



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

## ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«Αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας υφισταμένων  
ολιγοτάξιων σχολείων από λιθοδομή »

Καρπουζλή Δέσποινα

Επιβλέπων καθηγητής: Ζέρης Χρήστος, Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούλιος , 2021

## Ευχαριστίες

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Χρήστο Ζέρη για τις πολύτιμες συμβουλές και επιστημονικές γνώσης που μου μετέδωσε καθώς και για τη συνεχή καθοδήγηση και υποστήριξή του.

Επιπλέον ένα μεγάλο ευχαριστώ αξίζει στην οικογένεια και τους φίλους μου για την στήριξη που μου προσέφεραν.

## Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία αναλύεται η σεισμική απόκριση υφιστάμενου σχολικού κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία το οποίο βρίσκεται στη Τήνο. Η αρχιτεκτονική του συγκεκριμένου σχολείου ακολουθεί τα τυπικά διαγράμματα των δημοτικών σχολείων τα οποία δημοσιεύθηκαν από τον πολιτικό μηχανικό Καλλία στο διάταγμα της 17ης Μαΐου του 1894 , και το οποίο αποτέλεσε τη βάση για την ανέγερση των σχολικών κτιρίων της εποχής.

Αρχικά πραγματοποιείται αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της υφιστάμενης κατασκευής. Για το σκοπό αυτό αναπτύχθηκε χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής στο λογισμικό DIANA FEA. Για την αναπαράσταση του υπάρχοντος δομικού συστήματος χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά στοιχεία για την προσομοίωση της φέρουσας τοιχοποιίας καθώς και των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος στα υπέρθυρα. Αντίθετα για τα ξύλινα ζευκτά της στέγης έγινε χρήση γραμμικών στοιχείων, οι διαστάσεις των οποίων ακολουθούν τα κατασκευαστικά σχέδια της εποχής για δίρριχτη στέγη. Για την πλήρη κατανόηση του τρόπου απόκρισης του φορέα εξετάστηκε αρχικά η ιδιομορφική απόκριση της κατασκευής, ενώ στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε γραμμική ελαστική ανάλυση του δομήματος. Ακολούθως εκπονήθηκε επιπλέον μη γραμμική ανάλυση με επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στη στάθμη της στέψης. Η μη γραμμική ανάλυση κρίθηκε απαραίτητη για την κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς της κατασκευής σε σεισμική καταπόνηση, ο οποίος ήταν και ο βασικός στόχος της παρούσας εργασίας. Μέσω του προσομοιώματος αυτού είναι δυνατό να προσδιορίζονται οι πιθανές περιοχές που αναμένεται να αστοχήσουν και συνεπώς να εμφανισθούν ρωγμές. Τέλος το υπάρχον προσομοίωμα τροποποιήθηκε ώστε να εξεταστεί η επιρροή της επίδρασης δύσκαμπτου διαφράγματος οπλισμένου σκυροδέματος το οποίο εδράζεται στη στάθμη της στέψης της κατασκευής.

Στη συνέχεια το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την μελέτη της συμπεριφοράς του δομήματος από άοπλη τοιχοποιία τροποποιήθηκε εκ νέου ώστε να εξετασθεί η απόκριση του στην περίπτωση οπλισμένης τοιχοποιίας με οριζόντια στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Η προσομοίωση των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις Λεπτομέρειες Αντισεισμικών Κατασκευών του Υπουργείου Παιδείας του 1964, οι οποίες παρέχονταν από την Ειδική Τεχνική Υπηρεσία. Οι λεπτομέρειες διακρίνονται ανάλογα με το πλήθος των ορόφων (μονώροφο ή διώροφο), το είδος της τοιχοποιίας (λιθοδομή ή πλινθοδομή), τη σεισμική κατηγορία της περιοχή και την κατηγορία σεισμική επικινδυνότητας του εδάφους.

Στην παρούσα εργασία μελετάται μονώροφο κτίσμα από λιθοδομή για τις τρεις σεισμικές ζώνες σε έδαφος σεισμικής επικινδυνότητας Β. Αντίστοιχα με προηγούμενως και στην περίπτωση της οπλισμένης τοιχοποιίας πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής αλλά και μη γραμμική ανάλυση. Επιπλέον και σε αυτό το προσομοίωμα εξετάσθηκε η επίδραση της διαφραγματικής λειτουργίας με προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος στη στάθμη της στέψης.

## **Abstract**

The main purpose of the following thesis is the study of the seismic behavior of an existing masonry elementary school building, which is located in Tinos island. The architecture of this building follows the standard diagrams of primary schools that were published by the civil engineer Kallias in the decree of May 17, 1894.

