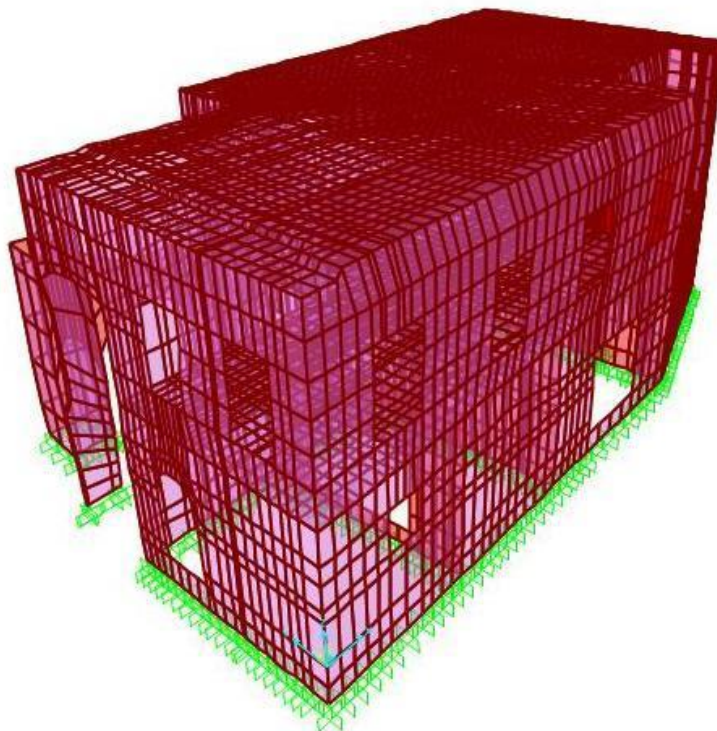
Παρακάτω παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας για τους σεισμικούς συνδυασμούς:

1. $G_k + 0,3Q_k + SEISMOS X + 0,3 SEISMOS Y$



Εικόνα 34: Παραμορφωμένος φορέας - Σεισμικός συνδυασμός $G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y$

2. $G_k + 0,3Q_k + 0,3 SEISMOS X + SEISMOS Y$



Εικόνα 35: Παραμορφωμένος φορέας - Σεισμικός συνδυασμός $G+0,3Q +0,3SEISMOS X +SEISMOS Y$

4.3 Υλοποίηση Ενίσχυσης 1 - Αρμολόγημα και μανδύας από εκτοξευμένο σκυρόδεμα για την περιμετρική τοιχοποιία

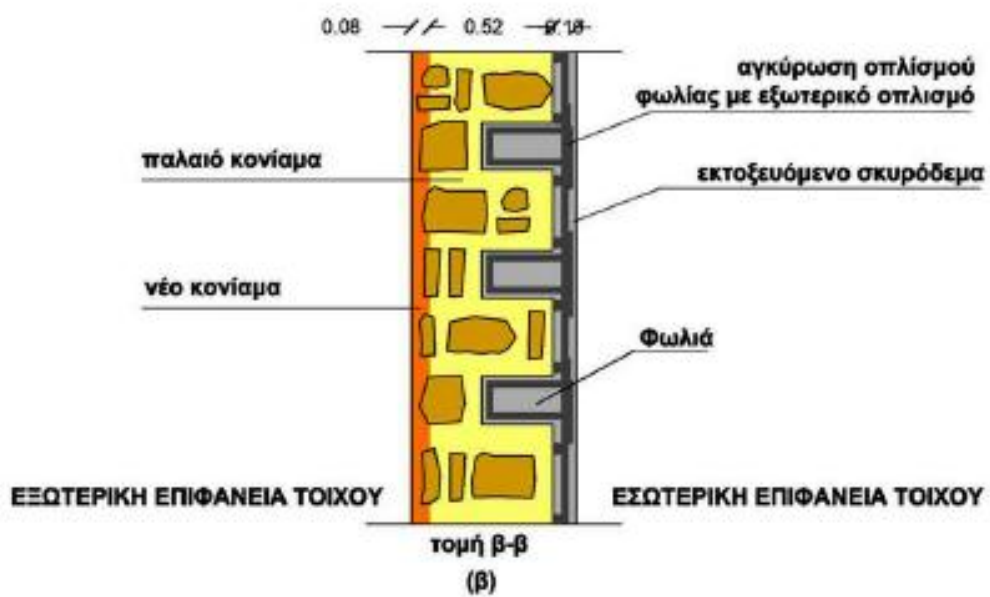
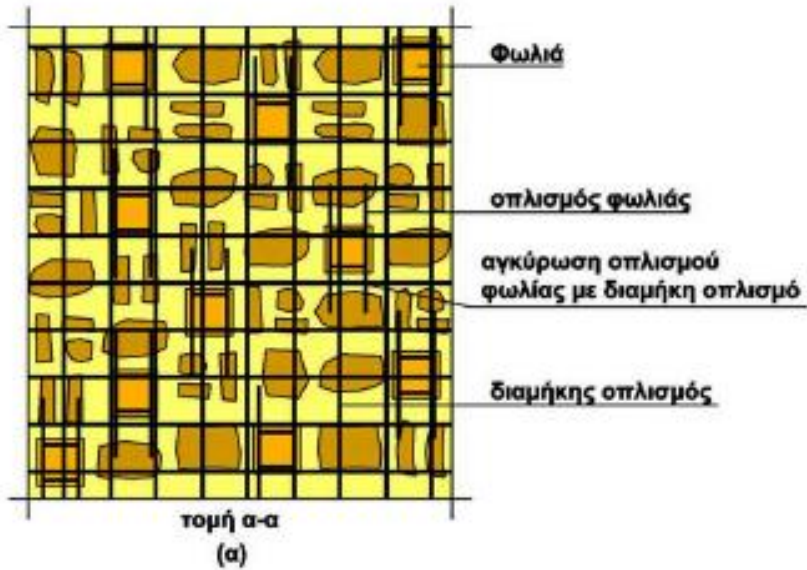
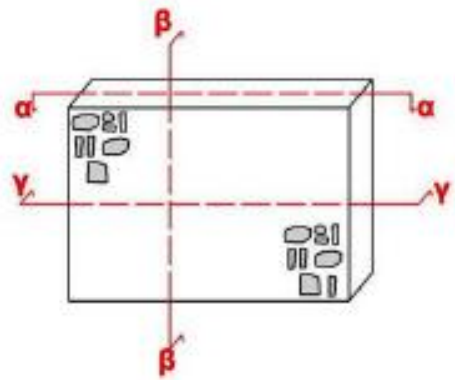
Στην ενίσχυση αυτή επιλέχτηκε να πραγματοποιηθεί αρμολόγηση της περιμετρικής τοιχοποιίας μόνο στην εξωτερική παρειά των τοίχων. Στην εσωτερική πλευρά των περιμετρικών τοίχων τοποθετούνται μονόπλευροι μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Με τον τρόπο αυτό επιδιώκεται η διατήρηση της αρχιτεκτονικής και της αισθητικής των όψεων του κτιρίου. Ως πάχος του εκάστοτε μονόπλευρου μανδύα λαμβάνεται το ελάχιστο, δηλαδή 0,10m. Όσον αφορά δε τους εσωτερικούς τοίχους, τοποθετούνται αμφίπλευροι μανδύες με πάχος 5cm σε κάθε παρειά της τοιχοποιίας.

Τα υλικά κατασκευής των μανδυνών στη συγκεκριμένη μελέτη επέμβασης είναι εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C20/25 με κατάλληλο μέγεθος κόκκου αδρανών και σχάρες οπλισμού Φ8/25 από χάλυβα S235.

Αναλυτικότερες πληροφορίες ως προς την υλοποίηση της συγκεκριμένης επέμβασης έχουν δοθεί ανωτέρω (κεφάλαιο 2.2).

Στην εικόνα 36, ακολουθούν δύο τομές της ενισχυμένης περιμετρικής τοιχοποιίας, στις οποίες απεικονίζονται με ακρίβεια οι δύο τρόποι ενίσχυσής της (αρμολόγημα & μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος).

ΜΑΝΔΥΑΣ Ω.Σ. (ΕΚΤΟΞΕΥΟΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ)



Εικόνα 36: Τομές ενισχυμένης περιμετρικής τοιχοποιίας με αρμολόγημα και μανδύα σπλισμένου σκυροδέματος

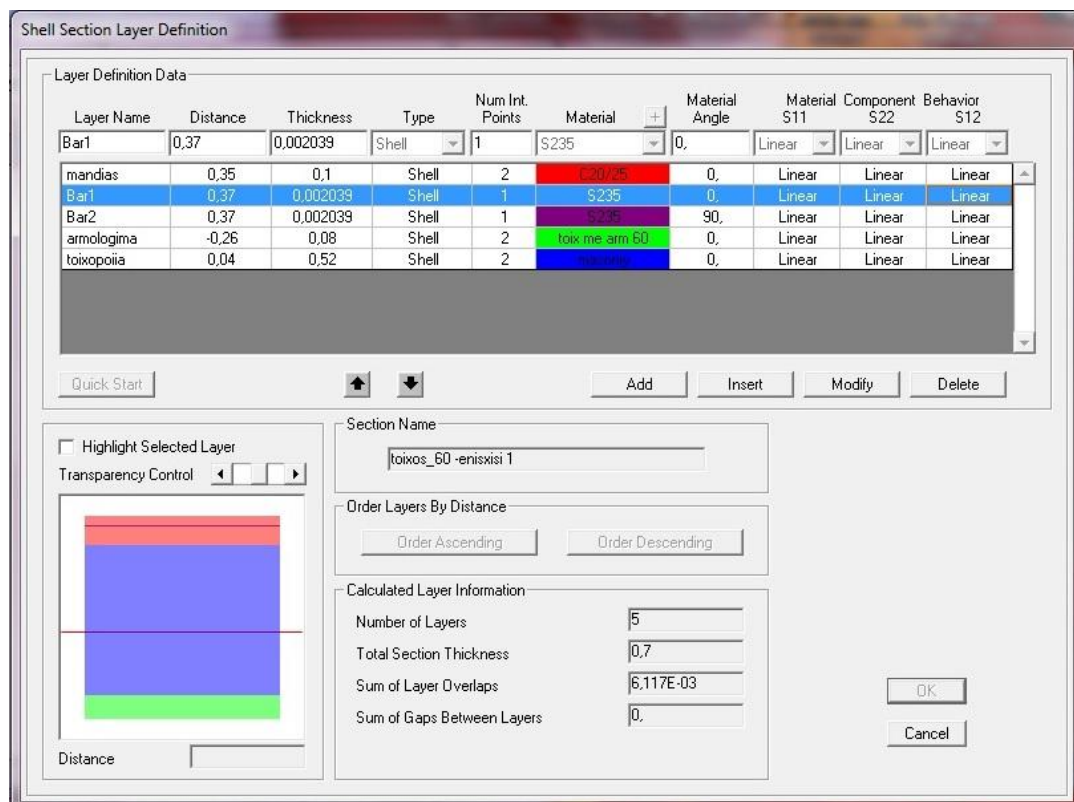
4.3.1 Προσομοίωση Ενίσχυσης 1 στο SAP2000

4.3.1.1 Περιμετρική τοιχοποιία

Στο χωρικό μοντέλο η προσομοίωση της ενισχυμένης περιμετρικής τοιχοποιίας μέσω αρμολογήματος και μανδύα από εκτοξευμένο σκυρόδεμα έγινε με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους με 5 διαφορετικά στρώματα (layers).

Ενδεικτικά, για τοίχο της περιμετρικής τοιχοποιίας με αρχικό πάχος 0,60m δημιουργήθηκε μια νέα διατομή (Define → Section Properties → Area Sections) τύπου Shell-Layered και πάχους 0,70m, με τα εξής διαφορετικά στρώματα:

- εξωτερικό στρώμα του αρμολογήματος πάχους 0,08m, με τα χαρακτηριστικά της ενισχυμένης τοιχοποιίας μετά το αρμολόγημα (*armologima*)
- ενδιάμεσο στρώμα τοιχοποιίας πάχους 0,52m, με τα αρχικά της χαρακτηριστικά (*toixopoia*)
- μανδύα εκτοξευμένου σκυροδέματος πάχους 0,10m, με μέτρο ελαστικότητας, ειδικό βάρος και συντελεστή Poisson ίσο με αυτό του σκυροδέματος τύπου C20/25 (*mandias*)
- μια στρώση σπλισμών Φ8/25 χάλυβα S235 κατά τη μία διεύθυνση (*Bar1*)
- άλλη μια όμοια στρώση σπλισμών Φ8/25 χάλυβα S235 κατά την άλλη διεύθυνση, έτσι ώστε να δημιουργείται πλέγμα σε απόσταση 0,03m από την εξωτερική επιφάνεια του μανδύα (*Bar2*).



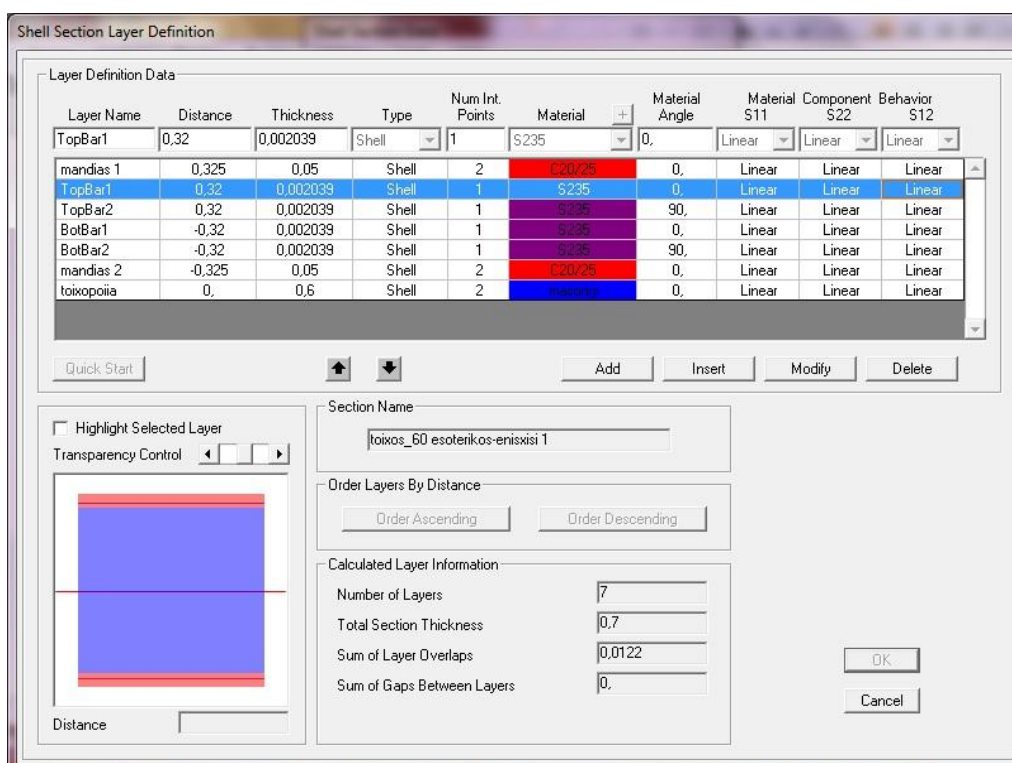
Εικόνα 37: Διατομή ενισχυμένης περιμετρικής τοιχοποιίας με αρμολόγημα και μανδύα σκυροδέματος στο SAP2000

4.3.1.2 Εσωτερική τοιχοποιία

Όπως προαναφέρθηκε, οι εσωτερικοί τοίχοι του κτιρίου ενισχύθηκαν με αμφίπλευρους μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 0,05m. Η προσομοίωση της ενίσχυσης αυτής στο λογισμικό SAP2000 έγινε με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους με 7 διαφορετικά στρώματα (layers).

Ενδεικτικά, για εσωτερικό τοίχο με αρχικό πάχος 0,60m δημιουργήθηκε μια νέα διατομή (Define → Section Properties → Area Sections) τύπου Shell-Layered και πάχους 0,70m, με τα εξής διαφορετικά στρώματα:

- μανδύα εκτοξευμένου σκυροδέματος πάχους 0,05m, με μέτρο ελαστικότητας, ειδικό βάρος και συντελεστή Poisson ίσο με αυτό του σκυροδέματος τύπου C20/25 (*mandias 1*)
- όμοιο μανδύα εκτοξευμένου σκυροδέματος στην άλλη παρειά της τοιχοποιίας πάχους 0,05m (*mandias 2*)
- ενδιάμεσο στρώμα τοιχοποιίας πάχους 0,60m, με τα αρχικά της χαρακτηριστικά (*toixoroia*)
- μια στρώση οπλισμών Φ8/25 χάλυβα S235 κατά τη μία διεύθυνση στον ένα μανδύα (*TopBar1*)
- μια όμοια στρώση οπλισμών Φ8/25 χάλυβα S235 κατά την άλλη διεύθυνση στον ίδιο μανδύα, έτσι ώστε να δημιουργείται πλέγμα σε απόσταση 0,03m από την εξωτερική επιφάνεια του μανδύα αυτού (*TopBar2*)
- μια στρώση οπλισμών Φ8/25 χάλυβα S235 κατά τη μία διεύθυνση στον άλλο μανδύα (*BotBar1*)
- μια όμοια στρώση οπλισμών Φ8/25 χάλυβα S235 κατά την άλλη διεύθυνση στον ίδιο μανδύα, έτσι ώστε να δημιουργείται πλέγμα σε απόσταση 0,03m από την εξωτερική επιφάνεια του μανδύα αυτού. (*BotBar2*)



Εικόνα 38: Διατομή ενισχυμένης εσωτερικής τοιχοποιίας με αμφίπλευρο μανδύα σκυροδέματος στο SAP2000

4.3.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης τοιχοποιίας μετά το αρμολόγημα

4.3.2.1 Θλιπτική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας

Όπως περιγράφηκε στην παράγραφο 4.3.1, η ενίσχυση της περιμετρικής τοιχοποιίας του κτιρίου θα προσομοιωθεί στο SAP2000 με πολυστρωματικά επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Σε κάθε στρώμα των πεπερασμένων στοιχείων αυτών θα αποδοθούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού από το οποίο αυτό αποτελείται. Έτσι, στο εξωτερικό στρώμα της περιμετρικής τοιχοποιίας θα αποδοθούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της αρμολογημένης τοιχοποιίας, τα οποία θα είναι σαφώς βελτιωμένα από αυτά της αρχικής.

Όπως ήδη αναφέρθηκε και στην παράγραφο 2.2, μετά τη διαδικασία της αρμολόγησης η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας αυξάνονται συναρτήσει του βάθους αρμολόγησης και της ποιότητας του μείγματος. Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της ενισχυμένης τοιχοποιίας μέσω αρμολογήματος, χρησιμοποιείται η σχέση

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \zeta \cdot f_{wc,o} = \frac{1}{8} \cdot \zeta \cdot f_{wc,o}$$

όπου

$$f_{wc,o} = 8,032 \text{MPa}$$

η αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$$\zeta = 1 + 3 \frac{V_{\text{νέου κονιάματος}}}{V_{\text{συνολικού κονιάματος}}}$$

εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη το ποσοστό του νέου κονιάματος ως προς το συνολικό όγκο του συνδετικού κονιάματος

Δεδομένου δε του ότι στην παρούσα κατασκευή το πάχος της εξωτερικής τοιχοποιίας μεταβάλλεται, μεταβάλλεται και ο συντελεστής ζ για το κάθε διαφορετικό πάχος, άρα και η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας με αρμολόγημα f_{wc} . Επίσης, έγινε η παραδοχή ότι το βάθος του αρμολογήματος παραμένει σταθερό στα 0,08m για όλα τα πάχη της τοιχοποιίας. Εξαιρέση αποτελούν οι τοίχοι με πάχος περίπου ίσο ή μεγαλύτερο από το 1m, όπου και το βάθος του αρμολογήματος λήφθηκε ίσο με το 10% του πάχους της τοιχοποιίας, έτσι ώστε τα νέα μηχανικά χαρακτηριστικά της να βελτιωθούν.

Το μέτρο ελαστικότητας της αρμολογημένης τοιχοποιίας υπολογίζεται από τη σχέση

$$E = 1000 \cdot f_{wc}$$

και επομένως μεταβάλλεται κι αυτό ανάλογα με το πάχος της περιμετρικής τοιχοποιίας.

Ο συντελεστής Poisson λαμβάνεται ίσος με $\nu=0,15$.

Έτσι, όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα της εικόνας 40, για κάθε διαφορετικό πάχος της περιμετρικής τοιχοποιίας υπολογίστηκαν τα αντίστοιχα μηχανικά χαρακτηριστικά της μετά το αρμολόγημα, τα οποία στη συνέχεια αποδόθηκαν στο εξωτερικό στρώμα (αrμολογίμα) των πολυστρωματικών πεπερασμένων στοιχείων κελύφους.

Πάχη περιμετρικής λιθοδομής (m)	Πάχος αρμολογήματος (m)	ζ	f_{wc} (MPa) μετά το αρμολόγημα	$E=1000*f_{wc}$ (MPa)
0,30	0,08	1,8000	11,56721	11567,2063
0,35	0,08	1,6857	10,83278	10832,7805
0,40	0,08	1,6000	10,28196	10281,9612
0,45	0,08	1,5333	9,85355	9853,5461
0,50	0,08	1,4800	9,51081	9510,8141
0,55	0,08	1,4364	9,23040	9230,3970
0,60	0,08	1,4000	8,99672	8996,7160
0,65	0,08	1,3692	8,79899	8798,9860
0,70	0,08	1,3429	8,62950	8629,5031
0,75	0,08	1,3200	8,48262	8482,6180
0,80	0,08	1,3000	8,35409	8354,0935
0,95	0,10	1,3158	8,45556	8455,5602
1,05	0,10	1,2857	8,26229	8262,2902
1,30	0,13	1,3000	8,35409	8354,0935

Πίνακας 10: Θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας μετά το αρμολόγημα

4.3.2.2 Εφελκυστική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας

Για τον υπολογισμό της εφελκυστικής αντοχής της ενισχυμένης τοιχοποιίας θα θεωρήσουμε ότι αυτή είναι ίση με το 1/7 της θλιπτικής αντοχής της, όπως προτείνεται από τον Θ.Π. Τάσσιο.

4.3.2.3 Διατμητική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας

Η διατμητική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας μετά από το αρμολόγημα υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$f_{vk} = f_{mt} + 0,4 \cdot 0,75 \cdot \sigma_d$$

όπου

f_{mt} η νέα εφελκυστική αντοχή του κονιάματος η οποία δίνεται από τον παρακάτω τύπο
 $f_{mt} = 0,25 \cdot \sqrt{f_{mc}'}$

f_{mc}' η νέα θλιπτική αντοχή του κονιάματος έπειτα από βαθύ αρμολόγημα, η οποία υπολογίστηκε ως αναλογία του νέου ισχυρότερου κονιάματος που θα εισαχθεί με το αρμολόγημα και του ήδη υπάρχοντος κονιάματος.

σ_d η ορθή θλιπτική τάση σχεδιασμού στο σημείο ελέγχου (αφορά το θλιβόμενο τμήμα της διατομής)

Στον πίνακα που ακολουθεί υπολογίζεται η νέα εφελκυστική αντοχή του κονιάματος f_{mt} για όλα τα πάχη τοιχοποιίας που υπάρχουν στο υπό μελέτη κτίριο. Αφού υπολογιστεί ο λόγος του όγκου του νέου κονιάματος που θα εισαχθεί προς το συνολικό όγκο του παλιού, υπολογίζεται η νέα θλιπτική αντοχή του κονιάματος f_{mc}' και στη συνέχεια η νέα εφελκυστική αντοχή f_{mt} .

Πάχη περιμετρικής λιθοδομής (m)	Πάχος αρμολογήματος (m)	Ποσοστό αντικατάστασης κονιάματος	f_{mc}' (MPa)	f_{mt} (MPa)
0,30	0,08	0,267	7,801	0,698
0,35	0,08	0,228	7,684	0,693
0,40	0,08	0,200	7,600	0,689
0,45	0,08	0,178	7,534	0,686
0,50	0,08	0,160	7,480	0,684
0,55	0,08	0,145	7,435	0,682
0,60	0,08	0,133	7,399	0,680
0,65	0,08	0,123	7,369	0,678
0,70	0,08	0,114	7,342	0,677
0,75	0,08	0,106	7,318	0,676
0,80	0,08	0,100	7,300	0,675
0,95	0,10	0,105	7,315	0,676
1,05	0,10	0,095	7,285	0,675
1,30	0,13	0,100	7,300	0,675

Πίνακας 11: Υπολογισμός της νέας εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος για όλα τα πάχη της τοιχοποιίας

Από τις αναλύσεις του προσομοιώματος με το λογισμικό SAP2000 προκύπτουν οι τιμές των δυνάμεων F22 (η κατακόρυφη αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους πεσσού) και F11 (η οριζόντια αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους υπέρθυρου). Γίνεται η παραδοχή ότι το μήκος της θλιβόμενης ζώνης ταυτίζεται με το συνολικό μήκος της περιοχής που εξετάζεται κάθε φορά. Για τον έλεγχο των πεσσών υπολογίζεται η ορθή θλιπτική τάση $\sigma_d = F22/t$, ενώ για τον έλεγχο των υπέρθυρων $\sigma_d = F11/t$, όπου t το πάχος της τοιχοποιίας. Στη συνέχεια υπολογίζεται η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας από τη σχέση που δόθηκε πρωτύτερα.

4.3.3 Δυναμική Φασματική Μέθοδος – Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένης κατασκευής (Ενίσχυση 1)

Παρατηρώντας τις ιδιομορφές της κατασκευής μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης 1 καθώς και το ποσοστό συμμετοχής της μάζας του κτιρίου σε κάθε μια από αυτές, προκύπτουν τα εξής σημαντικά συμπεράσματα (πίνακας 12) :

1. Χρειάστηκαν 269 ιδιομορφές για να ενεργοποιηθεί το 90% της μάζας κατά X και 234 ιδιομορφές κατά Y.
2. Οι κύριες ιδιομορφές του κτιρίου σε σύγκριση με αυτές της υφιστάμενης κατασκευής παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα:

Διεύθυνση	Υπάρχουσα κατασκευή ($T_1 = 0,193 \text{ sec}$)			Μετά την επέμβαση - ΕΝΙΣΧΥΣΗ 1 ($T_1 = 0,184 \text{ sec}$)		
	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφ. μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφ. μάζας
X	8η	0,072	47,17%	9η	0,054	42,94%
Y	4η	0,085	48,84%	6η	0,065	49,98%
Z	65η	0,023	11,16%	62η	0,020	7,53%

Πίνακας 12: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών πριν και μετά την επέμβαση (ΕΝΙΣΧΥΣΗ 1)

Παρατηρούμε ότι οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου μετά την επέμβαση γίνονται μικρότερες. Αυξάνοντας τη θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας ενός μέρους της διατομής της τοιχοποιίας μέσω του αρμολογήματος, καθώς και τη δυσκαμψία της διατομής μέσω του μανδύα από εκτοξευμένο σκυρόδεμα, η συνολική διατομή της τοιχοποιίας γίνεται πιο δύσκαμπτη, άρα και η κατασκευή στο σύνολό της. Στην αύξηση αυτή της συνολικής δυσκαμψίας του φορέα συμβάλλουν και οι αμφίπλευροι μανδύες σκυροδέματος που εφαρμόζονται στην εσωτερική τοιχοποιία του κτιρίου και μειώνουν σημαντικά τις κύριες εφελκυστικές τάσεις της λιθοδομής.

Χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης και το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα, έγινε η δυναμική φασματική ανάλυση και ελέγχθηκαν ξανά τα δύο σημεία (Joints: 4384, 10302), για τα οποία είχε γίνει έλεγχος στην υφιστάμενη κατασκευή (κεφάλαιο 4.2.6 εικ. 32,33)

Έτσι εξήχθησαν ο παρακάτω πίνακας (πίνακας 13), ο οποίος παρουσιάζει τις μετακινήσεις και τις στροφές των δύο σημείων για τους οκτώ σεισμικούς συνδυασμούς μετά την ενίσχυση 1, σε σύγκριση με τις αντίστοιχες αρχικές πριν από την επέμβαση.

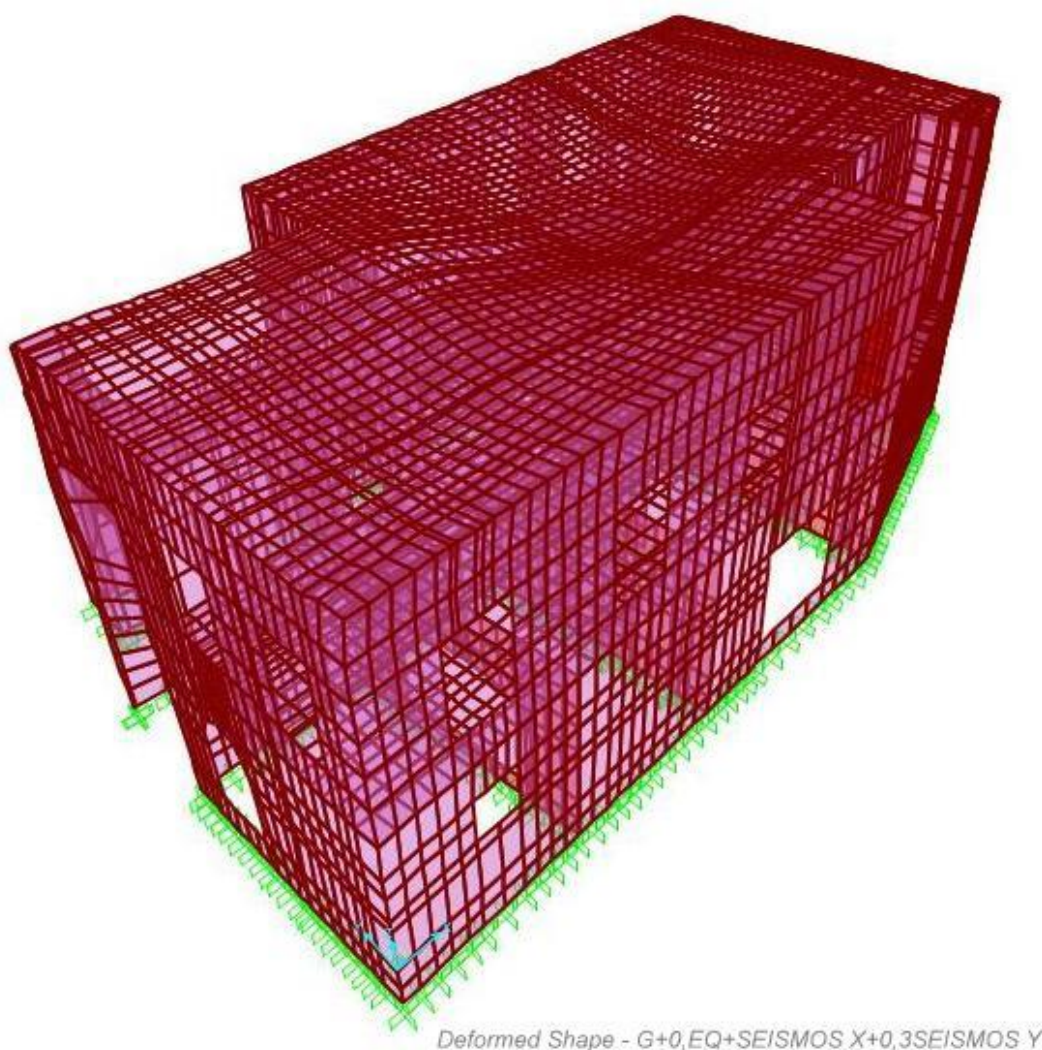
TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	Case-Type	Step-Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
4384 πριν	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00019	0,00024	-0,00002	7,50E-05	8,05E-06	0,00002
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y			0,00014	0,00067	-1,50E-05	0,00017	0,00003	0,00003
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
4384 μετά	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00010	0,00015	-1,60E-05	6,30E-05	2,32E-07	0,00001
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y			0,00008	0,00043	-1,70E-05	0,00013	0,000013	0,00002
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
10302 πριν	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00065	0,00084	-0,00821	0,00049	0,001505	0,00005
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y			0,00058	0,00241	-0,00757	0,00126	0,001932	0,00009
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
10302 μετά	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00031	0,00046	-0,00758	0,00031	0,00123	0,00003
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y			0,00031	0,00137	-0,00757	0,00044	0,00171	0,00007
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								

Πίνακας 13: Μετακινήσεις και στροφές των δύο σημείων για τους σεισμικούς συνδυασμούς πριν και μετά την ενίσχυση 1

Παρατηρούμε ότι όλες οι μετακινήσεις και οι στροφές των δύο σημείων μειώνονται αισθητά μετά την επέμβαση, γεγονός το οποίο πιστοποιεί την καλύτερη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυσή της. Αντίστοιχα συμπεράσματα θα μπορούσαν να εξαχθούν και για άλλα σημεία της κατασκευής, ωστόσο δεν κρίθηκε σκόπιμο στα πλαίσια της παρούσας εργασίας.

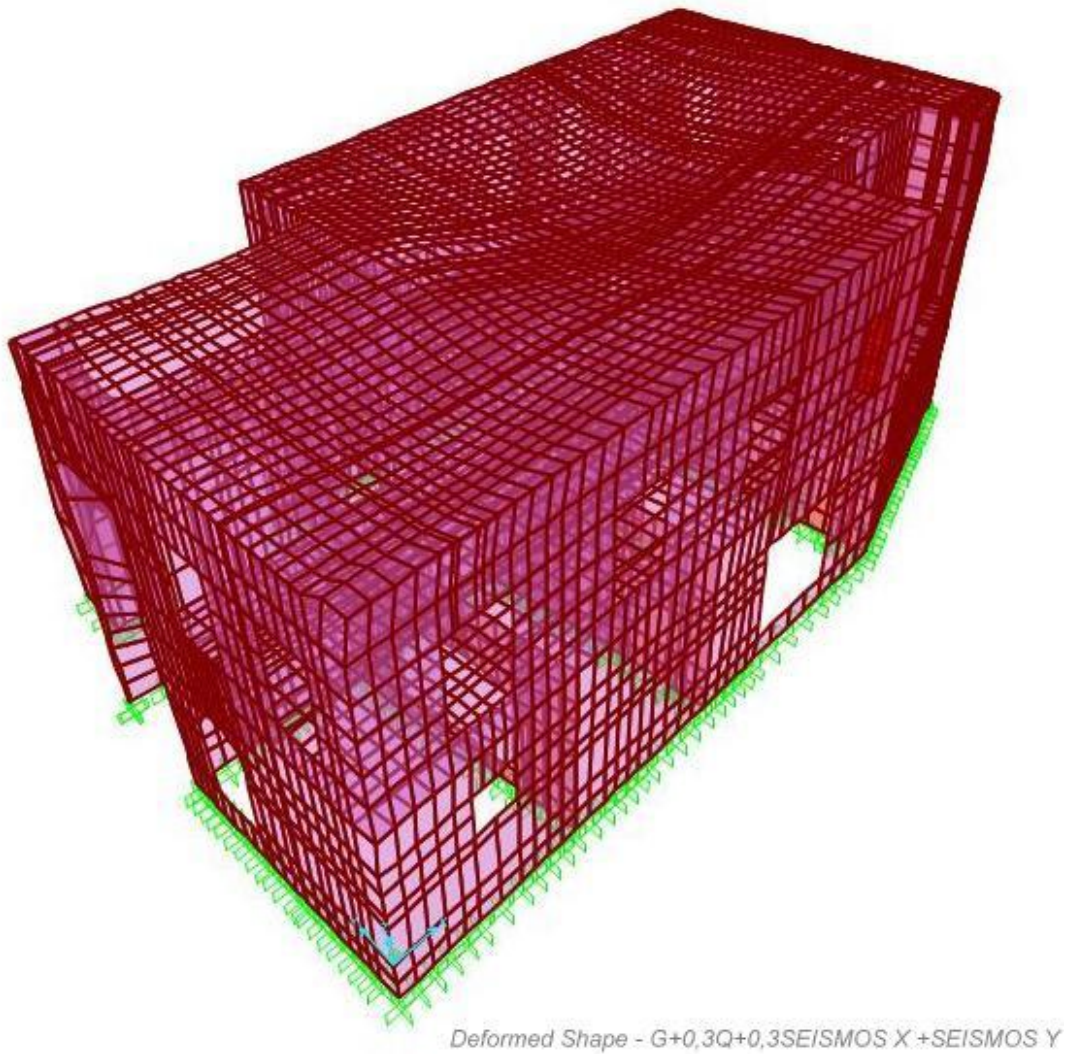
Παρακάτω παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας για τους σεισμικούς συνδυασμούς:

1. $G_k + 0,3Q_k + SEISMOS X + 0,3 SEISMOS Y$



Εικόνα 39: Παραμορφωμένος φορέας (Ενίσχυση 1) - Σεισμικός συνδυασμός $G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y$

2. $G_k + 0,3Q_k + 0,3 SEISMOS X + SEISMOS Y$



Εικόνα 40: Παραμορφωμένος φορέας (Ενίσχυση 1) - Σεισμικός συνδυασμός $G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y$

4.4 Υλοποίηση Ενίσχυσης 2 - Αρμολόγημα και εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της περιμετρικής τοιχοποιίας

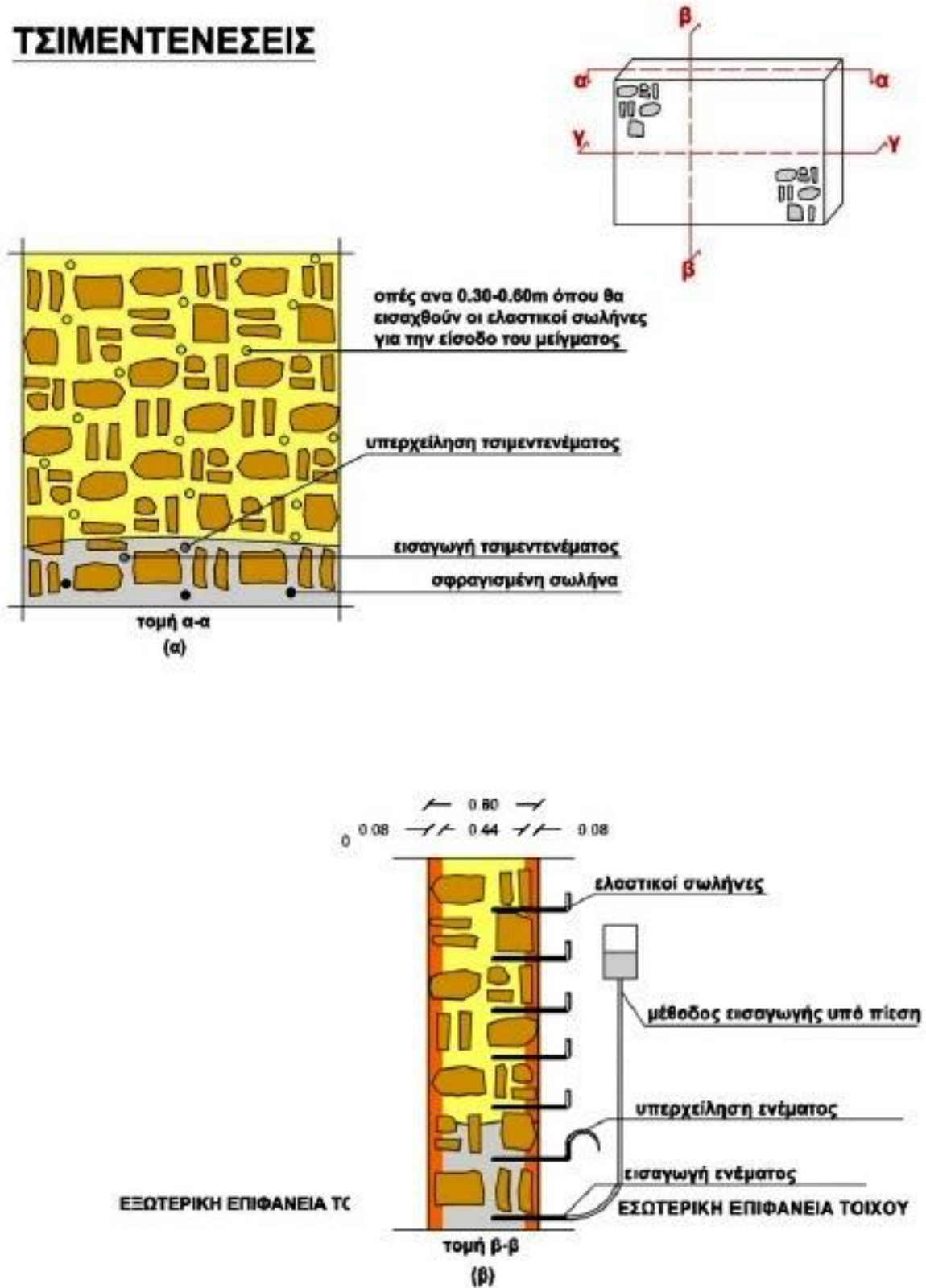
Στην ενίσχυση αυτή επιλέχτηκε να πραγματοποιηθεί η εισαγωγή ενέματος στη μάζα της περιμετρικής τοιχοποιίας, με σκοπό την πλήρωση όλων των ρωγμών και κενών και την ομοιογενοποίησή της. Το ένεμα που θα χρησιμοποιηθεί για την υλοποίηση της επέμβασης αυτής, πρέπει να είναι συμβατό με τα υλικά της υπάρχουσας λιθοδομής, έτσι ώστε να σταθεροποιείται ο πυρήνας της τοιχοποιίας και να εξασφαλίζεται η συνεργασία του με τις εξωτερικές στρώσεις.. Επιπλέον, θα εφαρμοστεί αρμολόγημα και στην εξωτερική αλλά και στην εσωτερική παρειά της τοιχοποιίας, αλλοιώνοντας έτσι σε πολύ μικρό βαθμό την αρχιτεκτονική και την αισθητική των τοίχων του κτιρίου.

Όσον αφορά τους εσωτερικούς τοίχους τοποθετούνται και στην περίπτωση αυτή αμφίπλευροι μανδύες εκτοξευμένου σκυροδέματος με πάχος 0,05m έκαστος. Για την κατασκευή των μανδύων χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και σχάρες σπλισμού Φ8/25 από χάλυβα S235.

Για την υλοποίηση της συγκεκριμένης επέμβασης έγινε ήδη αναλυτικότερη αναφορά στο κεφάλαιο 2.3.

Στην εικόνα 41, ακολουθούν δύο τομές της ενισχυμένης περιμετρικής τοιχοποιίας, στις οποίες απεικονίζονται με ακρίβεια οι δύο τρόποι ενίσχυσής της, τα ενέματα & το διπλό αρμολόγημα.

ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΣΕΙΣ



Εικόνα 41: Τομές ενισχυμένης περιμετρικής τοιχοποιίας με διπλό αρμολόγημα και ενέματα

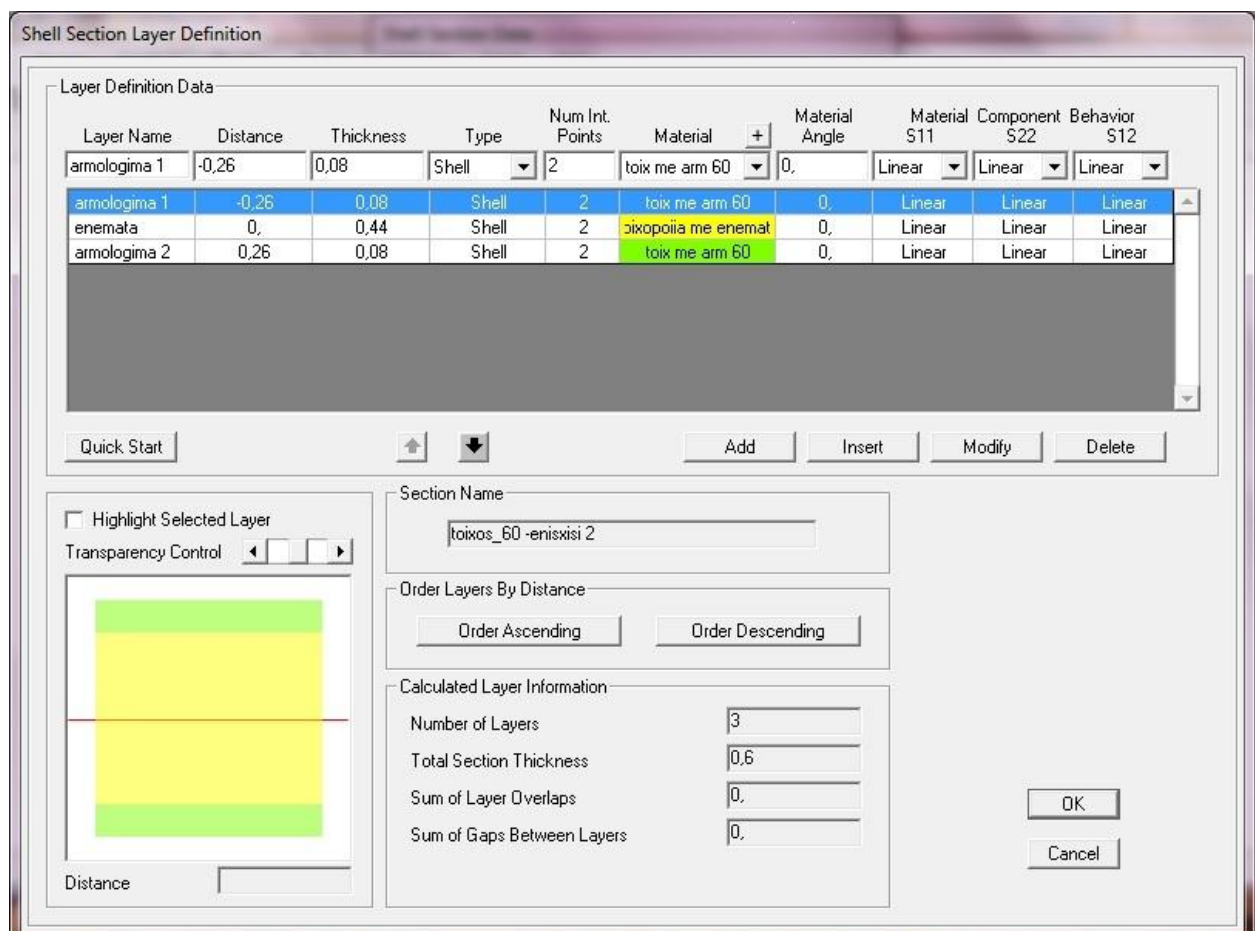
4.4.1 Προσομοίωση Ενίσχυσης 2

4.4.1.1 Περιμετρική τοιχοποιία

Στο λογισμικό SAP2000, η προσομοίωση της ενισχυμένης περιμετρικής τοιχοποιίας μέσω αρμολογήματος και ενεμάτων έγινε με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους με 3 διαφορετικά στρώματα (layers), στο καθένα από τα οποία αποδόθηκαν τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού από το οποίο αυτό αποτελείται.

Ενδεικτικά, για τοίχο της περιμετρικής τοιχοποιίας με πάχος 0,60m δημιουργήθηκε μια νέα διατομή (Define → Section Properties → Area Sections) τύπου Shell-Layered και ίδιου πάχους, με τα εξής διαφορετικά στρώματα:

- εξωτερικό στρώμα αρμολογήματος πάχους 0,08m, με τα χαρακτηριστικά της ενισχυμένης τοιχοποιίας μετά το αρμολόγημα (*armologima 1*)
- ενδιάμεσο στρώμα εμποτισμένης τοιχοποιίας πάχους 0,52m, με τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας μετά τα ενέματα (*enemata*)
- εσωτερικό στρώμα αρμολογήματος πάχους 0,08m, με τα χαρακτηριστικά της ενισχυμένης τοιχοποιίας μετά το αρμολόγημα (*armologima 2*)



Εικόνα 42: Διατομή ενισχυμένης περιμετρικής τοιχοποιίας με αρμολόγημα και ενέματα στο SAP2000

4.4.1.2 Εσωτερική τοιχοποιία

Όπως προαναφέρθηκε, οι εσωτερικοί τοίχοι του κτιρίου ενισχύθηκαν με αμφίπλευρους μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 0,05m. Η προσομοίωση της ενίσχυσης αυτής στο λογισμικό SAP2000 έχει περιγραφεί αναλυτικά στο κεφάλαιο 4.3.1.2.

4.4.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης τοιχοποιίας

4.4.2.1 Θλιπτική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας

Η τεχνική των ενέσεων αποτελεί μια εξαιρετικά αποδοτική μέθοδο ενίσχυσης ιδιαίτερα για τις τοιχοποιίες από λιθοδομή, αφού σταθεροποιεί και ενισχύει τον πυρήνα τους καθώς και τη σύνδεσή του με τις εξωτερικές στρώσεις της τοιχοποιίας. Με τον τρόπο αυτό βελτιώνονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας, σε βαθμό ο οποίος μειώνεται όσο η ποιότητα της τοιχοποιίας είναι εξαρχής καλύτερη.

Στο μοντέλο της παρούσας κατασκευής στο SAP2000 η επέμβαση στην περιμετρική τοιχοποιία προσομοιώθηκε, όπως ήδη περιγράφηκε και ανωτέρω (κεφάλαιο 4.4.1) με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία τριών στρώσεων. Στο μεσαίο στρώμα αυτών των πεπερασμένων στοιχείων θα αποδοθούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εμποτισμένης τοιχοποιίας, τα οποία σύμφωνα με τους Tassios και Chronopoulos (1986), Vintzileou και Tassios (1995) και οι Tomazevic και Anicic (1989) είναι τα εξής:

- Θλιπτική αντοχή: $f_{wc,\varepsilon} = (3 \div 5) \cdot f_{wc,a}$
- Μέτρο ελαστικότητας: $E_{w,\varepsilon} = 2000 \cdot f_{wc,\varepsilon} \cdot (\pm 50\%)$

Η παρούσα ενίσχυση θα εκτιμηθεί συντηρητικά, αφού δεν είναι δυνατό να υπολογιστεί η επιτυχία της επέμβασης. Πιο συγκεκριμένα, ως μηχανικά χαρακτηριστικά της εμποτισμένης τοιχοποιίας λήφθηκαν τα παρακάτω:

- Θλιπτική αντοχή

$$f_{wc,\varepsilon} = 3 \cdot f_{wc,a} = 3 \cdot 8,0328 = 24,0983 \text{ MPa}$$

- Μέτρο ελαστικότητας

$$E_{w,\varepsilon} = 1000 \cdot f_{wc,\varepsilon} = 1000 \cdot 24,0983 = 24098,3 \text{ MPa}$$

- Ειδικό βάρος: $\gamma=24\text{KN/m}^3$

- Λόγος Poisson: $\nu=0,15$

Έτσι δημιουργήθηκε ένα υλικό (*τοιχοποιία με ενεμάτα*) στο SAP2000 στο οποίο αποδόθηκαν τα παραπάνω μηχανικά χαρακτηριστικά και από το οποίο αποτελείται η μεσαία στρώση των πεπερασμένων στοιχείων της περιμετρικής τοιχοποιίας.

Στα άλλα δύο στρώματα των πεπερασμένων στοιχείων της περιμετρικής τοιχοποιίας πραγματοποιείται αρμολόγηση με σταθερό βάθος 0,08m. Τα δε μηχανικά χαρακτηριστικά τους φαίνονται στον παρακάτω πίνακα ανάλογα με το πάχος της τοιχοποιίας (*πίνακας 14*).

Πάχη περιμετρικής λιθοδομής (m)	Πάχος αρμολογήματος (m)	ζ	f_{wc} (MPa) μετά το αρμολόγημα	$E=1000*f_{wc}$ (MPa)
0,30	0,08	2,600	16,70819	16708,187
0,35	0,08	2,371	15,23934	15239,335
0,40	0,08	2,200	14,13770	14137,697
0,45	0,08	2,067	13,28087	13280,867
0,50	0,08	1,960	12,59540	12595,402
0,55	0,08	1,873	12,03457	12034,568
0,60	0,08	1,800	11,56721	11567,206
0,65	0,08	1,738	11,17175	11171,746
0,70	0,08	1,685	10,83278	10832,781
0,75	0,08	1,640	10,53901	10539,010
0,80	0,08	1,600	10,28196	10281,961
0,95	0,08	1,505	9,67316	9673,161
1,05	0,08	1,457	9,36393	9363,929
1,30	0,08	1,369	8,79899	8798,986

Πίνακας 14: Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας μετά το διπλό αρμολόγημα

Έτσι στο λογισμικό SAP2000 δημιουργήθηκαν πολυστρωματικές διατομές για την τοιχοποιία και σε κάθε στρώμα δόθηκαν τα αντίστοιχα μηχανικά χαρακτηριστικά, όπως αυτά περιγράφηκαν παραπάνω.

Ωστόσο χρειάστηκε να υπολογιστεί και η συνολική θλιπτική αντοχή του ενισχυμένου τοίχου ως αναλογία του πάχους της κάθε στρώσης προς το συνολικό πάχος του τοίχου και λαμβάνοντας υπόψη την αντοχή του υλικού της κάθε στρώσης.

Συνολικό πάχος περιμετρικής λιθοδομής (m)	Πάχος εμποτισμένης τοιχοποιίας (m)	Θλιπτική αντοχή εμποτισμ. τοιχοποιίας (MPa)	Πάχος αρμολογημ. τοιχοποιίας (m)	Θλιπτική αντοχή αρμολογημ. τοιχοποιίας (MPa)	Συνολική Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας (MPa)
0,30	0,14	24,0983	0,08*2= 0,16	16,70819	20,1569
0,35	0,19			15,23934	20,0485
0,40	0,24			14,13770	20,1141
0,45	0,29			13,28087	20,2521
0,50	0,34			12,59540	20,4174
0,55	0,39			12,03457	20,5889
0,60	0,44			11,56721	20,7567
0,65	0,49			11,17175	20,9164
0,70	0,54			10,83278	21,0662
0,75	0,59			10,53901	21,2057
0,80	0,64			10,28196	21,3350
0,95	0,79			9,67316	21,6688
1,05	0,89			9,36393	21,8531
1,30	1,14			8,79899	22,2153

Πίνακας 15: Υπολογισμός συνολικής θλιπτικής αντοχής ενισχυμένης τοιχοποιίας

4.4.2.2 Εφελκυστική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας

Για τον υπολογισμό της εφελκυστικής αντοχής της ενισχυμένης τοιχοποιίας θα θεωρήσουμε ότι αυτή είναι ίση με το 1/7 της συνολικής θλιπτικής αντοχής της, όπως προτείνεται από τον Θ.Π. Τάσσιο.

4.4.2.3 Διατμητική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας

Η διατμητική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας μετά από το διπλό αρμολόγημα και τις ενέσεις υπολογίζεται όμοια, όπως στην περίπτωση της ενίσχυσης 1, από την παρακάτω σχέση:

$$f_{vk} = f_{mt} + 0,4 \cdot 0,75 \cdot \sigma_d$$

όπου

f_{mt} η νέα εφελκυστική αντοχή του κονιάματος η οποία δίνεται από τον παρακάτω τύπο

$$f_{mt} = 0,25 \cdot \sqrt{f_{mc}'}$$

f_{mc}' η νέα θλιπτική αντοχή του κονιάματος έπειτα από βαθύ αρμολόγημα, η οποία υπολογίστηκε ως αναλογία του νέου ισχυρότερου κονιάματος που θα εισαχθεί με

το αρμολόγημα και του ήδη υπάρχοντος κονιάματος.

σ_d η ορθή θλιπτική τάση σχεδιασμού στο σημείο ελέγχου (αφορά το θλιβόμενο τμήμα της διατομής)

Όπως περιγράφηκε πρωτύτερα και στην περίπτωση της ενίσχυσης 1, υπολογίζεται η νέα εφελκυστική αντοχή του κονιάματος f_{mt} για όλα τα πάχη τοιχοποιίας που υπάρχουν στο υπό μελέτη κτίριο (πίνακας 16).

Πάχη περιμετρικής λιθοδομής (m)	Πάχος αρμολογήματος (m)	Ποσοστό αντικατάστασης κονιάματος	$f_{mc'}$ (MPa)	f_{mt} (MPa)
0,30	0,08	0,533	8,599	0,733
0,35	0,08	0,457	8,371	0,723
0,40	0,08	0,400	8,200	0,716
0,45	0,08	0,355	8,065	0,710
0,50	0,08	0,320	7,960	0,705
0,55	0,08	0,291	7,873	0,701
0,60	0,08	0,267	7,801	0,698
0,65	0,08	0,246	7,738	0,695
0,70	0,08	0,228	7,684	0,693
0,75	0,08	0,213	7,639	0,691
0,80	0,08	0,200	7,600	0,689
0,95	0,10	0,210	7,630	0,690
1,05	0,10	0,190	7,570	0,689
1,30	0,13	0,200	7,600	0,689

Πίνακας 16: Υπολογισμός της νέας εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος για όλα τα πάχη της τοιχοποιίας

Σε αντίθεση με την ενίσχυση 1, το αρμολόγημα που υλοποιείται στην περίπτωση αυτή είναι διπλό, με αποτέλεσμα το ποσοστό αντικατάστασης κονιάματος να διπλασιάζεται και η νέα εφελκυστική αντοχή του κονιάματος να αυξάνεται όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα.

Από τις αναλύσεις του προσομοιώματος με το λογισμικό SAP2000 προκύπτουν οι τιμές των δυνάμεων F22 (η κατακόρυφη αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους πεσσού) και F11 (η οριζόντια αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους υπέρθυρου). Γίνεται η παραδοχή ότι το μήκος της θλιβόμενης ζώνης ταυτίζεται με το συνολικό μήκος της περιοχής που εξετάζεται κάθε φορά. Για τον έλεγχο των πεσσών υπολογίζεται η ορθή θλιπτική τάση $\sigma_d = F22/t$, ενώ για τον έλεγχο των υπέρθυρων $\sigma_d = F11/t$, όπου t το πάχος της τοιχοποιίας. Στη συνέχεια υπολογίζεται η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας από τη σχέση που δόθηκε πρωτύτερα.

4.4.3 Δυναμική Φασματική Μέθοδος – Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένης κατασκευής (Ενίσχυση 2)

Παρατηρώντας τις ιδιομορφές της κατασκευής μετά την εφαρμογή της Ενίσχυσης 2 καθώς και το ποσοστό συμμετοχής της μάζας του κτιρίου σε κάθε μια από αυτές, προκύπτουν τα εξής σημαντικά συμπεράσματα (πίνακας 17):

1. Χρειάστηκαν 356 ιδιομορφές για να ενεργοποιηθεί το 90% της μάζας κατά Χ και 256 ιδιομορφές κατά Υ.
2. Οι κύριες ιδιομορφές του κτιρίου σε σύγκριση με αυτές της υφιστάμενης κατασκευής παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα:

Διεύθυνση	Υπάρχουσα κατασκευή ($T_1= 0,193 \text{ sec}$)			Μετά την επέμβαση - ΕΝΙΣΧΥΣΗ 2 ($T_1= 0,186 \text{ sec}$)		
	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφ. μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφ. μάζας
x	8η	0,072	47,17%	12η	0,045	31,56%
y	4η	0,085	48,84%	8η	0,055	30,48%
z	65η	0,023	11,16%	74η	0,017	13,89%

Πίνακας 17: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών πριν και μετά την επέμβαση (ΕΝΙΣΧΥΣΗ 2)

Παρατηρούμε ότι οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου μετά την επέμβαση μικραίνουν σημαντικά και είναι μικρότερες και από τις αντίστοιχες μετά την ενίσχυση 1, που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 4.3.3. Παρόλο που η εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της τοιχοποιίας συνιστά μέθοδο μεγάλων αβεβαιοτήτων όσον αφορά την αποτελεσματικότητά της, ωστόσο η επιτυχής εφαρμογή της βελτιώνει ομοιόμορφα τη φέρουσα ικανότητα της τοιχοποιίας, χωρίς να αφήνει ίχνη επέμβασης.

Στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας του φορέα συμβάλλουν και οι αμφίπλευροι μανδύες σκυροδέματος, που εφαρμόζονται στην εσωτερική τοιχοποιία του κτιρίου και μειώνουν σημαντικά τις κύριες εφελκυστικές τάσεις της λιθοδομής.

Χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης έγινε η δυναμική φασματική ανάλυση και ελέγχθηκαν ξανά οι μετακινήσεις και οι στροφές των δύο σημείων (Joints: 4384, 10302) για τους οκτώ σεισμικούς συνδυασμούς μετά την ενίσχυση 2 σε σύγκριση με τις αντίστοιχες αρχικές πριν από την επέμβαση (πίνακας 18).

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	Case-Type	Step-Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
4384 πριν	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00019	0,00024	-0,00002	7,50E-05	8,05E-06	0,000022
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y			0,00014	0,00067	-1,50E-05	0,00017	0,00003	0,000030
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y									
4384 μετά	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00004	0,00004	-2,30E-05	3,60E-05	-6,30E-06	4,85E-06
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y			0,00002	0,00008	-2,40E-05	0,00004	-5,40E-06	3,42E-06
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y									
10302 πριν	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00065	0,00084	-0,00821	0,00049	0,001505	0,000054
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y			0,00058	0,00241	-0,00757	0,00126	0,001932	0,000089
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y									
10302 μετά	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00014	0,00011	-0,0079	0,00023	0,00128	0,000011
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y			0,00008	0,00024	-0,0077	0,00026	0,00115	9,57E-06
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y									

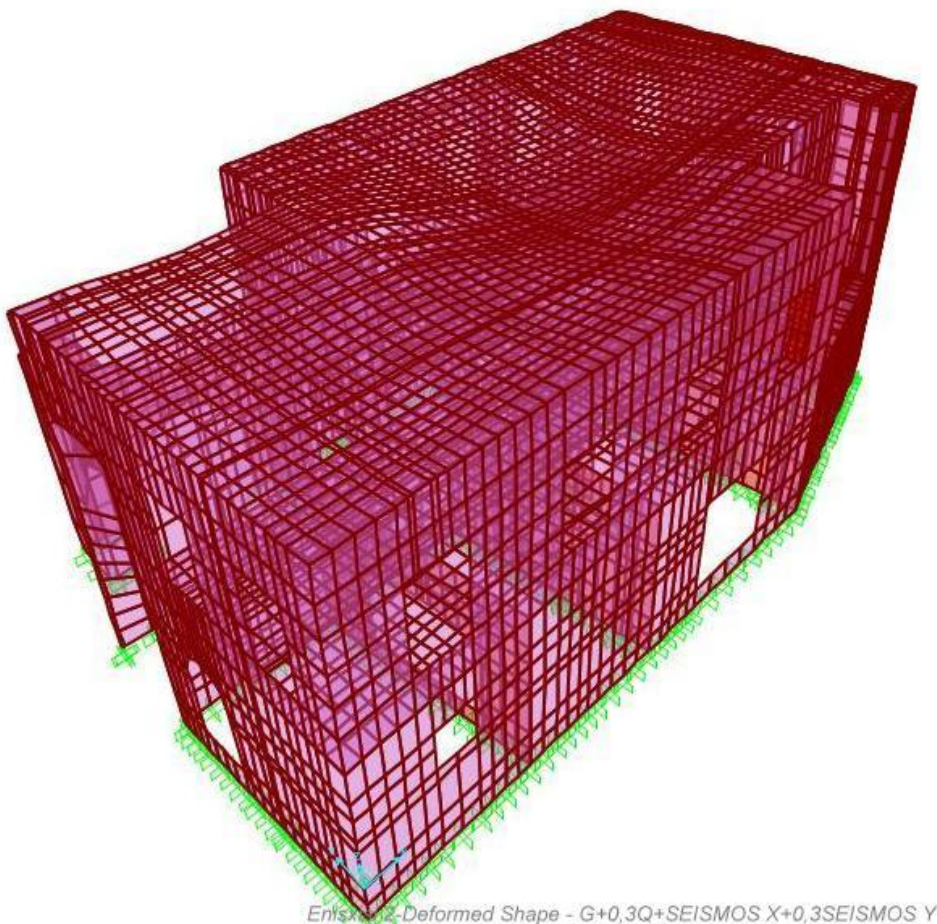
Πίνακας 18: Μετακινήσεις και στροφές των δύο σημείων για τους σεισμικούς συνδυασμούς πριν και μετά την ενίσχυση 2

Παρατηρούμε ότι όλες οι μετακινήσεις και οι στροφές των δύο σημείων μειώνονται σε πολύ μεγάλο βαθμό μετά την επέμβαση και είναι μικρότερες και από τις αντίστοιχες μετακινήσεις μετά την ενίσχυση 1. Το γεγονός αυτό πιστοποιεί την καλύτερη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση με ενέματα και την αύξηση της φέρουσας ικανότητας της, αφού με την τεχνική των ενέσεων επιτυγχάνεται σημαντική βελτίωση της αντοχής και της σταθερότητας στις λιθοδομές.

Αντίστοιχα συμπεράσματα θα μπορούσαν να εξαχθούν και για άλλα σημεία της κατασκευής, ωστόσο δεν κρίθηκε σκόπιμο στα πλαίσια της παρούσας εργασίας.

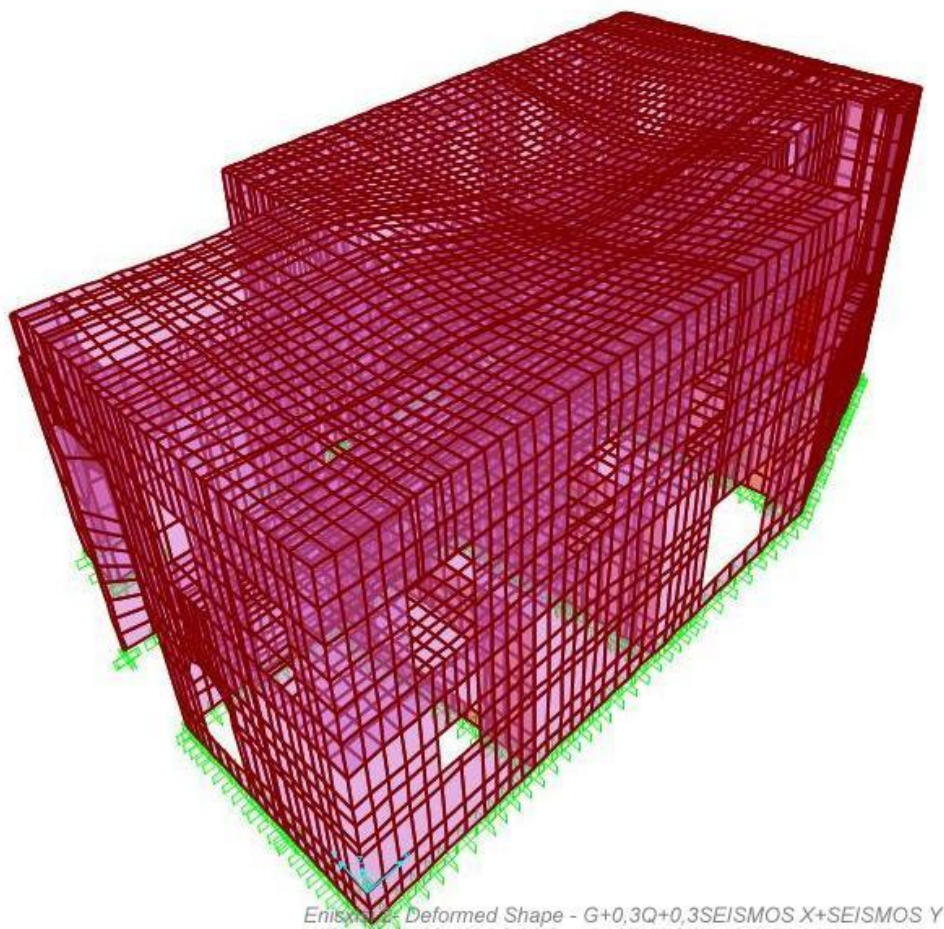
Παρακάτω παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας για τους σεισμικούς συνδυασμούς:

1. $G_k + 0,3Q_k + SEISMOS X + 0,3 SEISMOS Y$



Εικόνα 43: Παραμορφωμένος φορέας (Ενίσχυση 2) - Σεισμικός συνδυασμός $G+0,3Q+SEISMOS X + 0,3SEISMOS Y$

2. $G_k + 0,3Q_k + 0,3 SEISMOS X + SEISMOS Y$



Εικόνα 44: Παραμορφωμένος φορέας (Ενίσχυση 2) - Σεισμικός συνδυασμός $G+0,3Q+0,3SEISMOS X + SEISMOS Y$

4.5 Υλοποίηση Ενίσχυσης 3 - Αρμολόγημα, διάζωμα Ω.Σ. στη στέψη του α' ορόφου και κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς της περιμετρικής τοιχοποιίας

Όσον αφορά την περιμετρική τοιχοποιία, η τρίτη ενίσχυση περιλαμβάνει:

- α) κατακόρυφη προένταση των πεσών της περιμετρικής τοιχοποιίας,
- β) κατασκευή περιμετρικού διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στέψη του α' ορόφου
- γ) αρμολόγηση και στις δύο πλευρές της περιμετρικής τοιχοποιίας

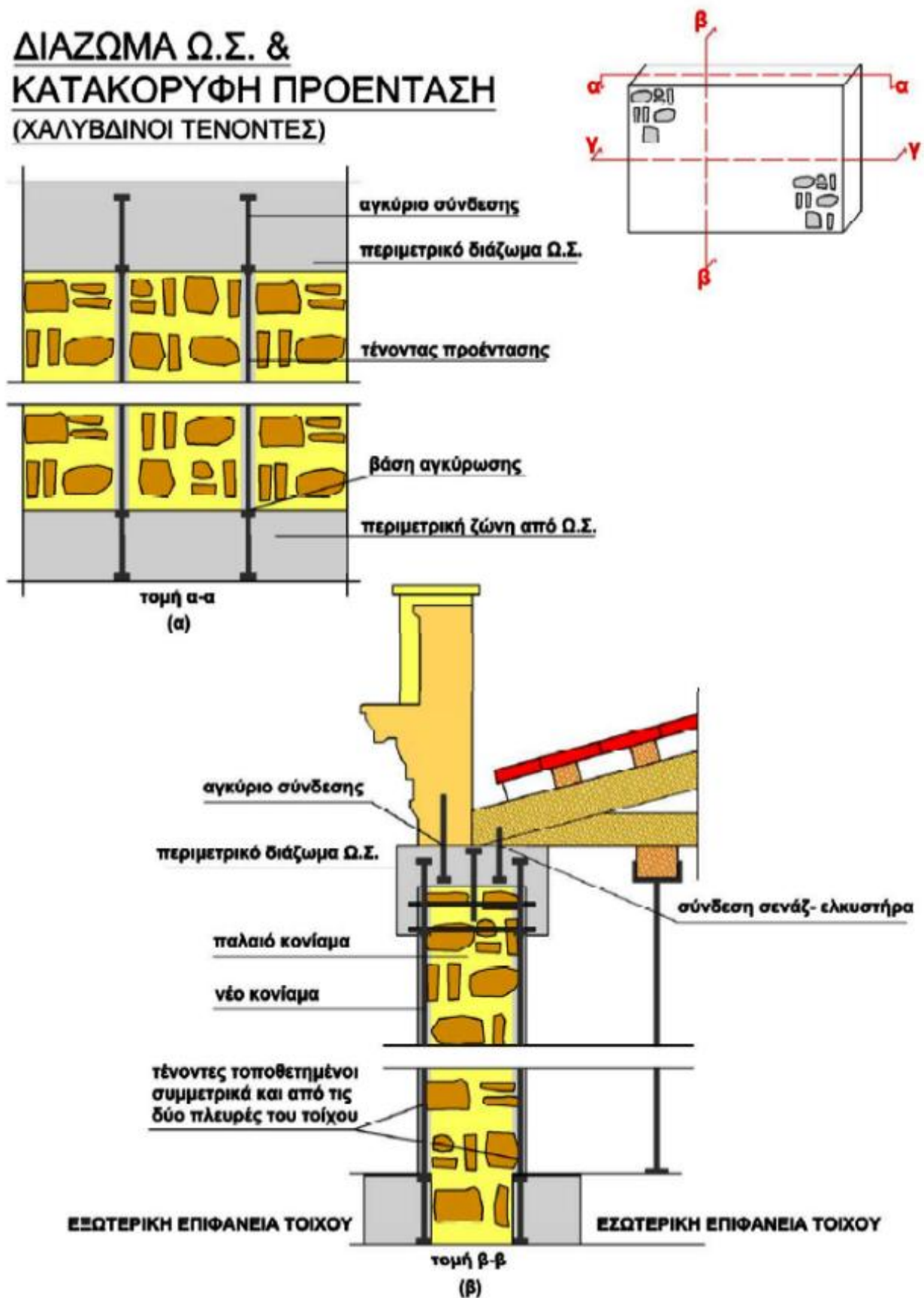
Πιο συγκεκριμένα, θα κατασκευαστεί περιμετρικό διάζωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στέψη του α' ορόφου, αφού υποστυλωθεί κατάλληλα η πλάκα της οροφής και αφαιρεθούν λίθοι από το πάνω μέρος των τοίχων σε ύψος ίσο με αυτό του διαζώματος, διατηρώντας έτσι σταθερό το αρχικό ύψος της κατασκευής. Το διάζωμα θα έχει πάχος όσο αυτό του τοίχου και ύψος 15-20cm, ελάχιστο διαμήκη οπλισμό 4Φ16 και συνδετήρες Φ6/20. Φάσες των 15cm θα εξέλθουν και από τις δύο πλευρές του διαζώματος, για να είναι δυνατή η συμμετρική τοποθέτηση και αγκύρωση των τενόντων προέντασης. Η εξοχή αυτή που θα δημιουργηθεί στο διάζωμα για τις ανάγκες της αγκύρωσης, δεν θα αλλοιώσει την όψη του κτιρίου, αφού θα αντικαταστήσει την ήδη υπάρχουσα περιμετρική φάσα στο ύψος της στέγης.

Οι τένοντες προέντασης θα τοποθετηθούν συμμετρικά και από τις δύο πλευρές της τοιχοποιίας, έτσι ώστε η συνισταμένη δύναμη προέντασης να διέρχεται από το μέσο του τοίχου. Θα εφαρμοστεί μονόπλευρη προένταση, αφού οι τένοντες θεωρούμε ότι θα τανυστούν μόνο από το πάνω άκρο τους, που βρίσκεται στο διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη του α' ορόφου. Επιπλέον, για να μην είναι ορατοί, θα τοποθετηθούν κατά μήκος αυλάκων, τα οποία στη συνέχεια θα καλυφθούν με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Στη βάση του κτιρίου θα κατασκευαστεί εξωτερική περιμετρική ζώνη από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπου θα αφεθούν οπές, για να αγκυρωθούν οι τένοντες. Στην εσωτερική παρειά δεν υπάρχει ήδη διαμορφωμένη πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα για την αγκύρωση των τενόντων και γι' αυτό προβλέπεται να διαμορφωθεί και στο σημείο αυτό ζώνη οπλισμένου σκυροδέματος.

Επιπλέον, θα εφαρμοστεί αρμολόγημα και στην εσωτερική αλλά και στην εξωτερική παρειά της περιμετρικής τοιχοποιίας.

ΔΙΑΖΩΜΑ Ω.Σ. & ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ (ΧΑΛΥΒΔΙΝΟΙ ΤΕΝΟΝΤΕΣ)



Εικόνα 45: Παραδείγματα τομών ενισχυμένης τοιχοποιίας με κατακόρυφη προένταση

Τέλος, όσον αφορά τους εσωτερικούς τοίχους του κτιρίου αυτοί θα ενισχυθούν με αμφίπλευρους μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος C20/25 και πάχους 0,05m, με τον ίδιο τρόπο όπως στις προηγούμενες ενισχύσεις 1 και 2.

4.5.1 Προσομοίωση Ενίσχυσης 3

4.5.1.1 Περιμετρική τοιχοποιία

- **Διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη του α' ορόφου**

Το διάζωμα στη στέψη του α' ορόφου προσομοιώθηκε με την απόδοση των ιδιοτήτων σκυροδέματος C20/25 στα αντίστοιχα πεπερασμένα στοιχεία του τοίχου. Το πάχος αυτών των πεπερασμένων στοιχείων αυξάνεται κατά 0,30cm, αφού θα εξέχουν φάσες των 0,15cm από την κάθε πλευρά της τοιχοποιίας, έτσι ώστε να είναι εφικτή η αγκύρωση των τενόντων.

- **Διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στη βάση της τοιχοποιίας**

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, δημιουργήθηκε εξωτερική και εσωτερική περιμετρική ζώνη από οπλισμένο σκυρόδεμα στη βάση της τοιχοποιίας, όπου θα αφεθούν οπές για την αγκύρωση των τενόντων.

Η ζώνη αυτή προσομοιώθηκε με τη μετατροπή των αντίστοιχων πεπερασμένων στοιχείων της τοιχοποιίας σε πεπερασμένα στοιχεία με τρία στρώματα (layers):

α) εξωτερικό στρώμα σκυροδέματος C20/25 πάχους 0,25cm

β) στρώμα τοιχοποιίας με το αντίστοιχο πάχος κάθε φορά

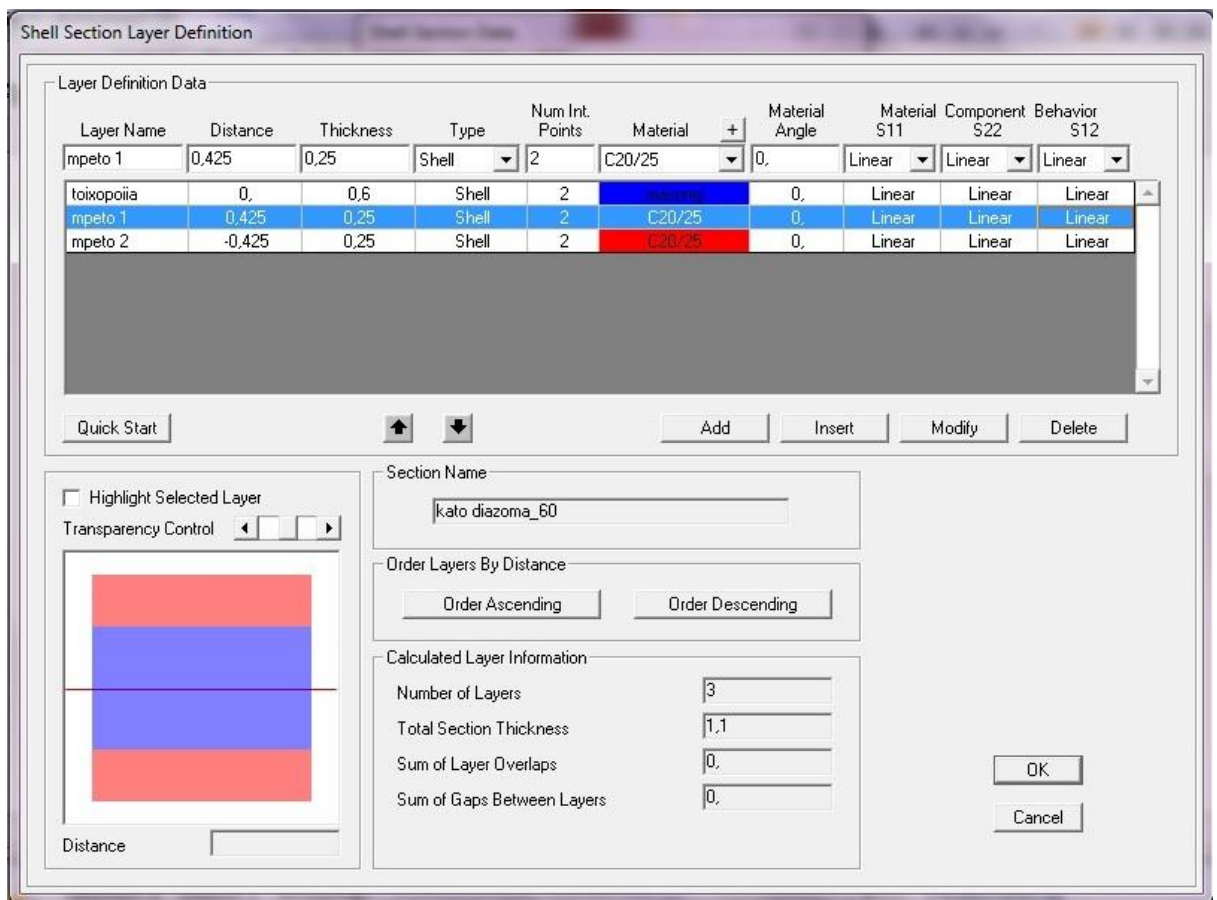
γ) εσωτερικό στρώμα σκυροδέματος C20/25 πάχους 0,25cm

Ο ορισμός του διαζώματος αυτού στο λογισμικό SAP2000 έγινε σύμφωνα με τα ανωτέρω και όπως φαίνεται στην εικόνα 46.

- **Αρμολόγημα**

Η προσομοίωση του αρμολογήματος της περιμετρικής τοιχοποιίας έγινε με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους με τρία διαφορετικά στρώματα (layers), όπως περιγράφηκε στην παράγραφο 4.4.1. με τη διαφορά ότι το μεσαίο στρώμα της

τοιχοποιίας έχει τα μηχανικά χαρακτηριστικά της υφιστάμενης τοιχοποιίας και όχι της εμποτισμένης.



Εικόνα 46: Ορισμός διατομής κάτω διαζώματος περιμετρικής τοιχοποιίας πάχους 0,60m στο SAP2000

- **Κατακόρυφοι τένοντες**

Οι τένοντες ουσιαστικά αγκυρώνονται στην περιμετρική ζώνη σκυροδέματος στη βάση του κτιρίου και στο διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη του α' ορόφου. Ωστόσο τανύονται μόνο από το πάνω άκρο τους (θέση ενεργού αγκύρωσης). Επιπλέον σχηματίζουν ζεύγη, αφού τοποθετείται ένας τένοντας στην εξωτερική και ένας στην εσωτερική παρειά της τοιχοποιίας συμμετρικά, έτσι ώστε η συνολική δύναμη προέντασης να περνά από το μέσο του τοίχου.

Διαστασιολόγηση τενόντων

Η δύναμη προέντασης κάθε ζεύγους τενόντων ισούται με την επιφάνεια A της οριζόντιας διατομής του πεσσού, που αντιστοιχεί στο ζεύγος αυτό, επί το 10% της θλιπτικής αντοχής της λιθοδομής μετά το αρμολόγημα.

Έτσι για κάθε όψη του κτιρίου θεωρούμε ένα μέσο πάχος τοιχοποιίας, δεδομένου του ότι αυτό μεταβάλλεται και κατά μήκος κάθε όψης αλλά και από όροφο σε όροφο. Στη συνέχεια πολλαπλασιάζοντας αυτό το μέσο πάχος επί την απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών ζευγών τενόντων, υπολογίζουμε την επιφάνεια εφαρμογής A του κάθε ζεύγους.

Επομένως, η συνολική δύναμη προέντασης κάθε ζεύγους τενόντων της όψης αυτής ισούται με:

$$N = A \cdot 10\% \cdot f_{wc,αρμ}$$

όπου $f_{wc,αρμ}$ είναι η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά το αρμολόγημά της και από τις δύο της πλευρές.

Η δύναμη προέντασης που αντιστοιχεί σε κάθε τένοντα αυτής της όψης θα ισούται με

$$N' = \frac{N}{2} \text{ και } N' = \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_m}$$

Συνεπώς, από τις δύο παραπάνω σχέσεις προκύπτει το απαιτούμενο εμβαδό της διατομής του κάθε τένοντα της συγκεκριμένης όψης, το οποίο θα ισούται με

$$A_s = \frac{N' \cdot \gamma_m}{f_y}$$

Το όριο διαρροής του χάλυβα είναι $f_y = 355 \text{ MPa}$ και ο συντελεστής ασφαλείας του υλικού είναι $\gamma_m = 1$.

Αφού λοιπόν διαστασιολογηθούν οι τένοντες για κάθε όψη του κτιρίου με την παραπάνω διαδικασία και μετρηθεί ο αριθμός των ζευγών που μπορεί να τοποθετηθεί στους πεσσούς της κάθε όψης, υπολογίζεται η συνολική δύναμη προέντασης της κάθε όψης, η οποία ισούται με

$$N_{ολ} = \text{αριθμός ζευγών τενόντων όψης} \cdot N$$

Αυτή η συνολική δύναμη ισομοιράζεται σε επικόμβια κατακόρυφα φορτία με φορά προς τα κάτω στο πάνω περιμετρικό διαζώμα σκυροδέματος.



Εικόνα 47: Μοντελοποίηση κατακόρυφης προέντασης στο SAP2000

Έτσι, για παράδειγμα, για τη νότια όψη του κτιρίου έχουμε τα εξής:

Πάχη τοιχοποιίας ισογείου: 0,50m

Πάχη τοιχοποιίας α' ορόφου: 0,45m, 0,70m, 0,42m

Άρα υπολογίζεται ένα μέσο πάχος τοιχοποιίας για τη νότια όψη του κτιρίου ίσο με 0,52m.

Τα ζεύγη των τενόντων τοποθετούνται ανά 0,60m πεσσών, άρα η επιφάνεια A ισούται με $(0,60 \cdot 0,52) \text{ m}^2$.

Επομένως, η συνολική δύναμη προέντασης ενός ζεύγους τενόντων είναι ίση με:

$$N = A \cdot 10\% \cdot f_{wc,αρμ} = (0,60\text{m} \cdot 0,52\text{m}) \cdot 10\% \cdot f_{wc,αρμ}$$

όπου $f_{wc,αρμ} = 12,36 \text{ MPa}$ η θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας πάχους 0,52m μετά από διπλό αρμολόγημα.

Άρα

$$N = (0,60\text{m} \cdot 0,52\text{m}) \cdot 10\% \cdot 12,36 \cdot 10^3 = 321,31\text{kN}$$

Η αξονική δύναμη προέντασης που αντιστοιχεί σε κάθε τένοντα της συγκεκριμένης όψης είναι:

$$N' = \frac{N}{2} = 160,65\text{kN}$$

Επίσης,

$$N' = \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_m} \rightarrow A_s = \frac{N' \cdot \gamma_m}{f_y} = \frac{160,65\text{kN} \cdot 1}{355 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2} = 0,00045\text{m}^2$$

$$\text{Όμως } A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \rightarrow d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00045\text{m}^2}{\pi}} \rightarrow d = 24,00\text{mm}$$

Επομένως, βάσει των παραπάνω επιλέχθηκαν τένοντες διαμέτρου Φ25 για την νότια όψη του κτιρίου.

Στη συνέχεια, μετρήθηκαν 9 ζεύγη τενόντων στην όψη αυτή και έτσι κατά την προσομοίωσή τους η συνολική δύναμη προέντασης όλης της όψης, $N_{ολ} = 9 \cdot N = 2891,8\text{kN}$, ισομοιράστηκε στους περιμετρικούς κόμβους του πάνω διαζώματος.

Οπότε μετρώντας 43 περιμετρικούς κόμβους στο πάνω διάζωμα της νότιας όψης του κτιρίου, επιβάλλουμε συγκεντρωμένο φορτίο, με φορά προς τα κάτω, σε καθένα από αυτούς τους κόμβους ίσο με $2891,8\text{kN}/43 = 67,25\text{kN}$

Έτσι, εξήχθη ο παρακάτω πίνακας (πίνακας 19), όπου δίνονται τα στοιχεία που υπολογίστηκαν για τους τένοντες προέντασης κάθε όψης του κτιρίου.

	ΟΨΕΙΣ ΚΤΙΡΙΟΥ					
	Βόρεια	Νότια	Δυτική	Ανατολική	Εσοχή στην ανατολική όψη	Εσοχή στη βόρεια όψη
Μέσο πάχος τοιχοποιίας (m)	0,55	0,52	0,58	0,44	0,9	0,79
Απόσταση μεταξύ διαδοχικών ζευγών τενόντων (m)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
A (m²)	0,275	0,26	0,29	0,22	0,45	0,395
f_{wc,αρμ} (Μρα)	12,03	12,36	11,74	13,44	9,85	10,33
N ζεύγους τενόντων (kN)	330,95	321,311	340,59	295,61	443,41	408,06
N' κάθε τένοντα (kN)	165,47	160,65	170,29	147,8	221,7	204,03
Διαστασιολόγηση τενόντων						
f_y (Μρα)	355	355	355	355	355	355
γ_m	1	1	1	1	1	1
A_s τένοντα (mm²)	466,13	452,55	479,7	416,35	624,52	574,74
d (mm)	24,36	24	24,71	23,02	28,2	27,05
Άρα	Φ26	Φ26	Φ26	Φ26	Φ32	Φ32
Αριθμός ζευγών τενόντων στην όψη						
Αριθμός ζευγών τενόντων στην όψη	4	9	9	8	6	4
N_{ολ} (kN)	1323,8	2891,8	3065,31	2364,85	2660,46	1632,26
Αριθμός κόμβων	23	43	41	45	19	19
Συγκεντρωμένο επικόμβιο φορτίο	57,56	67,25	74,76	52,55	140,02	85,91

Πίνακας 19: Στοιχεία για τη διαστασιολόγηση τενόντων και την προσομοίωσή τους για κάθε όψη της κατασκευής

4.5.1.2 Εσωτερική τοιχοποιία

Όπως προαναφέρθηκε, οι εσωτερικοί τοίχοι του κτιρίου ενισχύθηκαν με αμφίπλευρους μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 0,05m. Η προσομοίωση της ενίσχυσης αυτής στο λογισμικό SAP2000 έχει περιγραφεί αναλυτικά στο κεφάλαιο 4.3.1.2.

4.5.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης τοιχοποιίας

4.5.2.1 Θλιπτική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας

Όπως ήδη αναφέρθηκε και στην παράγραφο 4.3.2, μετά τη διαδικασία της αρμολόγησης η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας αυξάνονται συναρτήσει του βάθους αρμολόγησης και της ποιότητας του μείγματος. Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της ενισχυμένης τοιχοποιίας μέσω αρμολογήματος, χρησιμοποιείται η σχέση

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \zeta \cdot f_{wc,o} = \frac{1}{8} \cdot \zeta \cdot f_{wc,o}$$

όπου

$$f_{wc,o} = 8,032 \text{ MPa}$$

η αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$$\zeta = 1 + 3 \frac{V_{\text{νέου κονιάματος}}}{V_{\text{συνολικού κονιάματος}}}$$

εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη το ποσοστό του νέου κονιάματος ως προς το συνολικό όγκο του συνδετικού κονιάματος

Έτσι ανάλογα με το πάχος της τοιχοποιίας, η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητάς της προκύπτουν όπως φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πάχη περιμετρικής λιθοδομής (m)	Πάχος αρμολογήματος (m)	ζ	f_{wc} (MPa) μετά το αρμολόγημα	$E=1000 \cdot f_{wc}$ (MPa)
0,30	0,08	2,600	16,70819	16708,187
0,35	0,08	2,371	15,23934	15239,335
0,40	0,08	2,200	14,13770	14137,697
0,45	0,08	2,067	13,28087	13280,867
0,50	0,08	1,960	12,59540	12595,402
0,55	0,08	1,873	12,03457	12034,568
0,60	0,08	1,800	11,56721	11567,206
0,65	0,08	1,738	11,17175	11171,746
0,70	0,08	1,685	10,83278	10832,781
0,75	0,08	1,640	10,53901	10539,010
0,80	0,08	1,600	10,28196	10281,961
0,95	0,08	1,505	9,67316	9673,161
1,05	0,08	1,457	9,36393	9363,929
1,30	0,08	1,369	8,79899	8798,986

Πίνακας 20: Υπολογισμός θλιπτικής αντοχής ενισχυμένης τοιχοποιίας μετά από διπλό αρμολόγημα

4.5.2.2 Εφελκυστική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας

Για τον υπολογισμό της εφελκυστικής αντοχής της ενισχυμένης τοιχοποιίας θα θεωρήσουμε ότι αυτή είναι ίση με το 1/7 της συνολικής θλιπτικής αντοχής της, όπως προτείνεται από τον Θ.Π. Τάσσιο.

4.5.2.3 Διατμητική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας

Υπολογίζεται όμοια με την διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας με την ενίσχυση 2, όπως περιγράφηκε αναλυτικώς στην παράγραφο 4.4.2.3.

4.5.3 Δυναμική Φασματική Μέθοδος – Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένης κατασκευής (Ενίσχυση 3)

Από τις ιδιομορφές της κατασκευής μετά την εφαρμογή της Ενίσχυσης 3 καθώς και το ποσοστό συμμετοχής της μάζας του κτιρίου σε κάθε μια από αυτές, προκύπτουν τα εξής σημαντικά συμπεράσματα (πίνακας 21):

1. Χρειάστηκαν 403 ιδιομορφές, για να ενεργοποιηθεί το 90% της μάζας κατά Χ και 432 ιδιομορφές κατά Υ.
2. Οι κύριες ιδιομορφές του κτιρίου σε σύγκριση με αυτές της υφιστάμενης κατασκευής παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα:

	Υπάρχουσα κατασκευή			Μετά την επέμβαση - ΕΝΙΣΧΥΣΗ 3		
	(T ₁ = 0,193 sec)			(T ₁ = 0,184 sec)		
Διεύθυνση	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφ. μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφ. μάζας
x	8η	0,072	47,17%	7η	0,062	47,85%
y	4η	0,085	48,84%	5η	0,073	42,09%
z	65η	0,023	11,16%	52η	0,021	7,31%

Πίνακας 21: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών πριν και μετά την επέμβαση (ΕΝΙΣΧΥΣΗ 3)

Παρατηρούμε ότι οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου μετά την ενίσχυση 3 γίνονται μικρότερες, γεγονός το οποίο πιστοποιεί την βελτιωμένη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την επέμβαση. Ωστόσο, η μείωση αυτή δεν είναι τόσο μεγάλη, όπως στην περίπτωση της ενίσχυσης 2, και αυτό ίσως δικαιολογείται από το γεγονός ότι οι κατακόρυφοι τένοντες δεν μπορούν να αναλάβουν τις περίπου οριζόντιες κύριες εφελκυστικές τάσεις λόγω σεισμού, που προέρχονται από την κάμψη των τοίχων κάθετα στο επίπεδό τους. Η κατασκευή του περιμετρικού οριζόντιου διαφράγματος στη στέψη του ορόφου βελτιώνει σε κάποιο βαθμό την αποτελεσματικότητα της επέμβασης.

Χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης έγινε η δυναμική φασματική ανάλυση και ελέγχθηκαν ξανά οι μετακινήσεις και οι στροφές των δύο σημείων (Joints: 4384, 10302) για τους οκτώ σεισμικούς συνδυασμούς μετά την ενίσχυση 3, σε σύγκριση με τις αντίστοιχες αρχικές πριν από την επέμβαση (πίνακας 22).

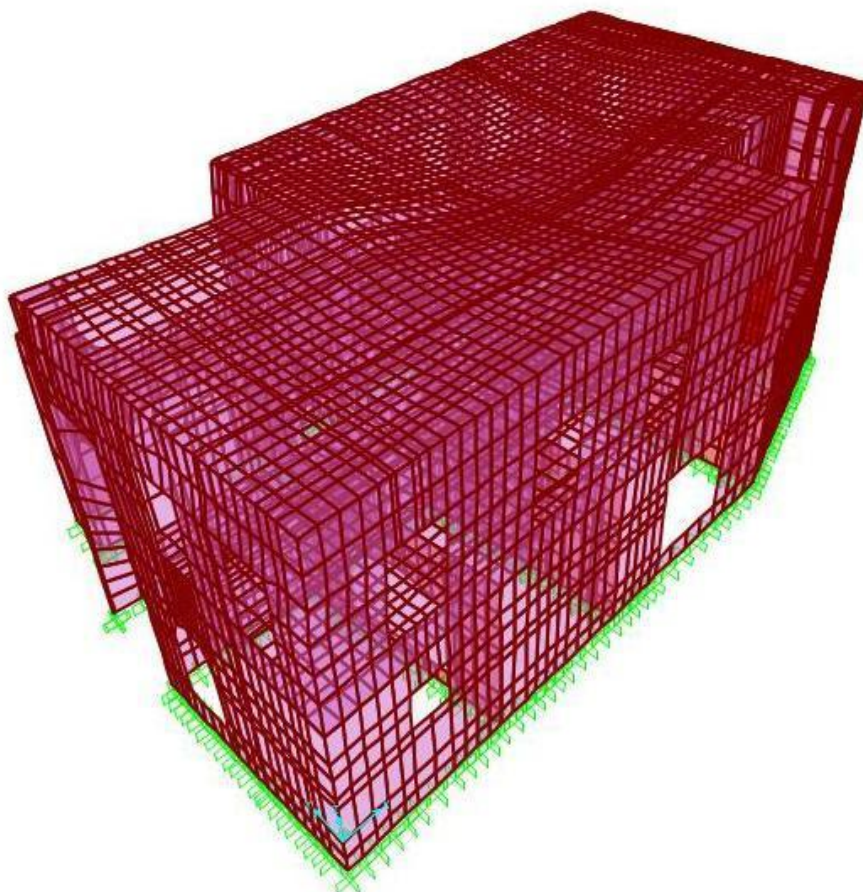
TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	Case-Type	Step-Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
4384 πριν	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00019	0,00024	-0,00002	7,50E-05	8,05E-06	0,00002
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y			0,00014	0,00067	-1,50E-05	0,00017	0,00003	0,00003
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
4384 μετά	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb.	Max	0,00012	0,00014	-1,40E-05	5,90E-05	-9E-08	0,000014
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y			0,00009	0,00038	-1,50E-05	0,00012	0,000011	0,000024
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
10302 πριν	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb	Max	0,00065	0,00084	-0,00821	0,00049	0,001505	0,00005
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y			0,00058	0,00241	-0,00757	0,00126	0,001932	0,00009
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
10302 μετά	G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y	Comb	Max	0,00052	0,00051	-0,00802	0,00035	0,00126	0,000043
	G+0,3Q+SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X +0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q-SEISMOS X -0,3SEISMOS Y								
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y			0,00046	0,00156	-0,00776	0,00087	0,00189	0,00008
	G+0,3Q+0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X+SEISMOS Y								
	G+0,3Q-0,3SEISMOS X -SEISMOS Y								

Πίνακας 22: Μετακινήσεις και στροφές των δύο σημείων για τους σεισμικούς συνδυασμούς πριν και μετά την ενίσχυση 3

Συγκρίνοντας τις μετακινήσεις και τις στροφές των δύο σημείων πριν και μετά την ενίσχυση 3, παρατηρούμε πως αυτές έχουν μειωθεί αισθητά μετά την επέμβαση, γεγονός το οποίο αποτελεί άλλη μία ένδειξη για την καλύτερη συμπεριφορά του ενισχυμένου φορέα.