Initially, the bearing capacity of the existing construction is evaluated. For this purpose, a spatial simulation of the construction was developed in the DIANA FEA software. For the representation of the existing structural system, surface elements were used to simulate the load-bearing masonry walls and for the reinforced concrete elements that are located above the masonry walls openings. On the contrary, for the wooden trusses of the roof, linear elements were used, the dimensions of which follow the construction plans for a pitched roof. In order to fully understand the seismic response of the building, the modal response of the structure was first examined, and then a linear elastic analysis of the structure was performed. An additional non-linear analysis was then performed by imposing a horizontal deformation at the top of the masonry walls (base of the wooden roof ). Nonlinear analysis was considered necessary to understand the actual behavior of the structure. Through that simulation it was possible to locate the areas that are susceptible to damage. Finally, the existing simulation was modified to examine the effect of adding a rigid diaphragm at the roof level.

Subsequently the simulation used to study the behavior of the unreinforced masonry structure from was modified to test its response in the case of reinforced masonry, with horizontal reinforced concrete elements. The simulation of the reinforced concrete elements was carried out according to the Details of Seismic Constructions of the Ministry of Education of 1964. The details are distinguished depending on the number of floors (single or two-story), the type of masonry (masonry or brickwork), the seismicity of the area and the type of the soil. In the present work, a single-story stone building is studied for the three seismic zones in soil type B. Correspondingly with the previous case and in the case of reinforced masonry, a modal analysis is performed, as well as a non-linear analysis. In addition, the effect of adding a rigid diaphragm is also examined by adding a reinforced concrete slab at the roof level.

## Περιεχόμενα

1.	ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	8
1.1	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ .....	8
1.2	ΔΟΜΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	12
2.	ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ.....	13
2.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	13
2.2	ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ .....	13
3.	ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ.....	18
3.1	Η ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΥΠΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΘΛΙΨΗ.....	18
3.2	ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ.....	19
4.1.1	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΤΑΣΕΩΝ-ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ .....	20
4.1.2	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	21
3.3	Η ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ.....	22
3.4	ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ .....	25
3.5	ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΥΠΟ ΚΑΜΨΗ.....	26
3.6	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ .....	28
3.7	ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΜΕ ΞΥΛΟΔΕΣΙΕΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ.....	31
3.8	ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΜΕ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.....	32
3.9	Η ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ Η ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΦΕΡΟΥΣΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΩΝ .....	34
4.	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ .....	37
4.1	ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ.....	37
4.2	ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ .....	38
4.3	ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΥΛΙΚΩΝ .....	39
5.	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ.....	41
5.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΠΟΥ ΕΙΣΗΧΘΗ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ .....	41
5.2	ΥΛΙΚΑ.....	48
5.3	ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ .....	50
6.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ .....	55
6.1	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΟΚΑ .....	55
6.2	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	56

6.3	ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	58
6.4	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	70
6.5	ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ .....	97
7.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ.....	113
7.1	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	114
7.2	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	116
7.3	ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ .....	131
8.	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	144
9.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	146
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ.....	149

# 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετώνται τα σχολικά κτίρια τα οποία κατασκευάστηκαν σύμφωνα με τα υποδείγματα και πρότυπα σχολείων βάση του διατάγματος Δ. Καλλία του 1894. Ο Δ. Καλλίας ήταν πολιτικός μηχανικός και συνέταξε το διάταγμα της 17ης Μαΐου του 1894. Το συγκεκριμένο διάταγμα βασίστηκε στο πρότυπο του “ Κανονισμού για την κατασκευή και τον εξοπλισμό των σχολικών κτιρίων ” το οποίο δημοσιεύτηκε στο Παρίσι στις 17 Ιουνίου 1880. Το διάταγμα του 1894 αποτελούταν από έξι διακριτά κεφάλαια με θέμα την κατασκευή και τον τρόπο λειτουργίας των σχολείων πρωτοβάθμιας εκπαίδευσης και είχε πρακτικά αντίστοιχη δομή με τον γαλλικό κανονισμό στον οποίο και βασίστηκε.