Παρακάτω παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας για τους σεισμικούς συνδυασμούς:

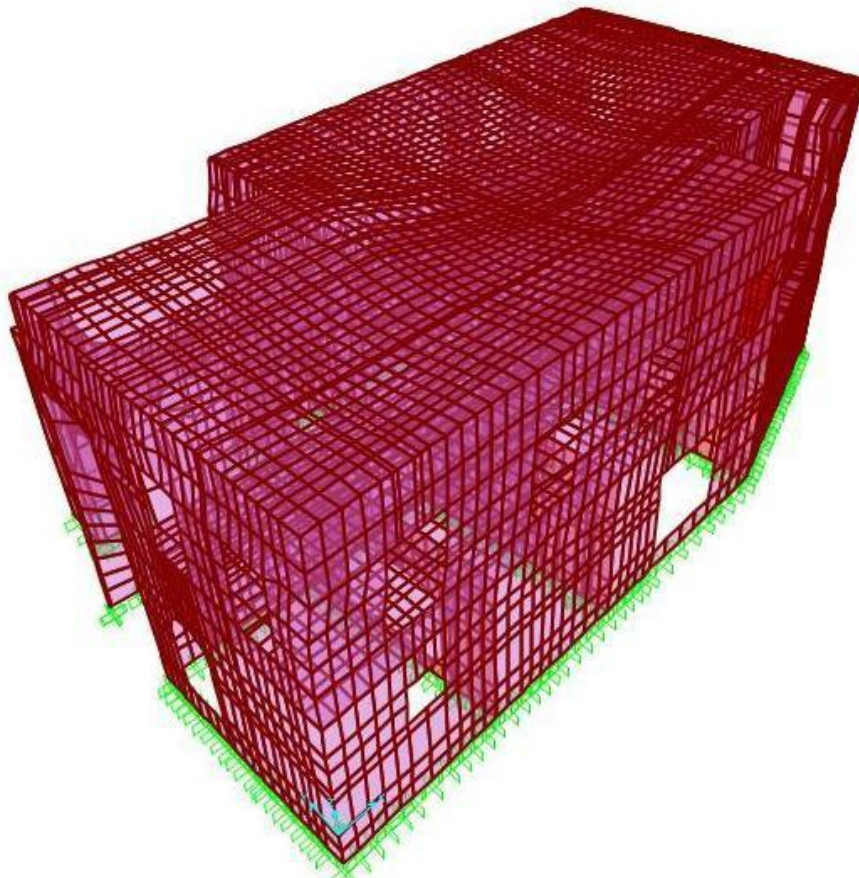
1. $G_k + 0,3Q_k + SEISMOS X + 0,3 SEISMOS Y$



Enixisi 3-Deformed Shape - $G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y$

Εικόνα 48: Παραμορφωμένος φορέας (Ενίσχυση 3) - Σεισμικός συνδυασμός $G+0,3Q+SEISMOS X +0,3SEISMOS Y$

2. $G_k + 0,3Q_k + 0,3 SEISMOS X + SEISMOS Y$



Enisixisi 3-Deformed Shape - $G+0,3Q+ 0,3SEISMOS X+SEISMOS Y$

Εικόνα 49: Παραμορφωμένος φορέας (Ενίσχυση 3) - Σεισμικός συνδυασμός $G+0,3Q+0,3SEISMOS X +SEISMOS Y$

4.6 Συμπεράσματα – Παρατηρήσεις

Στα προηγούμενα κεφάλαια παρουσιάστηκαν τρεις προτάσεις για την ενίσχυση του υπό μελέτη κτιρίου. Στο παρόν κεφάλαιο θα συγκριθούν και θα σχολιαστούν τα αποτελέσματα των τριών αυτών ενισχύσεων.

Στην παρούσα εργασία η αποτελεσματικότητα της κάθε ενίσχυσης κρίνεται με βάση τις κύριες ιδιομορφές της κατασκευής και συγκρίνοντας τις μετακινήσεις και τις στροφές δύο σημείων της σε κάθε περίπτωση ενίσχυσης.

Με βάση τα προαναφερθέντα κριτήρια, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η ενίσχυση 2 αφενός μεν βελτιώνει κατά πολύ τη συμπεριφορά του φορέα, αφετέρου δε φαίνεται να έχει μεγαλύτερη αποτελεσματικότητα από αυτή των άλλων δύο τρόπων ενίσχυσης. Ωστόσο, πρόκειται για μια μέθοδο με μεγάλες αβεβαιότητες όσον αφορά το κόστος και την αποτελεσματικότητά της, γι' αυτό και επιβάλλεται η επί τόπου επίσκεψη και εξέταση του κτιρίου από έμπειρο μηχανικό.

Δεύτερη σε αποτελεσματικότητα προκύπτει ότι είναι η ενίσχυση 1, η οποία φαίνεται να προσδίδει μεγαλύτερη αντοχή και δυσκαμψία στην κατασκευή σε σχέση με την τρίτη ενίσχυση. Η μειωμένη αποδοτικότητα της κατακόρυφης προέντασης ίσως οφείλεται στο γεγονός ότι οι περίπου οριζόντιες κύριες εφελκυστικές τάσεις λόγω σεισμού, προερχόμενες από την κάμψη των τοίχων κάθετα στο επίπεδό τους, δε μπορούν να αναληφθούν από τους κατακόρυφους τένοντες.

Ωστόσο, για να επιλεγεί η βέλτιστη τεχνική ενίσχυσης του φορέα, πρέπει να ληφθούν υπόψη και άλλα κριτήρια, όπως το κόστος και η επεμβατικότητα της μεθόδου. Τέλος, ακόμη και στο επίπεδο της αποτελεσματικότητας απαιτείται μεγαλύτερη εμβάθυνση στα κριτήρια σύγκρισης των μεθόδων (πχ. έλεγχος των τάσεων της τοιχοποιίας), έτσι ώστε να βρεθεί η αποδοτικότερη ενίσχυση. Ωστόσο αυτό δεν αποτελεί αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΠΡΟΟΔΕΥΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τέσσερα διαφορετικά σενάρια τυχηματικής αστοχίας στο καθένα από τα οποία αφαιρείται βίαια ένα κρίσιμο φέρον στοιχείο της κατασκευής. Στη συνέχεια για κάθε ένα από τα σενάρια αυτά γίνεται αποτίμηση έναντι προοδευτικής κατάρρευσης του υπό μελέτη κτιρίου στην υφιστάμενη του κατάσταση αλλά και ενισχυμένο με τους τρεις συνδυασμούς τεχνικών επεμβάσεων που περιγράφηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια.

Η αποτίμηση έναντι προοδευτικής κατάρρευσης επιλέχθηκε να γίνει χρησιμοποιώντας τα εξής δύο κριτήρια / ελέγχους που περιγράφονται στις επόμενες δύο παραγράφους.

5.1 Έλεγχος ορθών τάσεων S22

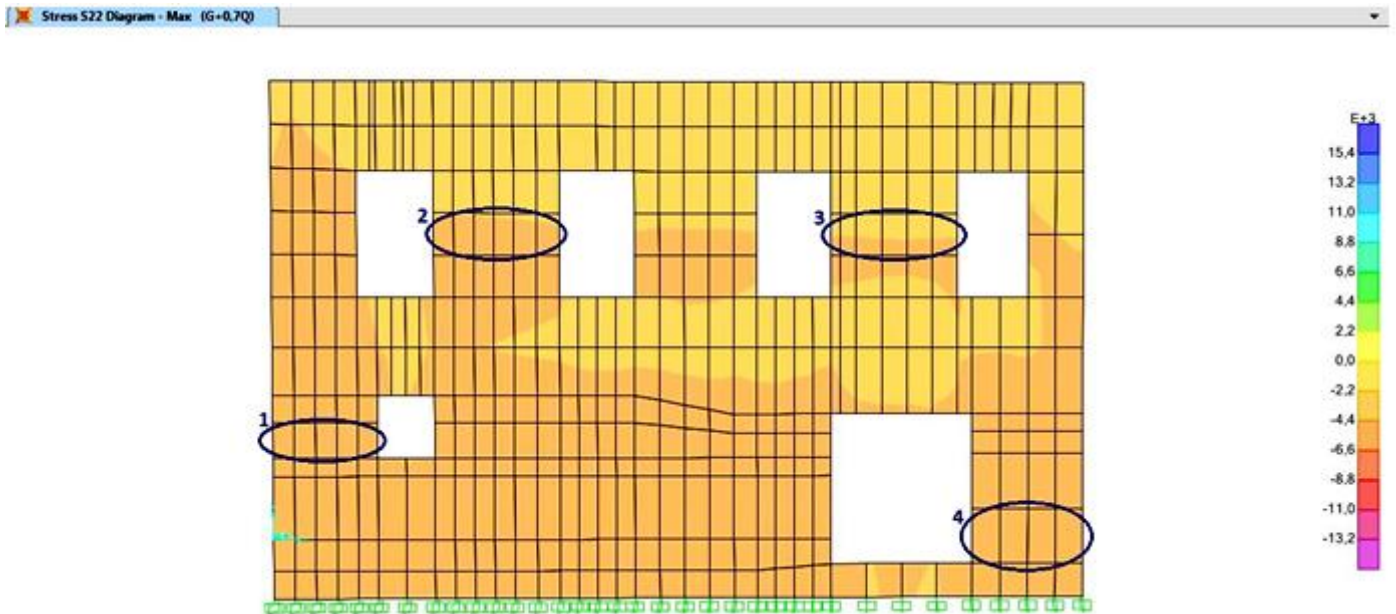
Αφορά τις ορθές θλιπτικές (ή ενίοτε εφελκυστικές) τάσεις S22 που αναπτύσσει η τοιχοποιία για το συνδυασμό $1,00 \cdot G_k + \psi_1 \cdot Q_k$, φορτίο το οποίο επιβάλλεται ομοιόμορφα στην πλάκα του α' ορόφου και στην οροφή του κτιρίου μετά τη βίαιη αφαίρεση ενός από τα κρίσιμα μέλη του εξαιτίας κάποιου τυχηματικού συμβάντος. Τα φορτία G_k και Q_k είναι τα μόνιμα και κινητά ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία σχεδιασμού αντίστοιχα που προβλέπει ο Ευρωκώδικας EN1991-1-1 για τα οριζόντια στοιχεία του φορέα (πλάκες δαπέδων και στεγών). Όπως αναφέρθηκε ανωτέρω στην παράγραφο 3.4, για την υπο μελέτη κατασκευή επιλέχτηκε $\psi_1 = 0,7$.

Ελέγχεται λοιπόν αν μετά την αστοχία ενός κρίσιμου μέλους του φορέα λόγω τυχηματικού γεγονότος, οι αναπτυσσόμενες αυτές τάσεις ξεπερνούν την θλιπτική (ή εφελκυστική) αντοχή σχεδιασμού της υφιστάμενης τοιχοποιίας του κτιρίου. Στη συνέχεια ο ίδιος έλεγχος γίνεται και στον ενισχυμένο φορέα για καθένα από τους τρεις συνδυασμούς ενισχύσεων που περιγράφηκαν λεπτομερώς ανωτέρω (κεφάλαια 2 & 4). Παρατηρείται λοιπόν αν και με ποιο τρόπο οι εκάστοτε εφαρμοζόμενες τεχνικές ενίσχυσης βελτιώνουν τη συμπεριφορά του φορέα έναντι κατακόρυφων φορτίων σε καθένα από τα σενάρια τυχηματικής αστοχίας.

Μεθοδολογία εύρεσης ανεπτυσσόμενων ορθών τάσεων S22

Βήμα 1^ο

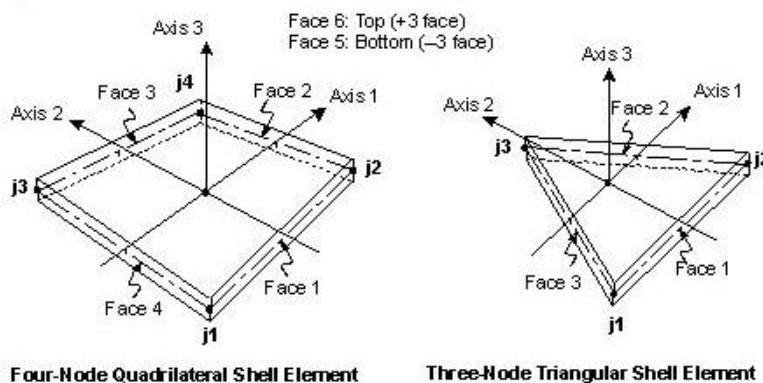
Από τις ισοτασικές καμπύλες που παρήγαγε το SAP2000 για τις τάσεις S22 διακρίναμε πιθανές «επικίνδυνες» περιοχές σε κάθε όψη του κτιρίου με μεγάλες τιμές της S22, όπως για παράδειγμα φαίνεται στην παρακάτω εικόνα για τη δυτική όψη του κτιρίου στην αρχική του κατάσταση (εικόνα 50).



Εικόνα 50: Ισοτασικές καμπύλες S22 για το συνδυασμό G+0,7Q

Βήμα 2^ο

Από το output του προγράμματος απομονώσαμε για κάθε ένα πεπερασμένο στοιχείο της κάθε περιοχής τις τάσεις S22Top και S22Bot των κόμβων (συνολικά οκτώ σε κάθε στοιχείο). Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι στα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία οι τάσεις έχουν διαφορετικές τιμές στην μια (Face 6: Top) και στην άλλη (Face 5: Bottom) όψη τους λόγω της κάμψης (εικόνα 51).



Εικόνα 51: Συμβάσεις τοπικών αξόνων πεπερασμένων στοιχείων στο SAP2000

Έτσι για κάθε πεπερασμένο στοιχείο υπολογίστηκε ο μέσος όρος των τάσεων S22Top για τη μία του όψη και αντίστοιχα ο μέσος όρος των τάσεων S22Bot για την άλλη. Στη συνέχεια υπολογίστηκε η μέση τάση S22Top για όλη την περιοχή ελέγχου και αντίστοιχα η μέση τάση S22Bot. Για την περιοχή ελέγχου 4 της εικόνας 49, για παράδειγμα, ο πίνακας που προκύπτει είναι ο εξής:

TABLE: Element Stresses - Area Shells - ΠΕΡΙΟΧΗ 4							
Area	ShellType	Joint	Output Case	S22Top	M.O των S22Top	S22Bot	M.O των S22Bot
Text	Text	Text	Text	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
1493	Shell-Thick	631	G+ 0,7Q	-197,03	-185,083	-224,95	-183,355
		1356		-210,6		-188,86	
		2198		-173,12		-141,77	
		2200		-159,58		-177,84	
1494	Shell-Thick	2200	G+ 0,7Q	-159,6	-168,853	-179,42	-160,16
		2198		-176,67		-149,96	
		1357		-178,1		-140,91	
		691		-161,04		-170,35	
1495	Shell-Thick	691	G+ 0,7Q	-160,69	-168,875	-173,41	-150,07
		1357		-180,11		-147,48	
		2199		-177,05		-126,73	
		2249		-157,65		-152,66	
1499	Shell-Thick	2249	G+ 0,7Q	-162,52	-163,363	-151,65	-128,775
		2199		-175,15		-137,62	
		1358		-164,16		-105,94	
		711		-151,62		-119,89	
Μέση τιμή τάσης S22 για την περιοχή 4 (kPa)				-171,543	-155,590		
Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας (kPa)				8032,782			
γ _M				1,8			
Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού τοιχοποιίας (kPa)				4462,657			
ΕΛΕΓΧΟΣ				ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ		

Πίνακας 23: Υπολογισμός και έλεγχος τάσεων S22 στην περιοχή ελέγχου 4

Βήμα 3^ο

Ελέγχουμε αν οι μέσες ανεπτυσσόμενες τάσεις S22Top και S22Bot στις περιοχές ελέγχου ξεπερνούν την θλιπτική ή εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας, όπως φαίνεται και στο τέλος του πίνακα 23.

Στο κεφάλαιο 4 υπολογίστηκαν αναλυτικά η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της υφιστάμενης τοιχοποιίας καθώς και της ενισχυμένης με κάθε ένα από τους τρεις συνδυασμούς επεμβάσεων. Για τον υπολογισμό της αντοχής σχεδιασμού πρέπει να προσδιοριστεί η τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_M , η οποία καθορίζεται αφενός ανάλογα με την κατηγορία ελέγχου δόμησης της τοιχοποιίας και αφετέρου σύμφωνα με την κατηγορία ελέγχου παραγωγής των λιθοσωμάτων.

Συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία γ_M

Το Εθνικό Προσάρτημα προβλέπει ότι οι κατηγορίες των λιθοσωμάτων και οι στάθμες ποιοτικού ελέγχου κατασκευής θα ορίζονται μέσω υπουργικής απόφασης. Ενδεικτικώς παρατίθενται τα εξής:

- *Λιθοσώματα Κατηγορίας I:* Τα λιθοσώματα κατατάσσονται στην κατηγορία αυτή, όταν ο παραγωγός αποδέχεται να προμηθεύει λιθοσώματα της προδιαγεγραμμένης θλιπτικής αντοχής, η οποία προκύπτει από δοκιμές, όπως αυτές ορίζονται στο EN 772-1. Η μονάδα παραγωγής λειτουργεί βάσει πιστοποιημένου συστήματος ελέγχου ποιότητας, τα αποτελέσματα του οποίου είναι διαθέσιμα, ώστε μια ανεξάρτητη αρχή να ελέγχει και να διαπιστώνει συστηματική συμμόρφωση της θλιπτικής αντοχής των λιθοσωμάτων με την προδιαγραφόμενη τιμή.
- *Λιθοσώματα Κατηγορίας II:* Τα λιθοσώματα κατατάσσονται στην κατηγορία αυτή, όταν ο παραγωγός ικανοποιεί την απαίτηση προμήθειας λιθοσωμάτων με την προδιαγεγραμμένη θλιπτική αντοχή, αλλά δεν πληροί τους όρους που περιγράφονται για την κατηγορία I.
- *Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής 1:* Αυτή η στάθμη μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει όταν ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω απαιτήσεις ταυτοχρόνως:
 - (α) Προκαταρκτικές δοκιμές θλιπτικής αντοχής κονιάματος, σκυροδέματος πληρώσεως και λιθοσωμάτων αποδεικνύουν τη συμφωνία με τις προδιαγραφόμενες από τη μελέτη τιμές.
 - (β) Τακτικές δοκιμές του κονιάματος, του σκυροδέματος πληρώσεως και των λιθοσωμάτων, τα οποία χρησιμοποιούνται στο εργοτάξιο,

αποδεικνύουν τη συστηματική συμμόρφωση αυτών των υλικών με τις προδιαγεγραμμένες απαιτήσεις.

- *Στάθμη ποιοτικού ελέγχου 2:* Αυτή η στάθμη μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει όταν σποραδικοί έλεγχοι πραγματοποιούνται από τον επιβλεπόντα μηχανικό ή από εκπρόσωπο του και οι αντίστοιχες δοκιμές του κονιάματος, του σκυροδέματος πληρώσεως και των λιθοσωμάτων αποδεικνύουν τη συμμόρφωση με τις προδιαγεγραμμένες τιμές αντοχών.
- *Στάθμη ποιοτικού ελέγχου 3:* Αυτή η στάθμη μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει όταν οι σχετικοί έλεγχοι από τον επιβλεπόντα μηχανικό δεν είναι συχνοί ή όταν πραγματοποιούνται μόνο από τον ανάδοχο.

Κατά το Εθνικό Προσάρτημα του 1998-1, στους ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας, θα πρέπει να χρησιμοποιείται ο συντελεστής ασφαλείας γ_M για τις ιδιότητες της τοιχοποιίας με την τιμή του να είναι τα 2/3 της τιμής που ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN 1996-1-1, όχι όμως λιγότερο από 1,5.

Αριθμητικές τιμές για τον συντελεστή γ_M για την τοιχοποιία

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

Πίνακας 24: Αριθμητικές τιμές του συντελεστή γ_M

Έτσι στην παρούσα εργασία θεωρήθηκε με γνώμονα την ασφάλεια ότι τα λιθοσώματα ανήκουν στην κατηγορία II και δε χρησιμοποιείται προδιαγεγραμμένο κονίαμα ή κονίαμα με μελέτη συνθέσεως. Κατά συνέπεια, από τον πίνακα 24 και για στάθμη ποιοτικού ελέγχου 3 βρίσκουμε ότι $\gamma_M = 2,7$. Επομένως η τιμή του γ_M που χρησιμοποιήθηκε στους ελέγχους ισούται με $\gamma_M = \frac{2}{3} \cdot 2,7 \rightarrow \gamma_M = 1,8$.

Σε κάθε ένα από τα τέσσερα σενάρια τυχηματικής αστοχίας η παραπάνω διαδικασία πραγματοποιείται για κάθε περιοχή ελέγχου κάθε όψης του κτιρίου στην αρχική του

κατάσταση και αφού αυτό έχει ενισχυθεί έναντι σεισμού με τους τρεις συνδυασμούς επεμβάσεων που επιλέχθηκαν και αναλύθηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια της παρούσας εργασίας. Με τον τρόπο αυτό μετά την αφαίρεση ενός κρίσιμου μέλους του φορέα εξαιτίας κάποιου απρόβλεπτου γεγονότος παρατηρείται η συμπεριφορά του έναντι κατακόρυφων φορτίων στην υφιστάμενή του κατάσταση αλλά και μετά την ενίσχυση του.

5.2 Έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας

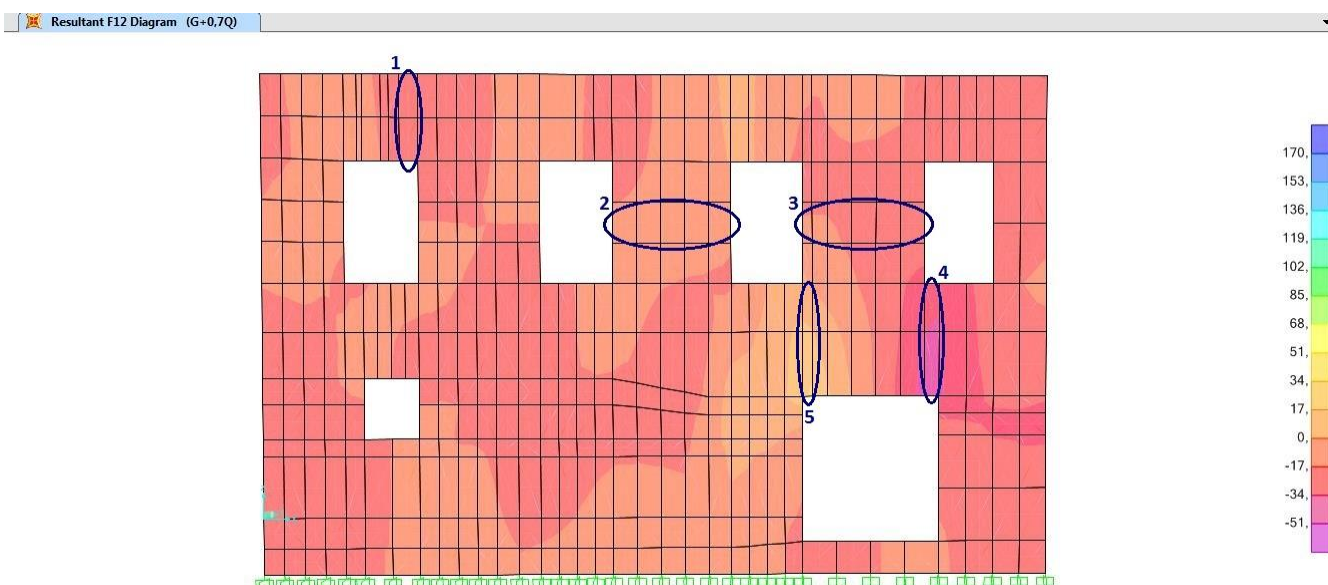
Αφορά τις διατμητικές δυνάμεις F12 που αναπτύσσονται εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας για τον συνδυασμό $1,00 \cdot G_k + \psi_1 \cdot Q_k$, αφού έχει ήδη αφαιρεθεί από το φορέα κάποιο από τα κρίσιμα μέλη του. Τα φορτία G_k και Q_k καθώς και ο συντελεστής συνδυασμού ψ_1 παίρνουν τιμές όπως περιγράφηκε ανωτέρω στο προηγούμενο κριτήριο.

Ελέγχεται λοιπόν αν μετά την αστοχία ενός κρίσιμου μέλους του φορέα οι δρώσες τέμνουσες F12 που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία ξεπερνούν τις τέμνουσες αντοχής της. Ο ίδιος έλεγχος πραγματοποιείται και στους ενισχυμένους φορείς, αφού πάλι έχει αφαιρεθεί το ίδιο κρίσιμο μέλος από αυτούς για κάθε σενάριο τυχηματικής αστοχίας και παρατηρείται αν οι τυχόν αστοχίες που παρατηρήθηκαν αρχικά εξακολουθούν να υφίστανται μετά την εκάστοτε ενίσχυση.

Μεθοδολογία εύρεσης δρώσας τέμνουσας F12

Βήμα 1^ο

Από τις ισοδυναμικές καμπύλες που παρήγαγε το SAP2000 για την F12 διακρίναμε πιθανές «επικίνδυνες» περιοχές σε κάθε όψη του κτιρίου με μεγάλες τιμές της F12, όπως για παράδειγμα φαίνεται στην παρακάτω εικόνα για τη δυτική όψη του κτιρίου στην αρχική του κατάσταση (εικόνα 52).



Εικόνα 52: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 για το συνδυασμό G+0,7Q

Βήμα 2^ο

Από το output του προγράμματος απομονώσαμε για κάθε ένα πεπερασμένο στοιχείο της κάθε περιοχής τις εσωτερικές F12 και τις F22 των κόμβων αν η περιοχή ελέγχου πρόκειται για πεσσό (π.χ περιοχές 2,3 της εικόνας 52). Διαφορετικά αν πρόκειται για υπέρθυρο (π.χ. περιοχές 1,4,5 της εικόνας 52) εκτός από τις δυνάμεις F12 των κόμβων απομονώσαμε για κάθε πεπερασμένο στοιχείο της περιοχής και τις δυνάμεις F11 των κόμβων του.

Ο μέσος όρος των δυνάμεων των κόμβων κάθε στοιχείου, πολλαπλασιασμένος επί το μήκος του στοιχείου μας δίνει τη συνισταμένη δύναμη κάθε στοιχείου.

Βήμα 3^ο

Υπολογίζουμε τη δρώσα τέμνουσα V_{sd} σε κάθε περιοχή ελέγχου ως το άθροισμα των συνισταμένων δυνάμεων F12 των πεπερασμένων στοιχείων που αποτελούν την περιοχή αυτή.

Βήμα 4^ο

Υπολογίζουμε την τέμνουσα αντοχής V_{Rd} της τοιχοποιίας, η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd} = f_{vwk} \cdot t \cdot l_c / \gamma_M$$

όπου

f_{vwk}	η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, όπως αυτή προσδιορίστηκε στο κεφάλαιο 4 της παρούσας εργασίας για τον υπάρχοντα φορέα αλλά και για τον ενισχυμένο με κάθε ένα από τους τρεις συνδυασμούς επεμβάσεων που επιλέχτηκαν.
t	το πραγματικό πάχος του τοίχου
l_c	το τμήμα του μήκους του τοίχου που βρίσκεται υπό θλίψη
γ_M	ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία, όπως αυτός προσδιορίστηκε στην παράγραφο 5.1

Στην περίπτωση της ενίσχυσης 1 (*Αρμολόγημα και μανδύας από εκτοξευμένο σκυρόδεμα για την περιμετρική τοιχοποιία*), η συνολική αντοχή του μανδωμένου τοίχου σε τέμνουσα περιλαμβάνει την αντοχή της τοιχοποιίας αλλά και την αντοχή του μανδύα. Γίνεται η ευμενής παραδοχή ότι οι αντοχές και των δύο αναπτύσσονται και μεγιστοποιούνται ταυτοχρόνως. Συνεπώς

$$V_{Rd,ολ} = V_{Rd} + V_{Rd,μανδ}$$

Η τέμνουσα αντοχής V_{Rd} της τοιχοποιίας υπολογίζεται κατά EC6 με τη σχέση που δόθηκε ανωτέρω. Γίνεται η παραδοχή ότι το μήκος της θλιβόμενης ζώνης l_c ταυτίζεται με το συνολικό μήκος του πεσσού εξαιτίας της παρουσίας του μανδύα που δεν επιτρέπει την πλήρη αποκόλληση της τοιχοποιίας κατά μήκος του οριζώντιου αρμού και το μηδενισμό της διατμητικής τάσης.

Η τέμνουσα αντοχής του μανδύα $V_{Rd,μανδ}$ υπολογίζεται με βάση τα όσα ορίζει ο Ευρωκώδικας και προκύπτει από την άθροιση της διατμητικής αντοχής του σκυροδέματος και της διατμητικής αντοχής του οπλισμού. Ωστόσο στην παρούσα εργασία η συμβολή του οπλισμού του μανδύα στην αντοχή έναντι τέμνουσας επιλέχτηκε να αγνοηθεί. Άρα

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

όπου

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

k συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τα φαινόμενα κλίμακας και ισούται με $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2,0$ (d σε mm)

ρ_l το ποσοστό του εφελκόμενου διαμήκη οπλισμού ($\leq 0,02$). Δε μπορεί να προσδιοριστεί με ακρίβεια και συντηρητικά λαμβάνεται ίσο με 0,0025.

f_{ck} η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, άρα $f_{ck} = 20MPa$

k_1 με συνιστώμενη τιμή 0,15

σ_{cp} θεωρείται ότι $\sigma_{cp} = 0$, γιατί ο μανδύας δεχόμαστε ότι δε παραλαμβάνει αξονικό φορτίο.

b_w λαμβάνεται ίσο με το πάχος του μανδύα, άρα $b_w = 100mm$

d λαμβάνεται ίσο με $0,8 \cdot l_w$ (mm)

Συνεπώς

$$V_{Rd,μανδ} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot 0,0025 \cdot 20)^{1/3} \right] \cdot 100 \cdot d / 1000 \quad (kN)$$

Βήμα 5^ο

Σε κάθε περιοχή γίνεται ο έλεγχος αν η δρώσα τέμνουσα V_{sd} υπερβαίνει την τέμνουσα αντοχής V_{Rd} , οπότε και έχουμε αστοχία έναντι διάτμησης εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας.

Ενδεικτικά για την περιοχή 2 της εικόνας 52 τα βήματα 2 – 5 φαίνονται στον παρακάτω πίνακα 24.

TABLE: Element Forces - Area Shells - ΠΕΡΙΟΧΗ 2																									
	Μήκος στοιχείου	Πάχος τοιχοποιίας	Joint	Output Case	F22	Μ.Ο των F22	σ_d	f_{vk}	V_{Rd}	F12	Μ.Ο των F12	V_{sd}	ΕΛΕΓΧΟΣ												
Text	m	m	Text	Text	KN/m	KN	KN/m ²	KN/m ²	KN	KN/m	KN	KN													
3586	0,4	0,4	3047	G+0,7Q	-53,57	-24,79	-168,02	217,208	95,089	1,65	0,497	7,716	ΕΠΑΡΚΕΙ												
			3049		-54,95					-1,43															
			3304		-70,39					0,84															
			3305		-69,01					3,91															
3587	0,4	0,4	3305		-70,83	-27,01				-168,02	217,208			95,089	4,61	1,770	7,716	ΕΠΑΡΚΕΙ							
			3304		-71,75										2,50										
			3050		-64,22										4,24										
3590	0,4	0,4	3048		G+0,7Q	-63,30				-25,89	-168,02			217,208	95,089	6,35	2,468	7,716	ΕΠΑΡΚΕΙ						
			3048			-63,06										5,91									
			3050			-65,32										6,26									
			3306			-66,39										6,43									
3591	0,4	0,4	3307			G+0,7Q				-64,13						-28,45	-168,02			217,208	95,089	6,08	2,490	7,716	ΕΠΑΡΚΕΙ
			3307	-63,71			6,09																		
			3306	-65,54			7,68																		
			3052	-78,55			6,36																		
3217	0,37	0,4	3051	G+0,7Q			-76,72	-26,25	-168,02	217,208		95,089	4,77			0,491						7,716	ΕΠΑΡΚΕΙ		
			3051				-76,60						1,84												
			3052				-75,04						4,95												
			3054				-65,32						0,82												
			3053		G+0,7Q		-66,88	-26,25			-168,02		217,208	95,089	-2,30	0,491		7,716	ΕΠΑΡΚΕΙ						

Πίνακας 24: Υπολογισμός και έλεγχος F12 για την περιοχή 2

Η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται για κάθε ένα από τα τέσσερα σενάρια τυχατικής αστοχίας, για κάθε περιοχή ελέγχου κάθε όψης του κτιρίου στην αρχική του κατάσταση και αφού αυτό έχει ενισχυθεί έναντι σεισμού με τους τρεις συνδυασμούς επεμβάσεων. Με τον τρόπο αυτό παρατηρείται αν τυχόν αστοχίες που προκλήθηκαν στον υπάρχοντα φορέα μετά την αφαίρεση ενός κρίσιμου μέλους του εξαιτίας κάποιου απρόβλεπτου γεγονότος εξακολουθούν να υφίστανται μετά την ενίσχυσή του με καθένα από τους τρεις συνδυασμούς επεμβάσεων.

5.3 Παρουσίαση σεναρίων τυχηματικής αστοχίας

Τα τυχηματικά γεγονότα που μπορεί να κλιθεί να αντιμετωπίσει μια κατασκευή κατά τη διάρκεια του κύκλου ζωής της είναι πολλά και τις περισσότερες φορές δε μπορούμε να γνωρίζουμε το μέγεθος και τα χαρακτηριστικά καθένα εξ αυτών. Έτσι θα ήταν οικονομικά ασύμφορο να εξεταστεί καθένα από αυτά ξεχωριστά.

Ωστόσο τα περισσότερα έχουν ως συνέπεια τη βίαιη απώλεια ενός βασικού φέροντος στοιχείου του φορέα. Για το λόγο αυτό απομακρύνονται υποθετικά ουσιώση φέροντα στοιχεία από την κατασκευή και στη συνέχεια επιλέγεται να μελετηθεί το δόμημα ως όλον. Έτσι διερευνάται η ικανότητα του φορέα να ενεργοποιήσει εναλλακτικές διόδους μεταφοράς των φορτίων και να τα αναδιανείμει στα υπόλοιπα υγιή του μέλη. Απαραίτητη προϋπόθεση είναι να μην προκληθούν βλάβες δυσανάλογες του αρχικού αιτίου που θα οδηγήσουν αλυσιδωτά στην προοδευτική κατάρρευση της κατασκευής.

Όσον αφορά την κατασκευή που μελετάται στην παρούσα εργασία, επιλέχθηκαν να εξεταστούν τέσσερα σενάρια τυχηματικής αστοχίας για την αποτίμησή της έναντι προοδευτικής κατάρρευσης. Σε καθένα από τα σενάρια αυτά αφαιρείται τμήμα της φέρουσας τοιχοποιίας από κάποιο σημείο του κτιρίου λόγω της επίδρασης κάποιου τυχηματικού συμβάντος, του οποίου η φύση δεν προσδιορίζεται. Τα τέσσερα σενάρια τυχηματικής αστοχίας που θα εξεταστούν φαίνονται συνολικά στην παρακάτω εικόνα (εικόνα 53).

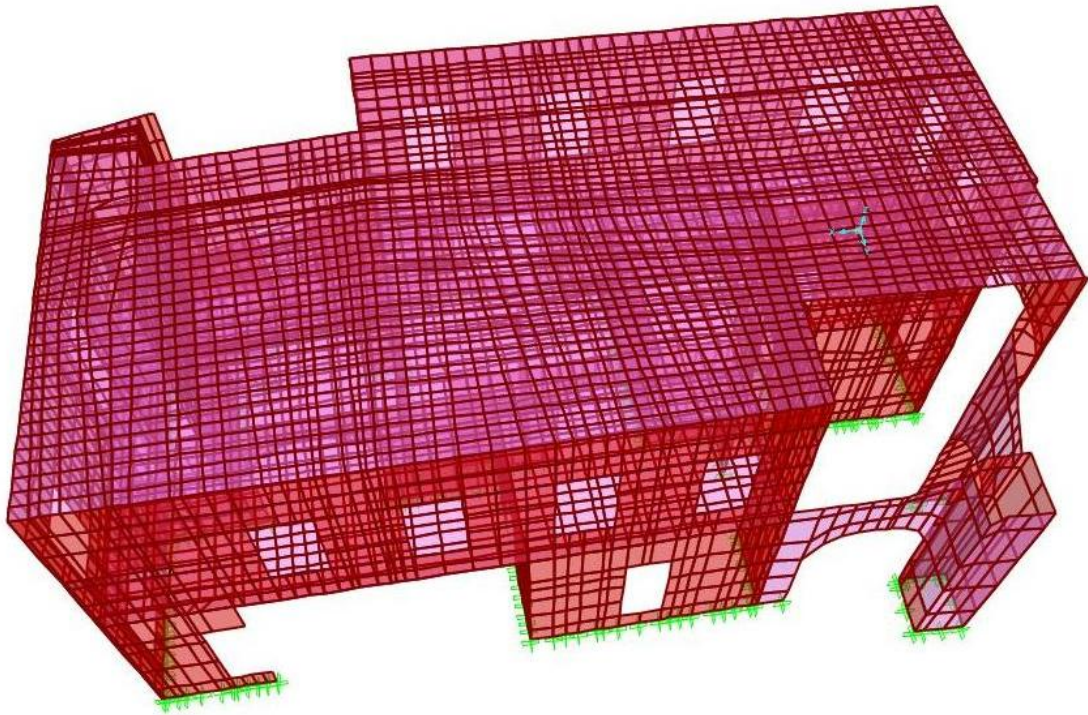


Εικόνα 53: Σενάρια τυχηματικής αστοχίας

Πιο συγκεκριμένα:

1) Σενάριο 1

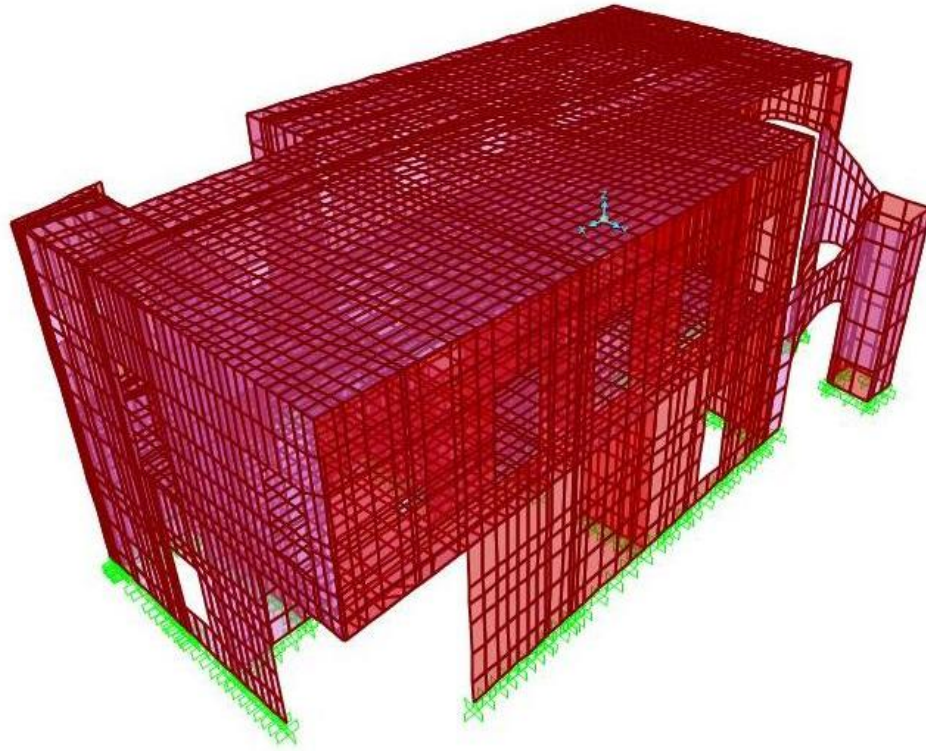
Αφαιρείται τμήμα τοιχοποιίας μήκους 5,55m και πάχους 0,55m στην ανατολική όψη του κτιρίου, όπως φαίνεται στην εικόνα 54.



Εικόνα 54: Σενάριο 1

2) Σενάριο 2

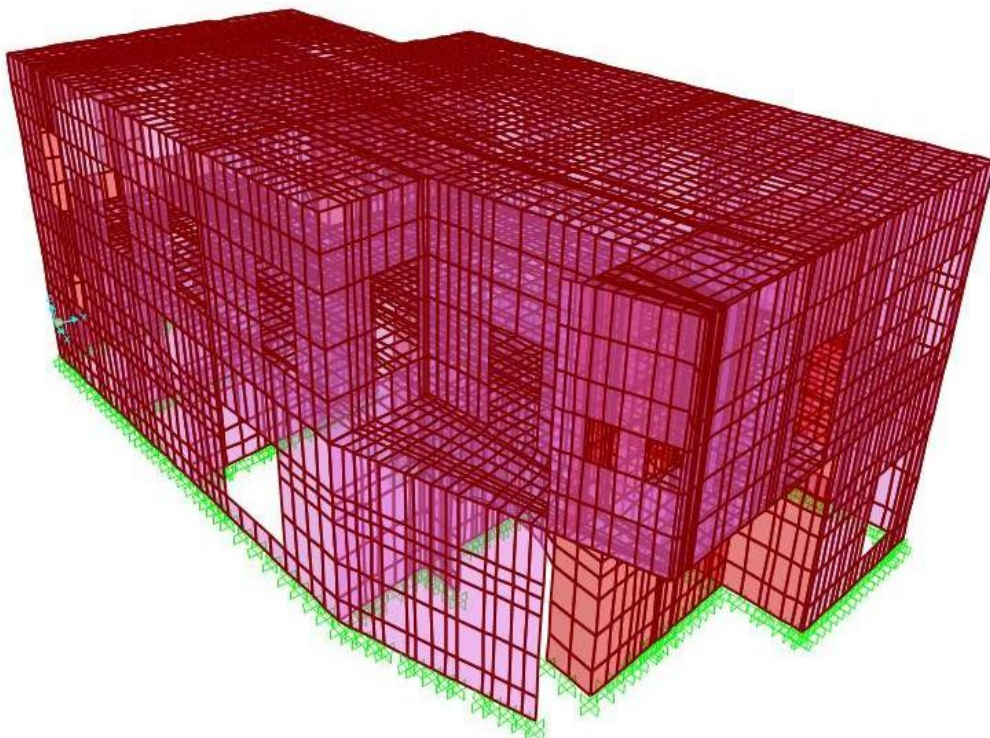
Αφαιρείται τμήμα τοιχοποιίας στην ανατολική όψη μήκους 2,45m και πάχους 0,50m και τμήμα τοιχοποιίας στη νότια όψη μήκους 2,40m και πάχους 0,50m (εικόνα 55).



Εικόνα 55: Σενάριο 2

3) Σενάριο 3

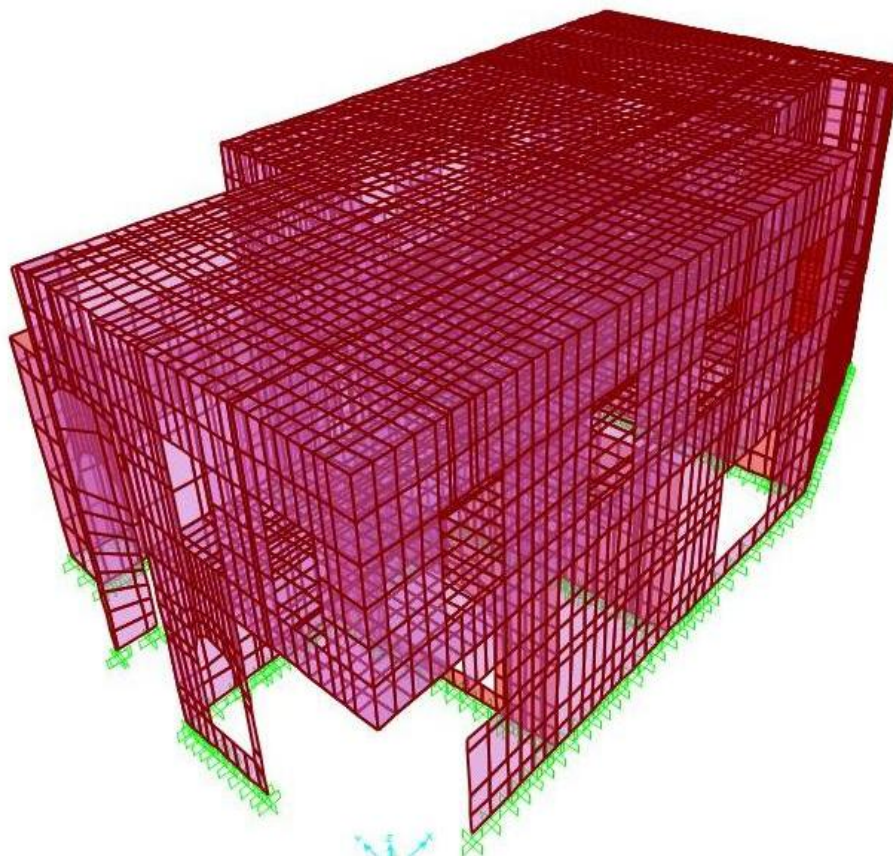
Αφαιρείται τμήμα τοιχοποιίας μήκους 2,00m και πάχους 0,70m από την δυτική όψη του κτιρίου μαζί με τμήμα τοιχοποιίας μήκους 4,15m και πάχους 0,50m από τη νότια όψη (εικόνα 56).



Εικόνα 56: Σενάριο 3

4) Σενάριο 4

Αφαιρείται τμήμα τοιχοποιίας μήκους 1,65m και πάχους 0,70m από την δυτική όψη του κτιρίου μαζί με τμήμα τοιχοποιίας μήκους 3,10m και πάχους 0,60m από τη βόρεια όψη (εικόνα 57).

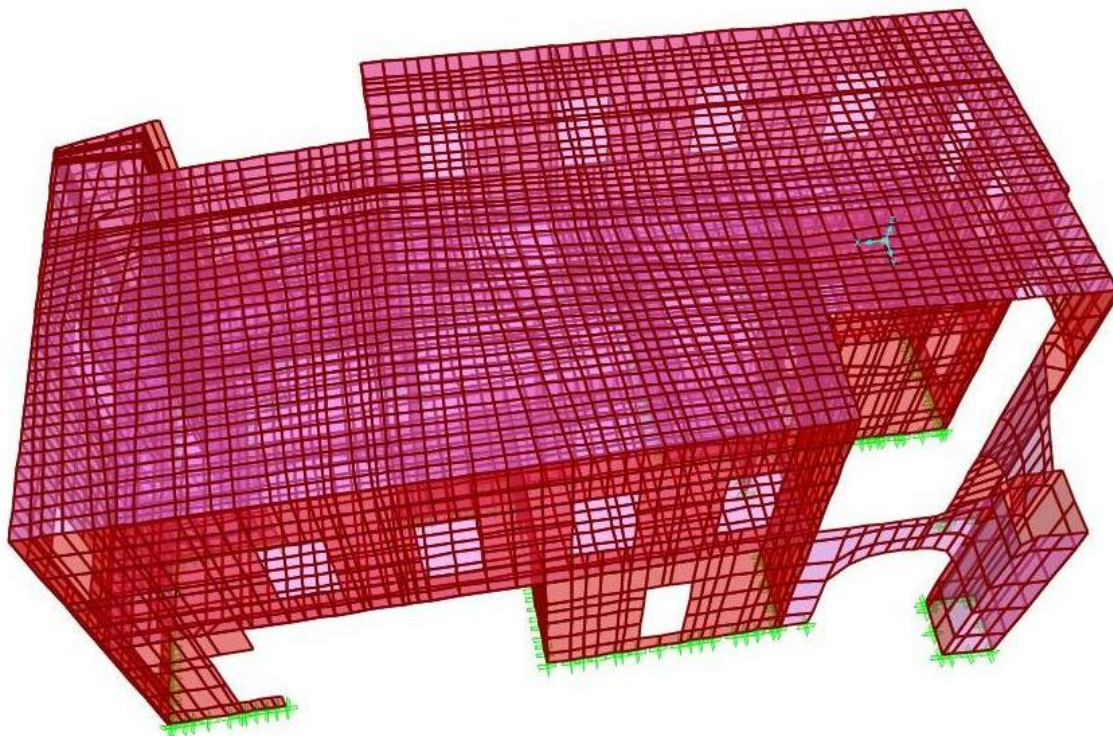


Εικόνα 57: Σενάριο 4

5.4 Σενάριο 1

Στο σενάριο αυτό απομακρύνεται υποθετικά τμήμα της φέρουσας τοιχοποιίας του κτιρίου μήκους 5,55m και πάχους 0,55m στην ανατολική όψη της κατασκευής, ως αποτέλεσμα ενός απρόβλεπτου συμβάντος, το οποίο δεν προσδιορίζεται.

Στη συνέχεια όπως περιγράφηκε αναλυτικά ανωτέρω επιβάλλεται ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $1,00 \cdot G_k + 0,7 \cdot Q_k$ στην πλάκα του α' ορόφου και στην οροφή, όπου G_k και Q_k είναι τα μόνιμα και κινητά ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία σχεδιασμού που προβλέπει ο Ευρωκώδικας EN1991-1-1 για τα οριζόντια στοιχεία του φορέα.



Εικόνα 58: Η υπό μελέτη κατασκευή μετά την αφαίρεση τμήματος της τοιχοποιίας λόγω τυχηματικού συμβάντος (Σενάριο 1)

Με στατική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ορθές τάσεις S22 και οι διατμητικές δυνάμεις F12 εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας που αναπτύσσονται για τον παραπάνω συνδυασμό και έγιναν αναλυτικά οι έλεγχοι που αναφέρθηκαν στις παραγράφους 5.2 και 5.3 . Πιο συγκεκριμένα έχουμε τα εξής:

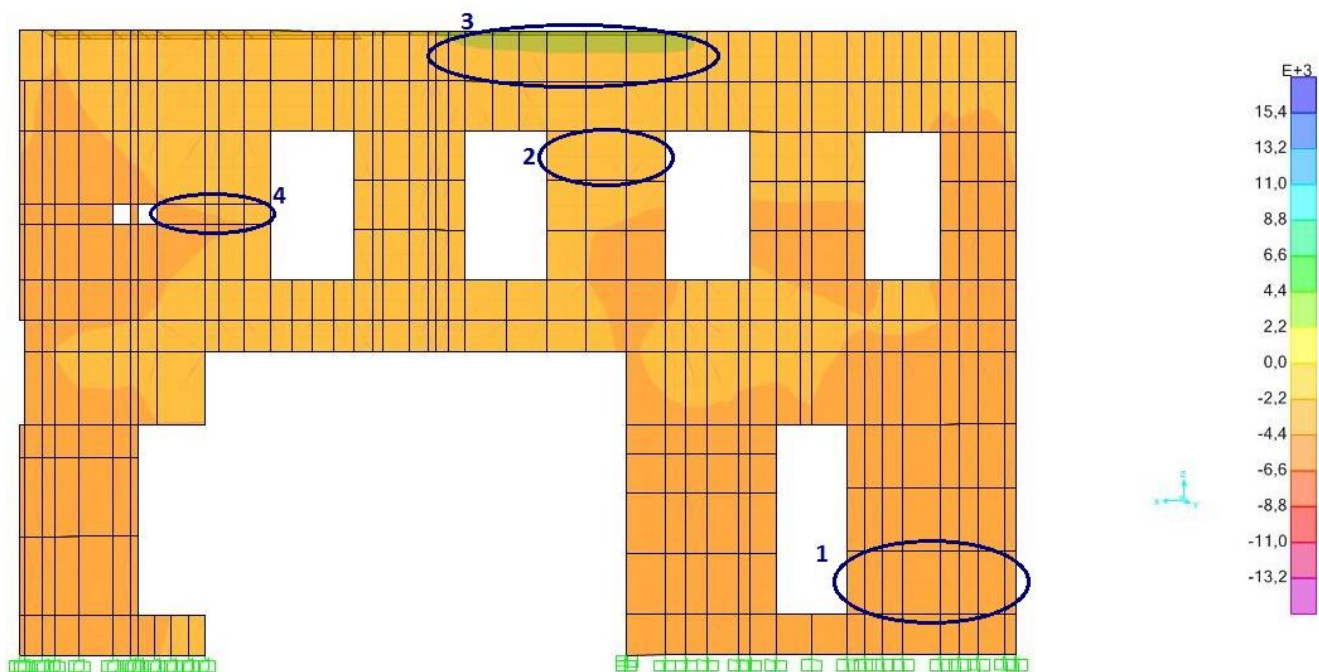
5.4.1 Έλεγχος ορθών τάσεων S22 – Σενάριο 1

Παρακάτω παραθέτονται εικόνες των κατανομών των S22 για το συνδυασμό $G_k + 0,7Q_k$ για κάθε όψη του κτιρίου στην αρχική του κατάσταση και μετά από την ενίσχυσή του, όπου και σημειώνονται οι περιοχές ελέγχου που έχουν επιλεγεί. Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι έλεγχοι των επιλεγμένων περιοχών για τον παραπάνω φορτικό συνδυασμό, από τους οποίους προκύπτει αν οι περιοχές αυτές επαρκούν ή αστοχούν.

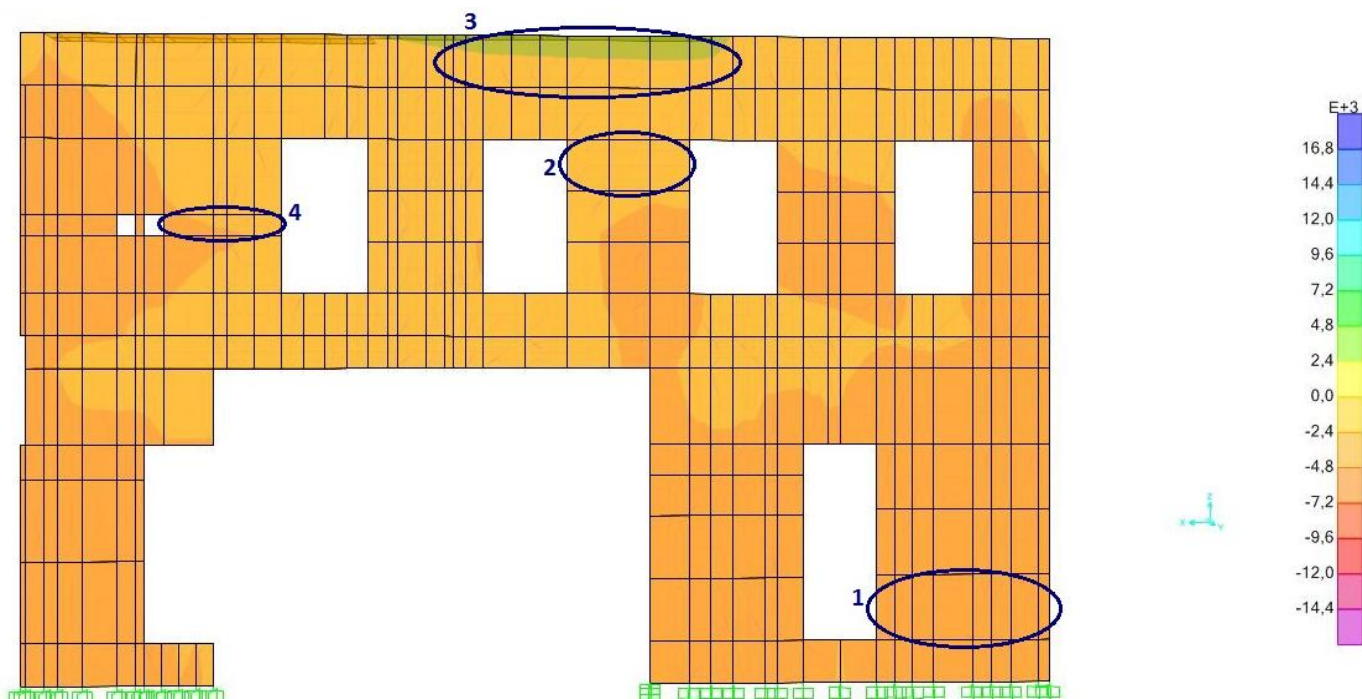
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ

Είναι η όψη από την οποία έχει αφαιρεθεί τμήμα της εξαιτίας της επίδρασης του τυχηματικού γεγονότος του σεναρίου 1.

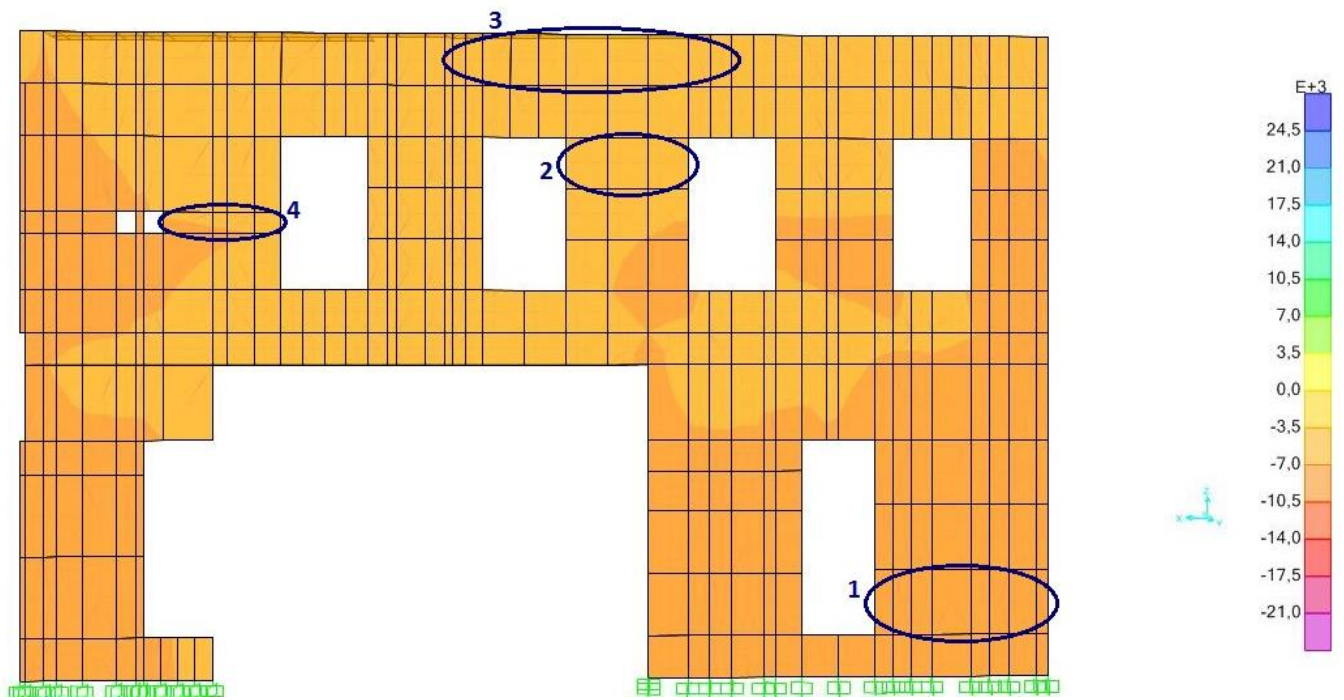
Υπάρχων φορέας



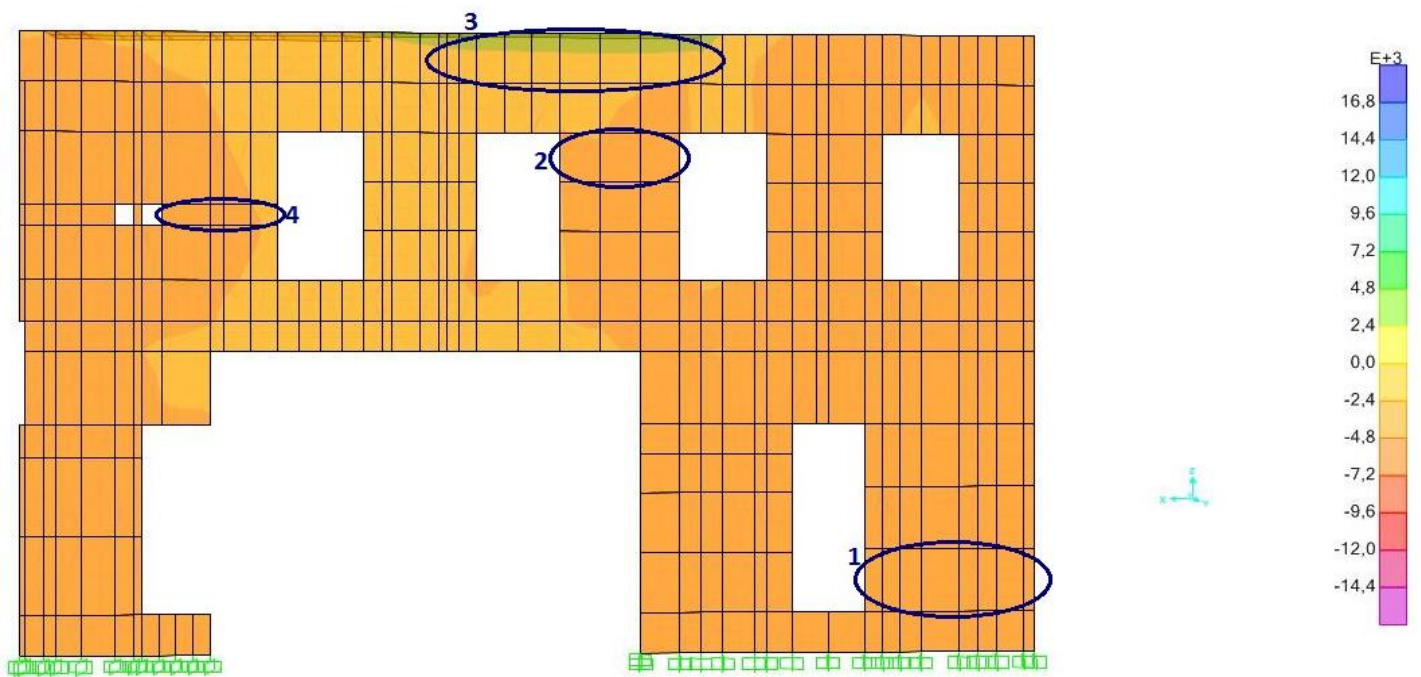
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



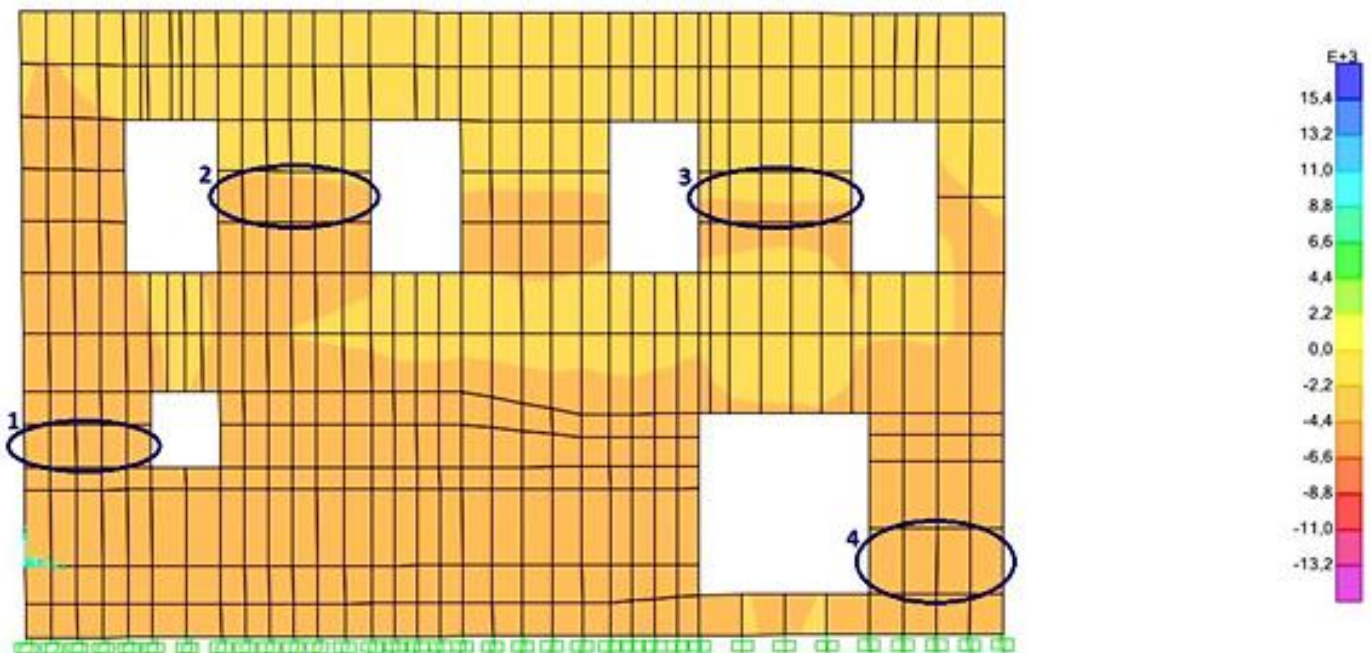
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	S22Top (kPa)	-230,485	-519,815	-142,861	-927,596
	S22Bot (kPa)	-237,777	-168,359	-144,408	-871,285
	f _{wk} (kPa)	8032,78	9230,40	20588,90	12034,57
	γ _m (kPa)	1,8			
	f _{wd} (kPa)	4462,66	5128,00	11438,28	6685,87
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
2	S22Top (kPa)	562,968	355,893	555,014	-206,213
	S22Bot (kPa)	-944,507	-579,796	-817,770	-1428,35
	f _{wk} (kPa)	8032,78	10281,96	20114,10	14137,70
	f _{wtk} (kPa)	463,01	1468,85	2873,44	2019,67
	γ _m (kPa)	1,8			
	f _{wd} (kPa)	4462,66	5712,20	11174,50	7854,28
	f _{wtd} (kPa)	257,23	816,03	1596,36	1122,04
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΑΣΤΟΧΙΑ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
3	S22Top (kPa)	906,040	746,093	868,882	229,613
	S22Bot (kPa)	-1028,35	-617,409	-958,727	-311,679
	f _{wk} (kPa)	8032,78	10281,96	20114,10	14137,70
	f _{wtk} (kPa)	463,01	1468,85	2873,44	2019,67
	γ _m (kPa)	1,8			
	f _{wd} (kPa)	4462,66	5712,20	11174,50	7854,28
	f _{wtd} (kPa)	257,23	816,03	1596,36	1122,04
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΑΣΤΟΧΙΑ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
4	S22Top (kPa)	28,783	13,969	31,343	-108,215
	S22Bot (kPa)	-75,449	-39,109	-72,878	-220,096
	f _{wk} (kPa)	8032,78	11567,21	20156,90	16708,19
	f _{wtk} (kPa)	463,01	1652,46	2879,56	2386,88
	γ _m (kPa)	1,8			

f_{wd} (kPa)	4462,66	6426,23	11198,28	9282,33
f_{wtd} (kPa)	257,23	918,03	1599,75	1326,05
ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

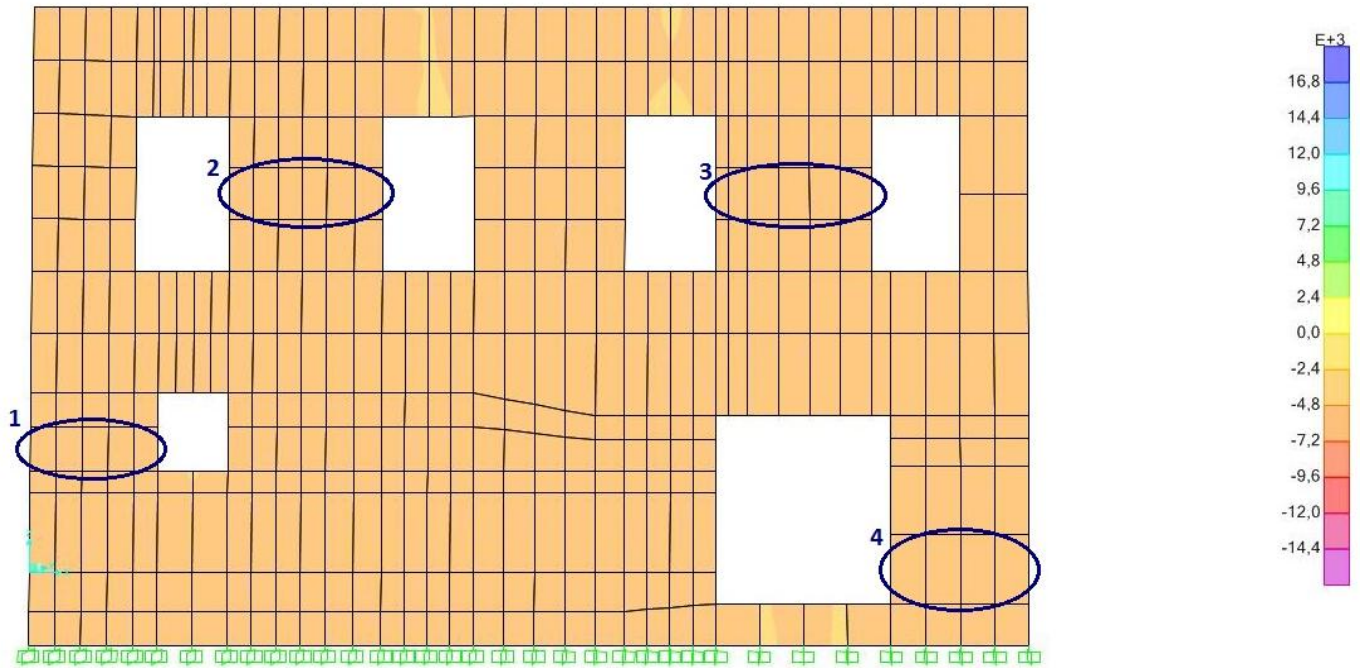
Στην ανατολική όψη όπως φαίνεται και στον προηγούμενο πίνακα, αναπτύσσονται ορθές εφελκυστικές τάσεις στις περιοχές 2 και 3, οι οποίες υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού f_{wtd} της υπάρχουσας τοιχοποιίας με αποτέλεσμα να αστοχεί ο αρχικός φορέας στις περιοχές αυτές. Ωστόσο στον ενισχυμένο φορέα μπορεί οι αναπτυσσόμενες τάσεις να μην μειώνονται σημαντικά, αλλά η θλιπτική f_{wd} και η εφελκυστική f_{wtd} αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας μέχρι και διπλασιάζονται σε κάποιες περιπτώσεις. Έτσι οι αστοχίες που εμφανίζονται στην υπάρχουσα κατασκευή μετά την αφαίρεση του τμήματος της τοιχοποιίας που φαίνεται στην εικόνα 57 παύουν να υπάρχουν.

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ

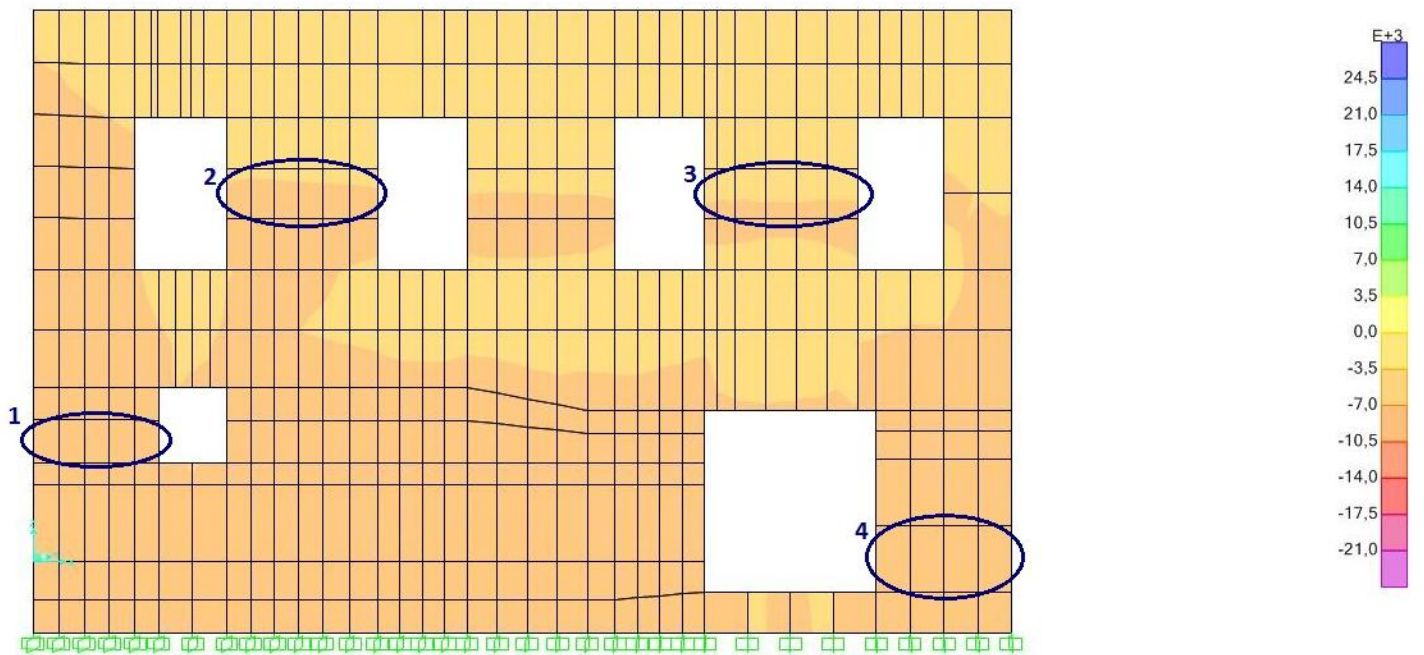
Υπάρχων φορέας



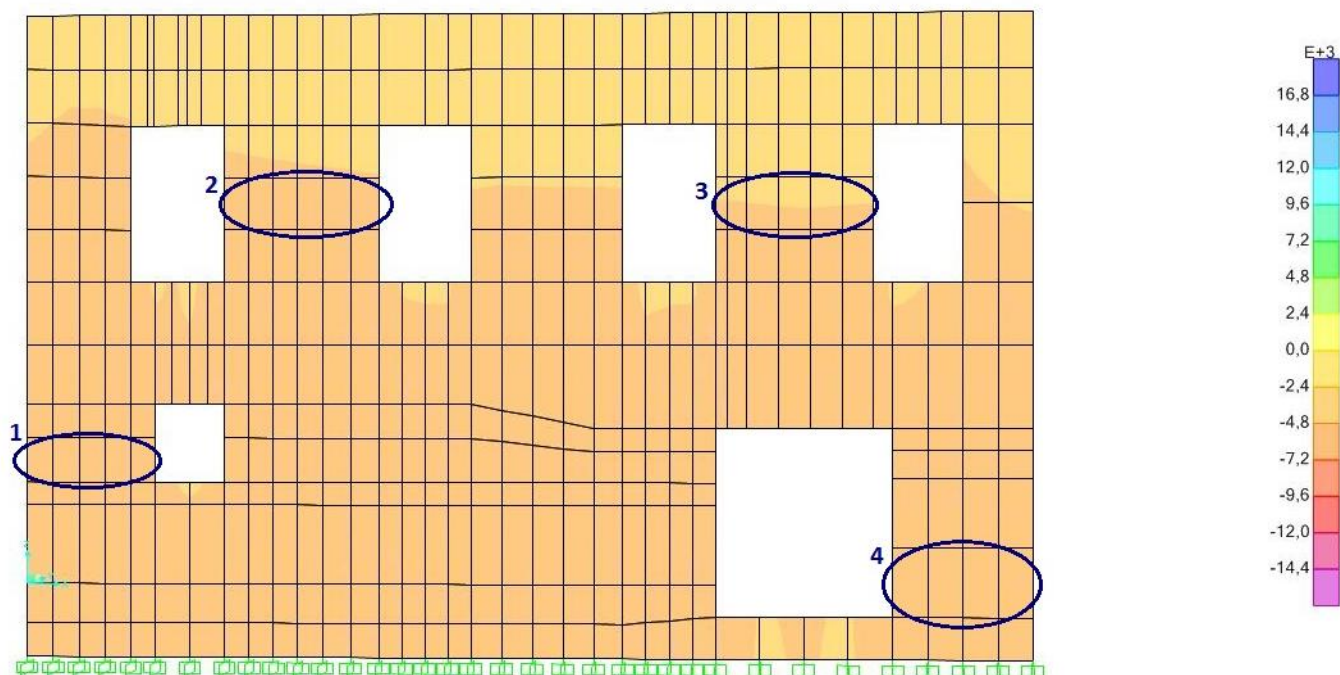
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3

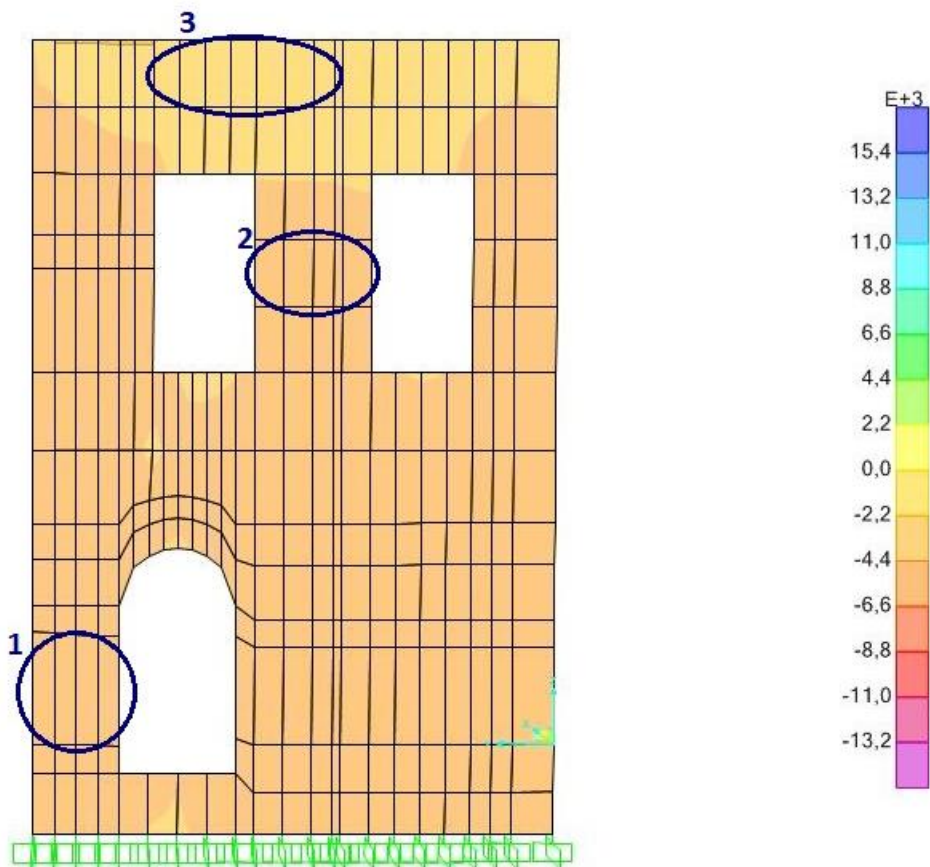


ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	S22Top (kPa)	-145,678	-364,257	-77,662	-756,249
	S22Bot (kPa)	-105,988	-83,877	-62,354	-654,124
	f _{wk} (kPa)	8032,78	8629,50	21066,20	10832,78
	γ _m (kPa)	1,8			
	f _{wd} (kPa)	4462,66	4794,17	11703,44	6018,21
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
2	S22Top (kPa)	-200,656	-318,810	-146,413	-1522,990
	S22Bot (kPa)	-54,795	-49,456	-28,548	-1340,775
	f _{wk} (kPa)	8032,78	9853,55	20252,10	13280,87
	γ _m (kPa)	1,8			
	f _{wd} (kPa)	4462,66	5474,19	11251,17	7378,26
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

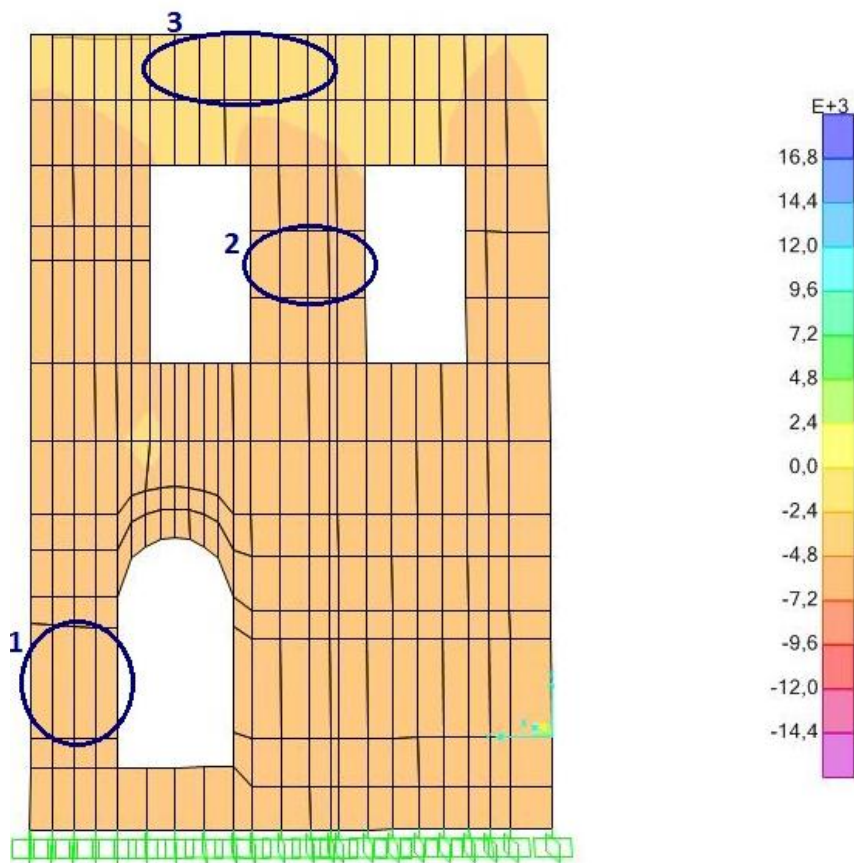
3	S22Top (kPa)	-233,299	-311,491	-183,873	-1172,957
	S22Bot (kPa)	14,067	0,505	24,002	-1041,405
	f_{wk} (kPa)	8032,78	10281,96	20114,10	14137,70
	f_{wtk} (kPa)	463,01	1468,85	2873,44	2019,67
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5712,20	11174,50	7854,28
	f_{wtd} (kPa)	257,23	816,03	1596,36	1122,04
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
4	S22Top (kPa)	-171,543	-407,559	-112,553	-496,805
	S22Bot (kPa)	-155,590	-114,160	-100,814	-520,920
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9230,40	20588,90	12034,57
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5128,00	11438,28	6685,87
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

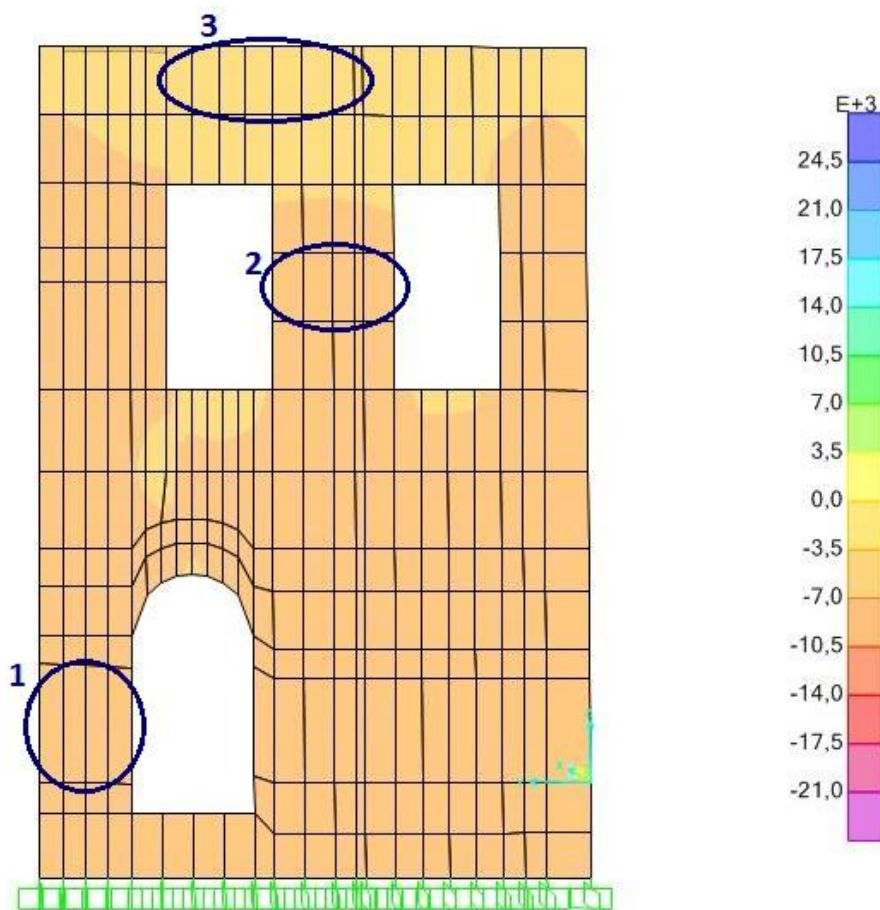
Αρχικός φορέας



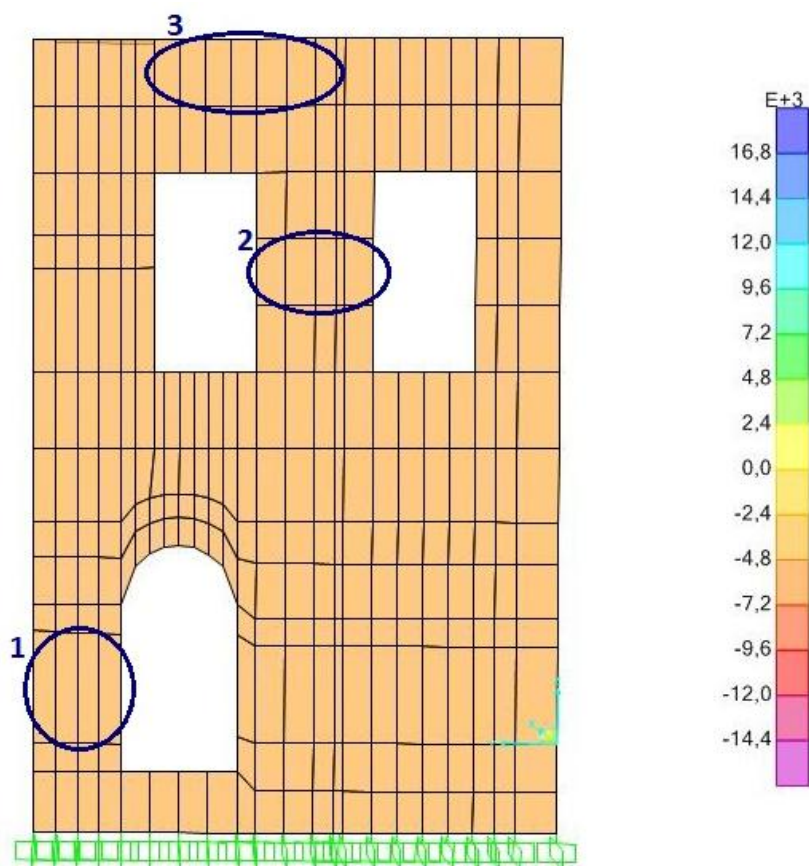
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



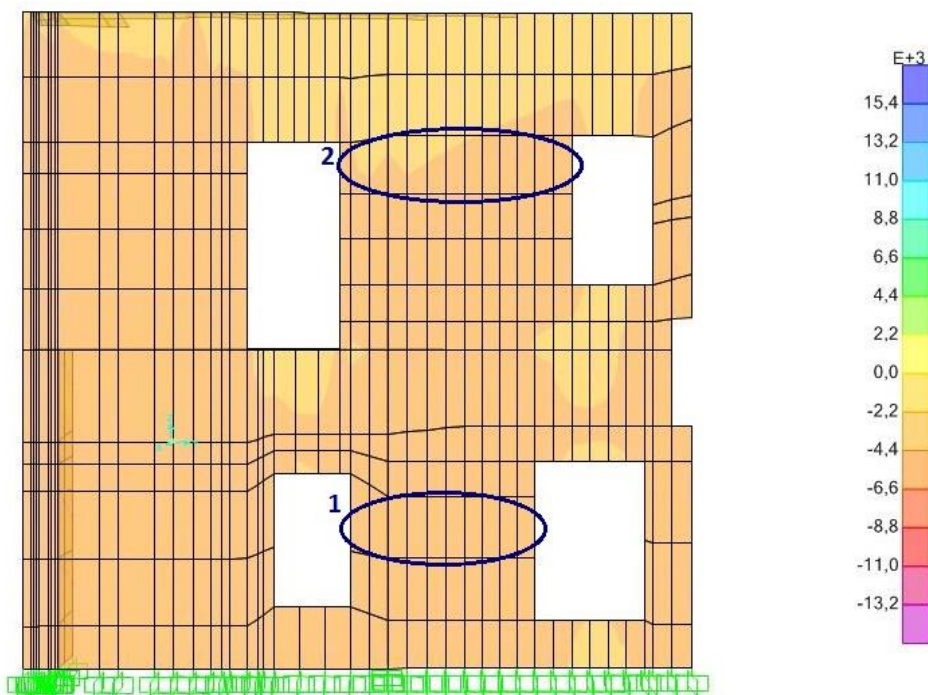
ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ						
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση	
1	S22Top (kPa)	-184,229	-483,319	-112,518	-1026,000	
	S22Bot (kPa)	-154,540	-128,574	-103,219	-961,208	
	f _{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,40	12595,40	
	γ _m (kPa)	1,8				
	f _{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11343,00	6997,45	
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	

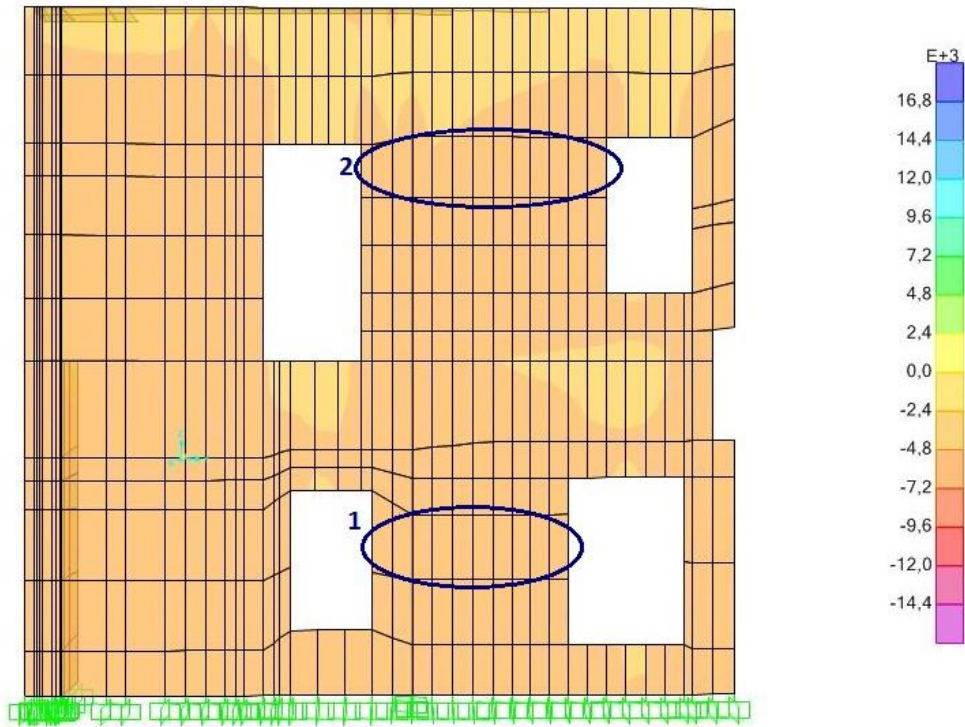
2	S22Top (kPa)	-115,382	-255,724	-72,120	-1451,180
	S22Bot (kPa)	-97,793	-71,847	-64,500	-1332,030
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,40	12595,40
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11343,00	6997,45
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
3	S22Top (kPa)	-174,911	-169,887	-132,917	-381,913
	S22Bot (kPa)	112,101	41,850	93,451	-254,971
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,40	12595,40
	f_{wtk} (kPa)	463,006	1358,69	2916,77	1799,34
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11343,00	6997,45
	f_{wtd} (kPa)	257,23	754,83	1620,43	999,64
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ

Αρχικός φορέας

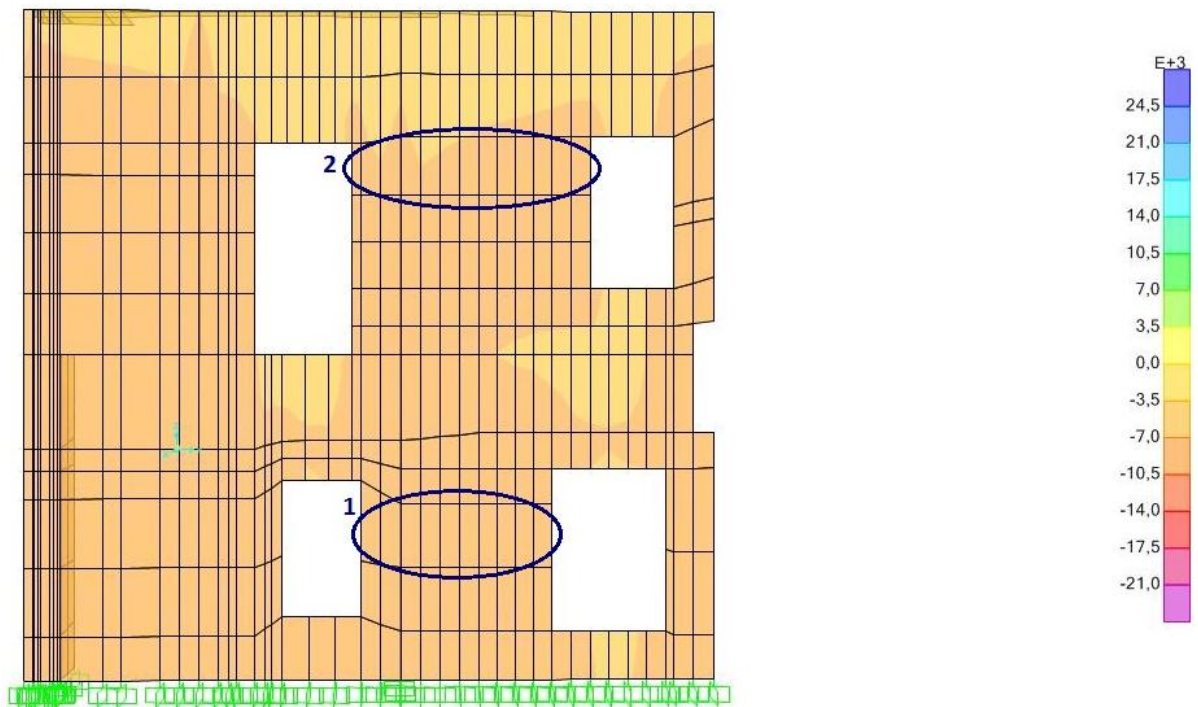
Φορέας με ενίσχυση 1

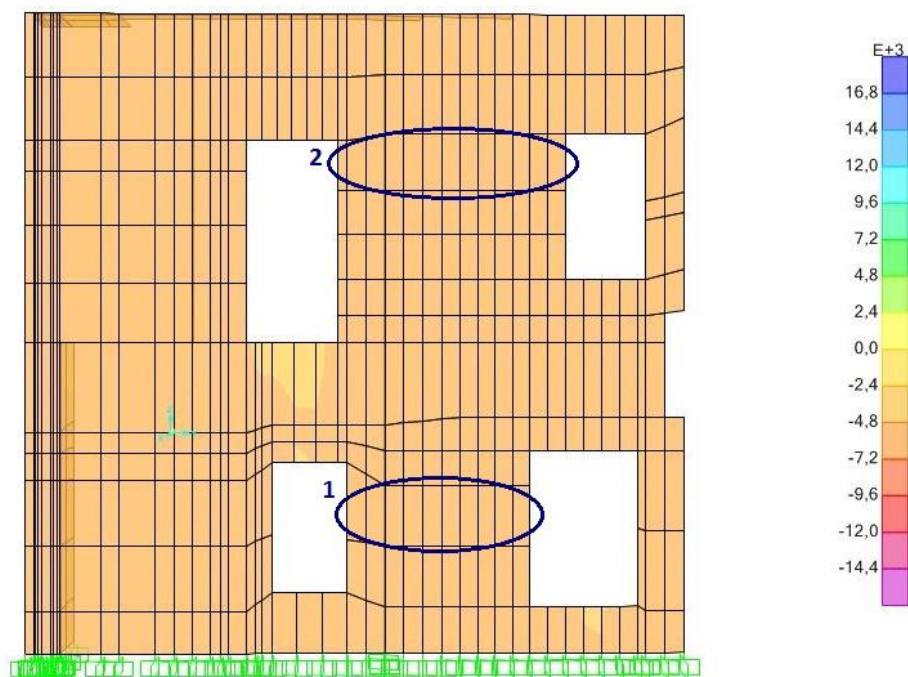




Φορέας με ενίσχυση 2

Φορέας με ενίσχυση 3

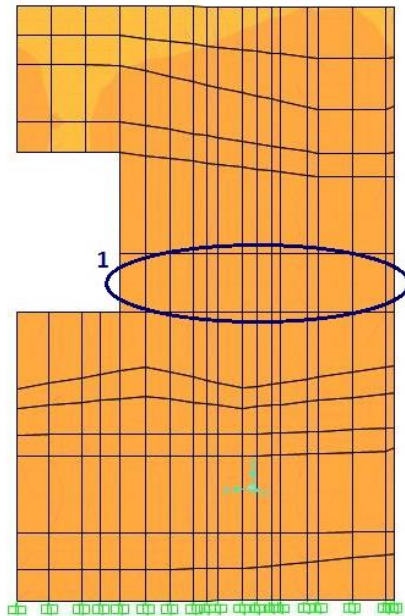




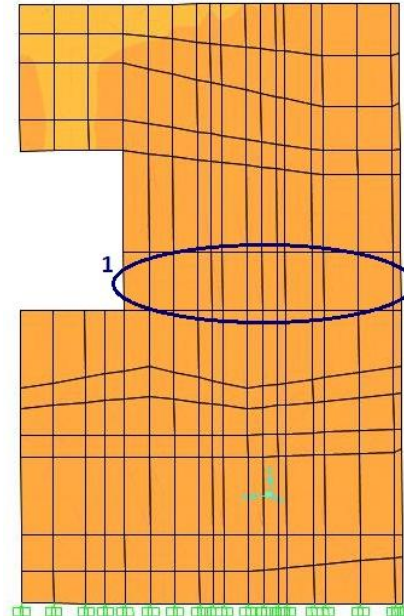
ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	S22Top (kPa)	-218,764	-489,585	-163,015	-823,626
	S22Bot (kPa)	-190,435	-134,108	-138,904	-844,883
	f _{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,4	12595,402
	γ _m (kPa)	1,8			
	f _{wd} (kPa)	4462,66	9510,81	20417,40	12595,40
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
2	S22Top (kPa)	-137,203	-205,532	-84,090	-924,009
	S22Bot (kPa)	-24,582	-28,207	-20,585	-1319,830
	f _{wk} (kPa)	8032,78	9853,55	20252,10	13280,87
	γ _m (kPa)	1,8			
	f _{wd} (kPa)	4462,66	5474,19	11251,17	7378,26
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ΕΣΟΧΕΣ