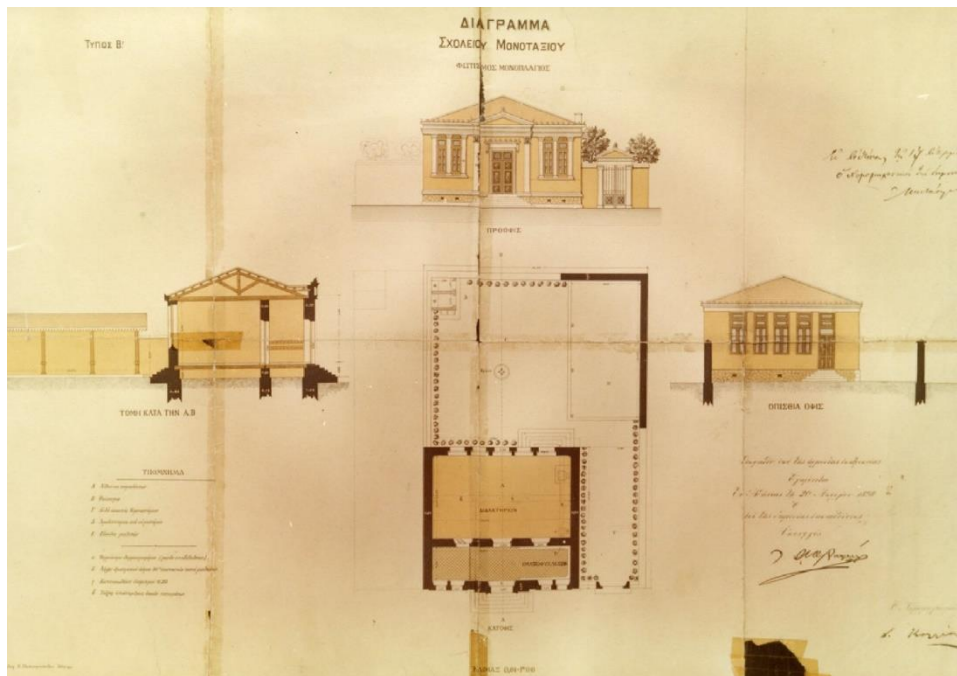
Το διάταγμα του 1894 αποτέλεσε τη βάση για την ανέγερση των σχολικών κτιρίων της εποχής. Τα κτίρια αυτά εμφανίζουν αρκετά κοινά χαρακτηριστικά τόσο στη δομή όσο και τον τρόπο κατασκευής τους. Σε κάθε τύπο κτιρίων παρατηρούνται διάφορες παραλλαγές, οι οποίες όμως δεν αποτελούν ουσιαστικές διαφορές και αλλοιώσεις. Οι προδιαγραφές καθορίστηκαν από την Τεχνική Υπηρεσία του Υπουργείου Παιδείας και σύμφωνα με αυτές υπήρχαν δυο βασικά είδη σχολικών κτιρίων τα οποία αντιστοιχούσαν είτε σε ορεινές είτε σε πεδινές περιοχές. Η βασική διαφορά των δύο τύπων σχολικών κτιρίων που αναφέρθηκαν ήταν η ύπαρξη ανοιχτού ή κλειστού διαδρόμου. Οι προδιαγραφές που αναφέρθηκαν εφαρμόστηκαν και μεταπολεμικά μέχρι το 1961.

Κυρίαρχο στοιχείο της αρχιτεκτονικής του Δ. Καλλία ήταν ο κεντρικός άξονας συμμετρίας ο οποίος διέρχεται από την κύρια είσοδο του κτιρίου, ενώ η σκάλα σχεδιάζεται ώστε να καταλαμβάνει το χώρο απέναντι από την είσοδο. Η κύρια όψη ήταν η πιο σημαντική με αξιολογικά μορφολογικά στοιχεία επηρεασμένη από τη τάση του νεοκλασικισμού, ενώ η όψη προς την αυλή ήταν πιο απλή χωρίς ιδιαίτερα διακοσμητικά στοιχεία.

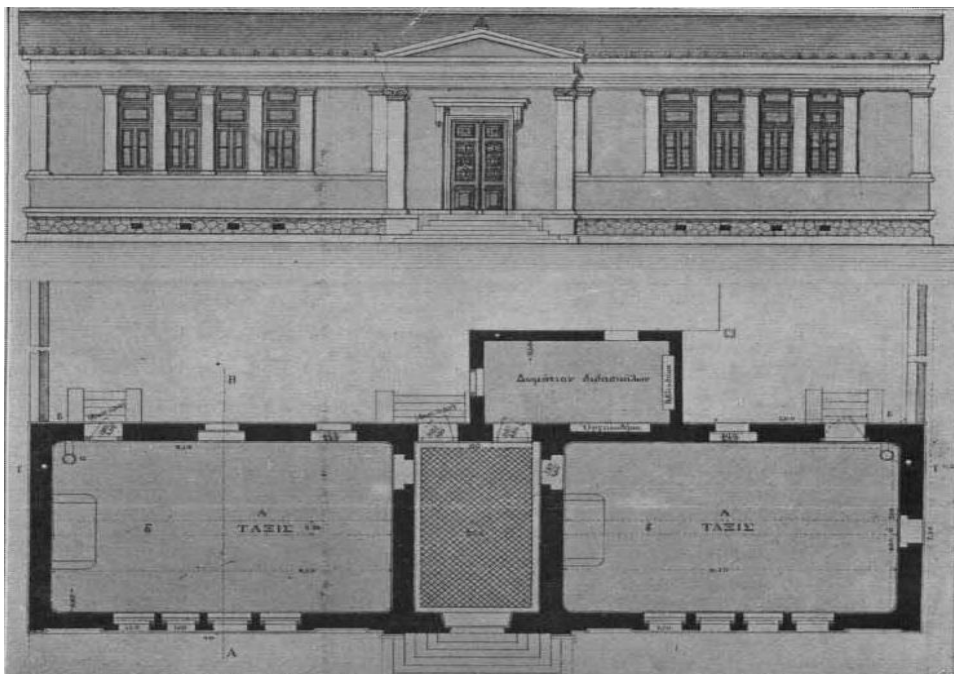
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα τυπικά διαγράμματα των δημοτικών σχολείων τα οποία ακολουθούν το διάταγμα της 17ης Μαΐου του 1894. Τα μονοτάξια σχολεία ήταν λιθόκτιστα ή πλινθόκτιστα, με δίρριχτη ξύλινη στέγη με κεραμίδια και κύριο διακοσμητικό στοιχείο την είσοδο που περιβάλλεται από παραστάδες και συνήθως επιστεγάζεται με αέτωμα. Αποτελούνται από μια αίθουσα και ένα διάδρομο μπροστά. Παρόμοια μορφή έχουν και τα διτάξια σχολεία με την