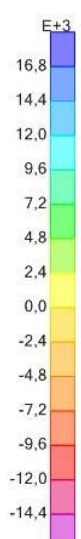
Εσοχή στην ανατολική όψη



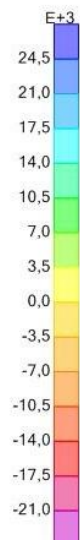
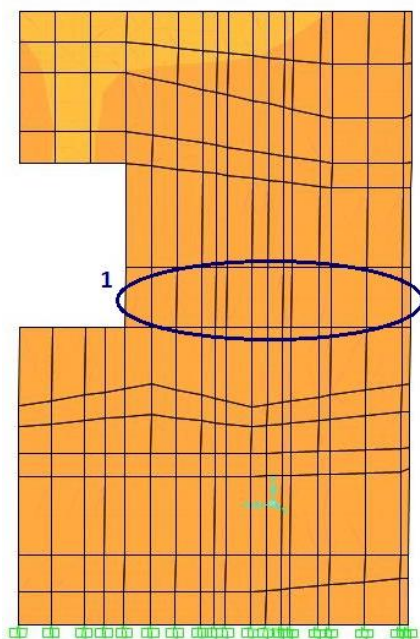
Αρχικός φορέας



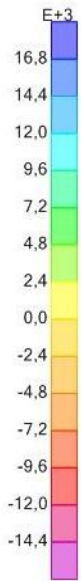
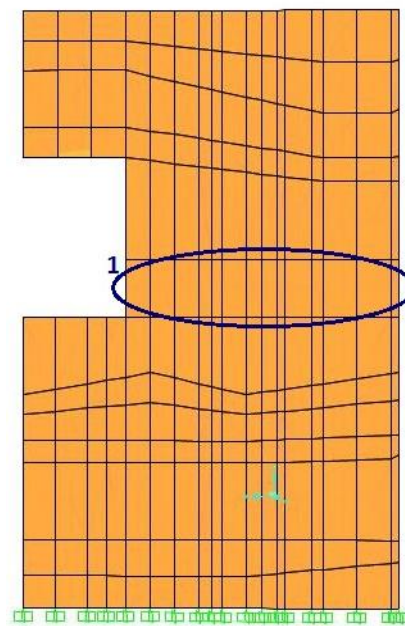
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2

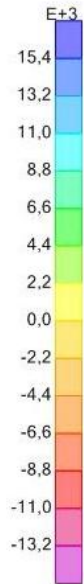
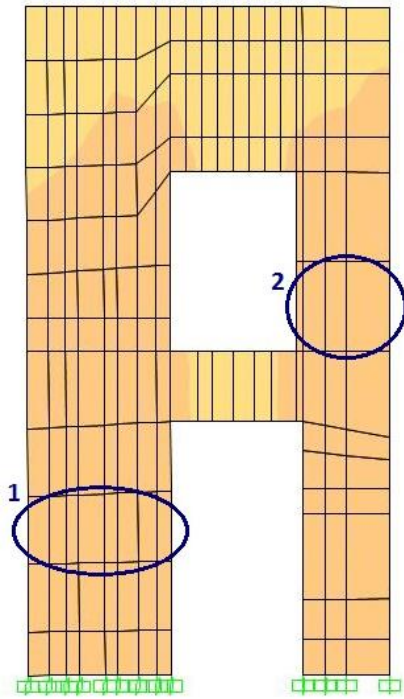


Φορέας με ενίσχυση 3

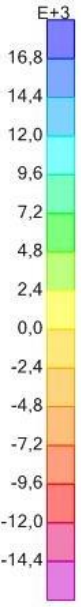
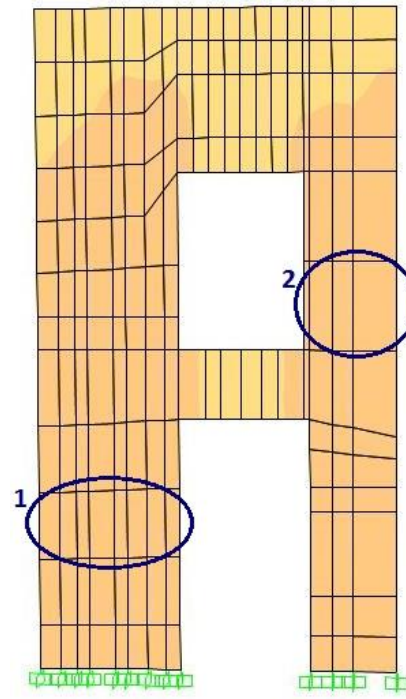


Εσοχή στη βόρεια όψη

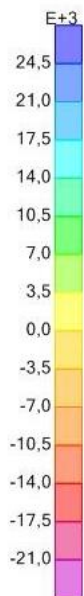
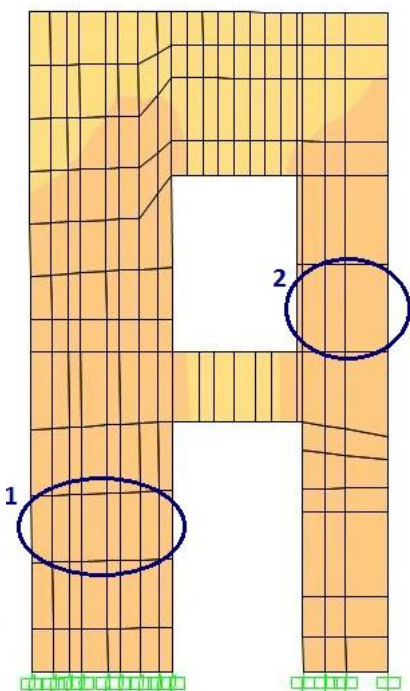
Αρχικός φορέας



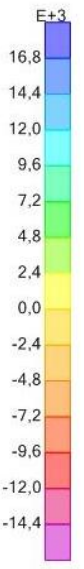
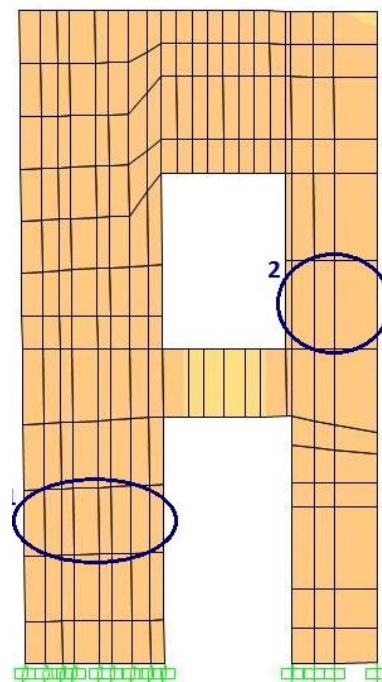
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



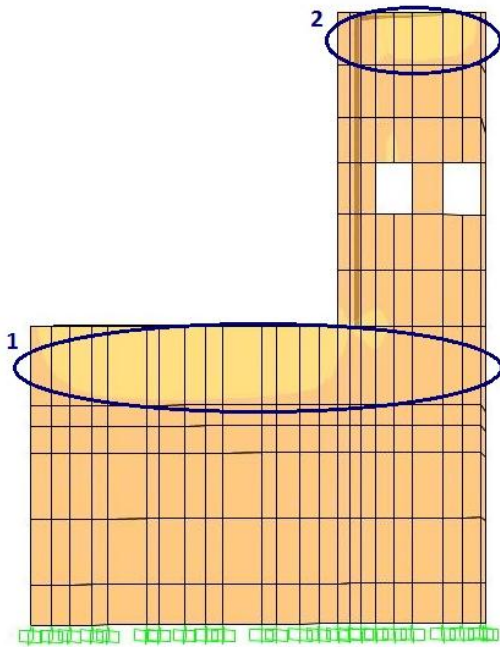
Φορέας με ενίσχυση 3



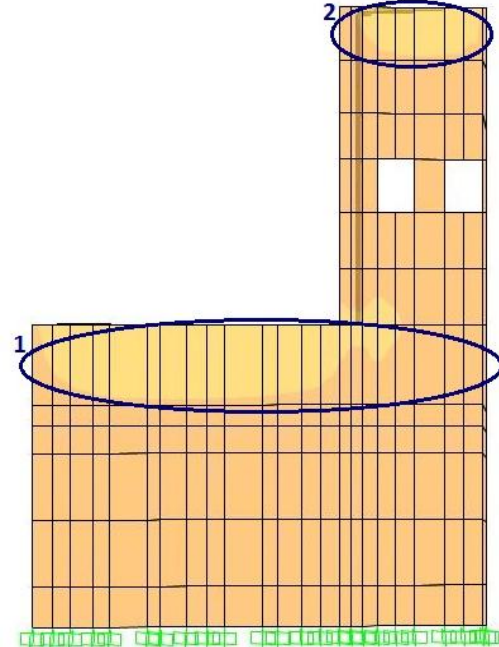
ΕΣΟΧΕΣ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
Εσοχή στην ανατολική όψη					
1	S22Top (kPa)	-199,199	-382,845	-135,947	-1625,150
	S22Bot (kPa)	-151,749	-86,875	-106,535	-1437,250
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9853,55	20252,10	13280,87
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5474,19	11251,17	7378,26
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
Εσοχή στη βόρεια όψη					
1	S22Top (kPa)	-217,600	-499,371	-116,676	-879,985
	S22Bot (kPa)	-185,375	-132,051	-105,074	-827,108
	f_{wk} (kPa)	8032,78	8482,62	21205,70	10539,01
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	4712,57	11780,94	5855,01
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
2	S22Top (kPa)	-184,206	-442,189	-94,490	-1451,130
	S22Bot (kPa)	-266,295	-179,249	-158,411	-1291,880
	f_{wk} (kPa)	8032,78	8798,99	20916,40	11171,75
	f_{wtk} (kPa)	463,01	1257,00	2988,06	1595,96
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	4888,33	11620,22	6206,53
	f_{wtd} (kPa)	257,23	698,33	1660,03	886,65
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ (μπαλκόνι)

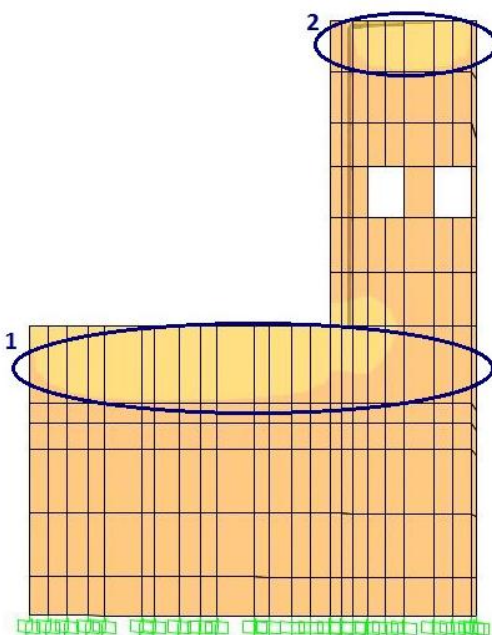
Αρχικός φορέας



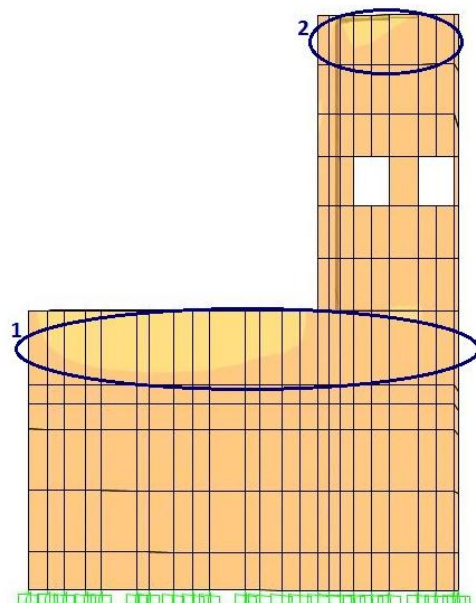
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ (μπαλκόνι)					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	S22Top (kPa)	-53,742	-100,866	-32,405	-126,796
	S22Bot (kPa)	-35,735	-30,523	-19,883	-89,819
	f_{wk} (kPa)	8032,78	8929,50	21066,20	10832,08
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	4960,83	11703,44	6017,82
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
2	S22Top (kPa)	-134,119	-28,263	-13,445	-376,207
	S22Bot (kPa)	101,332	-4,513	-0,920	-518,359
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	21417,40	12595,40
	f_{wtk} (kPa)	463,01	1358,69	3059,63	1799,34
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11898,56	6997,45
	f_{wtd} (kPa)	257,23	754,83	1699,79	999,64
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Καταλήγουμε λοιπόν ότι στο 1^ο σενάριο παρατηρούνται αστοχίες στον αρχικό φορέα μόνο στην όψη απ' όπου αφαιρείται υποθετικά μέρος της φέρουσας τοιχοποιίας εξαιτίας της επίδρασης του απρόβλεπτου γεγονότος. Οι αστοχίες αυτές παύουν να υπάρχουν μετά τις τρεις διαφορετικές ενισχύσεις του φορέα.

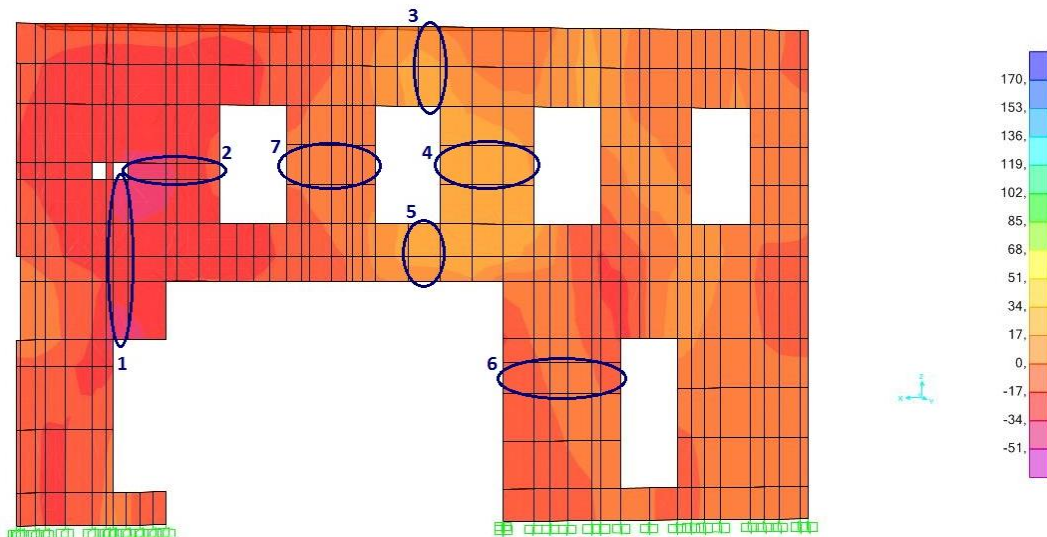
Όσον αφορά τις υπόλοιπες όψεις του κτιρίου, δεν παρατηρείται καμία αστοχία ούτε στον αρχικό αλλά ούτε και στους ενισχυμένους φορείς, αφού οι αναπτυσσόμενες τάσεις για το συγκεκριμένο φορτικό συνδυασμό είναι κατά πολύ μικρότερες από τις αντοχές της τοιχοποιίας.

5.4.2 Έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας - Σενάριο 1

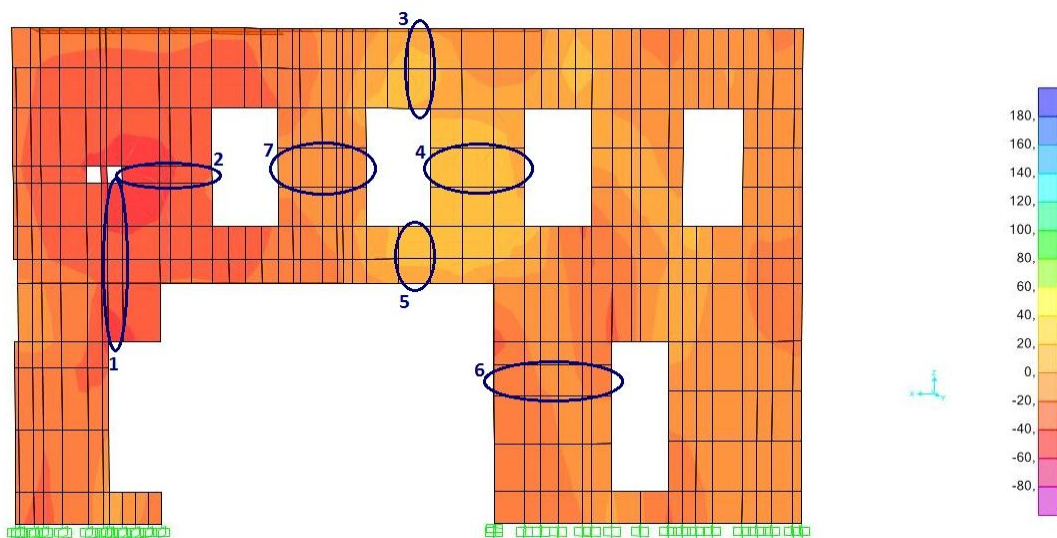
Παρακάτω παρατίθενται εικόνες των κατανομών των F12 για το συνδυασμό $G_k + 0,7Q_k$ για κάθε όψη του κτιρίου στην αρχική του κατάσταση και μετά από τις τρεις ενισχύσεις του, όπου και σημειώνονται οι περιοχές ελέγχου που έχουν επιλεγεί. Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι έλεγχοι των επιλεγμένων περιοχών για τον παραπάνω φορτικό συνδυασμό, από τους οποίους προκύπτει αν οι περιοχές αυτές επαρκούν ή αστοχούν έναντι διάτμησης εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας.

ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ

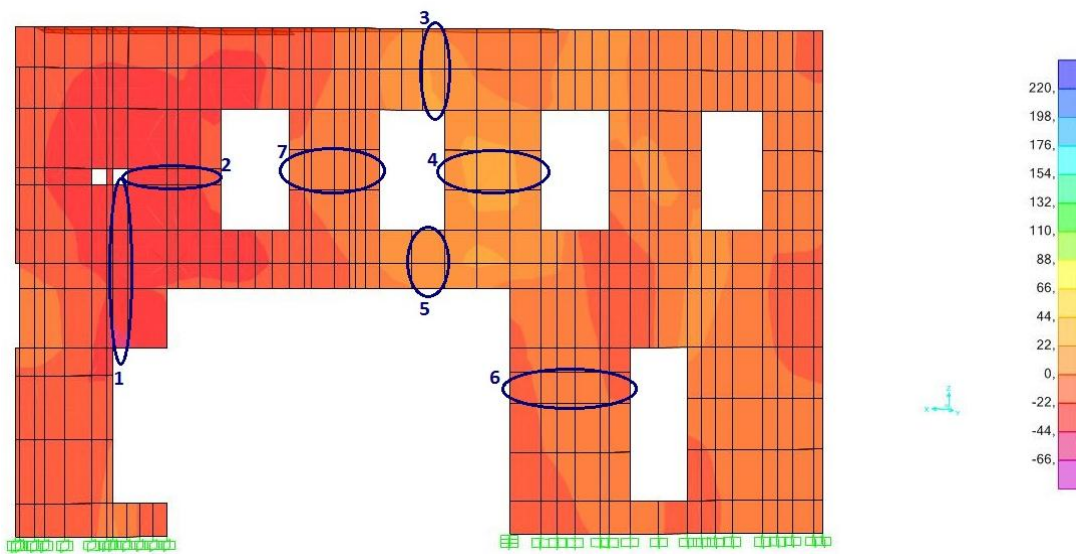
Αρχικός φορέας



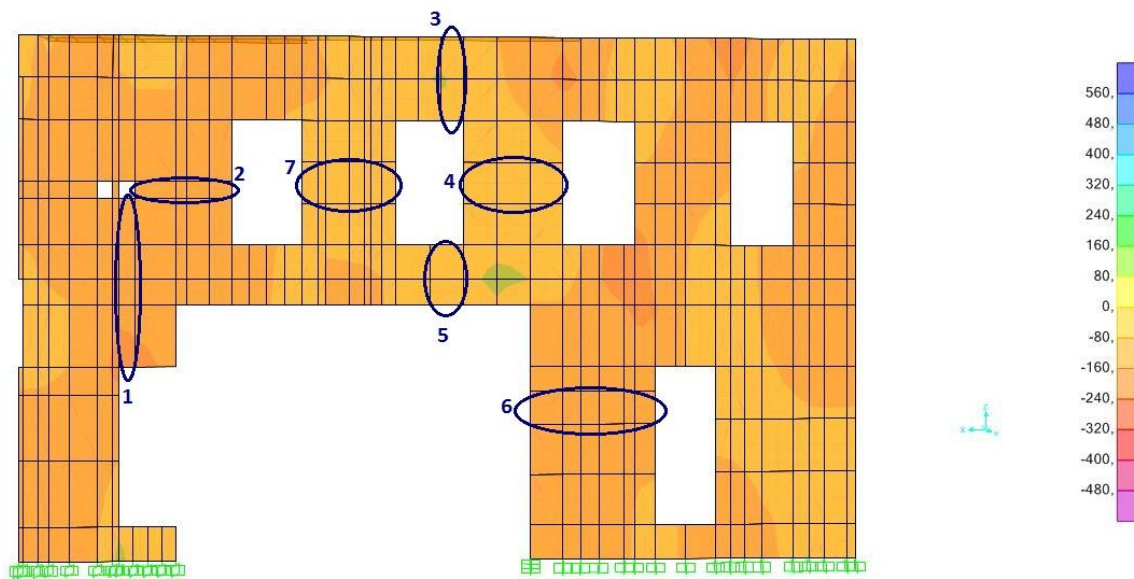
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	-113,43	-134,68	-119,85	-212,43
	V_{Rd} (kN)	108,83	362,51	322,23	324,09
2	V_{sd} (kN)	-47,64	-59,35	-50,97	-35,2
	V_{Rd} (kN)	43,37	211,83	185,76	205,2
3	V_{sd} (kN)	64,97	77,27	67,42	115,37
	V_{Rd} (kN)	48,46	236,34	212,37	236,76
4	V_{sd} (kN)	64,7	77,32	68,85	57,49
	V_{Rd} (kN)	81,1	300,55	271,03	316,41
5	V_{sd} (kN)	39,92	50,92	43,62	39,58
	V_{Rd} (kN)	34,34	171,6	152,89	159,61
6	V_{sd} (kN)	-3,18	-7,31	3,05	-67,29
	V_{Rd} (kN)	146,38	506,88	472,19	522,14
7	V_{sd} (kN)	9,09	12,85	8,93	23,4
	V_{Rd} (kN)	36,25	202,42	177,18	177,18

Στον παραπάνω πίνακα παρατηρούμε ότι αρχικά εμφανίζονται αστοχίες σε 4 περιοχές της ανατολικής όψης, αφού αφαιρεθεί τμήμα της φέρουσας τοιχοποιίας της όψης αυτής λόγω του τυχηματικού συμβάντος. Ωστόσο σε καθένα από τους ενισχυμένους φορείς με τους τρεις συνδυασμούς τεχνικών επεμβάσεων, μετά από την υποθετική απομάκρυνση του ίδιου τμήματος της τοιχοποιίας, οι εν λόγω αστοχίες παύουν να υπάρχουν και γενικά καμία από τις περιοχές ελέγχου δεν αντιμετωπίζει πρόβλημα.

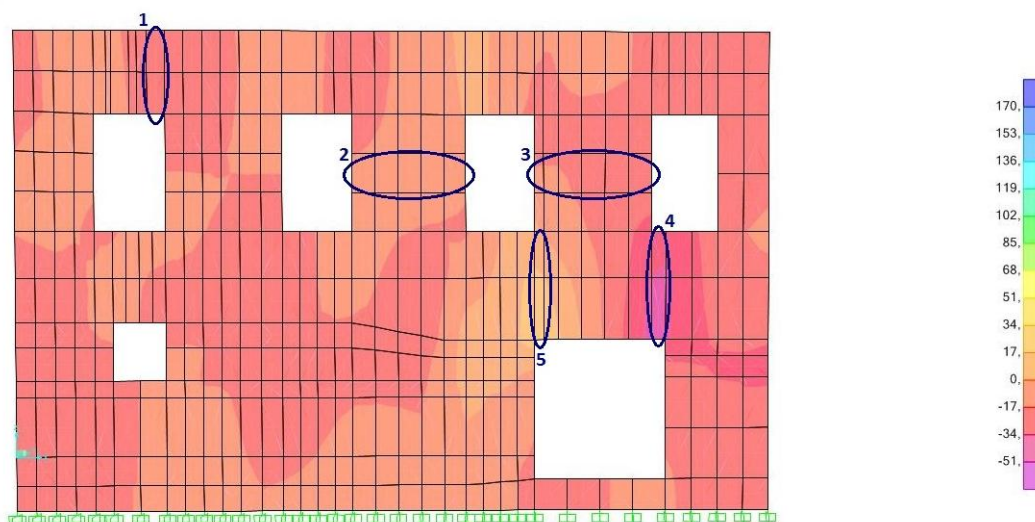
Πιο συγκεκριμένα μετά τον 1^ο συνδυασμό ενισχύσεων (αρμολόγημα και μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος) η δρώσα τέμνουσα V_{sd} μεταβάλλεται ελάχιστα, ενώ η τέμνουσα αντοχής V_{Rd} γίνεται ως και 3-5 φορές μεγαλύτερη από την αρχική. Αυτό οφείλεται στην σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας λόγω του αρμολογήματος και στην πρόσθετη διατμητική αντοχή που προσφέρει ο μανδύας σκυροδέματος.

Μετά το 2^ο συνδυασμό ενισχύσεων (διπλό αρμολόγημα και ενέματα στη μάζα της τοιχοποιίας), η δρώσα τέμνουσα V_{sd} μεταβάλλεται και πάλι ελάχιστα ενώ αντίθετα η τέμνουσα αντοχής V_{Rd} αυξάνεται στα ίδια επίπεδα των τιμών που είχε μετά την προηγούμενη ενίσχυση (ελάχιστα μειωμένες). Επομένως ο λόγος V_{sd} / V_{Rd} έχει περίπου την ίδια ποσοστιαία μείωση μετά την 1η και 2η ενίσχυση.

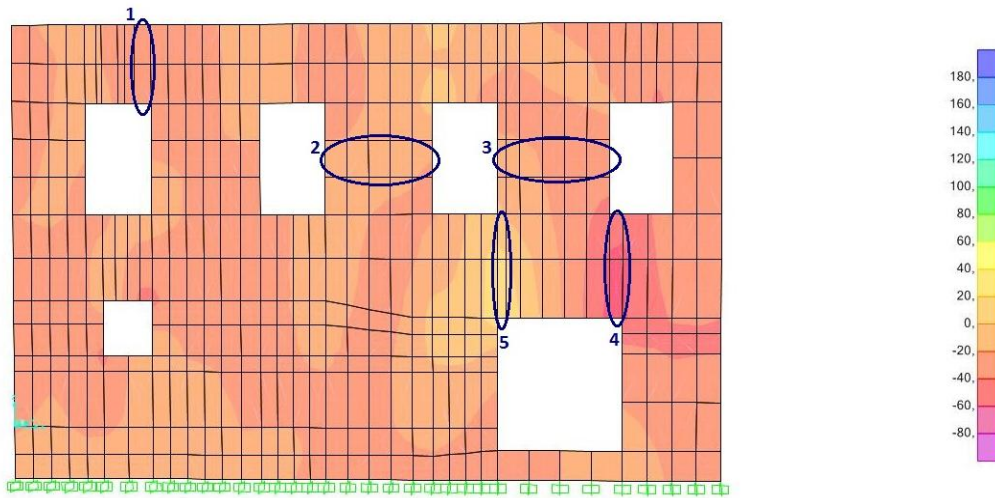
Μετά τον 3^ο συνδυασμό ενισχύσεων (διπλό αρμολόγημα και κατακόρυφη προένταση), η δρώσα τέμνουσα V_{sd} τις περισσότερες φορές αυξάνεται σημαντικά (ως και διπλασιάζεται) λόγω της επιβολής των κατακόρυφων φορτιών της προέντασης. Η τέμνουσα αντοχής V_{Rd} αυξάνεται αντίστοιχα με τις δύο προηγούμενες ενισχύσεις λόγω της αύξησης της διατμητικής αντοχής της αρμολογημένης τοιχοποιίας. Έτσι ο λόγος V_{sd} / V_{Rd} αυξάνεται σε σχέση με τον αντίστοιχο λόγο του αρχικού φορέα, ωστόσο σε όλες σχεδόν τις περιοχές παραμένει κάτω από τη μονάδα, οπότε και δεν παρατηρούνται αστοχίες.

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ

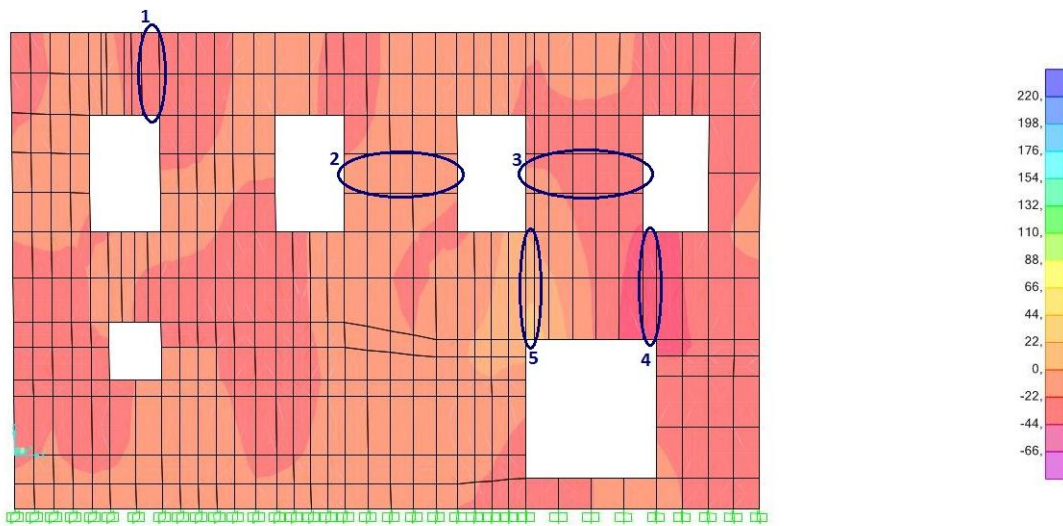
Υπάρχων φορέας



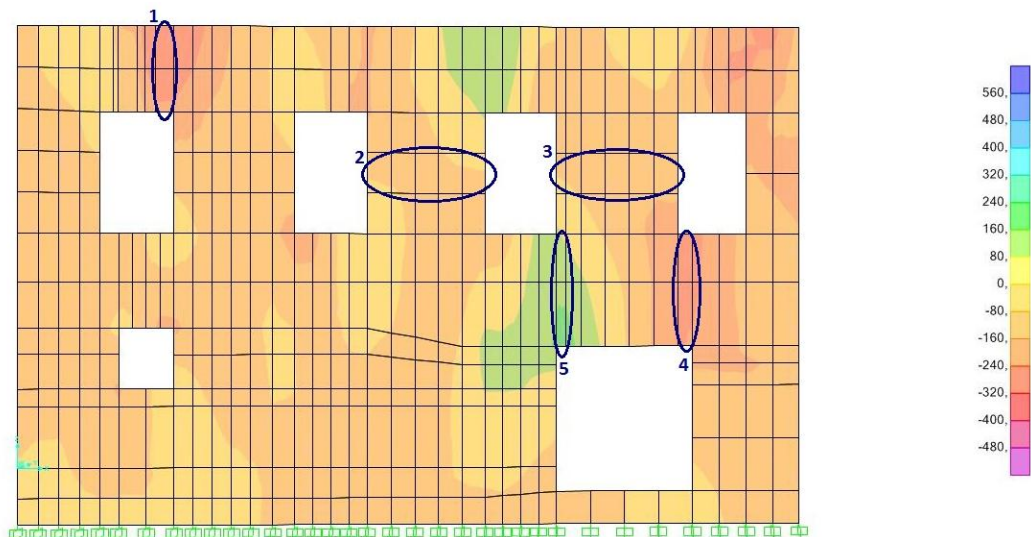
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	-17,16	-20,45	-15,58	-316,74
	V_{Rd} (kN)	53,87	276,68	252,07	252,07
2	V_{sd} (kN)	7,72	9,04	11,05	-20,65
	V_{Rd} (kN)	95,09	371,46	335,67	465,87
3	V_{sd} (kN)	-7,81	-6,39	-7,94	-83,73
	V_{Rd} (kN)	85,57	367,18	332,9	428,15
4	V_{sd} (kN)	-79,76	-97,71	-88,86	-394,89
	V_{Rd} (kN)	94,42	436,86	403,39	429,16
5	V_{sd} (kN)	78,57	93,97	83,38	314,41
	V_{Rd} (kN)	94,77	436,85	403,35	422,3

Στη συγκεκριμένη όψη παρατηρούμε ότι ενώ στην αρχική κατάσταση και μετά την αφαίρεση του κρίσιμου μέλους ο φορέας δεν παρουσιάζει καμία αστοχία, μετά την 3^η ενίσχυση η περιοχή 1 αστοχεί. Όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα, οι δρώσες διατμητικές δυνάμεις F12 παίρνουν πολύ μεγάλες τιμές λόγω των αυξημένων κατακόρυφων φορτίων που επιβάλλονται εξαιτίας της προέντασης, υπερβαίνοντας έτσι την τέμνουσα αντοχής.

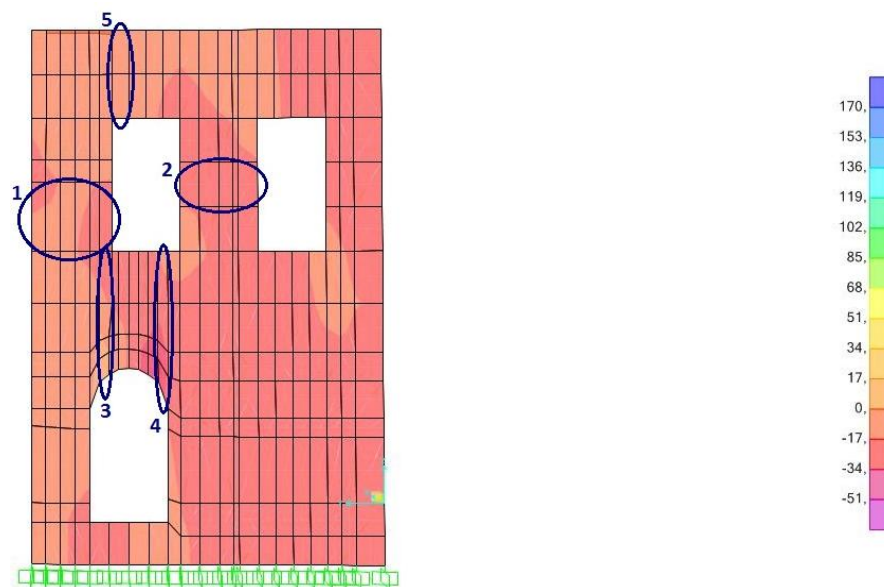
TABLE: Element Forces - Area Shells - ΠΕΡΙΟΧΗ 1													
	Μήκος στοιχείου	Πάχος τοιχοποιίας	Joint	Output Case	F11	M.O των F11	σ_d	f_{vk}	V_{Rd}	F12	M.O των F12	V_{sd}	ΕΛΕΓΧΟΣ
Text	m	m	Text	Text	KN/m	KN	KN/m ²	KN/m ²	KN	KN/m	KN	KN	
3867	0,71	0,45	162	G+0,7Q	-113,96	-30,50	-27,50	710,05	252,07	-204,5	-145,20	-316,74	ΑΣΤΟΧΙΑ
			3478		-43,1					-204,5			
			3479		28,03					-204,5			
			2034		-42,82					-204,5			
3871	0,71	0,45	2034	G+0,7Q	209,98	-48,08	-27,50	710,05	252,07	-244,43	-171,55	-316,74	ΑΣΤΟΧΙΑ
			3479		188,51					-235,79			
			3482		-74,55					-238,8			
			164		-53,08					-247,44			

Στην περιοχή αυτή απαιτείται πρόσθετη ενίσχυση του ήδη ενισχυμένου φορέα έτσι ώστε να αυξηθεί η αντοχή του και να αποφευχθεί τοπική αστοχία που μπορεί

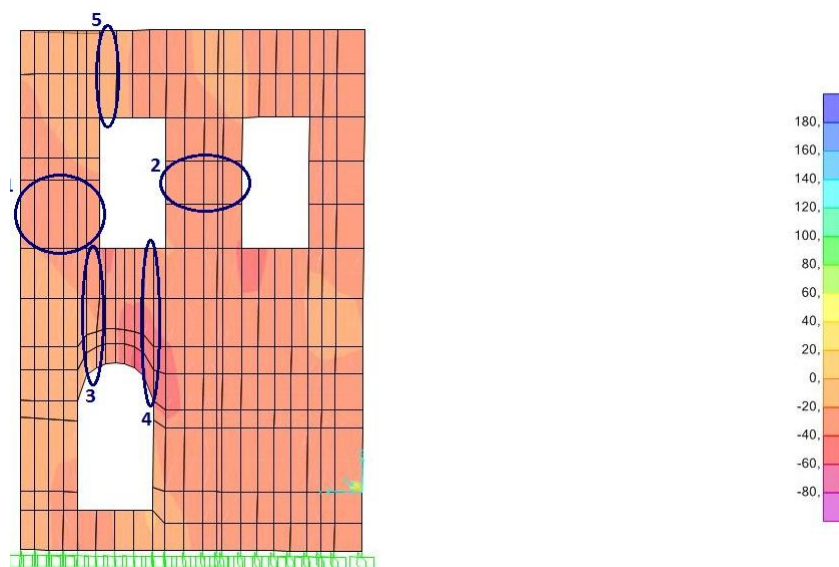
αλυσιδωτά να προκαλέσει την προοδευτική κατάρρευση της κατασκευής. Ωστόσο η επιλογή αυτής της πρόσθετης ενίσχυσης ξεφεύγει από τα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας.

ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

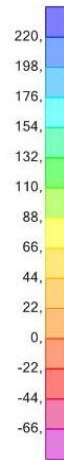
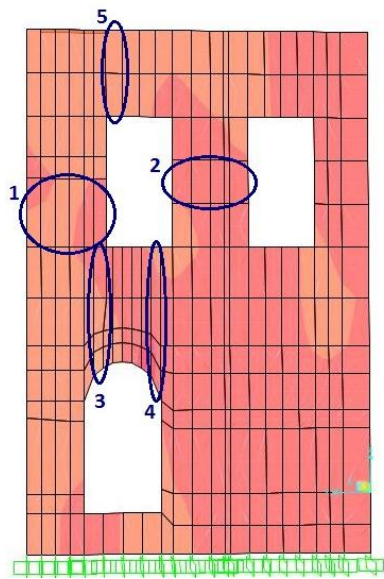
Υπάρχων φορέας



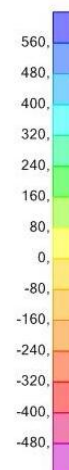
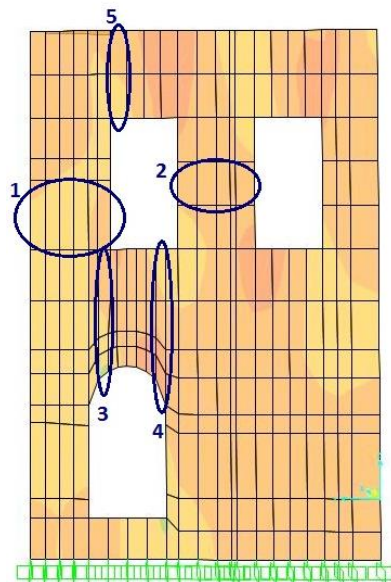
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



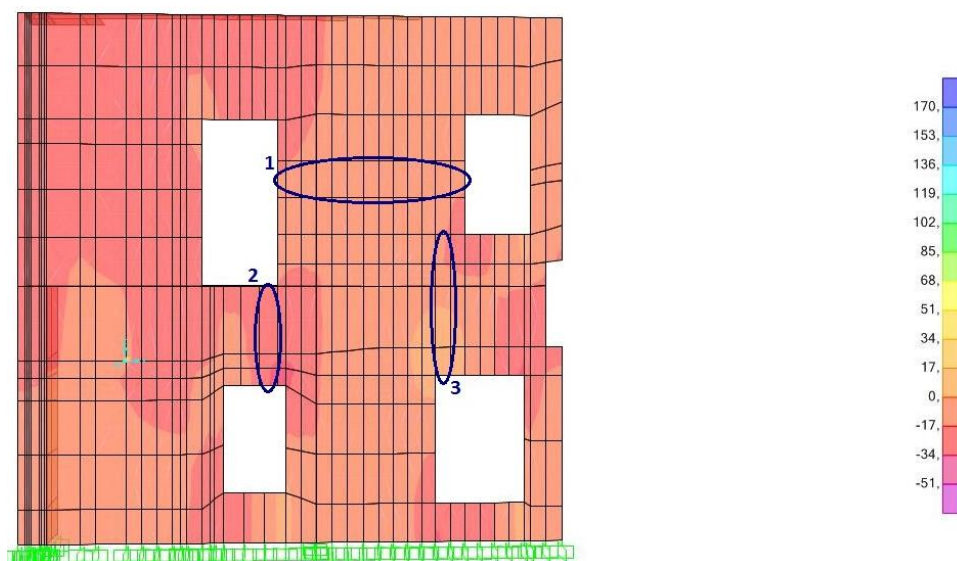
Φορέας με ενίσχυση 3



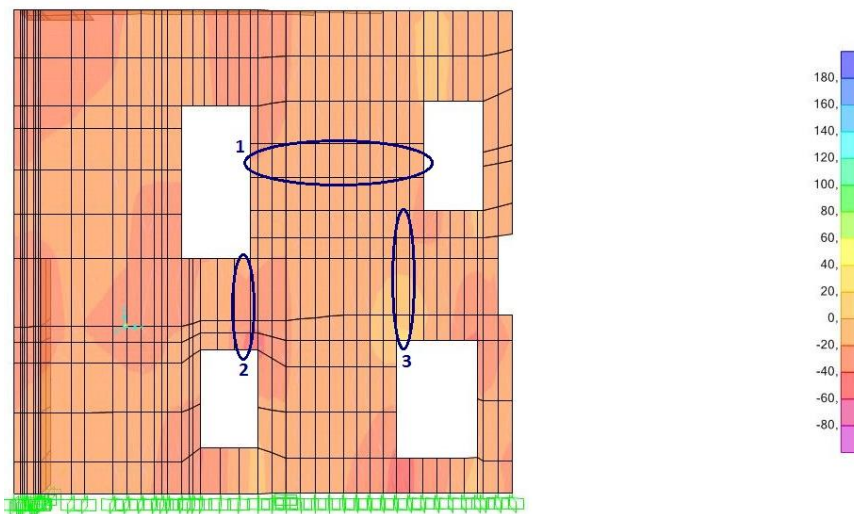
ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	-3,17	-12,28	-3,8	3,82
	V_{Rd} (kN)	65,85	259,84	252,78	330,04
2	V_{sd} (kN)	-11,44	-3,93	-43,19	-11,44
	V_{Rd} (kN)	257,26	246,05	341,35	257,26
3	V_{sd} (kN)	21,75	16,26	26,51	68,13
	V_{Rd} (kN)	89,58	442,79	422,37	434,32
4	V_{sd} (kN)	-35,23	-60,93	-34,64	-130,97
	V_{Rd} (kN)	119	580,06	555,34	570,11
5	V_{sd} (kN)	19,71	10,06	20,87	5,06
	V_{Rd} (kN)	59,13	294,63	271,27	305,37

ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ

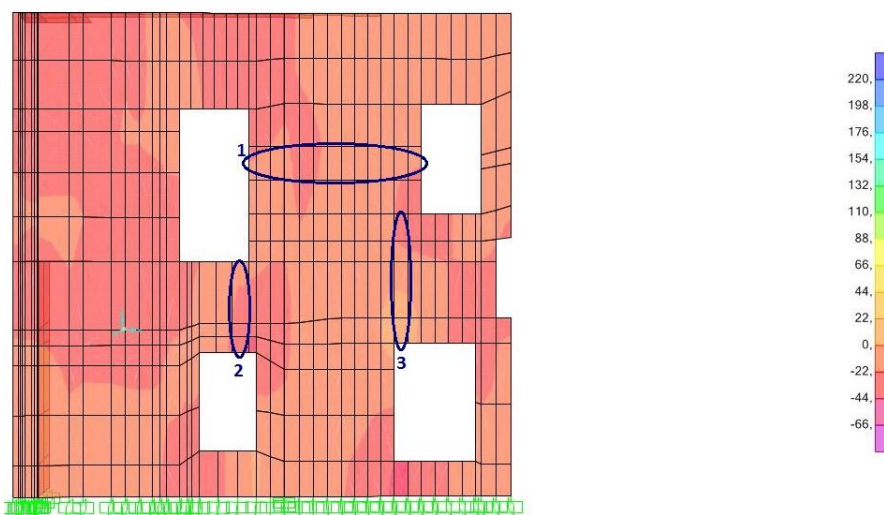
Υπάρχων φορέας



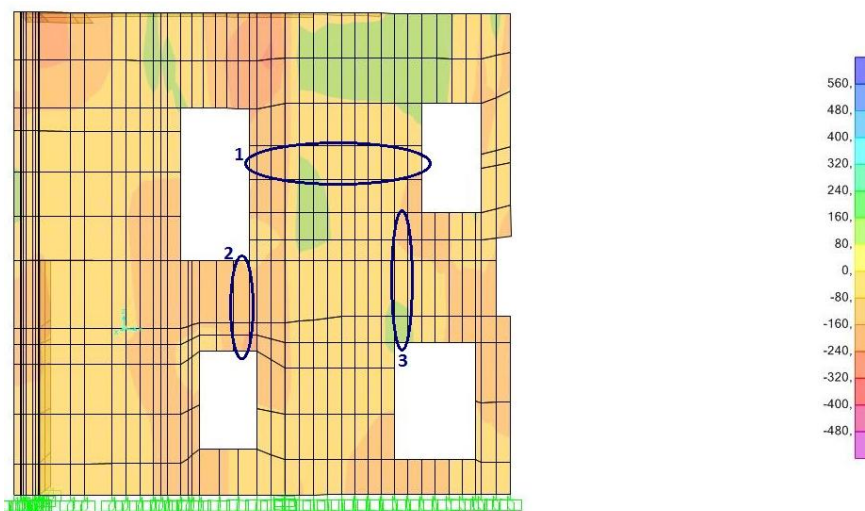
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3

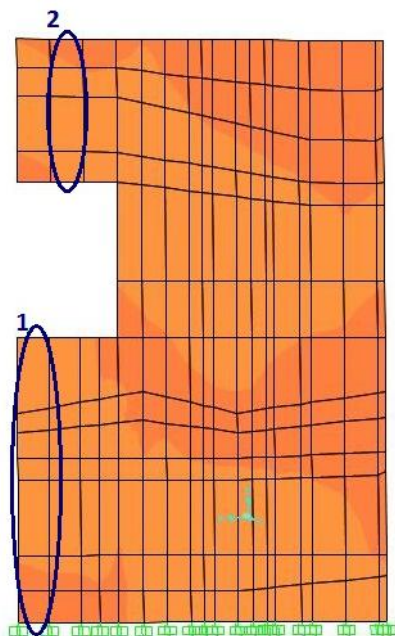


ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	9,98	25,55	2,86	114,46
	V_{Rd} (kN)	137,15	585,3	537,74	688,47
2	V_{sd} (kN)	-9,26	-4,3	-2,28	-36,92
	V_{Rd} (kN)	71,35	368,71	306,8	323,01
3	V_{sd} (kN)	49,99	61,42	49,37	139,12
	V_{Rd} (kN)	92,08	475,59	434,56	447,22