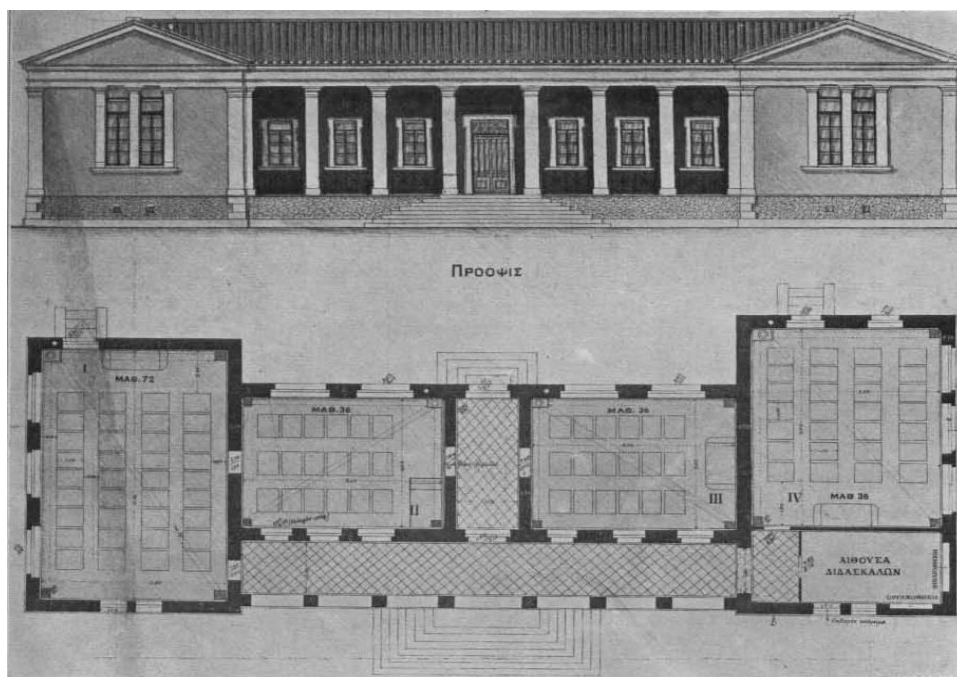
είσοδο στο μέσο της κύριας όψης που διακοσμείται συνήθως με τριγωνικό αέτωμα και τα παράθυρα συμμετρικά τοποθετημένα με παραστάδες ανάμεσα τους. Οι αίθουσες είναι δυο, ενώ υπάρχει διάδρομος και μια αίθουσα για τους δασκάλους. Στο τριτάξιο σχολείο η διαφορά είναι ότι προστίθεται άλλη μια αίθουσα. Στον τετρατάξιο τύπο δημιουργείται ένα ανοιχτό προστώο στην κύρια όψη το οποίο διακοσμείται από τετράγωνους πεσσούς και ψηλό γείσο, ενώ αποτελείται από τέσσερις αίθουσες. Στον εξατάξιο τύπο η κύρια όψη είναι συνδυασμός των προηγούμενων περιπτώσεων και αποτελείται από έξι αίθουσες διατεταγμένες σε σχήμα Π δημιουργώντας μια εσωτερική αυλή.



Εικόνα 1 Δ. Καλλίας, Διάγραμμα Μονοταξίου Δημοτικού Σχολείου, Τύπος Β', 1898 από: Μάρω Καρδαμίτση-Αδάμη, Ο Δ. Καλλίας και το Σχολικό Κτίριο, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα 1986



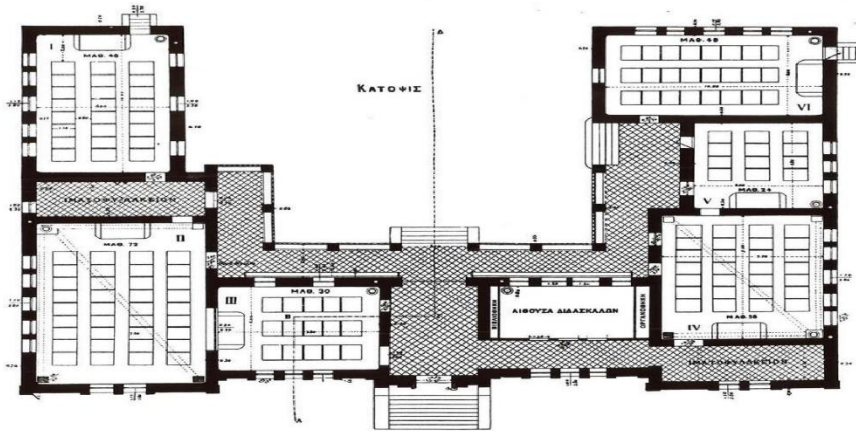
Εικόνα 2 Δ. Καλλίας Διάγραμμα Διτάξιου Δημοτικού σχολείου