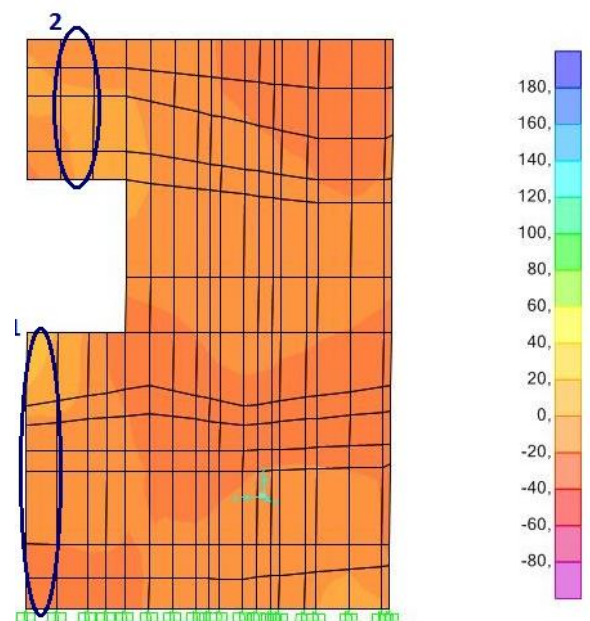
ΕΣΟΧΕΣ

Εσοχή στην ανατολική όψη

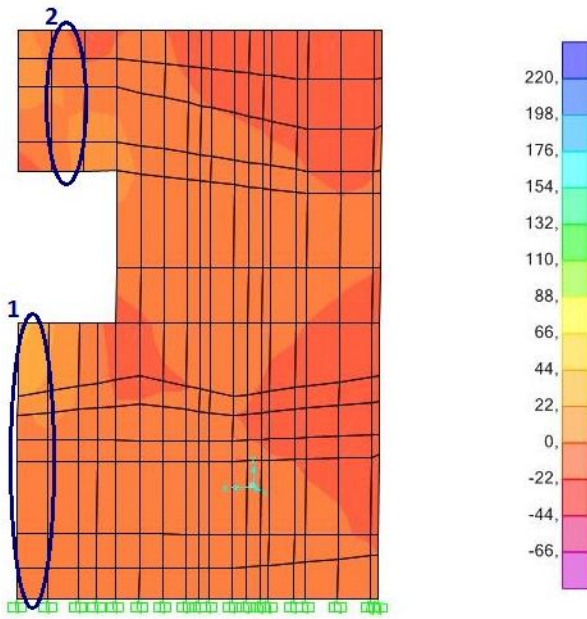
Αρχικός φορέας



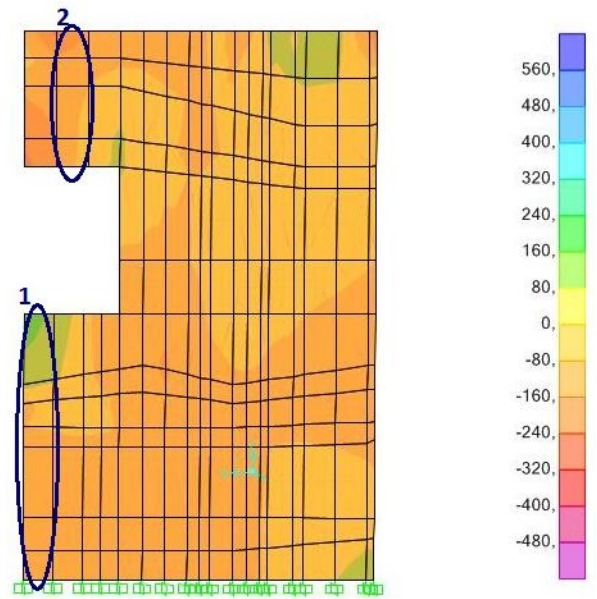
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3

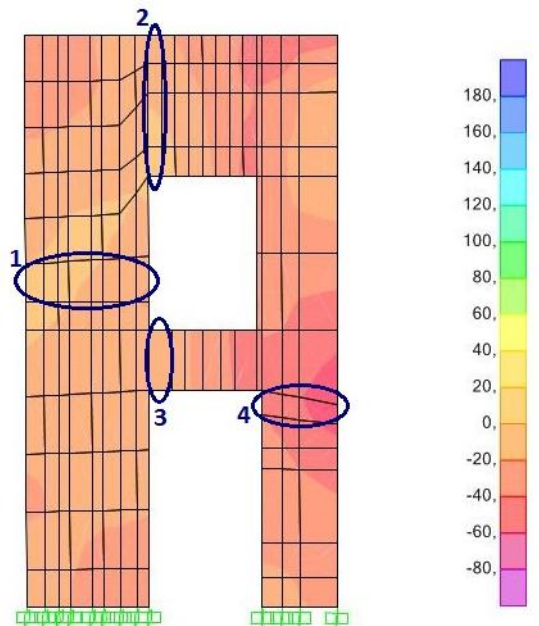


Εσοχή στη βόρεια όψη

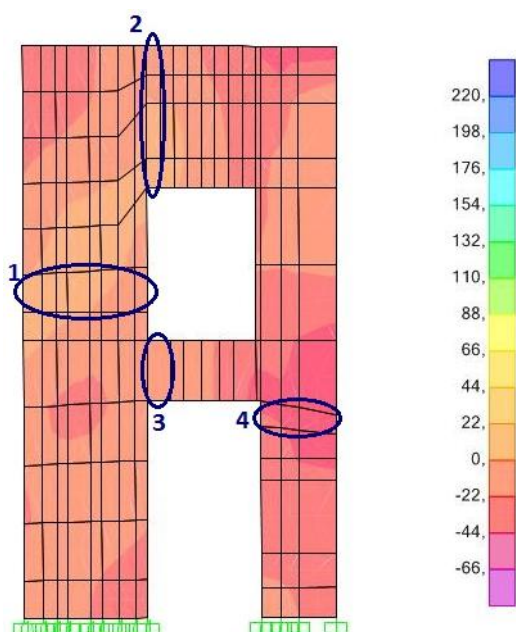
Αρχικός φορέας



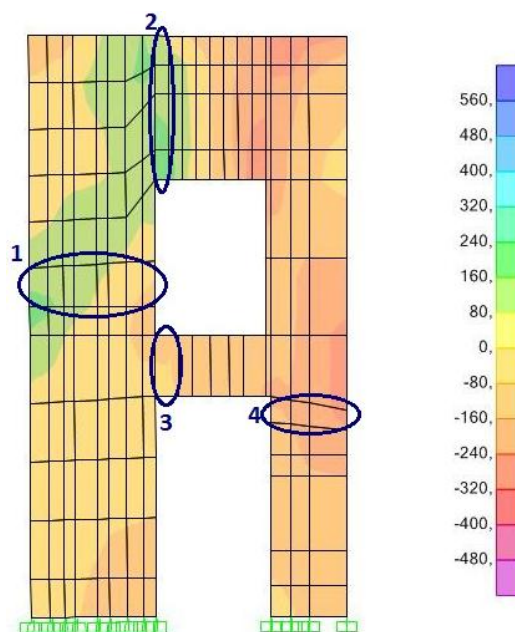
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3

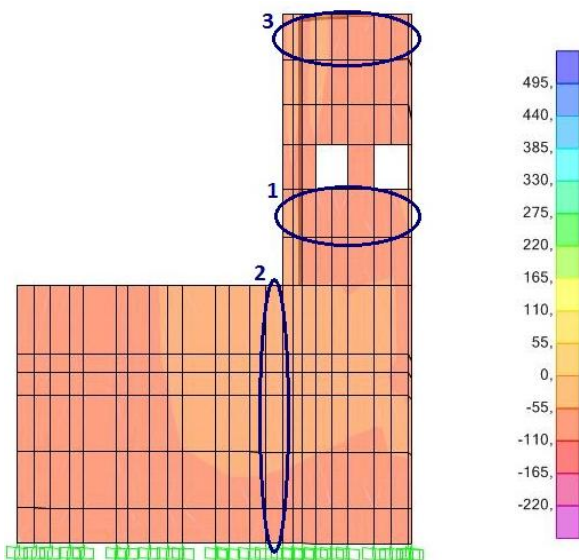


ΕΣΟΧΕΣ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
Εσοχή στην ανατολική όψη					
1	V_{sd} (kN)	73,05	62,06	110,42	137,48
	V_{Rd} (kN)	332,73	1511,98	1456	1478,67
2	V_{sd} (kN)	26,48	39,19	25,16	-71,61
	V_{Rd} (kN)	92,59	399,93	370,47	373,94
Εσοχή στη βόρεια όψη					
1	V_{sd} (kN)	41,74	32,14	43,69	151,77
	V_{Rd} (kN)	151,95	568,12	541,59	693,80
2	V_{sd} (kN)	51,82	40,67	58,87	338,36
	V_{Rd} (kN)	124,54	580,6	548,94	555,69
3	V_{sd} (kN)	7,69	5,77	8,92	2,67
	V_{Rd} (kN)	21,83	103,54	95,57	96,72

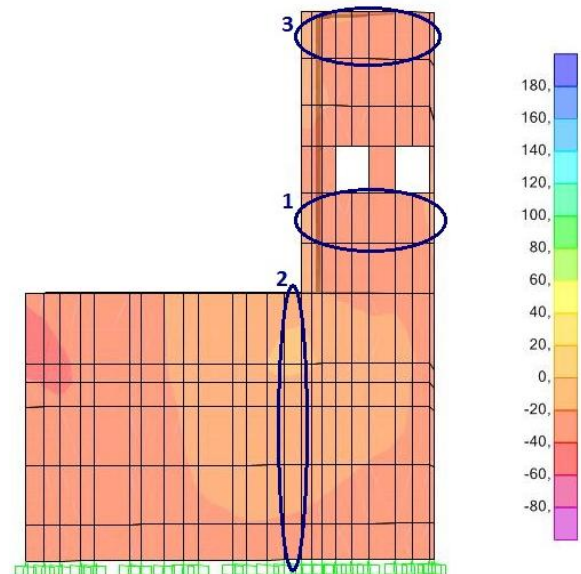
4	V_{sd} (kN)	-33,58	-42,85	-32,47	-134,75
	V_{Rd} (kN)	88,04	315,39	294,65	345,41

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ (μπαλκόνι)

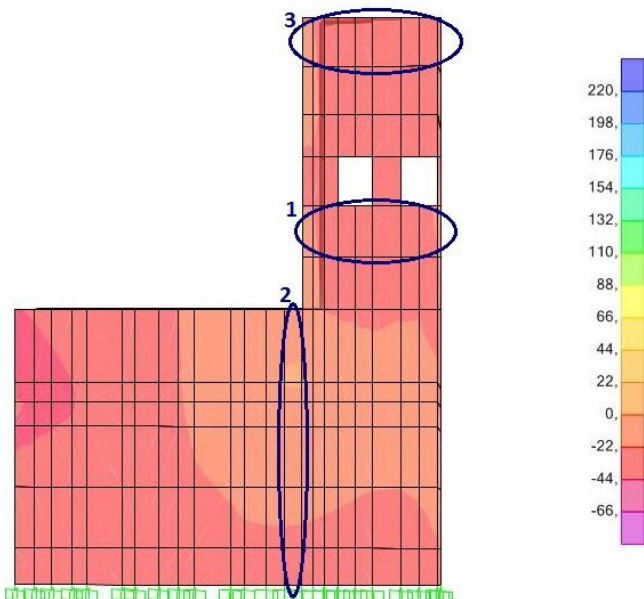
Αρχικός φορέας



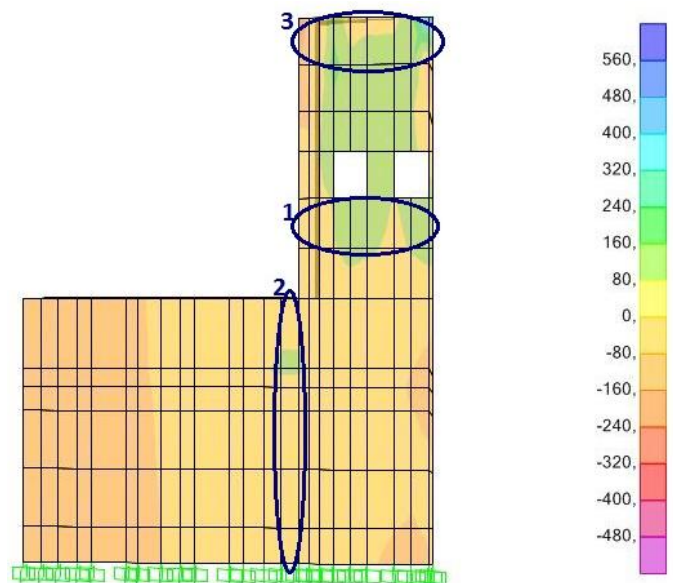
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ (μπαλκόνι)					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	-9,94	10,74	-13,21	149,42
	V_{Rd} (kN)	97,22	438,07	405,83	474,39
2	V_{sd} (kN)	36,32	52,52	49,27	234,68
	V_{Rd} (kN)	245,64	1145,89	1083,39	1105,53
3	V_{sd} (kN)	17,70	-2,45	-7,15	231,40
	V_{Rd} (kN)	85,34	426,44	393,90	495,71

Όπως φαίνεται στους παραπάνω πίνακες, στις όψεις βόρεια, νότια, εσοχές και στη δυτική όψη (μπαλκόνι) δεν παρατηρείται καμία αστοχία ούτε στον αρχικό και σαφώς ούτε και στους ενισχυμένους φορείς.

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται για κάθε περιοχή ελέγχου κάθε όψης ο αρχικός λόγος V_{sd}/V_{Rd} , ο αντίστοιχος μετά από κάθε ενίσχυση καθώς και η ποσοστιαία μεταβολή του κάθε φορά. Η όψη από την οποία έχει αφαιρεθεί τμήμα της τοιχοποιίας λόγω του τυχηματικού συμβάντος του σεναρίου 1 έχει στον πίνακα πράσινο χρώμα, ενώ με κόκκινο χρώμα συμβολίζονται οι περιοχές που αστοχούν.

Συνεπώς παρατηρείται ότι η ποσοστιαία μεταβολή του λόγου V_{sd}/V_{Rd} μετά την 1^η (αρμολόγημα και μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος) και μετά την 2^η (αρμολόγημα και ενέματα στη μάζα της τοιχοποιίας) ενίσχυση κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα και στις δύο περιπτώσεις. Η σημαντική αύξηση της τέμνουσας αντοχής V_{Rd} μετά από τις δύο αυτές ενισχύσεις καθώς και η διατήρηση της δρώσας τέμνουσας V_{sd} στα ίδια επίπεδα με αυτή του αρχικού φορέα οδηγούν σε σημαντική ποσοστιαία μείωση του λόγου V_{sd}/V_{Rd} σε όλες τις περιοχές ελέγχου. Έτσι οι περιοχές που αστοχούσαν στην υπάρχουσα κατασκευή δε φαίνεται να αντιμετωπίζουν το ίδιο πρόβλημα μετά από την 1^η και 2^η ενίσχυση, καθώς ο λόγος V_{sd}/V_{Rd} πέφτει κάτω από τη μονάδα.

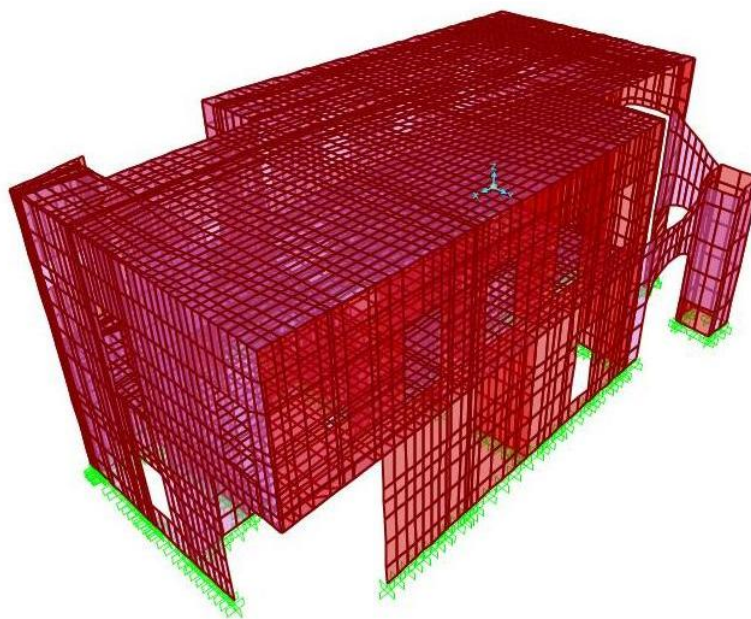
Όσον αφορά την 3^η ενίσχυση (αρμολόγημα και κατακόρυφη προένταση), ο λόγος V_{sd}/V_{Rd} αυξάνεται σε πολλές από τις περιοχές ελέγχου σε σχέση με τον αρχικό, γεγονός το οποίο οφείλεται στη σημαντική αύξηση της δρώσας τέμνουσας στις περιοχές αυτές. Ωστόσο εξακολουθεί να παραμένει κάτω από τη μονάδα σε όλες τις περιοχές ελέγχου, με εξαίρεση την περιοχή 1 της δυτικής όψης όπου παρατηρείται αστοχία μετά την 3^η ενίσχυση και απαιτούνται επιπρόσθετες τεχνικές ενίσχυσης.

ΣΕΝΑΡΙΟ 1

ΟΨΕΙΣ	ΠΕΡΙΟΧΕΣ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	V_{sd}/V_{Rd} ΑΡΧΙΚΑ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 3η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 3η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Βόρεια	1	G+0,7Q	0,05	0,047	-2,08	0,015	-68,75	0,012	-75,00
	2		0,06	0,044	-20,00	0,016	-70,91	0,127	130,91
	3		0,24	0,037	-84,77	0,063	-74,07	0,157	-35,39
	4		0,30	0,105	-64,53	0,062	-79,05	0,230	-22,30
	5		0,33	0,034	-89,79	0,077	-76,88	0,017	-94,89
Νότια	1	G+0,7Q	0,07	0,044	-39,73	0,005	-93,15	0,166	127,40
	2		0,13	0,012	-90,77	0,007	-94,62	0,114	-12,31
	3		0,54	0,129	-76,24	0,114	-79,01	0,311	-42,73
Δυτική	1	G+0,7Q	0,32	0,074	-76,80	0,062	-80,56	1,257	294,04
	2		0,08	0,024	-70,37	0,033	-59,26	0,044	-45,68
	3		0,09	0,017	-81,32	0,024	-73,63	0,196	115,38
	4		0,85	0,224	-73,49	0,220	-73,96	0,920	8,88
	5		0,83	0,215	-74,07	0,207	-75,03	0,745	-10,13
Ανατολική	1	G+0,7Q	1,04	0,372	-64,30	0,372	-64,30	0,655	-37,14
	2		1,10	0,280	-74,50	0,274	-75,05	0,172	-84,34
	3		1,34	0,327	-75,62	0,317	-76,36	0,487	-63,68
	4		0,80	0,257	-67,79	0,254	-68,17	0,182	-77,19
	5		1,16	0,297	-74,46	0,285	-75,49	0,248	-78,68
	6		0,02	0,014	-36,36	0,006	-72,73	0,129	486,36
	7		0,25	0,063	-74,90	0,050	-80,08	0,132	-47,41
Εσοχές (μπαλκόνι)		G+0,7Q	<i>Στην ανατολική όψη</i>						
	1		0,22	0,044	-80,00	0,076	-65,45	0,093	-57,73
	2		0,29	0,098	-65,73	0,068	-76,22	0,191	-33,22
			<i>Στη βόρεια όψη</i>						
	1		0,28	0,057	-79,27	0,081	-70,55	0,219	-20,36
	2		0,42	0,070	-83,17	0,107	-74,28	0,609	46,39
	3		0,35	0,056	-84,14	0,093	-73,65	0,028	-92,07
	4		0,38	0,136	-64,30	0,110	-71,13	0,390	2,36
Δυτική όψη (μπαλκόνι)	1	G+0,7Q	0,10	0,025	-75,49	0,033	-67,65	0,315	208,82
	2		0,15	0,046	-68,92	0,045	-69,59	0,212	43,24
	3		0,21	0,006	-97,10	0,018	-91,30	0,467	125,60

5.5 Σενάριο 2

Στο σενάριο αυτό απομακρύνεται υποθετικά τμήμα της φέρουσας τοιχοποιίας του κτιρίου μήκους 2,45m και πάχους 0,50m στην ανατολική όψη και τμήμα μήκους 2,40m και πάχους 0,50m στη νότια όψη, ως αποτέλεσμα ενός απρόβλεπτου συμβάντος, το οποίο δεν προσδιορίζεται (εικόνα 58).



Εικόνα 8: Σενάριο 2

Όπως περιγράφηκε αναλυτικά πρωτύτερα, επιβάλλεται ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $1,00 \cdot G_k + 0,7 \cdot Q_k$ στην πλάκα του α' ορόφου και στην οροφή και με στατική ανάλυση, προσδιορίζονται οι ορθές τάσεις S22 και οι διατμητικές δυνάμεις F12 εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας για τον παραπάνω συνδυασμό. Στη συνέχεια γίνονται αναλυτικά οι έλεγχοι που αναφέρθηκαν στις παραγράφους 5.2 και 5.3. Πιο συγκεκριμένα έχουμε τα εξής:

5.5.1 Έλεγχος ορθών τάσεων S22 – Σενάριο 2

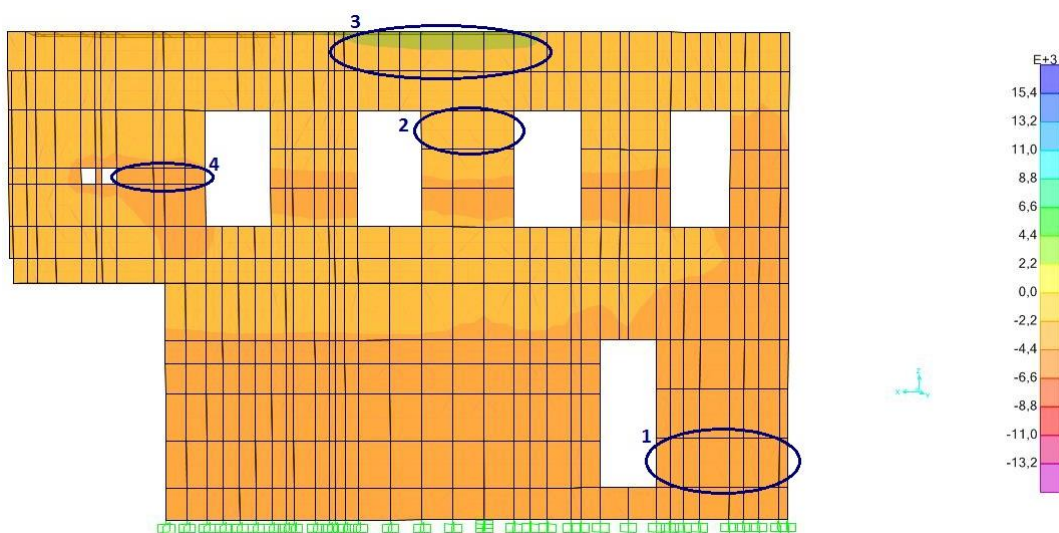
Παρακάτω παραθέτονται εικόνες των κατανομών των S22 για το συνδυασμό $G_k + 0,7Q_k$ για την ανατολική και νότια όψη του κτιρίου – όψεις από τις οποίες αφαιρείται τμήμα της τοιχοποιίας – στην αρχική του κατάσταση και μετά από την ενίσχυσή του, όπου και σημειώνονται οι περιοχές ελέγχου που έχουν επιλεγεί. Στους πίνακες που ακολουθούν

παρουσιάζονται οι έλεγχοι των επιλεγμένων περιοχών για τον παραπάνω φορτικό συνδυασμό.

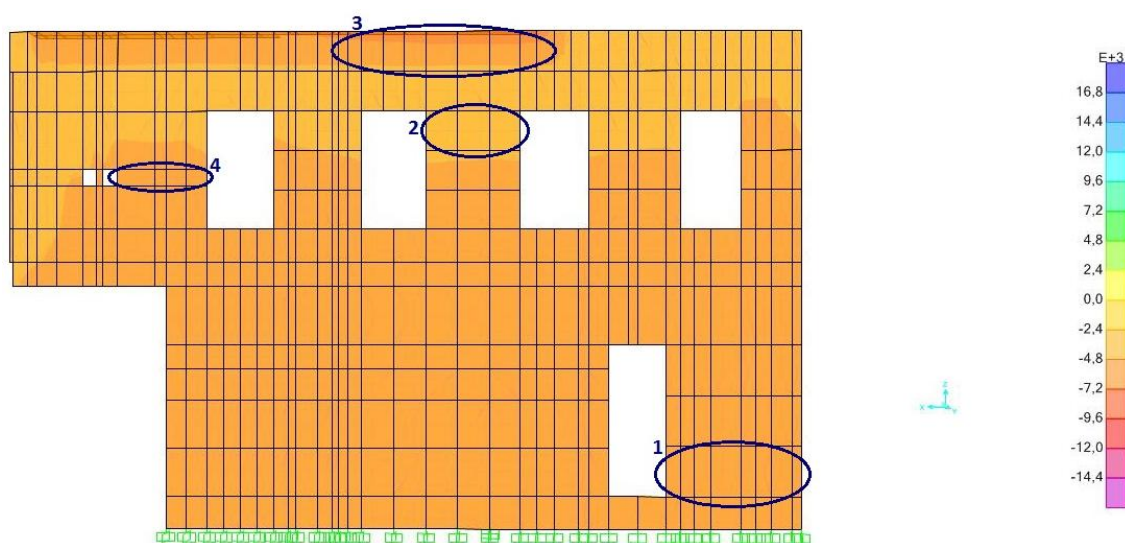
Για τις υπόλοιπες όψεις του κτιρίου ο έλεγχος αυτός δεν κρίνεται κρίσιμος στο συγκεκριμένο σενάριο τυχηματικής αστοχίας, αφού δεν παρουσιάζεται καμία αστοχία μετά την αφαίρεση του τμήματος της τοιχοποιίας ούτε στον αρχικό φορέα αλλά ούτε και στους ενισχυμένους.

ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ

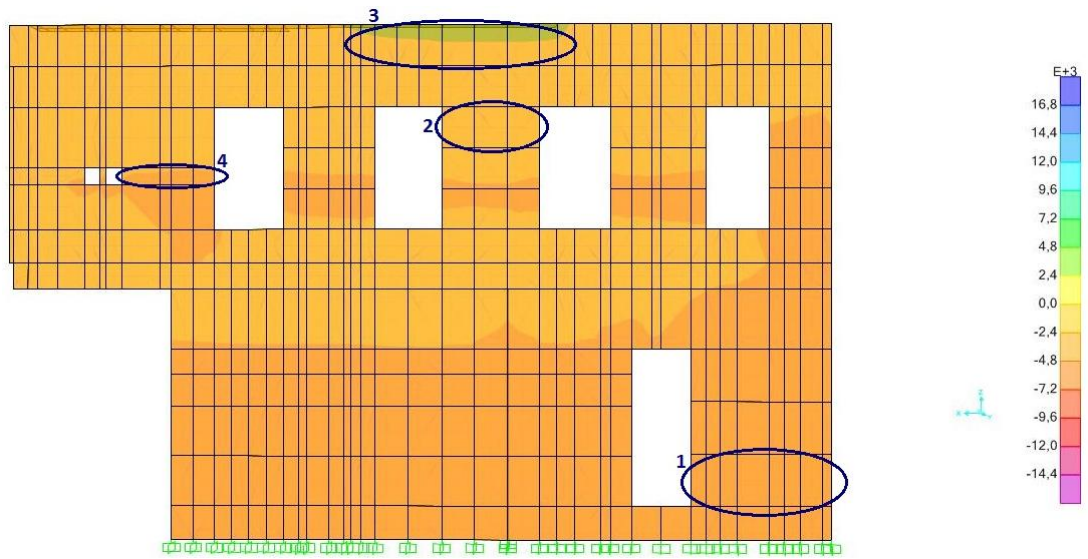
Υπάρχων φορέας



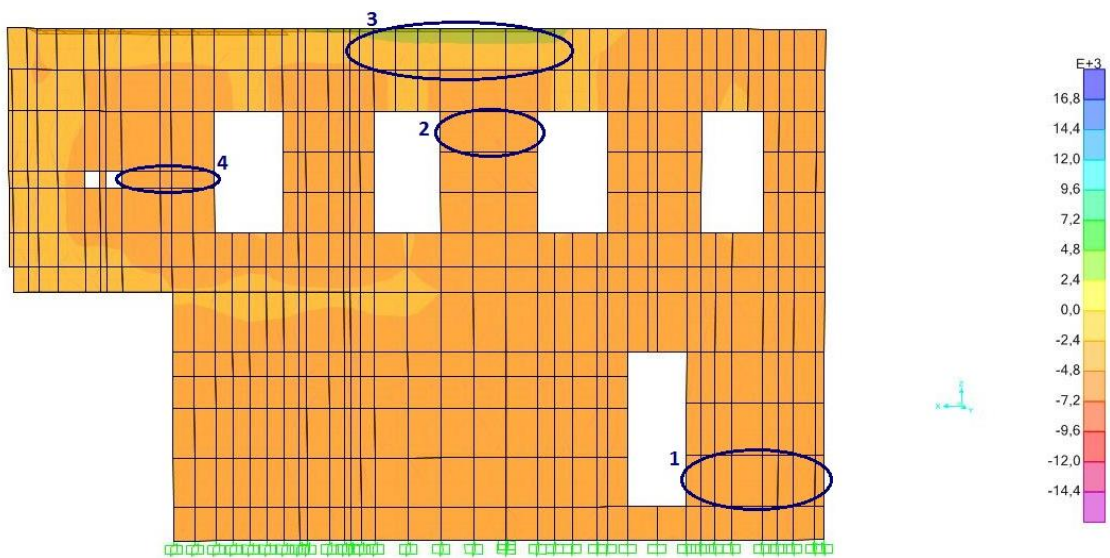
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3

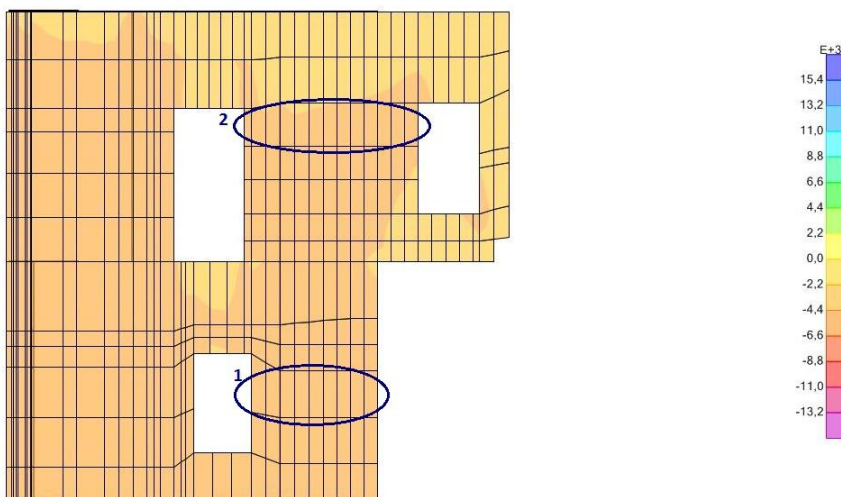


ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	S22Top (kPa)	-216,35	-482,02	-134,60	-919,77
	S22Bot (kPa)	-221,48	-156,44	-135,02	-859,39
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9230,40	20588,90	12034,57
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5128,00	11438,28	6685,87
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
2	S22Top (kPa)	537,74	318,35	521,62	-717,84
	S22Bot (kPa)	-912,90	-551,04	-787,79	-1953,70
	f_{wk} (kPa)	8032,78	10281,96	20114,10	14137,70
	f_{wtk} (kPa)	463,01	1468,85	2873,44	2019,67
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5712,20	11174,50	7854,28
	f_{wtd} (kPa)	257,23	816,03	1596,36	1122,04
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΑΣΤΟΧΙΑ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
3	S22Top (kPa)	911,44	735,19	865,69	-29,76
	S22Bot (kPa)	-1054,89	-626,70	-973,82	-782,25
	f_{wk} (kPa)	8032,78	10281,96	20114,10	14137,70
	f_{wtk} (kPa)	463,01	1468,85	2873,44	2019,67
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5712,20	11174,50	7854,28
	f_{wtd} (kPa)	257,23	816,03	1596,36	1122,04
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΑΣΤΟΧΙΑ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
4	S22Top (kPa)	-170,67	-331,56	-149,73	-1194,80
	S22Bot (kPa)	-279,44	-166,29	-243,86	-1372,95
	f_{wk} (kPa)	8032,78	11567,21	20156,90	16708,19
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	6426,23	11198,28	9282,33
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

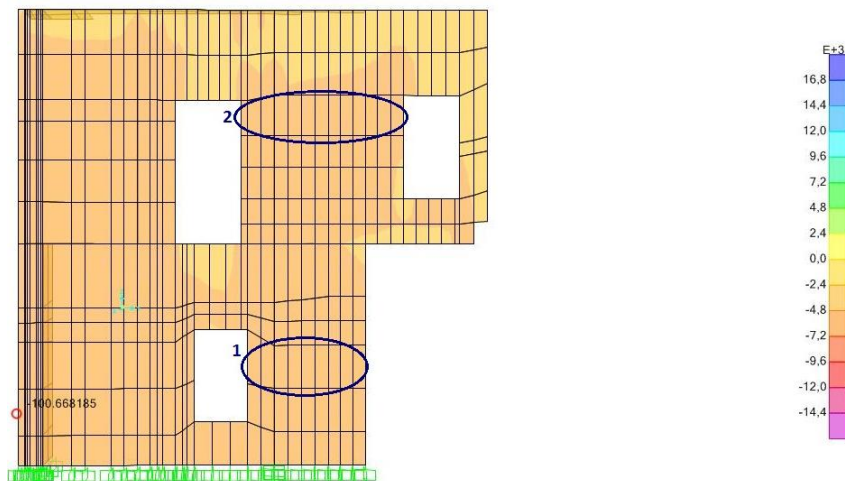
Από τα στοιχεία του προηγούμενου πίνακα παρατηρούμε ότι στις περιοχές 2 και 3 του αρχικού φορέα αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις, οι οποίες υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή της υφιστάμενης τοιχοποιίας με αποτέλεσμα οι περιοχές αυτές να αστοχούν. Μετά την ενίσχυση του φορέα οι εν λόγω αστοχίες παύουν να υπάρχουν, αφού και στις τρεις περιπτώσεις ενίσχυσης η αντοχή της τοιχοποιίας αυξάνεται θεαματικά. Μετά την τρίτη ενίσχυση λόγω των θλιπτικών φορίων που επιβάλλονται στην τοιχοποιία από την προένταση, οι εφελκυστικές τάσεις που υπήρχαν αρχικά μετατρέπονται σε θλιπτικές, οπότε και οι αρχικές αστοχίες εξαλείφονται.

ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ

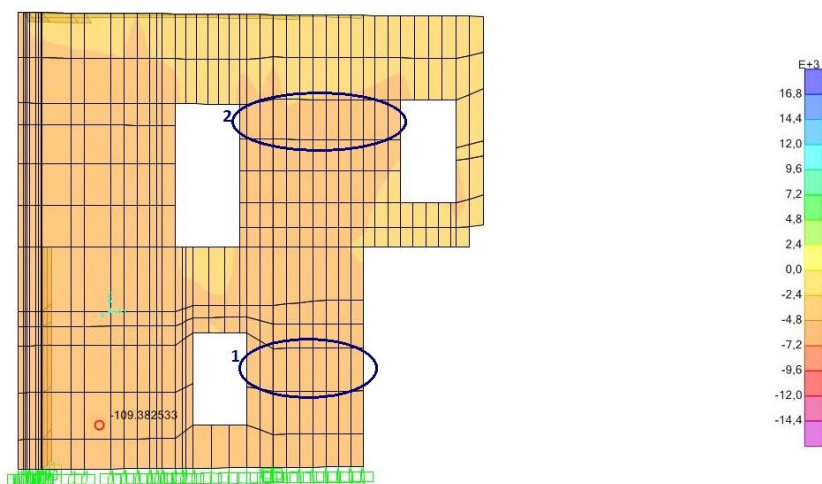
Υπάρχων φορέας



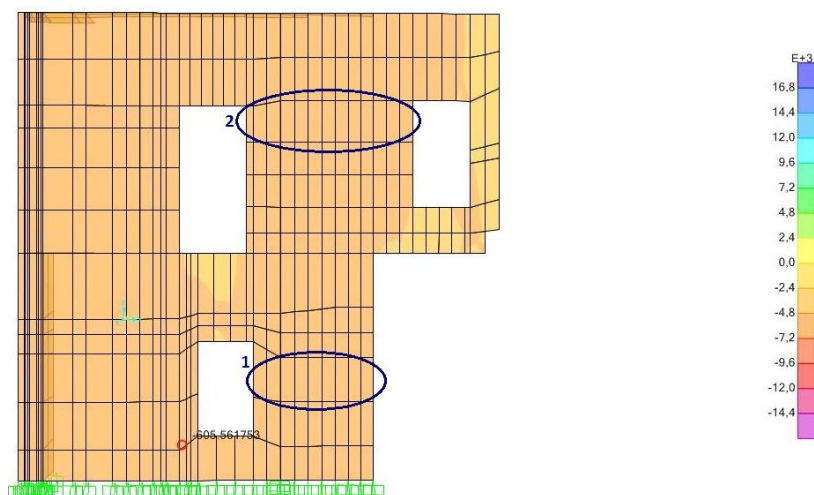
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ						
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση	
1	S22Top (kPa)	-210,61	-466,46	-163,37	-765,98	
	S22Bot (kPa)	-189,31	-130,36	-142,97	-810,53	
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,4	12595,402	
	γ_m (kPa)	1,8				
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11343,00	6997,45	
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	

2	S22Top (kPa)	-140,41	-203,69	-86,58	-832,414
	S22Bot (kPa)	-29,65	-25,72	-21,20	-1211,15
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9853,55	20252,10	13280,87
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5474,19	11251,17	7378,26
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

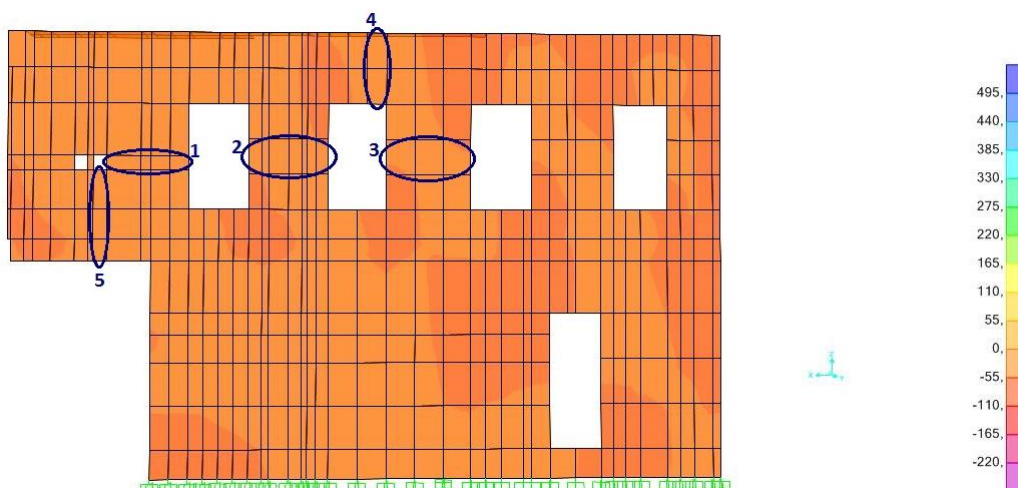
Ο έλεγχος των τάσεων S22 για τις υπόλοιπες όψεις του φορέα δε θα παρουσιαστεί, αφού δεν υπάρχει καμία αστοχία ούτε στον αρχικό φορέα αλλά ούτε και στους ενισχυμένους φορείς μετά την απομάκρυνση του τμήματος της τοιχοποιίας.

5.5.2 Έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας – Σενάριο 2

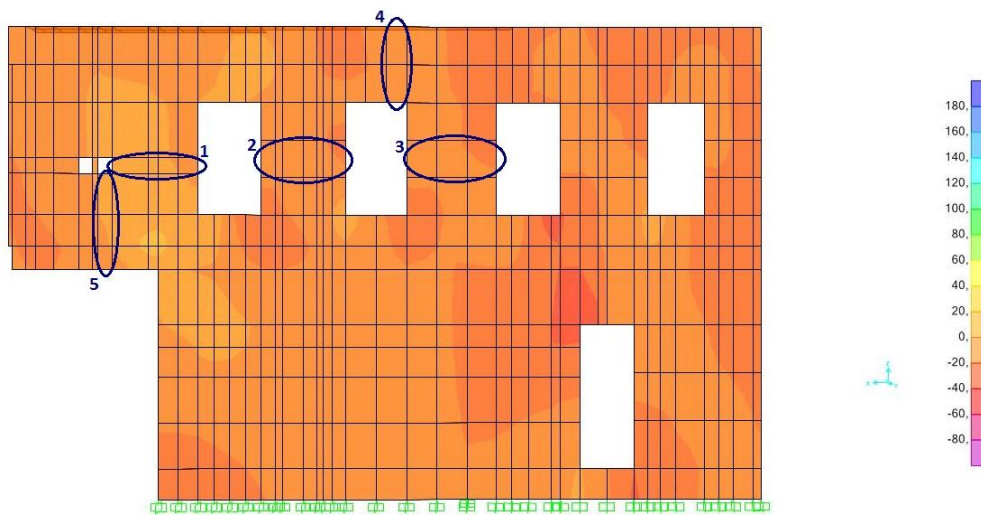
Παρακάτω παρατίθενται εικόνες των κατανομών των F12 για το συνδυασμό G_k+0,7Q_k για την ανατολική και τη νότια όψη του κτιρίου στην αρχική του κατάσταση και μετά από τις τρεις ενισχύσεις του. Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι έλεγχοι των επιλεγμένων περιοχών για τον παραπάνω φορτικό συνδυασμό, από τους οποίους προκύπτει αν οι περιοχές αυτές επαρκούν ή αστοχούν έναντι διάτμησης εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας.

ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ

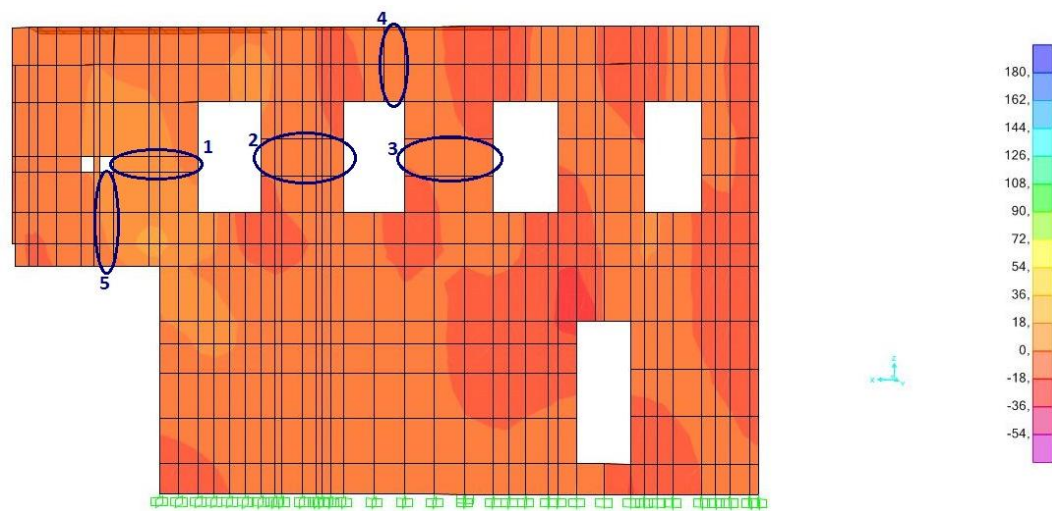
Αρχικός φορέας



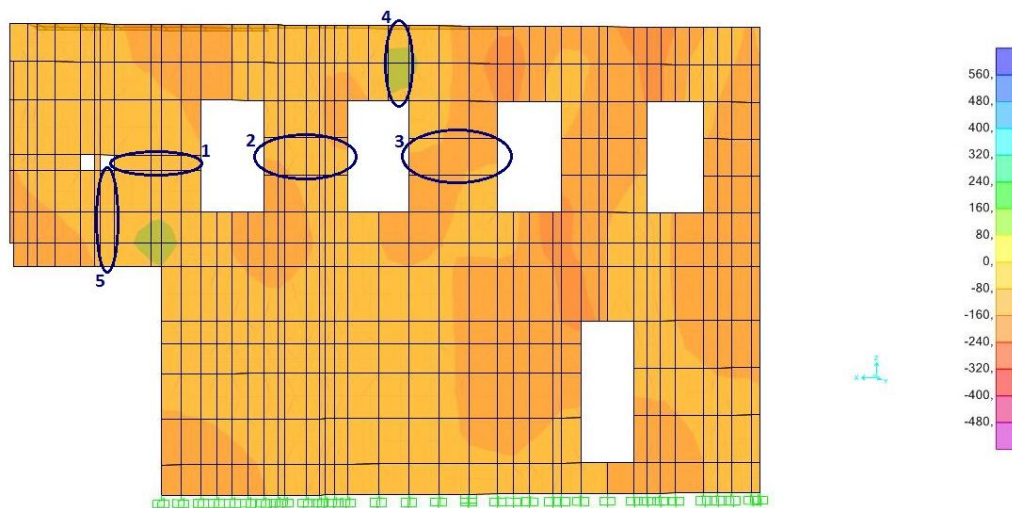
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



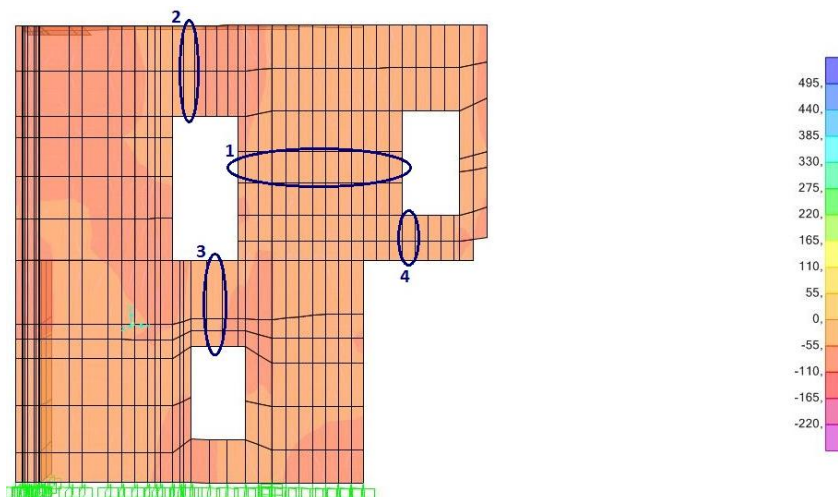
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	32,61	43,49	37,61	73,93
	V_{Rd} (kN)	53,84	208,60	194,03	238,34
2	V_{sd} (kN)	9,03	14,07	10,14	12,85
	V_{Rd} (kN)	58,29	223,41	194,76	271,15
3	V_{sd} (kN)	4,56	4,59	4,98	12,11
	V_{Rd} (kN)	80,52	277,35	271,17	357,78
4	V_{sd} (kN)	21,45	23,22	22,15	153,83
	V_{Rd} (kN)	48,06	240,05	212,12	231,97
5	V_{sd} (kN)	26,24	31,18	31,06	52,70
	V_{Rd} (kN)	46,32	236,34	207,46	215,78

Παρατηρούμε ότι δεν υπάρχει καμία αστοχία στην ανατολική όψη του αρχικού φορέα μετά την απομάκρυνση τμήματός της. Μετά τις ενισχύσεις η τέμνουσα αντοχής γίνεται ως και τέσσερις φορές μεγαλύτερη, ενώ η δρώσα τέμνουσα εξακολουθεί να κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα με εξαίρεση το φορέα με την 3^η ενίσχυση στον οποίο η δρώσα τέμνουσα αυξάνεται σημαντικά. Ωστόσο δεν υπερβαίνει την τέμνουσα αντοχής και έτσι δεν παρατηρείται καμία αστοχία ούτε και στους ενισχυμένους φορείς.