Εικόνα 3 Δ. Καλλίας Διάγραμμα Τετρατάξιου Δημοτικού σχολείου



Πρόοις



Εικόνα 4 Δ. Καλλίας, Διάγραμμα Εξαταξίου Δημοτικού Σχολείου, Τύπος Ε', 1898 από: Μάρω Καρδαμίτση-Αδάμη, Ο Δ. Καλλίας και το Σχολικό Κτίριο, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα 1986

## 1.2 ΔΟΜΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η διάρθρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας πραγματοποιείται σε 10 κεφάλαια, συμπεριλαμβανομένου του παρόντος εισαγωγικού κεφαλαίου. Αναλυτικότερα :

Στο **1<sup>ο</sup> κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα τυπικά σχέδια καθώς και οι αντίστοιχες προδιαγραφές που παρείχε η Τεχνική Υπηρεσία του Υπουργείου Παιδείας για την ανέγερση ολιγοτάξιων σχολικών κτιρίων από λιθοδομή.

Στο **2<sup>ο</sup> κεφάλαιο** παρουσιάζονται οι επιμέρους κατηγορίες της τοιχοποιίας.

Στο **3<sup>ο</sup> κεφάλαιο** παρουσιάζονται αρχικά τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας ενώ στη συνέχεια γίνεται αναφορά στην τοιχοποιία με ξυλοδεσιές καθώς και στην τοιχοποιία η οποία είναι ενισχυμένη με στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Τέλος αναφέρονται οι μέθοδοι προσομοίωσης και ανάλυσης της τοιχοποιίας.

Στο **4<sup>ο</sup> κεφάλαιο** πραγματοποιείται μια αναλυτική περιγραφή του υπό μελέτη κτιρίου.

Στο **5<sup>ο</sup> κεφάλαιο** παρουσιάζεται το λογισμικό του χρησιμοποιήθηκε καθώς και η διαδικασία εισαγωγής των δεδομένων.

Στο **6<sup>ο</sup> κεφάλαιο** παρουσιάζεται η στατική και η δυναμική ελαστική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε για το προσομοίωμα από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία ενώ διερευνάται και η επιρροή της προσθήκης πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος στη στάθμη της στέψης.

Στο **7<sup>ο</sup> κεφάλαιο** παρουσιάζεται η στατική και η δυναμική ελαστική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε για το προσομοίωμα από οπλισμένη φέρουσα τοιχοποιία ενώ διερευνάται και η επιρροή της προσθήκης πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος στη στάθμη της στέψης.

Στο **8<sup>ο</sup> κεφάλαιο** πραγματοποιείται σύγκριση των αναλύσεων.

Στο **9<sup>ο</sup> κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα συμπεράσματα

## 2. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

### 2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η τοιχοποιία αποτέλεσε ένα από τα αρχαιότερα δομικά υλικά το οποίο εκμεταλλεύθηκε ο άνθρωπος για την στέγασή του αλλά και για την προστασία του. **Η τοιχοποιία μπορεί να οριστεί ως η οικοδομική κατασκευή η οποία προκύπτει από την έντεχνη τοποθέτηση φυσικών ή τεχνητών λίθων με ή χωρίς κονίαμα.** Η τοιχοποιία χαρακτηρίζεται ως ένα σύνθετο υλικό καθώς αποτελείται από λιθοσώματα και κονίαμα ή ακόμα και ξύλο ή μεταλλικά στοιχεία. Ακόμα είναι και ανισότροπο υλικό καθώς εμφανίζει διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά σε κάθε διεύθυνση.

### 2.2 ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Σύμφωνα με την ιστορική εξέλιξη των κατασκευών από τοιχοποιία μπορούμε να κατατάξουμε την τοιχοποιία που διαμορφώνει τον κατακόρυφο φέροντα οργανισμό σε κατηγορίες ανάλογα με το είδος των λιθοσωμάτων, την λειτουργία τους στην κατασκευή καθώς και τον τρόπο δόμησης. Στη συνέχεια γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση των παραπάνω κατηγοριών.

- Ανάλογα με το είδος των λιθοσωμάτων

Μπορούμε να διακρίνουμε δύο κατηγορίες λιθοδομών ανάλογα με το αν διαμορφώνονται από φυσικούς ή τεχνητούς λίθους. Κατά τον Ευρωκώδικα 6 (ΕΛΟΤ ENV 1996-1-1) λιθόσωμα είναι ένα στοιχείο κατάλληλα διαμορφωμένο ώστε να χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή τοιχοποιίας.

#### Τοιχοποιίες από φυσικά λιθοσώματα (λιθοδομές)

Ανάλογα με την επεξεργασία που έχουν υποστεί οι λίθοι διακρίνονται σε αργοί, ημιλαξευτοί και λαξευτοί. Κατά την αρχαιότητα οι αργοί λίθοι χρησιμοποιούνταν για την ανέγερση των συνηθέστερων κατασκευών ενώ οι λαξευτοί επιλέγονταν για τα σημαντικότερα κτήρια. Επιπλέον ανάλογα με το συνδετικό κονίαμα οι τοιχοποιίες διακρίνονται σε τρεις ακόμα κατηγορίες:

### 1. Ξηρολιθοδομή

Διαμορφώνεται από ακατέργαστους φυσικούς λίθους χωρίς τη χρήση συνδετικού κονιάματος. Εξαιτίας της έλλειψης συνδετικού κονιάματος οι τοιχοποιίες αυτές εμφανίζουν μειωμένη αντοχή σε σεισμικά φορτία και συνεπώς σήμερα συναντώνται κυρίως σε περιφράξεις και τοίχους αντιστήριξης.



Εικόνα 5 Ξηρολιθοδομή

### 2. Λιθοδομή

Κατασκευάζεται από φυσικούς λίθους με τη χρήση συγκολλητικού κονιάματος. Αποτελέσει σύνηθες δομικό υλικό για κάθε είδους κατασκευή όπως κατοικίες, σχολεία, γέφυρες κ.λπ.



Εικόνα 6 Αργολιθοδομή



Εικόνα 7 Λιθοδομή με ημιλαξευτούς λίθους

### 3. Χυτές τοιχοποιίες

Αποτελούνται από μείγμα κροκάλων, πηλού και σκυροδέματος ενώ διαμορφώνονται με τη χρήση καλουπιού. Στις ρωμαϊκές τοιχοποιίες για καλούπι χρησιμοποιούνταν συμπαγείς οπτόπλινθοι οι οποίοι διαμόρφωναν και την τελική όψη της κατασκευής.



Εικόνα 8 Χυτή τοιχοποιία από το Ρωμαϊκό Ωδείο Πατρών

## Τοιχοποιίες από τεχνητά λιθосώματα (πλινθοδομές)

Τα τεχνητά λιθосώματα αποτελούν βιοτεχνικά ή βιομηχανικά προϊόντα. Βασικό τους χαρακτηριστικό αποτελεί το τυποποιημένο σχήμα καθώς και οι σταθερές ιδιότητες που τα χαρακτηρίζουν.

### 1. Ωμόπλινθοι

Είναι οι τοιχοποιίες με λιθосώματα από χώμα και νερό οι οποίες παίρνουν το επιθυμητό σχήμα σε καλούπια έπειτα από την ξήρανση τους. Οι ωμόπλινθοι ήταν τα πρώτα τεχνητά λιθосώματα, κατασκευάζονταν στο έργο και λόγω της χαμηλής αντοχής τους η χρήση τους έχει πλέον εγκαταλειφθεί.

### 2. Αργιλικά λιθосώματα (οπτόπλινθοι ή κοινός τούβλα)

Είναι οι τοιχοποιίες που κατασκευάζονται από οπτές (ψημένες) πλίνθους (τούβλα). Στη χώρα μας οι οπτόπλινθοι συναντώνται στην πλειονότητα των περιπτώσεων ως υλικό πλήρωσης σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.

### 3. Λιθосώματα από σκυρόδεμα (τσιμεντόλιθοι και κισηρόλιθοι)

Είναι οι τοιχοποιίες οι οποίες αποτελούνται από λιθосώματα από τσιμέντο, άμμο και αδρανή. Ωστόσο εξαιτίας του ότι δεν διαθέτουν ικανοποιητικές θερμομονωτικές ιδιότητες δεν συνηθίζεται η χρήση τους σε κτήρια κατοικιών.



Εικόνα 11 Ωμόπλινθος



Εικόνα 10 Αργιλικό λιθосώμα



Εικόνα 9 Λιθосώμα από σκυρόδεμα

- Ανάλογα με τη λειτουργία τους στον φορέα

#### Φέρουσες :

Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται οι τοιχοποιίες που συμβάλλουν στην μεταφορά των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων της ανωδομής στο έδαφος. Έτσι σε κάθε κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία προηγείται η κατασκευή των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων σε σχέση με τα οριζόντια.

#### Πληρώσεως :

Είναι οι τοιχοποιίες που συμβάλλουν στη διαμόρφωση χώρων και δεν λαμβάνονται υπ'όψιν στη στατική συμπεριφορά του φορέα κατά την φάση της διαστασιολόγησης. Η κατασκευή τους συνίσταται να πραγματοποιείται μετά την ολοκλήρωση του φέροντα οργανισμού ώστε να αποφευχθεί η ανάληψη φορτίων από τα μη φέροντα στοιχεία του οικοδομήματος.

#### Αντιστήριξης :

Επιλέγονται συνήθως για την στήριξη πρανών.

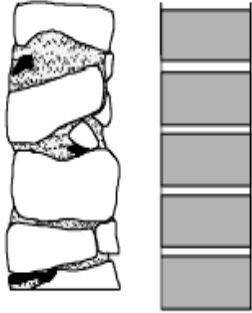
#### Επένδυσης :

Επικαλύπτουν τοίχους και χρησιμοποιούνται για αισθητικούς λόγους.