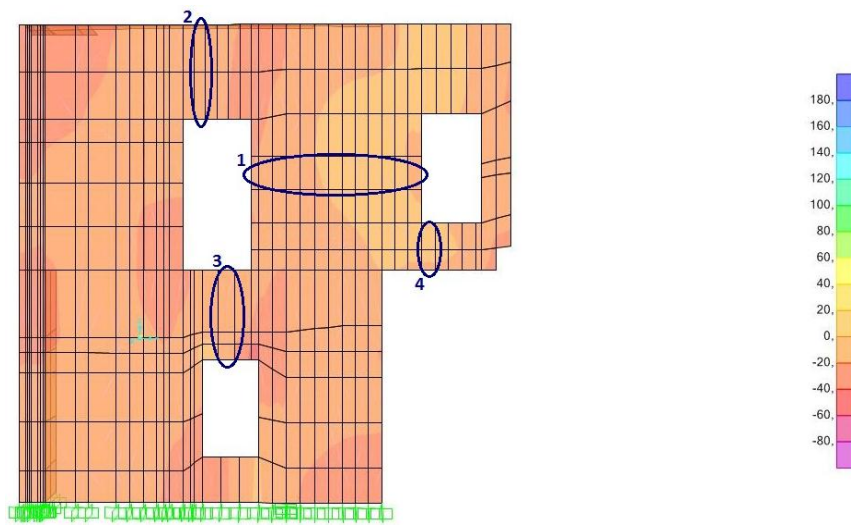
Παρόμοια κατάσταση υπάρχει και στη νότια όψη, τμήμα της οποίας αφαιρείται επίσης στο σενάριο αυτό. Πιο συγκεκριμένα:

ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ

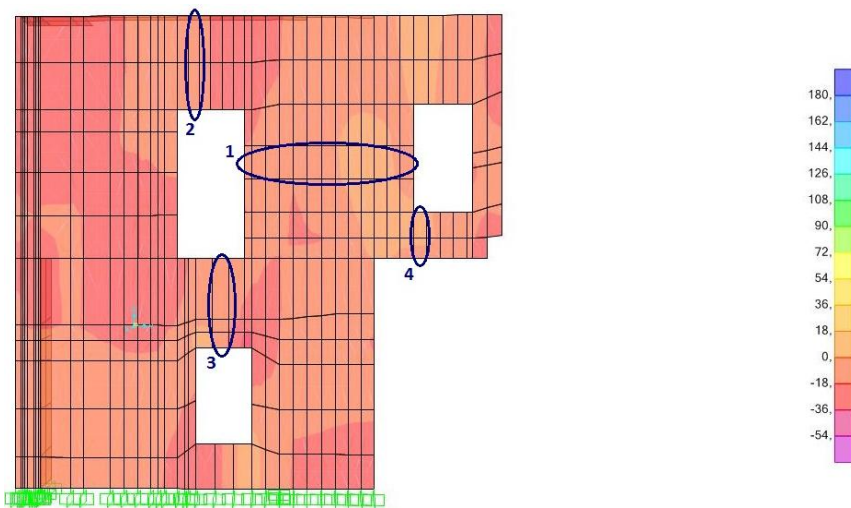
Αρχικός φορέας



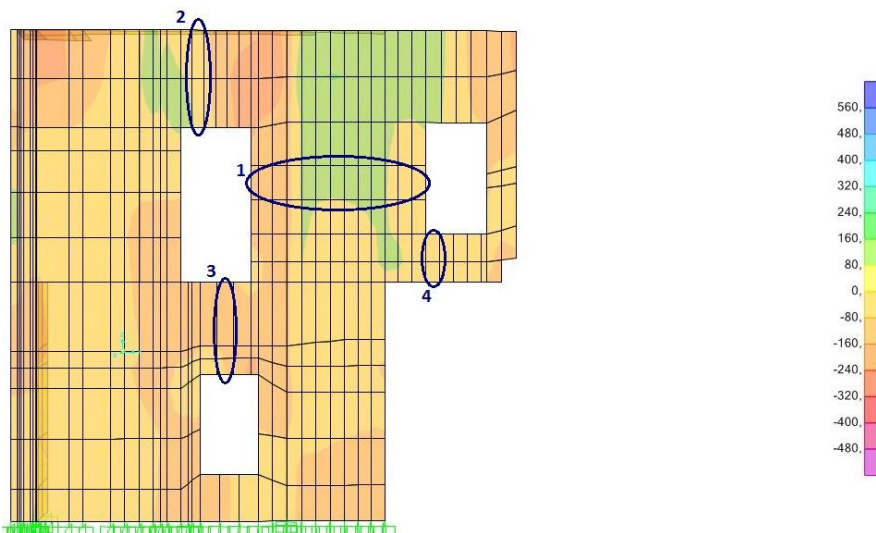
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



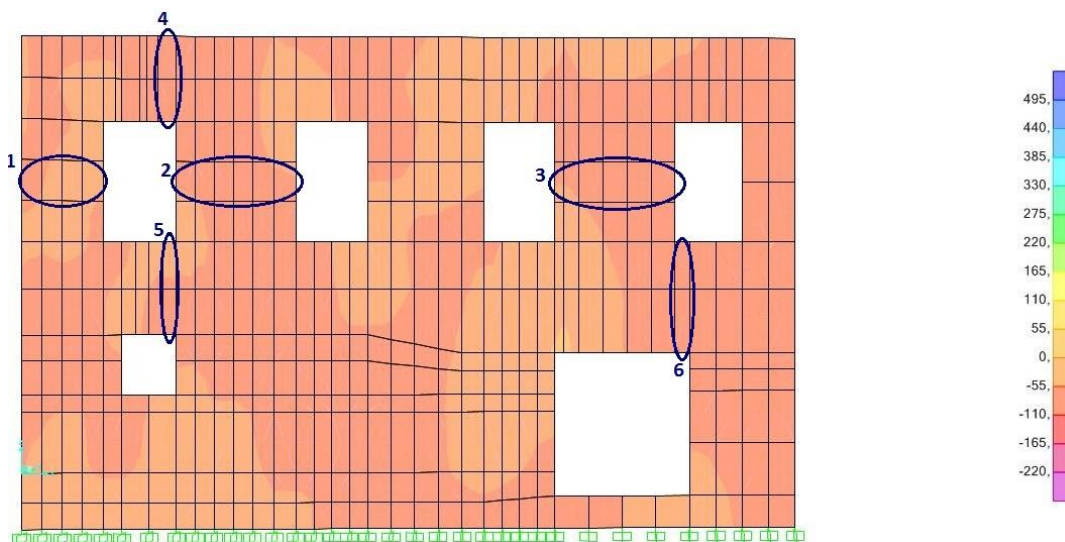
ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	39,13	56,27	36,02	156,72
	V_{Rd} (kN)	137,92	584,36	537,81	669,36
2	V_{sd} (kN)	2,02	12,53	5,57	78,41
	V_{Rd} (kN)	55,03	287,73	259,32	272,44
3	V_{sd} (kN)	11,72	23,57	21,26	7,41
	V_{Rd} (kN)	77,5	402,14	369,36	391,61
4	V_{sd} (kN)	19,45	26,28	19,57	29,88
	V_{Rd} (kN)	30,38	159,63	143,78	143,78

Όπως φαίνεται, οι περιοχές ελέγχου της νότιας όψης δεν αστοχούν σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας ούτε στον αρχικό φορέα αλλά ούτε και στους ενισχυμένους.

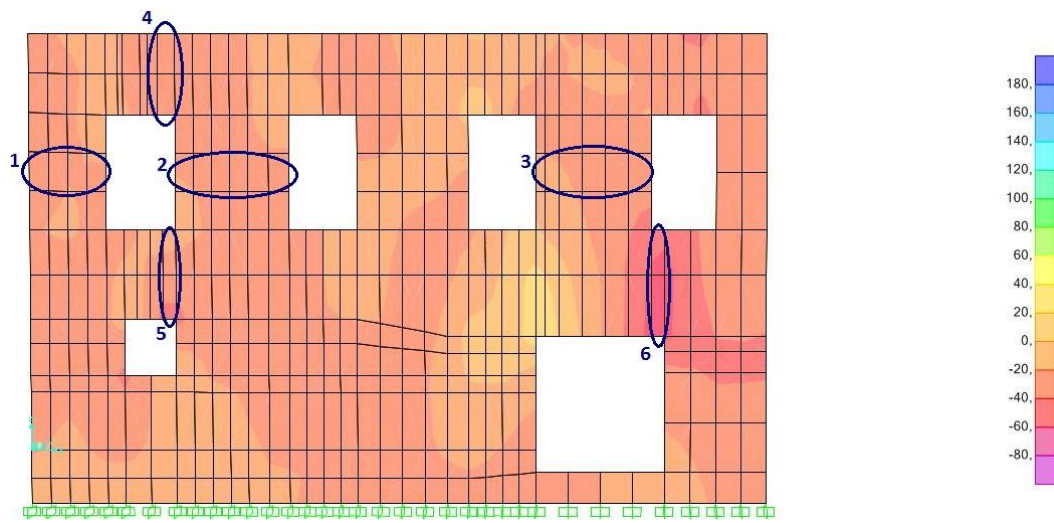
Ωστόσο όσον αφορά τη δυτική όψη του κτιρίου, ενώ αρχικά στον υπάρχοντα φορέα του σεναρίου 2 δεν αστοχεί καμία από τις περιοχές ελέγχου, μετά την 3^η ενίσχυση η περιοχή 4 αστοχεί. Αναλυτικότερα έχουμε τα εξής:

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ

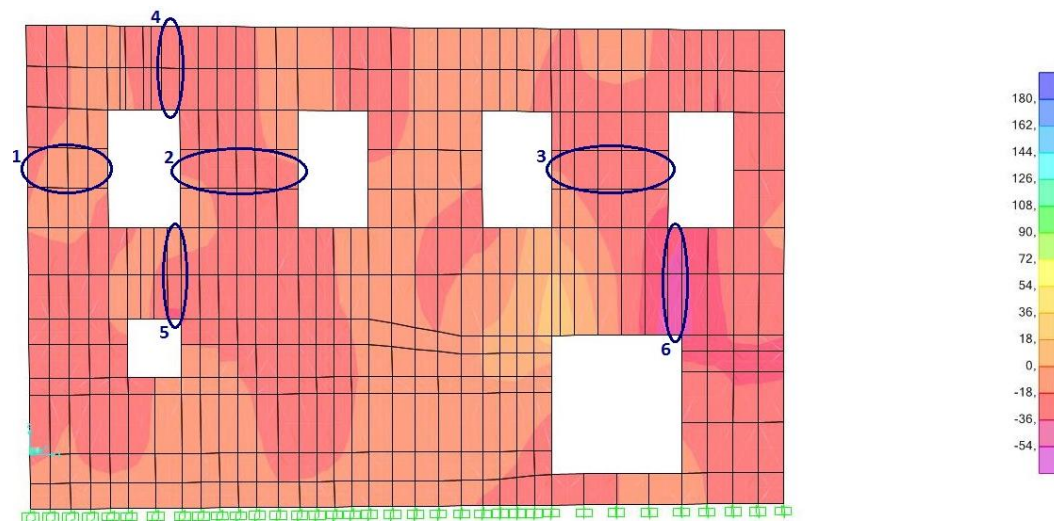
Αρχικός φορέας



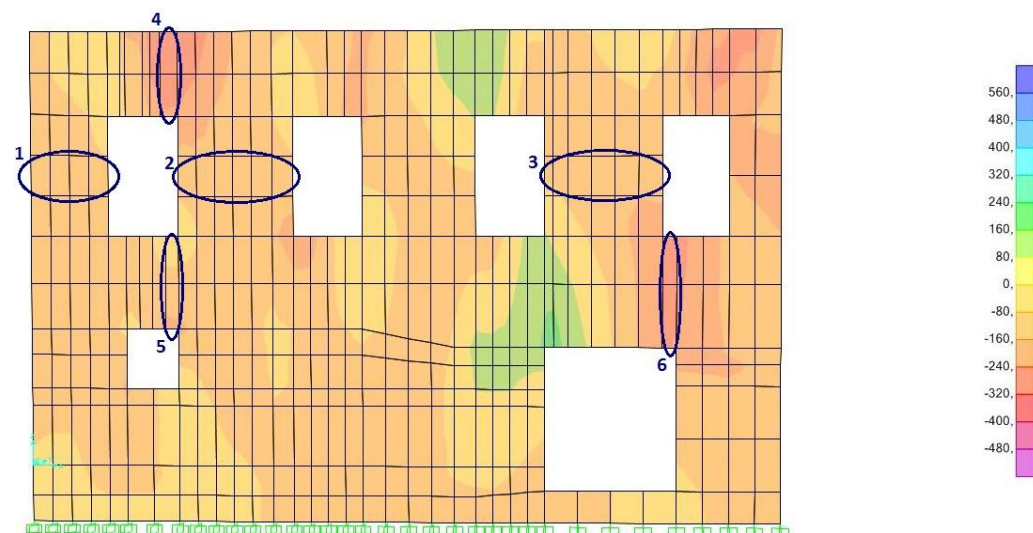
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	1,37	1,23	1,78	37,31
	V_{Rd} (kN)	55,34	240,19	56,04	166,14
2	V_{sd} (kN)	5,63	6,69	4,03	106,46
	V_{Rd} (kN)	100,45	410,01	101,61	292,83
3	V_{sd} (kN)	13,05	10,52	13,71	92,57
	V_{Rd} (kN)	85,64	367,29	332,96	428,26
4	V_{sd} (kN)	20,27	22,78	19,16	321,70
	V_{Rd} (kN)	54,05	277,52	252,14	252,07
5	V_{sd} (kN)	13,24	24,18	12,00	42,70
	V_{Rd} (kN)	108,65	506,68	105,94	122,92
6	V_{sd} (kN)	83,54	93,06	93,06	401,81
	V_{Rd} (kN)	94,98	434,30	403,78	429,87

Η περιοχή 4 της δυτικής όψης αστοχεί μετά την 3^η ενίσχυση (αρμολόγημα και κατακόρυφη προένταση). Όπως φαίνεται η δρώσα τέμνουσα της περιοχής αυτής αυξάνεται πάρα πολύ λόγω της επιβολής των κατακόρυφων αξονικών φορτίων της προέντασης υπερβαίνοντας έτσι την τέμνουσα αντοχής, η οποία κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα με τις άλλες δύο ενισχύσεις.

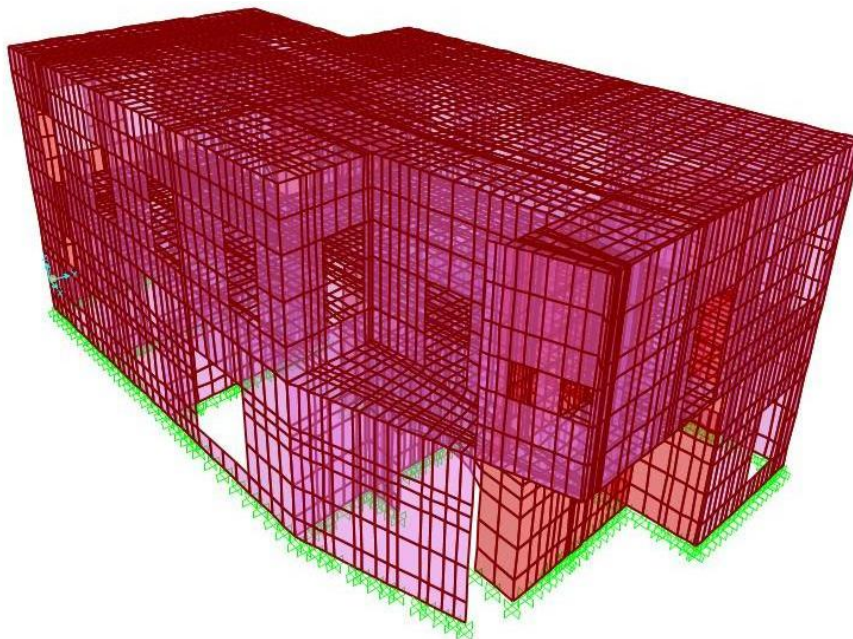
Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται για κάθε περιοχή ελέγχου κάθε όψης ο αρχικός λόγος V_{sd}/V_{Rd} , ο αντίστοιχος μετά από κάθε ενίσχυση καθώς και η ποσοστιαία μεταβολή του κάθε φορά.

ΣΕΝΑΡΙΟ 2

ΟΨΕΙΣ	ΠΕΡΙΟΧΕΣ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	V_{sd}/V_{Rd} ΑΡΧΙΚΑ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 3η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 3η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Βόρεια	1	G+0,7Q	0,007	0,037	428,57	0,002	-71,43	0,03	271,43
	2		0,034	0,039	14,71	0,009	-73,53	0,12	252,94
	3		0,269	0,042	-84,39	0,067	-75,09	0,18	-34,57
	4		0,378	0,042	-88,89	0,089	-76,46	0,04	-90,74
Νότια	1	G+0,7Q	0,28	0,10	-66,20	0,07	-76,41	0,23	-17,61
	2		0,04	0,04	18,92	0,02	-43,24	0,29	678,38
	3		0,15	0,06	-60,93	0,06	-61,59	0,02	-87,42
	4		0,64	0,19	-70,47	0,14	-78,75	0,21	-67,50
Δυτική	1	G+0,7Q	0,025	0,005	-80,00	0,032	28,00	0,225	800,00
	2		0,056	0,016	-71,43	0,04	-28,57	0,364	550,00
	3		0,152	0,029	-80,92	0,041	-73,03	0,216	42,11
	4		0,375	0,082	-78,13	0,076	-79,73	1,276	240,27
	5		0,122	0,033	-72,95	0,113	-7,38	0,347	184,43
	6		0,88	0,237	-73,07	0,23	-73,86	0,935	6,25
Ανατολική	1	G+0,7Q	0,606	0,208	-65,68	0,194	-67,99	0,31	-48,84
	2		0,155	0,063	-59,35	0,052	-66,45	0,047	-69,68
	3		0,057	0,017	-70,18	0,018	-68,42	0,034	-40,35
	4		0,446	0,097	-78,25	0,104	-76,68	0,663	48,65
	5		0,566	0,132	-76,68	0,15	-73,50	0,244	-56,89
Εσοχές		G+0,7Q	<i>Ανατολική όψη</i>						
	1		0,179	0,03	-83,24	0,066	-63,13	0,067	-62,57
	2		0,213	0,081	-61,97	0,048	-77,46	0,223	4,69
			<i>Βόρεια όψη</i>						
	1		0,341	0,069	-79,77	0,101	-70,38	0,237	-30,50
	2		0,482	0,081	-83,20	0,126	-73,86	0,632	31,12
3	0,369	0,131	-64,50	0,105	-71,54	0,381	3,25		
Δυτική όψη (μπαλκόνι)	1	G+0,7Q	0,123	0,026	-78,86	0,039	-68,29	0,313	154,47
	2		0,143	0,046	-67,83	0,044	-69,23	0,213	48,95
	3		0,295	0,009	-96,95	0,023	-92,20	0,296	0,34

5.6 Σενάριο 3

Στο τρίτο σενάριο απομακρύνεται υποθετικά τμήμα της φέρουσας τοιχοποιίας του κτιρίου μήκους 2,00m και πάχους 0,70m από τη δυτική όψη μαζί με τμήμα μήκους 4,15m και πάχους 0,50m από τη νότια όψη, ως αποτέλεσμα ενός απρόβλεπτου συμβάντος (εικόνα 59).



Εικόνα 59: Σενάριο 3

Αφού επιβληθεί ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $1,00 \cdot G_k + 0,7 \cdot Q_k$ στην πλάκα του α' ορόφου και στην οροφή, γίνονται αναλυτικά οι έλεγχοι που αναφέρθηκαν στις παραγράφους 5.2 και 5.3 . Πιο συγκεκριμένα έχουμε τα εξής:

5.6.1 Έλεγχος ορθών τάσεων S22 – Σενάριο 3

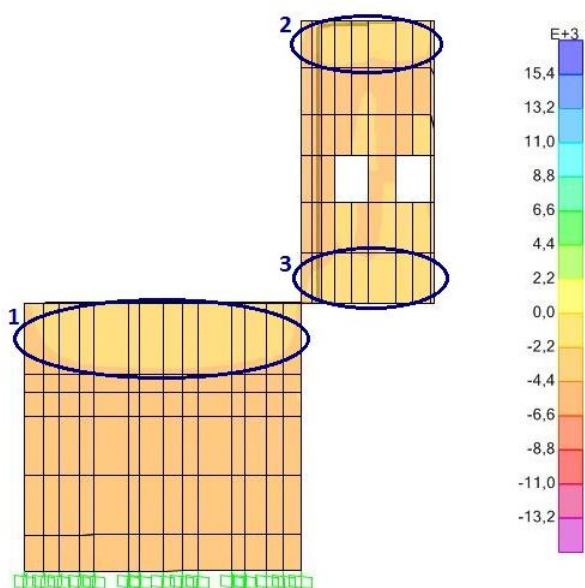
Παρακάτω παραθέτονται εικόνες των κατανομών των S22 για το συνδυασμό $G_k + 0,7Q_k$ για τη δυτική και νότια όψη του κτιρίου – όψεις από τις οποίες αφαιρείται τμήμα της τοιχοποιίας – στην αρχική του κατάσταση και μετά από την ενίσχυσή του. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι έλεγχοι των επιλεγμένων περιοχών για τον παραπάνω φορτικό συνδυασμό.

Για τις υπόλοιπες όψεις του κτιρίου, με εξαίρεση την ανατολική, ο έλεγχος αυτός δεν κρίνεται κρίσιμος στο συγκεκριμένο σενάριο τυχηματικής αστοχίας, αφού μετά την

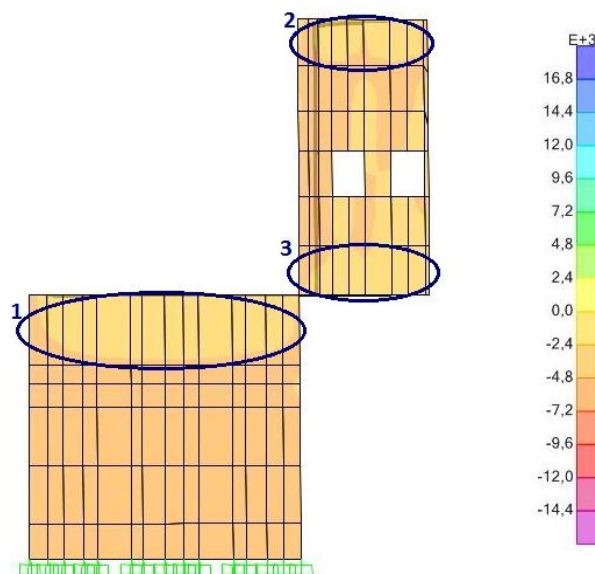
αφαίρεση του τμήματος της τοιχοποιίας δεν παρουσιάζεται καμία αστοχία ούτε στον αρχικό φορέα αλλά ούτε και στους ενισχυμένους.

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ (μπαλκόνι)

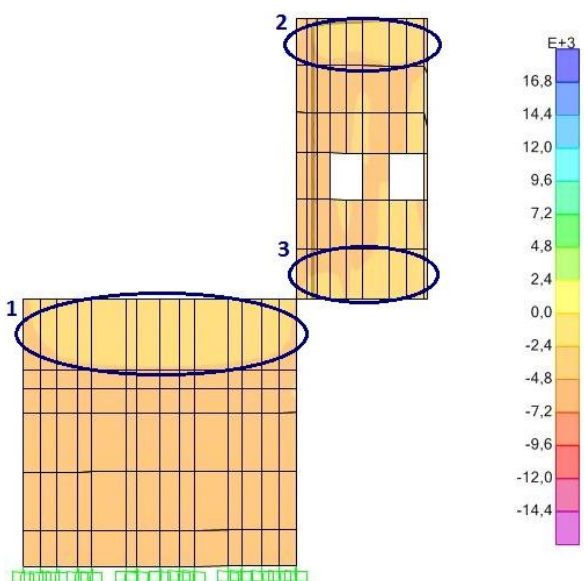
Υπάρχων φορέας



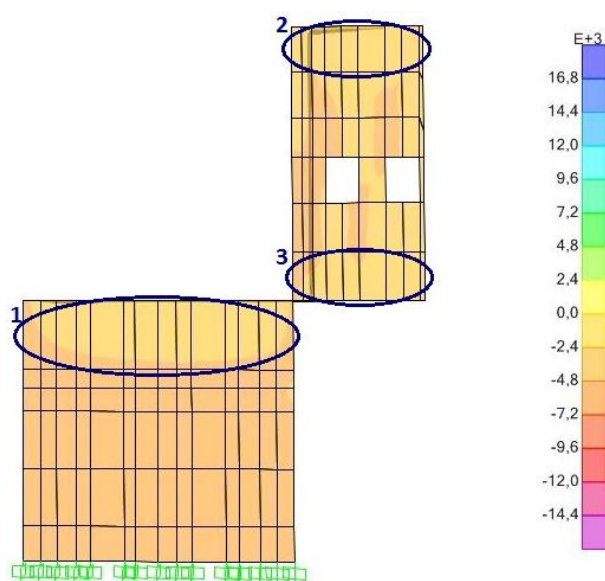
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3

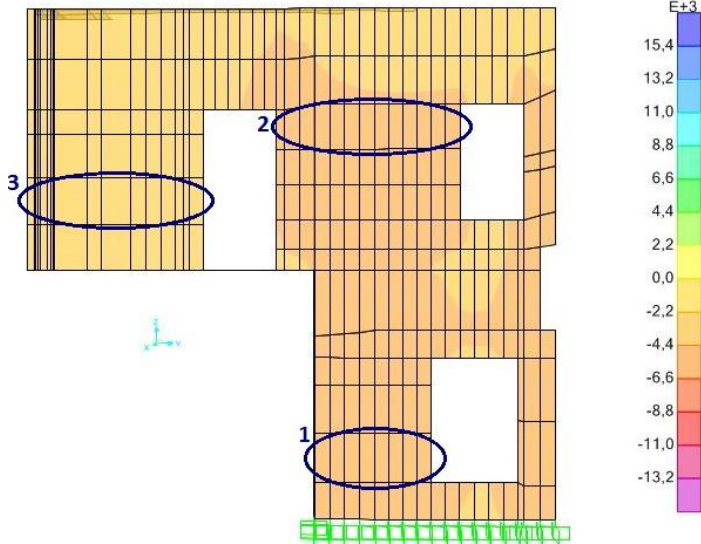


ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ (μπαλκόνι)					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	S22Top (kPa)	-56,81	-107,16	-33,99	-125,59
	S22Bot (kPa)	-43,36	-37,33	-24,78	-84,55
	f_{wk} (kPa)	8032,78	8929,50	21066,20	10832,08
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	4960,83	11703,44	6017,82
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
2	S22Top (kPa)	-7,85	-17,88	-10,12	11,39
	S22Bot (kPa)	-9,29	-7,52	-4,14	-10,80
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,4	12595,40
	f_{wtk} (kPa)	1147,54	1358,69	2916,77	1799,34
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11343,00	6997,45
	f_{wtd} (kPa)	637,52	754,83	1620,43	999,64
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
3	S22Top (kPa)	-87,43	-197,67	-66,47	-80,20
	S22Bot (kPa)	-93,87	-57,20	-74,12	-63,85
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,40	12595,40
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11343,00	6997,45
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

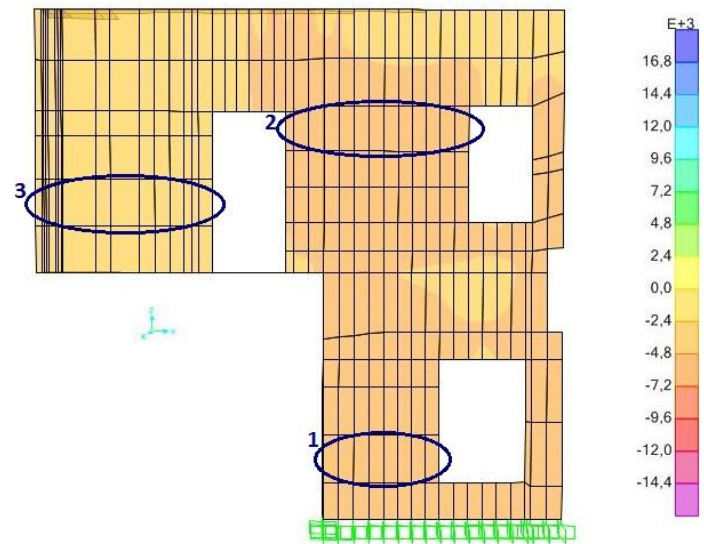
Όμοια για τη νότια όψη του κτιρίου έχουμε τα εξής:

ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ

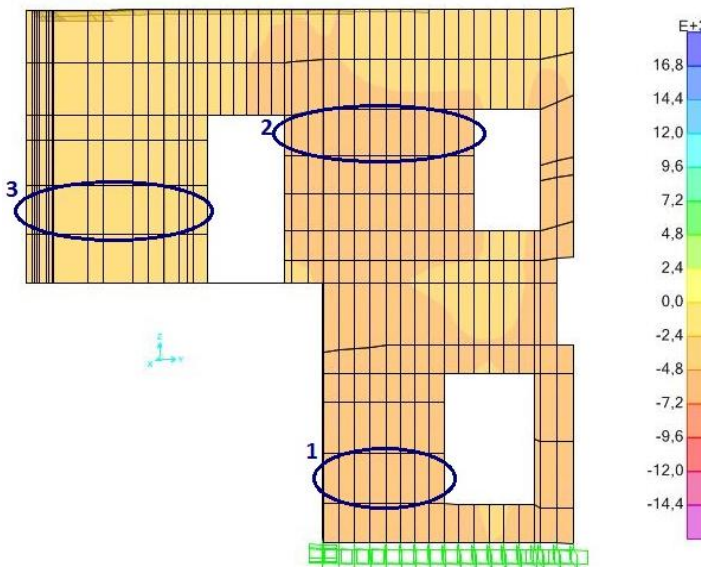
Υπάρχων φορέας



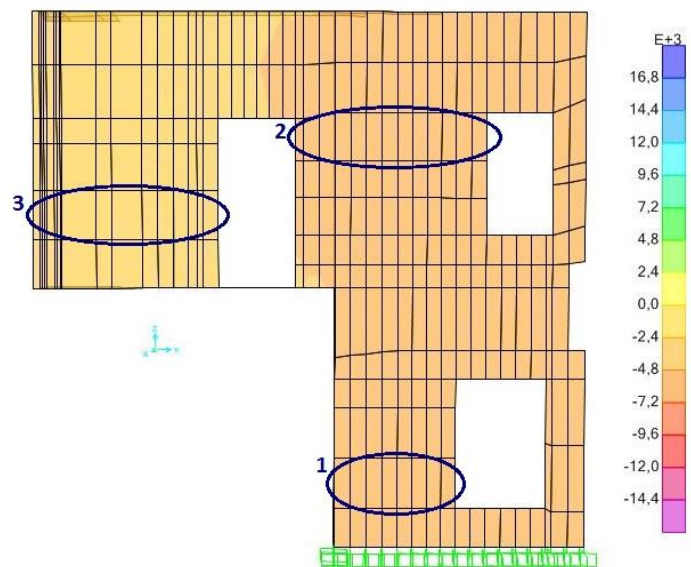
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3

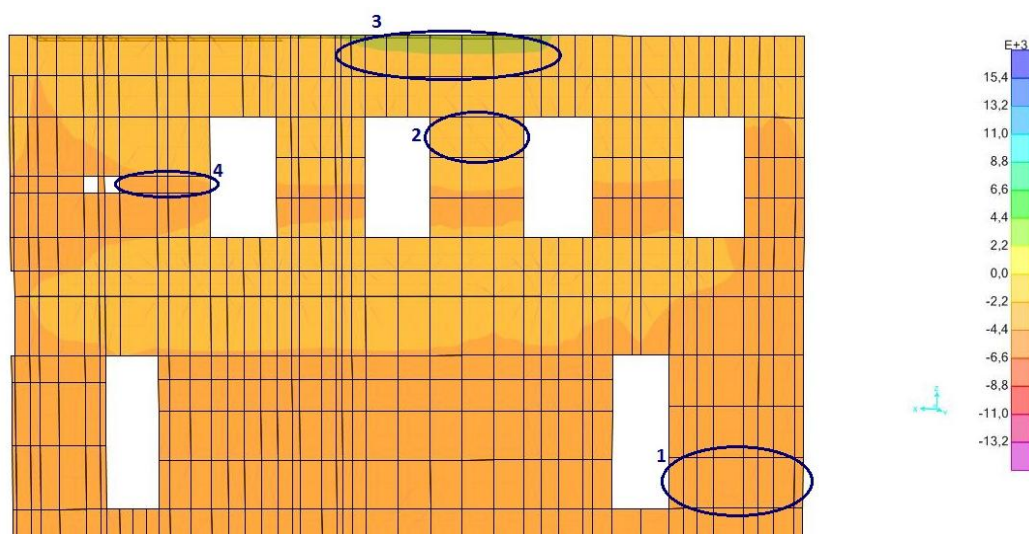


ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	S22Top (kPa)	-232,40	-530,31	-182,14	-649,64
	S22Bot (kPa)	-218,39	-156,81	-171,09	-638,12
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,4	12595,402
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11343,00	6997,45
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
2	S22Top (kPa)	-149,57	-231,41	-95,36	-649,37
	S22Bot (kPa)	-61,77	-56,66	-48,94	-789,23
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9853,55	20252,10	13280,87
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5474,19	11251,17	7378,26
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
3	S22Top (kPa)	-22,75	-39,86	-16,46	-32,37
	S22Bot (kPa)	67,63	55,47	53,13	83,17
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9853,55	20114,1	13280,87
	f_{wtk} (kPa)	463,01	1407,65	2873,44	1897,27
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5474,19	11174,50	7378,26
	f_{wtd} (kPa)	257,23	782,03	1596,36	1054,04
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος των ορθών τάσεων ικανοποιείται στη δυτική και στη νότια όψη μετά την αφαίρεση τμήματος της τοιχοποιίας τους και στον αρχικό αλλά και στους ενισχυμένους φορείς.

Το ίδιο συμβαίνει και με τις υπόλοιπες όψεις του κτιρίου, με εξαίρεση την ανατολική όψη της οποίας οι περιοχές 2 και 3 αστοχούν στον αρχικό φορέα. Οι αστοχίες αυτές εξαλείφονται μετά την ενίσχυση του φορέα αφού η αντοχή της τοιχοποιίας αυξάνεται σημαντικά. Αναλυτικότερα για τις περιοχές αυτές έχουμε τα εξής:

ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ - Αρχικός φορέας



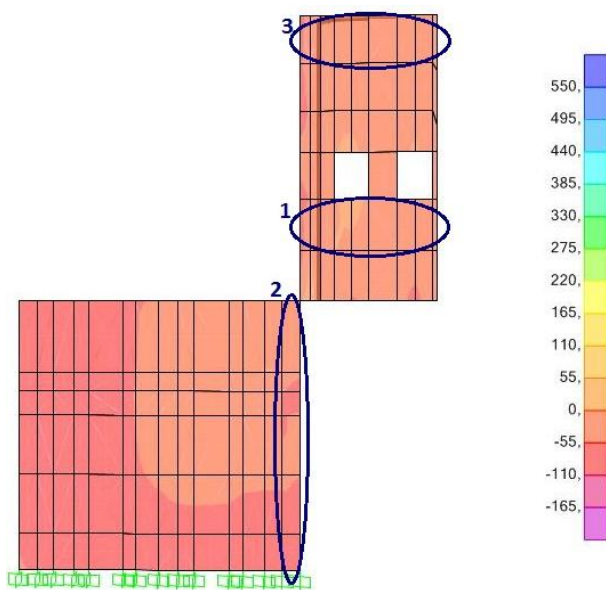
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
2	S22Top (kPa)	548,83	346,75	531,34	-696,72
	S22Bot (kPa)	-908,02	-550,95	-785,48	-1917,58
	f _{wk} (kPa)	8032,78	10281,96	20114,10	14137,70
	f _{wtk} (kPa)	463,01	1468,85	2873,44	2019,67
	γ _m (kPa)	1,8			
	f _{wd} (kPa)	4462,66	5712,20	11174,50	7854,28
	f _{wtd} (kPa)	257,23	816,03	1596,36	1122,04
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΑΣΤΟΧΙΑ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
3	S22Top (kPa)	907,36	733,59	863,75	-24,15
	S22Bot (kPa)	-1049,81	-626,45	-972,39	-579,03
	f _{wk} (kPa)	8032,78	10281,96	20114,10	14137,70
	f _{wtk} (kPa)	463,01	1468,85	2873,44	2019,67
	γ _m (kPa)	1,8			
	f _{wd} (kPa)	4462,66	5712,20	11174,50	7854,28
	f _{wtd} (kPa)	257,23	816,03	1596,36	1122,04
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΑΣΤΟΧΙΑ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

5.6.2 Έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας - Σενάριο 3

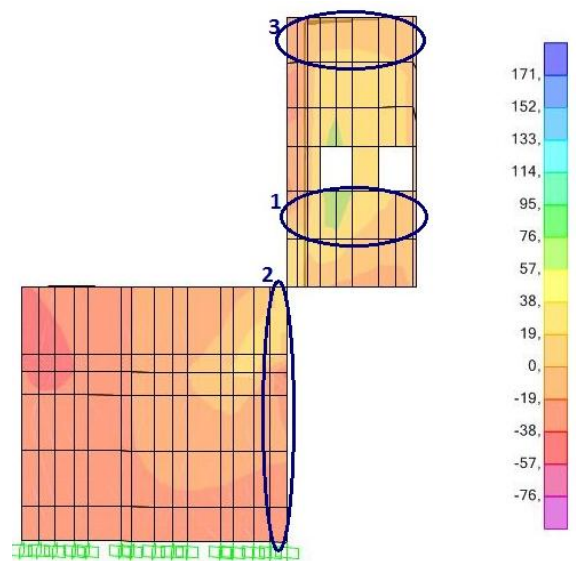
Παρακάτω παρατίθενται εικόνες των κατανομών των F12 για το συνδυασμό $G_k + 0,7Q_k$ για τη δυτική και τη νότια όψη του κτιρίου στην αρχική του κατάσταση και μετά από τις τρεις ενισχύσεις του. Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι έλεγχοι των επιλεγμένων περιοχών για τον παραπάνω φορτικό συνδυασμό.

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ (μπαλκόνι)

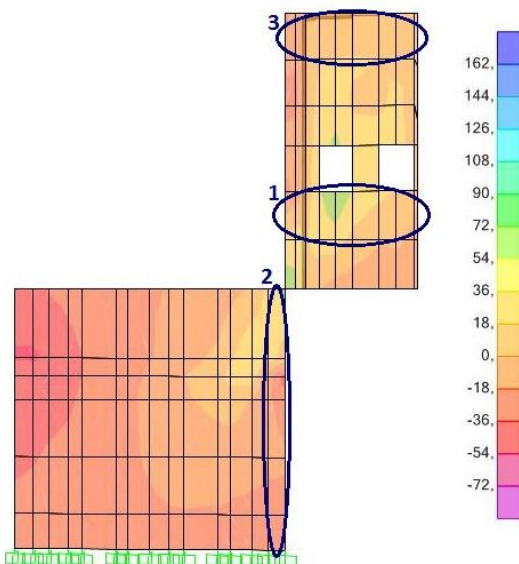
Αρχικός φορέας



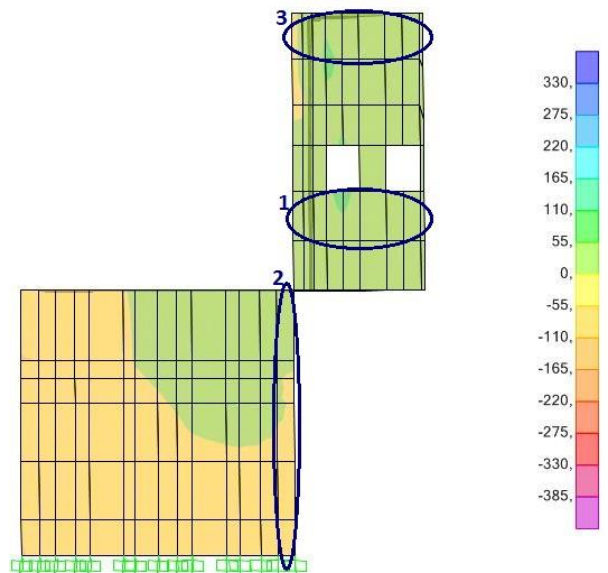
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



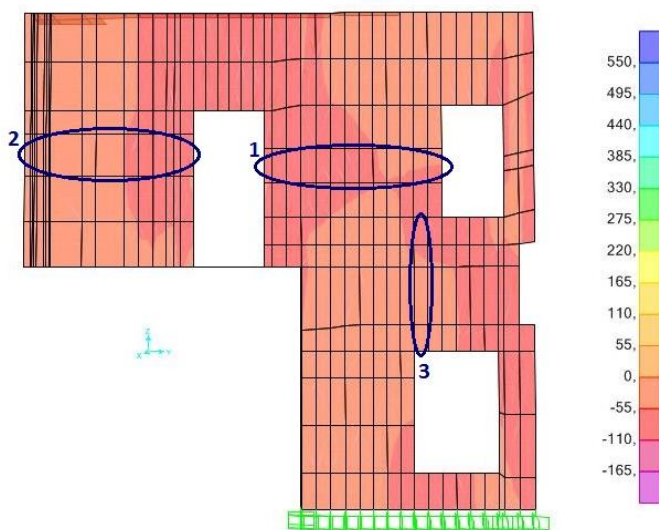
ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ (μπαλκόνι)					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	54,30	43,00	39,92	65,29
	V_{Rd} (kN)	93,69	431,30	400,33	397,82
2	V_{sd} (kN)	69,92	69,63	78,47	44,70
	V_{Rd} (kN)	243,99	1143,16	1083,99	1083,49
3	V_{sd} (kN)	51,83	40,51	31,97	73,52
	V_{Rd} (kN)	85,22	425,54	391,90	395,21

Παρατηρούμε ότι δεν υπάρχει καμία αστοχία στη δυτική όψη του αρχικού φορέα μετά την απομάκρυνση τμήματός της. Μετά τις ενισχύσεις η τέμνουσα αντοχής γίνεται ως και τέσσερις φορές μεγαλύτερη, ενώ η δρώσα τέμνουσα εξακολουθεί να κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα. Έτσι δεν παρατηρείται καμία αστοχία ούτε και στους ενισχυμένους φορείς.

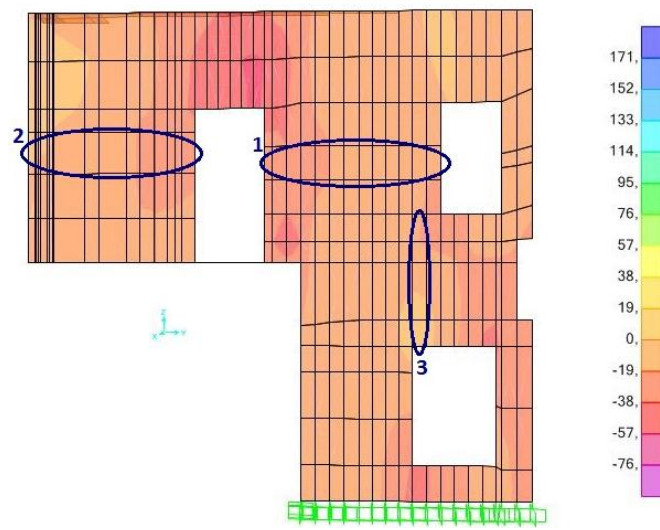
Παρόμοια κατάσταση υπάρχει και στη νότια όψη, τμήμα της οποίας αφαιρείται επίσης στο σενάριο αυτό. Πιο συγκεκριμένα:

ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ

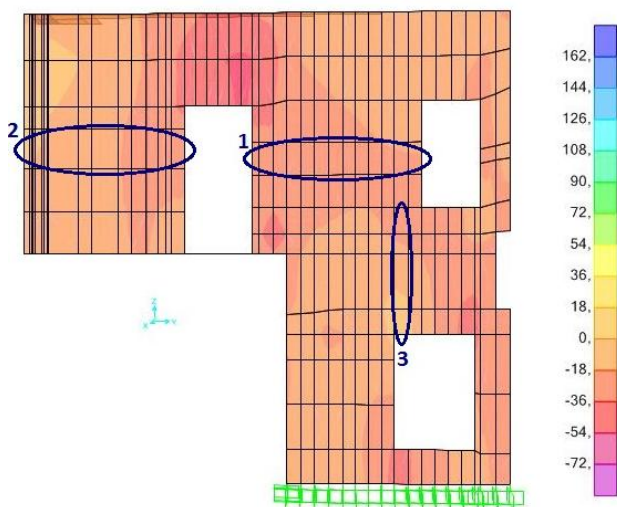
Αρχικός φορέας



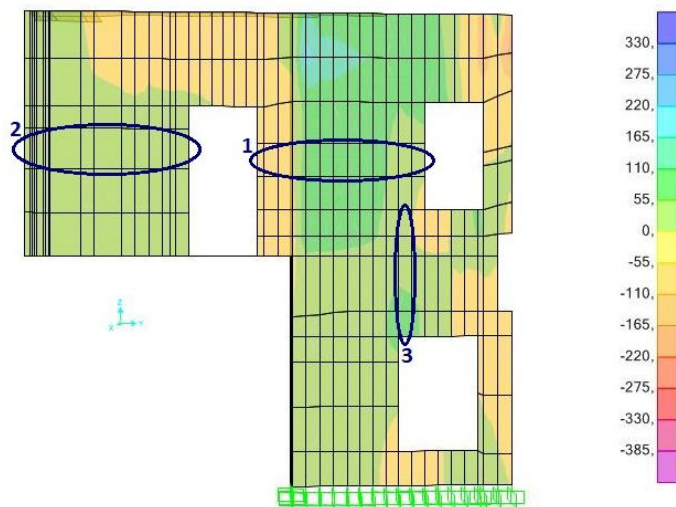
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3

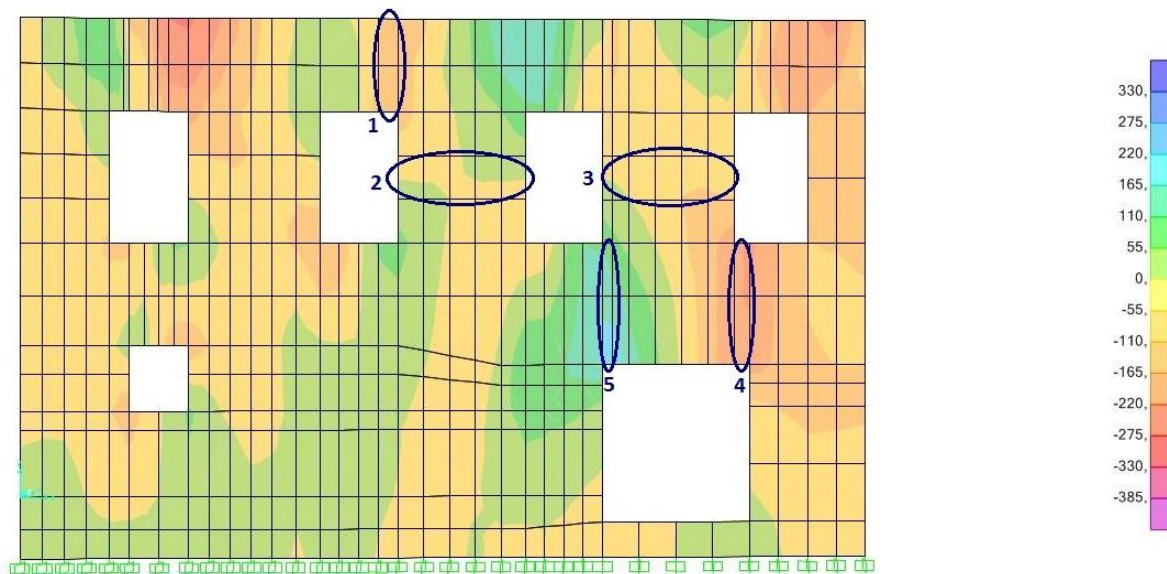


ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	-13,87	0,77	-21,64	136,81
	V_{Rd} (kN)	142,13	589,12	542,00	629,76
2	V_{sd} (kN)	5,35	11,08	6,56	36,52
	V_{Rd} (kN)	87,00	460,83	420,72	417,56
3	V_{sd} (kN)	32,40	43,41	32,93	123,58
	V_{Rd} (kN)	95,20	470,85	433,36	441,22

Όπως φαίνεται, οι περιοχές ελέγχου της νότιας όψης δεν αστοχούν σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας ούτε στον αρχικό φορέα αλλά ούτε και στους ενισχυμένους.

Ωστόσο όσον αφορά τη δυτική όψη του κτιρίου, ενώ αρχικά στον υπάρχοντα φορέα του σεναρίου 3 δεν αστοχεί καμία από τις περιοχές ελέγχου, μετά την 3^η ενίσχυση η περιοχή 1 αστοχεί. Αναλυτικότερα έχουμε τα εξής:

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ - Φορέας με ενίσχυση 3



ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	-22,81	-24,22	-18,93	-301,56
	V_{Rd} (kN)	54,21	276,68	252,07	252,07
2	V_{sd} (kN)	2,38	6,60	9,42	-1,82
	V_{Rd} (kN)	95,31	371,68	335,87	465,92
3	V_{sd} (kN)	-11,59	-6,41	-7,49	-65,45
	V_{Rd} (kN)	86,33	367,77	333,49	427,38
4	V_{sd} (kN)	-84,15	-98,73	-89,86	-375,43
	V_{Rd} (kN)	95,13	436,89	403,36	426,63
5	V_{sd} (kN)	78,41	94,54	82,75	324,6
	V_{Rd} (kN)	94,84	437,02	403,39	423,62

Η περιοχή 1 της δυτικής όψης αστοχεί μετά την 3^η ενίσχυση (αρμολόγημα και κατακόρυφη προένταση). Όπως φαίνεται η δρώσα τέμνουσα της περιοχής αυτής αυξάνεται πάρα πολύ λόγω της επιβολής των κατακόρυφων αξονικών φορτίων της

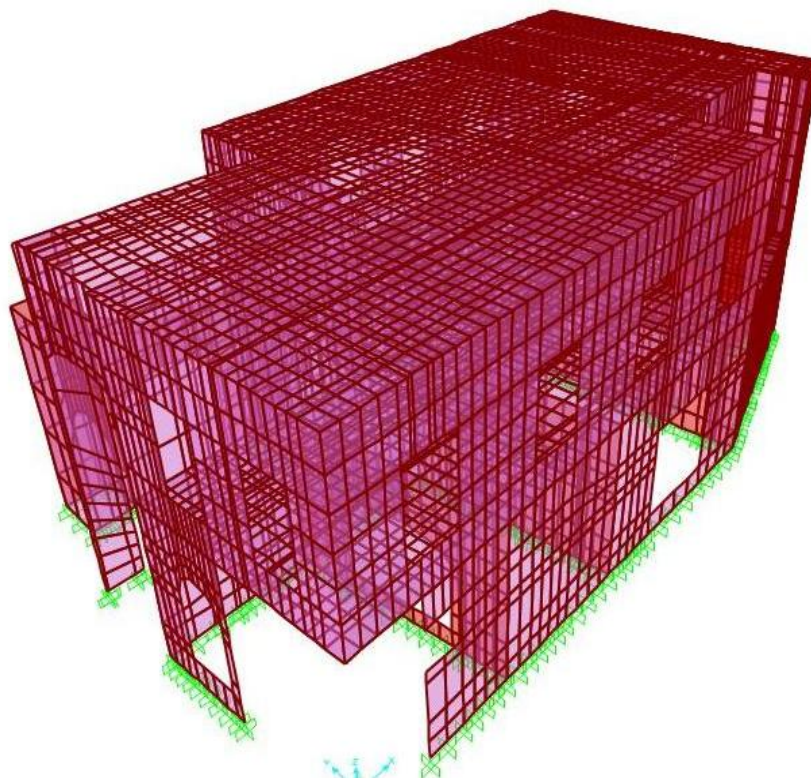
προέντασης υπερβαίνοντας έτσι της τέμνουσα αντοχής, η οποία κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα με τις άλλες δύο ενισχύσεις.