- Ανάλογα με τον τρόπο δόμησης

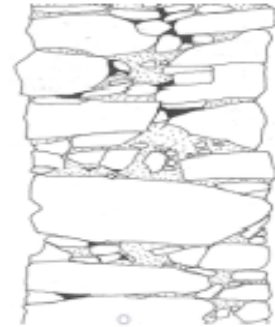
Οι τοιχοποιίες κατατάσσονται σε κατηγορίες ανάλογα με το ύψος, το πάχος τους και το αν είναι οπλισμένες ή προεντεταμένες. Ανάλογα το ύψος τους διακρίνονται σε κανονικές και μη κανονικές, ενώ ανάλογα με το πάχος τους κατηγοριοποιούνται σε συμπαγείς (μονόστρωτες τοιχοποιίες) και σε τοιχοποιίες με πυρήνα δίστρωτες ή τρίστρωτες.



Εικόνα 12 Μονόστρωτες τοιχοποιίες



Εικόνα 14 Δίστρωτες τοιχοποιίες



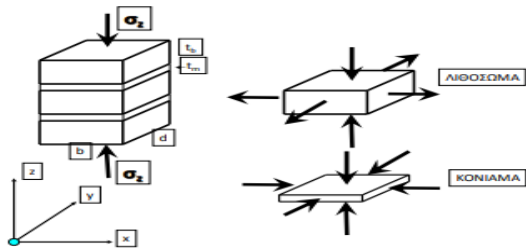
Εικόνα 13 Τρίστρωτη τοιχοποιία

### 3. ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

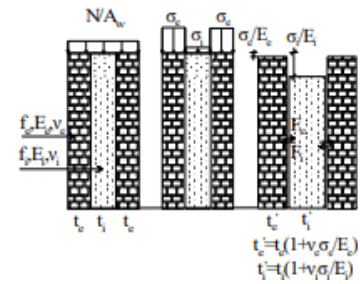
Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας εξαρτώνται από ποικίλες παραμέτρους όπως η κατεργασία των λιθοσωμάτων, η ποιότητα της δόμησης, το είδος των λιθοσωμάτων και ο τρόπος δόμησης της κατά το πάχος του φέροντος στοιχείου.

#### 3.1 Η ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΥΠΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΘΛΙΨΗ

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας καθορίζεται από τον τρόπο αστοχίας της, ο οποίος επηρεάζεται άμεσα τόσο από τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας όσο και από γεωμετρικούς παράγοντες. Η άοπλη τοιχοποιία αποτελείται από λιθοσώματα και κονίαμα τα οποία χαρακτηρίζονται από διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας και λόγο εγκάρσιας διόγκωσης. Έτσι όταν η μονόστρωτη τοιχοποιία υποβάλλεται σε θλίψη το κονίαμα τείνει να διογκωθεί πολύ περισσότερο σε σχέση με το λιθόσωμα το οποίο έχει ως αποτέλεσμα το κονίαμα να βρίσκεται σε ευνοϊκή εγκάρσια θλίψη ενώ ταυτόχρονα το λιθόσωμα να υποβάλλεται σε εγκάρσιο εφελκυσμό. Αυτή η εντατική κατάσταση έχει ως αποτέλεσμα να εμφανίζονται κατακόρυφες ρωγμές στην τοιχοποιία οι οποίες διαπερνούν και τα λιθοσώματα. Συνεπώς η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας προκύπτει μεγαλύτερη από την θλιπτική αντοχή του ασθενέστερου υλικού (κονίαμα) και μικρότερη από την θλιπτική αντοχή του ισχυρότερου υλικού (λιθόσωμα). Στην περίπτωση της δίστρωτης τοιχοποιίας η αντοχή καθορίζεται από το αν οι δύο παρειές συνδέονται επαρκώς με διάτονα λιθοσώματα. Έτσι όταν η σύνδεση είναι ικανοποιητική ο μηχανισμός αστοχίας που παρατηρείται είναι αντίστοιχος με αυτόν της μονόστρωτης τοιχοποιίας. Σε αντίθετη περίπτωση η κάθε παρειά λειτουργεί ανεξάρτητα και αστοχία της τοιχοποιίας παρατηρείται όταν αστοχήσει η ασθενέστερη παρειά. Από την άλλη πλευρά η τρίστρωτη τοιχοποιία, η οποία αποτελείται από δύο παρειές λιθοσωμάτων στις οποίες παρεμβάλλεται μια ενδιάμεση περιοχή από υλικό πληρώσεως με χαμηλό μέτρο ελαστικότητας και υψηλό λόγο εγκάρσιας διόγκωσης, αστοχεί σε θλίψη υπό εκτός επιπέδου κάμψη των δύο παρειών. Κατά την επιβολή θλιπτικού φορτίου κατακόρυφες ρωγμές ξεκινούν να εμφανίζονται τόσο στις όψεις της τοιχοποιίας όσο και στο υλικό πλήρωσης. Στη συνέχεια όμως οι ρωγμές στην ενδιάμεση περιοχή αυξάνονται με πολύ μεγαλύτερο ρυθμό από ότι αυτές στις όψεις γεγονός που οδηγεί στην αστοχία σε εκτός επιπέδου κάμψης των δυο παρειών.