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται για κάθε περιοχή ελέγχου κάθε όψης ο αρχικός λόγος V_{sd}/V_{Rd} , ο αντίστοιχος μετά από κάθε ενίσχυση καθώς και η ποσοστιαία μεταβολή του κάθε φορά.

ΣΕΝΑΡΙΟ 3									
ΟΨΕΙΣ	ΠΕΡΙΟΧΕΣ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΑΡΧΙΚΑ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 3η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 3η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Βόρεια	1	G+0,7Q	0,132	0,067	-49,24	0,038	-71,21	0,023	-82,58
	2		0,136	0,063	-53,68	0,036	-73,53	0,114	-16,18
	3		0,245	0,04	-83,67	0,064	-73,88	0,183	-25,31
	4		0,304	0,104	-65,79	0,066	-78,29	0,205	-32,57
	5		0,26	0,015	-94,23	0,059	-77,31	0,027	-89,62
Νότια	1	G+0,7Q	0,098	0,001	-98,98	0,04	-59,18	0,217	121,43
	2		0,061	0,024	-60,66	0,016	-73,77	0,087	42,62
	3		0,34	0,092	-72,94	0,076	-77,65	0,28	-17,65
Δυτική	1	G+0,7Q	0,421	0,088	-79,10	0,075	-82,19	1,196	184,09
	2		0,025	0,018	-28,00	0,028	12,00	0,004	-84,00
	3		0,134	0,017	-87,31	0,022	-83,58	0,153	14,18
	4		0,885	0,226	-74,46	0,223	-74,80	0,88	-0,57
	5		0,827	0,216	-73,88	0,205	-75,21	0,766	-7,38
Ανατολική	1	G+0,7Q	0,241	0,095	-60,58	0,064	-73,44	0,325	34,86
	2		0,195	0,056	-71,28	0,056	-71,28	0,161	-17,44
	3		0,213	0,036	-83,10	0,044	-79,34	0,67	214,55
	4		0,101	0,03	-70,30	0,029	-71,29	0,029	-71,29
	5		0,128	0,03	-76,56	0,038	-70,31	0,107	-16,41
Εσοχές		G+0,7Q	<i>Ανατολική όψη</i>						
	1		0,178	0,031	-82,58	0,068	-61,80	0,087	-51,14
	2		0,216	0,083	-61,57	0,059	-72,69	0,148	-31,48
			<i>Βόρεια όψη</i>						
	1		0,249	0,047	-81,12	0,067	-73,09	0,266	6,83
	2		0,325	0,049	-84,92	0,081	-75,08	0,63	93,85
	3		0,353	0,053	-84,99	0,088	-75,07	0,039	-88,95
	4		0,367	0,134	-63,49	0,108	-70,57	0,382	4,09
Δυτική όψη (μπαλκόνι)	1	G+0,7Q	0,58	0,1	-82,76	0,1	-82,76	0,164	-71,72
	2		0,287	0,061	-78,75	0,072	-74,91	0,041	-85,71
	3		0,603	0,095	-84,25	0,082	-86,40	0,186	-69,15

5.7 Σενάριο 4

Στο τέταρτο σενάριο απομακρύνεται υποθετικά τμήμα της φέρουσας τοιχοποιίας του κτιρίου μήκους 1,65m και πάχους 0,70m από τη δυτική όψη μαζί με τμήμα μήκους 3,10m και πάχους 0,60m από τη βόρεια όψη, ως αποτέλεσμα ενός απρόβλεπτου συμβάντος (εικόνα 60).



Εικόνα 60: Σενάριο 4

Αφού επιβληθεί ομοιόμορφο καταναμημένο φορτίο $1,00 \cdot G_k + 0,7 \cdot Q_k$ στην πλάκα του α' ορόφου και στην οροφή, γίνονται αναλυτικά οι έλεγχοι που αναφέρθηκαν στις παραγράφους 5.2 και 5.3 . Πιο συγκεκριμένα έχουμε τα εξής:

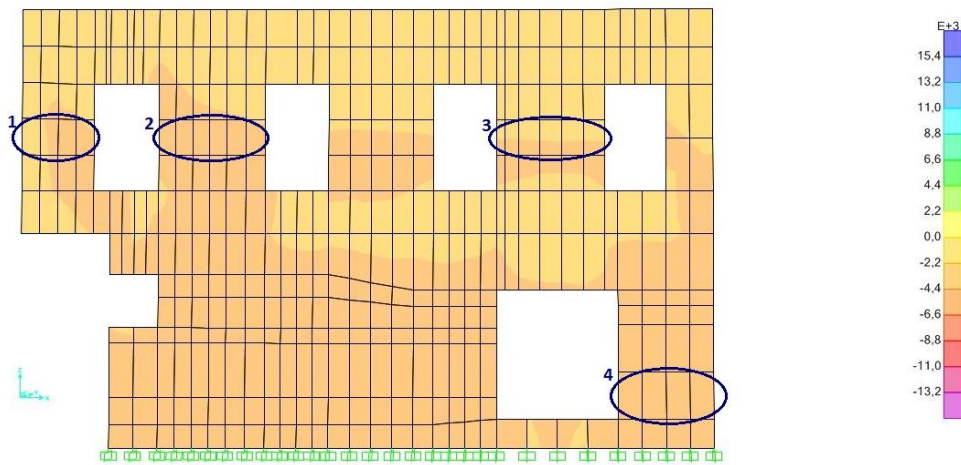
5.7.1 Έλεγχος ορθών τάσεων S22 – Σενάριο 4

Όμοια με τα προηγούμενα σενάρια παρατίθενται εικόνες των κατανομών των S22 για το συνδυασμό $G_k + 0,7Q_k$ για τη δυτική και βόρεια όψη του κτιρίου – όψεις από τις οποίες αφαιρείται τμήμα της τοιχοποιίας – στην αρχική του κατάσταση και μετά από την ενίσχυσή του. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι έλεγχοι των επιλεγμένων περιοχών για τον παραπάνω φορτικό συνδυασμό.

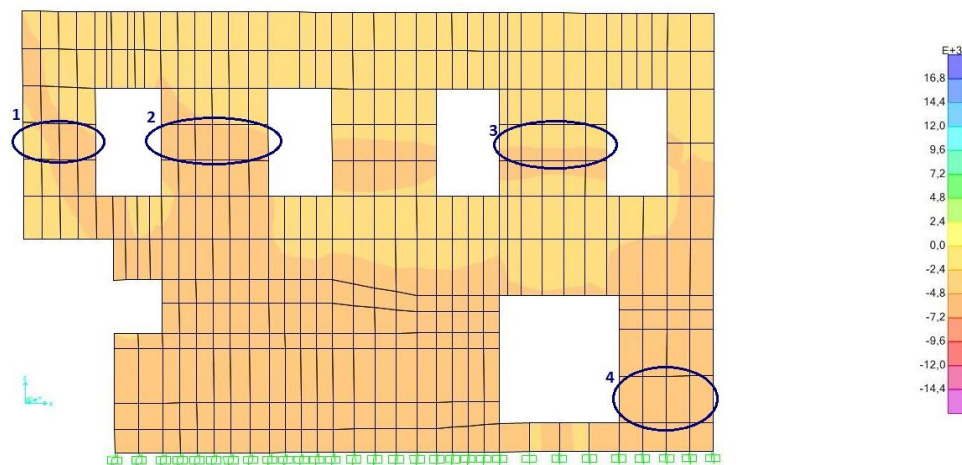
Για τις υπόλοιπες όψεις του κτιρίου, με εξαίρεση την ανατολική, ο έλεγχος αυτός δεν κρίνεται κρίσιμος στο συγκεκριμένο σενάριο τυχηματικής αστοχίας, αφού δεν παρουσιάζεται καμία αστοχία μετά την αφαίρεση του τμήματος της τοιχοποιίας ούτε στον αρχικό φορέα αλλά ούτε και στους ενισχυμένους.

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ

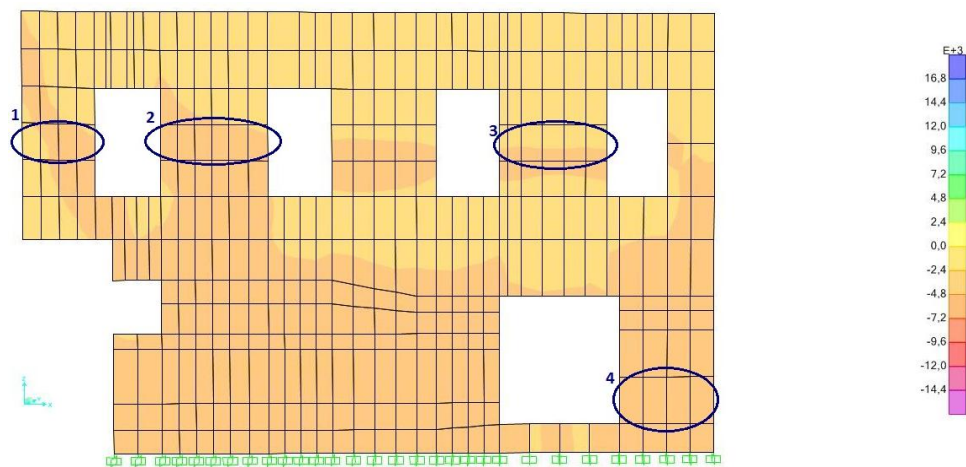
Υπάρχων φορέας



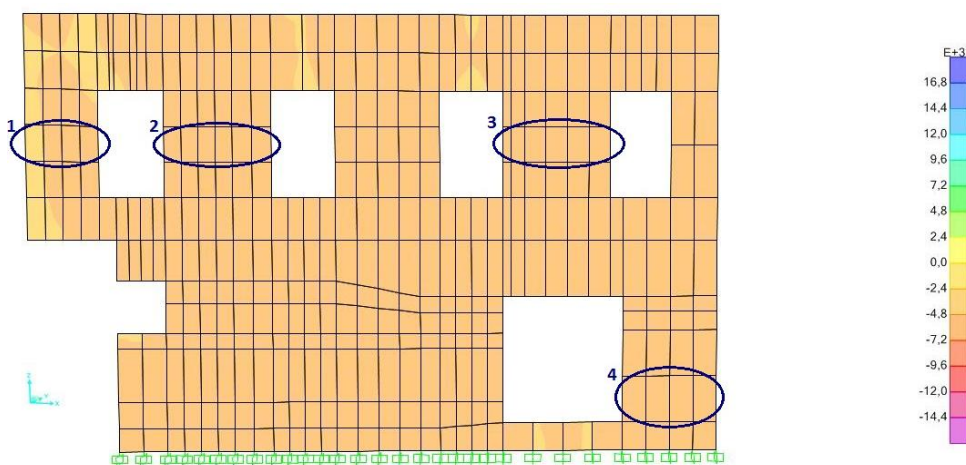
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3

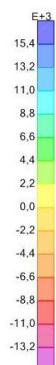
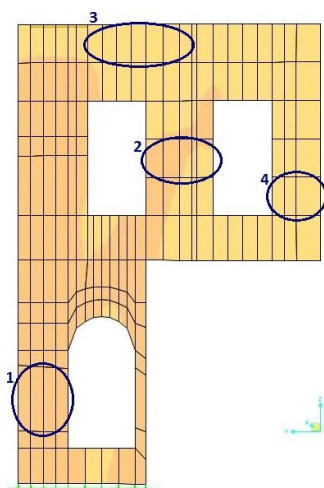


ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ						
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση	
1	S22Top (kPa)	-39,66	-63,27	-31,49	-367,80	
	S22Bot (kPa)	-28,24	-15,01	-19,67	-247,64	
	f_{wk} (kPa)	8032,78	8629,50	20114,10	14137,17	
	γ_m (kPa)	1,8				
	f_{wd} (kPa)	4462,66	4794,17	11174,50	7853,98	
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	

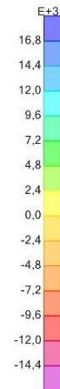
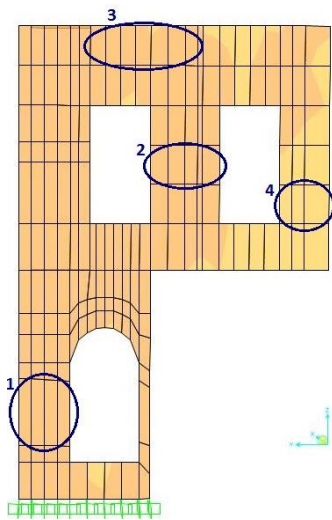
2	S22Top (kPa)	-262,66	-463,15	-188,55	-1602,64
	S22Bot (kPa)	-127,20	-102,96	-77,44	-1452,77
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9853,55	20252,10	13280,87
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5474,19	11251,17	7378,26
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
3	S22Top (kPa)	-232,13	-311,00	-183,29	-1175,87
	S22Bot (kPa)	9,95	-3,75	20,98	-1048,90
	f_{wk} (kPa)	8032,78	10281,96	20114,10	14137,70
	f_{wtk} (kPa)	463,01	1468,85	2873,44	2019,67
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5712,20	11174,50	7854,28
	f_{wtd} (kPa)	257,23	816,03	1596,36	1122,04
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
4	S22Top (kPa)	-175,17	-417,09	-115,39	-496,56
	S22Bot (kPa)	-162,90	-121,11	-106,42	-536,50
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9230,40	20588,90	12034,57
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5128,00	11438,28	6685,87
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

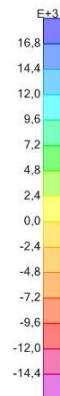
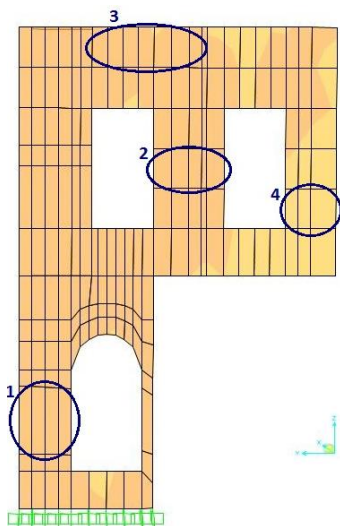
Υπάρχων φορέας



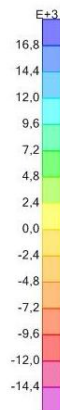
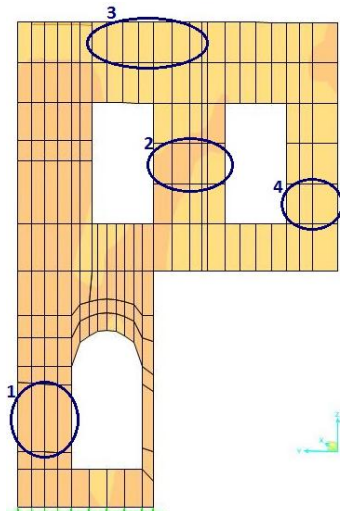
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3

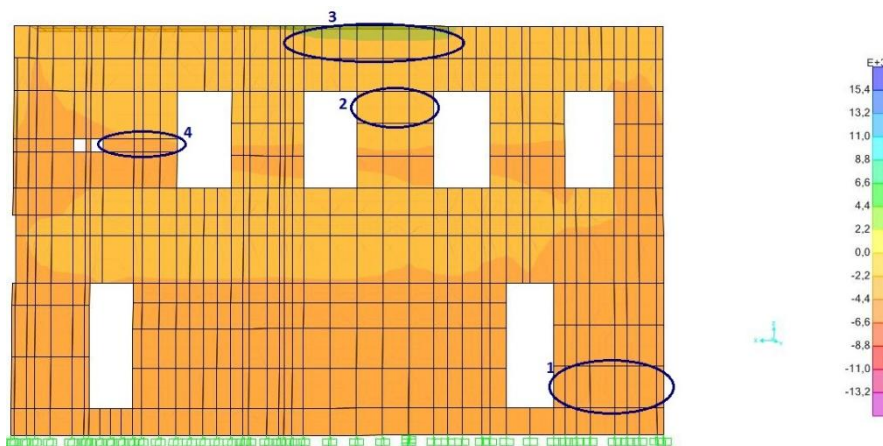


ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	S22Top (kPa)	-257,30	-680,95	-156,72	-1205,06
	S22Bot (kPa)	-222,64	-185,79	-146,41	-1130,09
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,40	12595,40
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11343,00	6997,45
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
2	S22Top (kPa)	-39,61	-95,33	-21,59	-489,02
	S22Bot (kPa)	-42,26	-26,38	-31,60	-366,51
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,40	12595,40
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11343,00	6997,45
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
3	S22Top (kPa)	-161,37	-143,88	-126,70	-210,18
	S22Bot (kPa)	118,44	47,44	99,73	-86,18
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,40	12595,40
	f_{wtk} (kPa)	463,006	1358,69	2916,77	1799,34
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11343,00	6997,45
	f_{wtd} (kPa)	257,23	754,83	1620,43	999,64
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
4	S22Top (kPa)	13,40	-6,95	4,19	-26,98
	S22Bot (kPa)	58,08	75,94	36,43	379,41
	f_{wk} (kPa)	8032,78	9510,81	20417,40	12595,40
	f_{wtk} (kPa)	463,006	1358,69	2916,77	1799,34
	γ_m (kPa)	1,8			
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5283,78	11343,00	6997,45
	f_{wtd} (kPa)	257,23	754,83	1620,43	999,64
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος των ορθών τάσεων ικανοποιείται στη δυτική και στη βόρεια όψη μετά την αφαίρεση τμήματος της τοιχοποιίας τους και στον αρχικό αλλά και στους ενισχυμένους φορείς.

Το ίδιο συμβαίνει και με τις υπόλοιπες όψεις του κτιρίου, με εξαίρεση την ανατολική όψη της οποίας οι περιοχές 2 και 3 αστοχούν στον αρχικό φορέα. Οι αστοχίες αυτές παύουν να υπάρχουν μετά την ενίσχυση του φορέα αφού η αντοχή της τοιχοποιίας αυξάνεται σημαντικά. Αναλυτικότερα για τις περιοχές αυτές έχουμε τα εξής:

ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ - Αρχικός φορέας



ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
2	S22Top (kPa)	551,69	346,28	532,78	-690,18
	S22Bot (kPa)	-903,05	-547,70	-780,71	-1912,97
	f _{wk} (kPa)	8032,78	10281,96	20114,10	14137,70
	f _{wtk} (kPa)	463,01	1468,85	2873,44	2019,67
	γ _m (kPa)	1,8			
	f _{wd} (kPa)	4462,66	5712,20	11174,50	7854,28
	f _{wtd} (kPa)	257,23	816,03	1596,36	1122,04
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΑΣΤΟΧΙΑ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
3	S22Top (kPa)	911,74	738,60	867,03	-26,96
	S22Bot (kPa)	-1050,55	-624,99	-971,29	-576,73
	f _{wk} (kPa)	8032,78	10281,96	20114,10	14137,70
	f _{wtk} (kPa)	463,01	1468,85	2873,44	2019,67
	γ _m (kPa)	1,8			

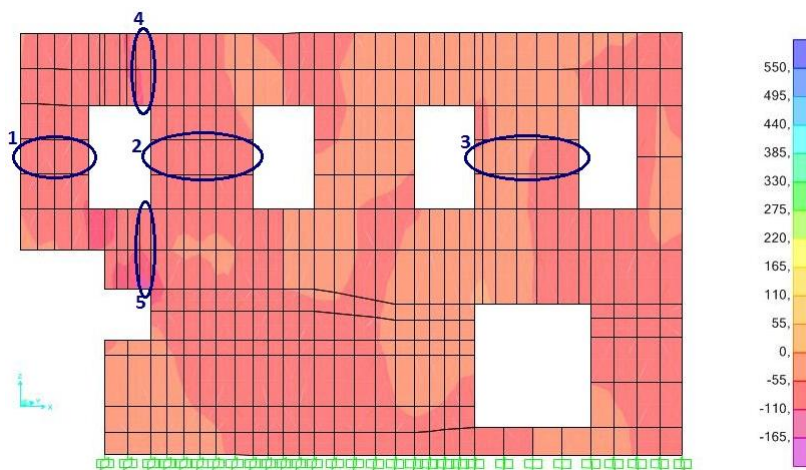
	f_{wd} (kPa)	4462,66	5712,20	11174,50	7854,28
	f_{wtd} (kPa)	257,23	816,03	1596,36	1122,04
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Top	ΑΣΤΟΧΙΑ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
	ΕΛΕΓΧΟΣ S22Bot	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

5.7.2 Έλεγχος σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας – Σενάριο 4

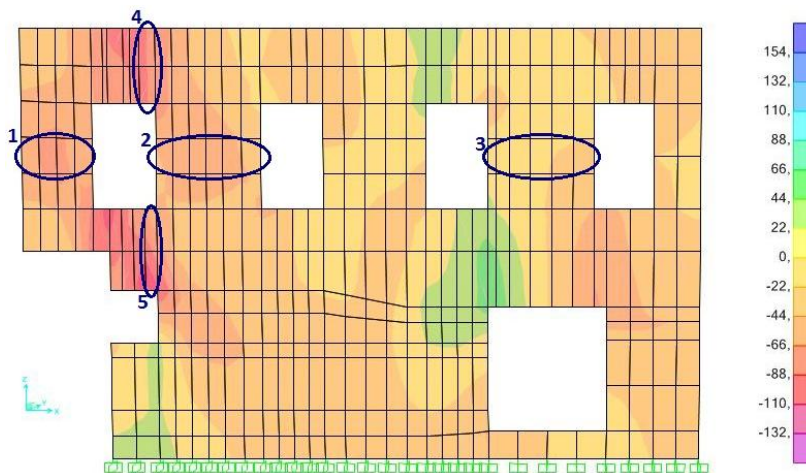
Παρακάτω παρατίθενται εικόνες των κατανομών των F12 για το συνδυασμό $G_k + 0,7Q_k$ για τη δυτική και τη βόρεια όψη του κτιρίου στην αρχική του κατάσταση και μετά από τις τρεις ενισχύσεις του. Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι έλεγχοι των επιλεγμένων περιοχών για τον παραπάνω φορτικό συνδυασμό.

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ

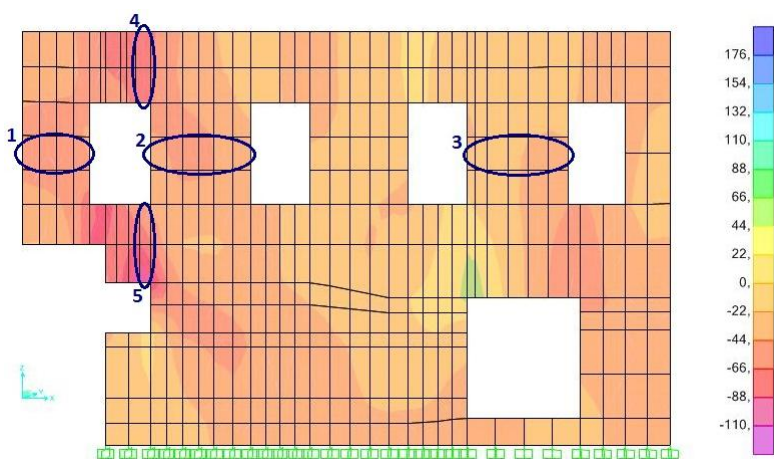
Αρχικός φορέας



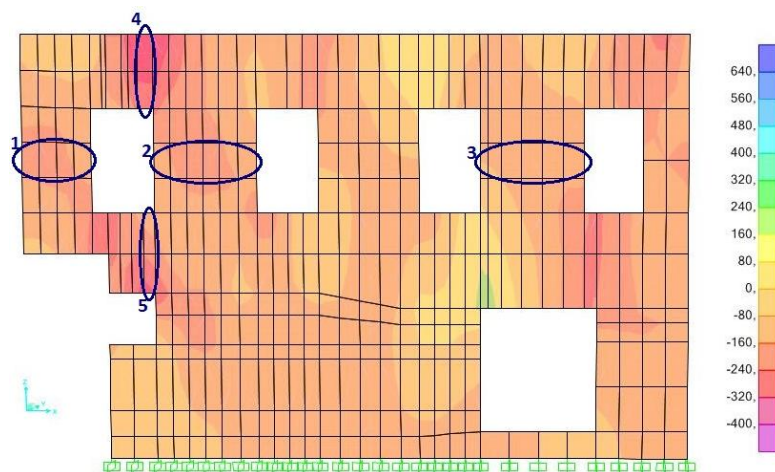
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	-39,70	-55,54	-41,07	-113,47
	V_{Rd} (kN)	49,44	240,19	219,66	37,54
2	V_{sd} (kN)	-39,89	-59,35	-40,78	-165,95
	V_{Rd} (kN)	114,03	423,06	385,48	529,84
3	V_{sd} (kN)	1,31	4,47	1,56	-72,18
	V_{Rd} (kN)	85,8	367,48	333,11	428,71

4	V_{sd} (kN)	-78,94	-105,98	-81,98	-407,57
	V_{Rd} (kN)	58,79	282,3	255,7	257,38
5	V_{sd} (kN)	-100,08	-127,75	-108,86	-257,92
	V_{Rd} (kN)	71,88	311,87	513,31	543,43

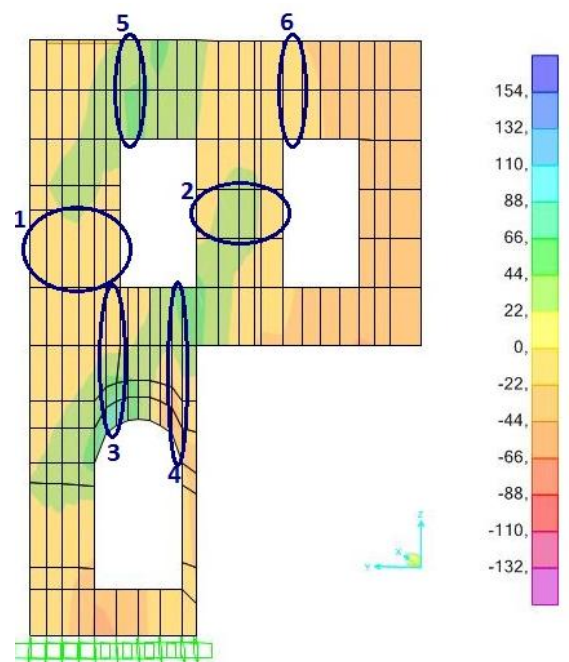
Παρατηρούμε ότι μετά την αφαίρεση τμήματος της τοιχοποιίας λόγω του τυχηματικού συμβάντος, αστοχούν οι περιοχές 4 και 5 της δυτικής όψης στην υπάρχουσα κατασκευή. Ωστόσο μετά τις ενισχύσεις, αυξάνεται η αντοχή της τοιχοποιίας με αποτέλεσμα οι εν λόγω περιοχές να μην αστοχούν πλέον. Εξάριση αποτελεί η περιοχή 4, η οποία εξακολουθεί να αστοχεί μετά την 3^η ενίσχυση. Η κατακόρυφη προένταση ναι μεν πενταπλασίασε την τιμή της τέμνουσας αντοχής αλλά ταυτόχρονα αύξησε σημαντικά και τη δρώσα τέμνουσα προκαλώντας έτσι την αστοχία της συγκεκριμένης περιοχής.

ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

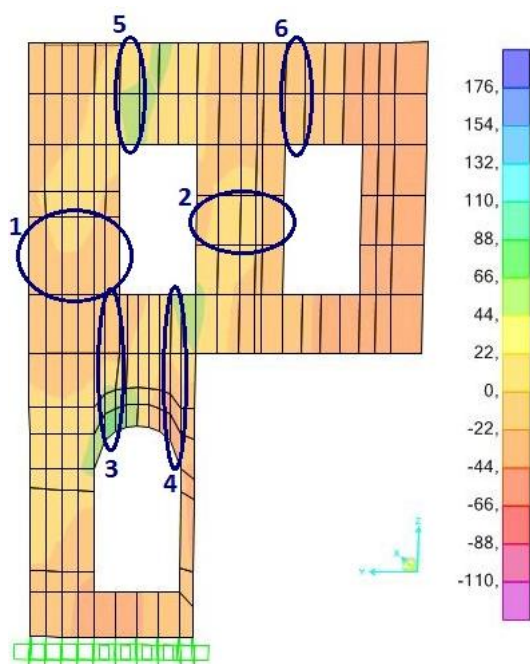
Υπάρχων φορέας



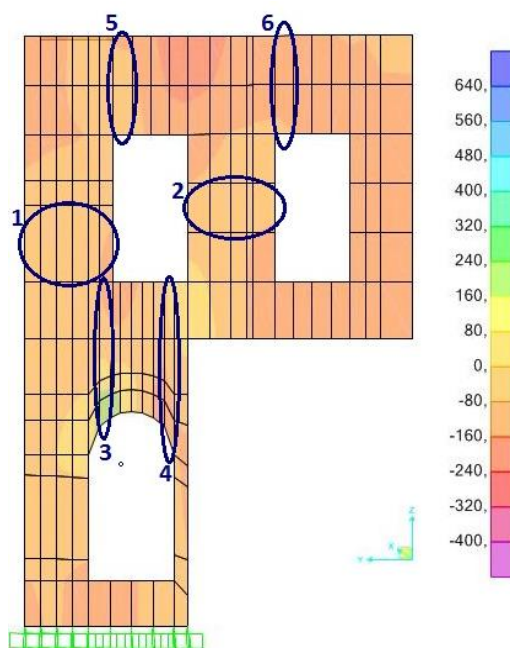
Φορέας με ενίσχυση 1



Φορέας με ενίσχυση 2



Φορέας με ενίσχυση 3



ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ					
Περιοχές		Αρχικά	Μετά την 1η ενίσχυση	Μετά την 2η ενίσχυση	Μετά την 3η ενίσχυση
1	V_{sd} (kN)	21,93	19,92	23,18	41,63
	V_{Rd} (kN)	68,95	278,87	255,37	325,64
2	V_{sd} (kN)	26,82	25,46	28,61	17,43
	V_{Rd} (kN)	55,76	249,34	239,68	269,32
3	V_{sd} (kN)	69,44	79,52	73,75	180,78
	V_{Rd} (kN)	98,39	461,24	425,83	436,41
4	V_{sd} (kN)	32,32	28,37	32,85	48,29
	V_{Rd} (kN)	123,32	591,26	553,91	553,91
5	V_{sd} (kN)	29,42	69,50	70,59	45,33
	V_{Rd} (kN)	62,38	297,75	273,90	311,30
6	V_{sd} (kN)	16,16	11,30	16,16	-11,40
	V_{Rd} (kN)	59,20	295,95	271,65	270,70

Όπως φαίνεται και στον παραπάνω πίνακα, καμία από τις περιοχές ελέγχου της βόρειας όψης δεν αντιμετωπίζει πρόβλημα μετά την υποθετική απομάκρυνση τμήματος της τοιχοποιίας ούτε στον αρχικό αλλά ούτε και στους ενισχυμένους φορείς.

Αντίστοιχα είναι τα αποτελέσματα των ελέγχων και για τις υπόλοιπες όψεις του κτιρίου και για αυτό το λόγο δεν θα παρουσιαστούν αναλυτικά.

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται για κάθε περιοχή ελέγχου κάθε όψης ο αρχικός λόγος V_{sd}/V_{Rd} , ο αντίστοιχος μετά από κάθε ενίσχυση καθώς και η ποσοστιαία μεταβολή του κάθε φορά για το 4^ο σενάριο τυχηματικής αστοχίας.

ΣΕΝΑΡΙΟ 4									
ΟΨΕΙΣ	ΠΕΡΙΟΧΕΣ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΩ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΑΡΧΙΚΑ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	V_{sd}/V_{Rd} ΜΕΤΑ ΤΗΝ 3η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	Ποσοστιαία μεταβολή ΜΕΤΑ ΤΗΝ 3η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Βόρεια	1	G+0,7Q	0,318	0,071	-77,67	0,091	-71,38	0,128	-59,75
	2		0,481	0,102	-78,79	0,119	-75,26	0,065	-86,49
	3		0,706	0,172	-75,64	0,173	-75,50	0,414	-41,36
	4		0,262	0,048	-81,68	0,059	-77,48	0,087	-66,79
	5		0,472	0,233	-50,64	0,258	-45,34	0,146	-69,07
	6		0,273	0,043	-84,25	0,06	-78,02	0,042	-84,62
Νότια	1	G+0,7Q	0,01	0,028	180,00	0,011	10,00	0,142	1320,00
	2		0,105	0,057	-45,71	0,035	-66,67	0,224	113,33
	3		0,03	0,021	-30,00	0,02	-33,33	0,063	110,00
Δυτική	1	G+0,7Q	0,803	0,231	-71,23	0,187	-76,71	0,478	-40,47
	2		0,35	0,14	-60,00	0,106	-69,71	0,313	-10,57
	3		0,015	0,012	-20,00	0,005	-66,67	0,168	1020,00
	4		1,343	0,375	-72,08	0,321	-76,10	1,584	17,94
	5		1,392	0,41	-70,55	0,212	-84,77	0,475	-65,88
Ανατολική	1	G+0,7Q	0,051	0,023	-54,90	0,017	-66,67	0,045	-11,76
	2		0,241	0,073	-69,71	0,073	-69,71	0,06	-75,10
	3		0,178	0,041	-76,97	0,051	-71,35	0,062	-65,17
	4		0,49	0,123	-74,90	0,212	-56,73	0,152	-68,98
Εσοχές		G+0,7Q	<i>Ανατολική όψη</i>						
	1		0,126	0,015	-88,10	0,045	-64,29	0,027	-78,57
	2	0,419	0,131	-68,74	0,106	-74,70	0,136	-67,54	

			<i>Βόρεια όψη</i>						
	1		0,17	0,026	-84,71	0,047	-72,35	0,183	7,65
	2		0,248	0,028	-88,71	0,065	-73,79	0,546	120,16
	3		0,01	0,03	200,00	0,002	-80,00	0,087	770,00
Δυτική όψη (μπαλκόνι)	1	G+0,70	0,027	0,006	-77,78	0,015	-44,44	0,336	1144,44
	2		0,207	0,061	-70,53	0,063	-69,57	0,212	2,42

Παρατηρούμε ότι η συμπεριφορά του φορέα μετά την 1^η και τη 2^η ενίσχυση είναι σαφώς βελτιωμένη, αφού ο λόγος V_{sd}/V_{Rd} μειώνεται κατακόρυφα σε σχέση με την αρχική κατασκευή και οι περιοχές που αστοχούσαν αρχικά δεν αντιμετωπίζουν πλέον κανένα πρόβλημα. Ωστόσο μετά την 3^η ενίσχυση (*αρμολόγημα και κατακόρυφη προένταση*) η τιμή του λόγου V_{sd}/V_{Rd} αυξάνεται σε αρκετές περιοχές χωρίς ωστόσο να ξεπερνά τη μονάδα, με εξαίρεση την περιοχή 4 της δυτικής όψης η οποία εξακολουθεί να αστοχεί. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην αύξηση όχι μόνο της τέμνουσας αντοχής αλλά και της δρώσας τέμνουσας λόγω της επιβολής των πρόσθετων κατακόρυφων φορτίων της προέντασης.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκε η συμπεριφορά και η απόκριση ενός πετρόχτιστου κτιρίου σε τυχηματικά γεγονότα τα οποία μπορούν να προκαλέσουν την προοδευτική κατάρρευσή του. Επιπρόσθετα μελετήθηκε η συμπεριφορά του ίδιου κτιρίου έναντι των ίδιων σεναρίων τυχηματικής αστοχίας, αφού αυτό ενισχύθηκε με τρεις διαφορετικούς συνδυασμούς επεμβάσεων.

Πιο συγκεκριμένα, το πρώτο μέρος της εργασίας περιελάμβανε την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της υφιστάμενης κατασκευής έναντι σεισμικών φορτίων χρησιμοποιώντας ιδιομορφική ανάλυση. Στη συνέχεια επιλέχθηκαν να υλοποιηθούν στην υπό μελέτη κατασκευή τρεις διαφορετικοί συνδυασμοί μεθόδων ενίσχυσης με σκοπό την αύξηση της αντοχής της έναντι των οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Οι τρεις αυτοί συνδυασμοί είναι οι εξής:

1. Ενίσχυση 1: Αρμολόγημα και μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος για την περιμετρική τοιχοποιία του κτιρίου
2. Ενίσχυση 2: Διπλό αρμολόγημα και εμποτισμός της περιμετρικής τοιχοποιίας με τσιμεντενέσεις
3. Ενίσχυση 3: Διπλό αρμολόγημα, κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς της περιμετρικής τοιχοποιίας και οριζόντιο διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη του α' ορόφου

Όσον αφορά τους εσωτερικούς τοίχους του κτιρίου και στις τρεις περιπτώσεις εφαρμόστηκαν μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος στις δύο πλευρές της εσωτερικής τοιχοποιίας.

Αφού εφαρμόστηκε ιδιομορφική ανάλυση και στους τρεις ενισχυμένους φορείς, η αποτελεσματικότητα του κάθε συνδυασμού επεμβάσεων κρίθηκε με βάση τις κύριες ιδιομορφές της κατασκευής και συγκρίνοντας τις μετακινήσεις και τις στροφές δύο συγκεκριμένων σημείων της σε κάθε περίπτωση ενίσχυσης για οχτώ σεισμικούς συνδυασμούς. Έτσι καταλήξαμε ότι μετά από κάθε επέμβαση οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου γίνονται σαφώς μικρότερες, γεγονός το οποίο πιστοποιεί τη βελτιωμένη συμπεριφορά της κατασκευής. Επίσης οι μετακινήσεις και οι στροφές των δύο σημείων ελέγχου μειώνονται καθώς μετά από κάθε επέμβαση ο φορέας γίνεται περισσότερο δύσκαμπτος και αποκτά μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα.

Πιο συγκεκριμένα, η ενίσχυση 2 φαίνεται να έχει τη μεγαλύτερη αποτελεσματικότητα και ακολουθεί η ενίσχυση 1. Τελευταία είναι η ενίσχυση 3, της οποίας η μειωμένη αποδοτικότητα ίσως οφείλεται στο γεγονός ότι οι περίπου οριζόντιες εφελκυστικές τάσεις λόγω σεισμού, προερχόμενες από την κάμψη των τοίχων κάθετα στο επίπεδό τους, δε μπορούν να αναληφθούν από τους κατακόρυφους τένοντες. Ωστόσο, για να επιλεγεί η βέλτιστη τεχνική ενίσχυσης του φορέα με κριτήριο την αύξηση της αντοχής

του έναντι σεισμού, πρέπει να ληφθούν υπόψη και άλλα κριτήρια, όπως το κόστος και η επεμβατικότητα της μεθόδου. Τέλος, ακόμη και στο επίπεδο της αποτελεσματικότητας απαιτείται μεγαλύτερη εμβάθυνση στα κριτήρια σύγκρισης των μεθόδων (πχ. έλεγχος των τάσεων της τοιχοποιίας), έτσι ώστε να βρεθεί η αποδοτικότερη ενίσχυση. Ωστόσο αυτό δεν αποτέλεσε αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Το δεύτερο μέρος της παρούσας εργασίας ασχολήθηκε με τη μελέτη της συμπεριφοράς του κτιρίου όταν σε αυτό συμβεί κάποιο τυχηματικό συμβάν. Μελετήθηκε ο βαθμός ευρωστίας της υφιστάμενης κατασκευής, δηλαδή κατά πόσο αυτή είναι ικανή μετά από μια τυχηματική αστοχία να αναδιανείμει τα κατακόρυφα φορτία χωρίς να προκληθούν βλάβες δυσανάλογες του αρχικού αιτίου. Έτσι θεωρήθηκαν τέσσερα διαφορετικά σενάρια τυχηματικής αστοχίας στο καθένα από τα οποία αφαιρέθηκε βίαια ένα κρίσιμο φέρον στοιχείο της κατασκευής. Στη συνέχεια αφού επιβλήθηκε κατακόρυφο κατανεμημένο φορτίο $1,00 \cdot G_k + 0,7 \cdot Q_k$ στις πλάκες του κτιρίου, για καθένα από τα σενάρια έγινε αποτίμηση έναντι προοδευτικής κατάρρευσης του υπό μελέτη κτιρίου στην υφιστάμενη του κατάσταση. Στη συνέχεια μελετήθηκε με ακριβώς τον ίδιο τρόπο ο φορέας ενισχυμένος με καθένα από τους τρεις συνδυασμούς επεμβάσεων για κάθε ένα από τα τέσσερα σενάρια, με σκοπό τη διερεύνηση της αποτελεσματικότητας των εν λόγω ενισχύσεων έναντι προοδευτικής κατάρρευσης. Η αποτίμηση επιλέχθηκε να γίνει χρησιμοποιώντας δύο κριτήρια / ελέγχους :

α) τον έλεγχο ορθών τάσεων S22 που αναπτύσσει η τοιχοποιία για το συνδυασμό $1,00 \cdot G_k + 0,7 \cdot Q_k$ μετά τη βίαιη αφαίρεση ενός από τα κρίσιμα μέλη του εξαιτίας κάποιου τυχηματικού συμβάντος

β) τον έλεγχο έναντι διάτμησης εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας για τον συνδυασμό $1,00 \cdot G_k + 0,7 \cdot Q_k$, αφού έχει ήδη αφαιρεθεί από το φορέα κάποιο από τα κρίσιμα μέλη του.

Ως προς το πρώτο κριτήριο, λίγες ήταν οι περιοχές της τοιχοποιίας στις οποίες παρουσιάστηκαν ορθές τάσεις μεγαλύτερες από τη θλιπτική (ή ενίοτε εφελκυστική) αντοχή της τοιχοποιίας στο αρχικό κτίριο. Συνήθως οι περιοχές αυτές εντοπίστηκαν στις όψεις από τις οποίες είχε αφαιρεθεί βίαια τμήμα τους λόγω του τυχηματικού συμβάντος, ενώ οι υπόλοιπες όψεις του υπάρχοντος φορέα με ελάχιστες εξαιρέσεις δεν αντιμετώπισαν κανένα πρόβλημα. Στους ενισχυμένους φορείς οι εν λόγω προβληματικές περιοχές επαρκούσαν στον έλεγχο αυτό, αφού οι αντοχές της ενισχυμένης τοιχοποιίας είχαν αυξηθεί κατακόρυφα. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι στον 3^ο συνδυασμό ενισχύσεων η κατακόρυφη προένταση και τα πρόσθετα φορτία που επιβλήθηκαν στο φορέα λόγω αυτής επιβάρυνε την κατασκευή όπως φαίνεται από τις αυξημένες τιμές των ορθών τάσεων. Ωστόσο ακόμη και με αυτή την πρόσθετη επιβάρυνση η κατασκευή φαίνεται ικανότερη από ό,τι αρχικά να αναδιανείμει τα

φορτία της και να ανταπεξέλθει σε αυτά μετά από ένα απρόβλεπτο συμβάν χωρίς να προκληθούν άλλες αλυσιδωτές αστοχίες.

Ανάλογα είναι και τα αποτελέσματα του δεύτερου κριτηρίου αποτίμησης έναντι προοδευτικής κατάρρευσης. Πιο συγκεκριμένα, οι περιοχές στις οποίες αναπτύχθηκαν δρώσες τέμνουσες μεγαλύτερες από την διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας ανήκαν τις περισσότερες φορές στις όψεις από τις οποίες απομακρύνθηκε τμήμα της τοιχοποιίας. Στους ενισχυμένους φορείς με τον 1^ο και 2^ο συνδυασμό επεμβάσεων, οι εν λόγω αστοχίες δεν εξακολουθούσαν να υπάρχουν αφού η διατμητική αντοχή και η φέρουσα ικανότητα του φορέα ήταν σαφώς κατά πολύ βελτιωμένες. Ωστόσο η 3^η ενίσχυση αποδείχθηκε όχι τόσο αποτελεσματική, αφού κάποιες από τις αρχικά προβληματικές περιοχές εξακολούθησαν να αστοχούν και μετά από αυτή. Εκτός αυτού, εμφανίστηκαν και νέες περιοχές στις οποίες τα κατακόρυφα φορτία που επιβλήθηκαν λόγω της προέντασης δρούσαν επιβαρυντικά οδηγώντας τες στην αστοχία τους.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1) Ελισάβετ Βιντζηλαίου, «Σημειώσεις για το μάθημα της τοιχοποιίας», Πανεπιστημιακές εκδόσεις Ε.Μ.Π., Σεπτέμβριος 1005
- 2) Φυλλίτσα Β. Καραντώνη, «Κατασκευές από τοιχοποιία: σχεδιασμός και επισκευές», Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα 2012
- 3) Τάσιος Θ., « Η μηχανική της τοιχοποιίας», Έκδοση Ε.Μ.Π., Αθήνα 1986
- 4) Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
- 5) Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία
- 6) Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών
- 7) Ο.Α.Σ.Π. (2001), «Συστάσεις για Προσεισμικές και Μετασεισμικές Επεμβάσεις σε Κτίρια», Αθήνα
- 8) Μαυρωνας Προκόπης, Ροδίτης Ευάγγελος, «Αποτίμηση συμπεριφοράς και ενίσχυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία», Διπλωματική Εργασία, Επιβλέπων καθηγητής: Βλάσης Κουμούσης, ΔΠΜΣ “Δομοστατικός σχεδιασμός & Ανάλυση κατασκευών”, Ε.Μ.Π., Αθήνα 2011
- 9) Πολυχρονίου Κ.Ειρήνη, «Εκτίμηση σεισμικής τρωτότητας κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία και προτεινόμενες ενισχύσεις με ανάπτυξη της μεθοδολογίας των καμπύλων θραυστότητας», Διπλωματική Εργασία, Επιβλέπων καθηγητής: Κώστας Συρμακέζης, ΔΠΜΣ “Δομοστατικός σχεδιασμός & Ανάλυση κατασκευών”, Ε.Μ.Π., Αθήνα 2011
- 10) Μπρουσάλη Μαγδαληνή, «Αποτύπωση, αποτίμηση και επεμβάσεις σε λιθόδομητο κτήριο στη Βλαχοκερασιά Αρκαδίας», Διπλωματική Εργασία, Επιβλέπουσα καθηγήτρια: Ε.Βιντζηλαίου, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Αθήνα 2011
- 11) Σαμαρά Ξένια, «Διατηρητέο κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία – Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας & Αξιολόγηση μεθόδων αντισεισμικής ενίσχυσης» , Διπλωματική εργασία, Μεταπτυχιακό πρόγραμμα σπουδών “Αντισεισμικός σχεδιασμός τεχνικών έργων”, Α.Π.Θ., 2007

- 12) Μίλτων Α. Δημοσθένους, « Μέθοδοι και υλικά αποκατάστασης και ενίσχυσης διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία », Τ.Ε.Ε./ Τ.Κ.Μ., 2009
- 13) Στέφανος Δρίτσος, « Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών» Σημειώσεις μαθήματος, Πανεπιστήμιο Πατρών
- 14) Κ.Ε.Κ. Ανάπτυξη Κρήτης, «Αποκατάσταση Βλαμμένων Λιθοδομών», Σεμινάριο: Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων και Παραδοσιακών Κτιρίων, Σητεία 1999
- 15) M. H. Faber, “Robust Structures”, Workshop COST C26, Delft, 2006
- 16) D.C. Charmpis, “Reliability and Robustness- Based Design Optimization (RRBDO)”
- 17) Uwe Starossek, Maren Wolff, “Design of collapse- resistant structures”, JCSS and IABSE Workshop on Robustness of Structures
- 18) U.S. General Service Administration and Applied Research Associates (2003), “Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects”, June 2003
- 19) U. Starossek & M. Haberland, “Approaches to measures of structural robustness”, IABMAS '08, 4th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Seoul, Korea, July 2008
- 20) Σπυρίδων Τσουκάντας, Γεωργία Κρεμμύδα, « Βασικές αρχές σχεδιασμού προκατασκευασμένων κτιρίων από ΩΣ έναντι προοδευτικής κατάρρευσης λόγω τυχηματικών δράσεων», 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Πάφος, Κύπρος 2009
- 21) Γεώργιος Μαζανάκης, «Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών με κριτήρια ευρωστίας», Διπλωματική Εργασία, Επιβλέπων καθηγητής: Χάρης Γαντές, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Αθήνα 2011
- 22) CSI Reference Manual SAP2000 Berkley, California, Computers and Structures