Εικόνα 15 Μονόστρωτη τοιχοποιία



Εικόνα 16 Τρίστρωτη τοιχοποιία

### 3.2 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

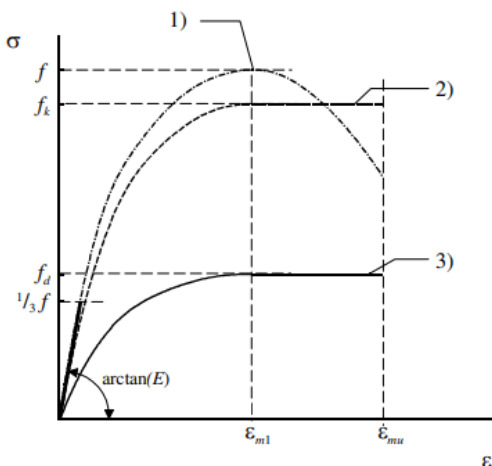
Οι μηχανικές ιδιότητες της τοιχοποιίας οι οποίες προκύπτουν από συμβατικές μεθόδους δοκιμών, είναι οι ακόλουθες :

- Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας  $f_{wc}$
- Διατμητική αντοχή  $f_v$
- Καμπτική αντοχή  $f_x$
- Εφελκυστική αντοχή  $f_t$

Η τοιχοποιία ως σύνολο χαρακτηρίζεται από σχετικά χαμηλή αντοχή σε θλίψη συγκριτικά με το οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ εμφανίζει πολύ χαμηλή αντοχή σε διάτμηση και εφελκυσμό η οποία συχνά αγνοείται. Έτσι εξαιτίας της ψαθυρής αυτής συμπεριφοράς στις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιίας παρατηρούνται μεγάλες διατομές τοίχων της τάξης των 0.70m προκειμένου να είναι εφικτή η μεταφορά των φορτίων.

#### 4.1.1 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΤΑΣΕΩΝ-ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

Σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ το διάγραμμα τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων της τοιχοποιίας υπό θλίψη μπορεί να θεωρηθεί παραβολικό.



1. τυπικό διάγραμμα
2. σχηματοποιημένο διάγραμμα (παραβολικό ορθογωνικό)
3. διάγραμμα σχεδιασμού

Εικόνα 17 Secant modulus of elasticity as a function of strength of clay brickwork

Ακόμα αναφέρεται ότι ελλείπει ακριβέστερων στοιχείων, μπορούν να λαμβάνονται υπ' όψιν οι ακόλουθες ενδεικτικές τιμές, οι οποίες έχουν προκύψει από εργαστηριακές δοκιμές σε διάφορα είδη τοιχοποιίας:

- (i) Αργολιθοδομή:  $\epsilon_u = 0,002-0,003$  ( $f_c = 1,0-3,0$  MPa)
- (ii) Οπτοπλινθοδομή από συμπαγείς οπτοπλίνθους:  $\epsilon_u = 0,004$  ( $f_c = 3,0-8,0$  MPa)
- (iii) Οπτοπλινθοδομή από ορθόγωνα λιθοσώματα:  $\epsilon_u = 0,0015-0,0035$  ( $f_c = 2,0-3,0$  MPa)
- (iv) Τρίστρωτη λιθοδομή:  $\epsilon_u = 0,0015$  ( $f_c = 2,0$  MPa).

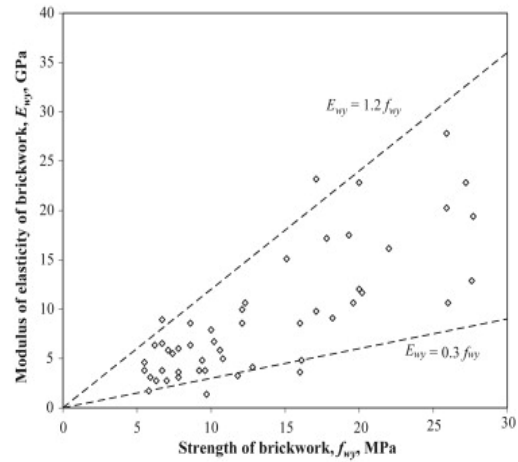
#### 4.1.2 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Μέτρο ελαστικότητας ή μέτρο του Young εκφράζει την κλίση του διαγράμματος τάσης - παραμόρφωσης ενός υλικού και αντιπροσωπεύει την αντίσταση του υλικού σε ελαστική παραμόρφωση. Συνεπώς όσο μεγαλύτερο είναι το μέτρο ελαστικότητας ενός υλικού τόσο πιο δύσκαμπτο είναι αφού για δεδομένη τάση εμφανίζει μικρότερη παραμόρφωση.

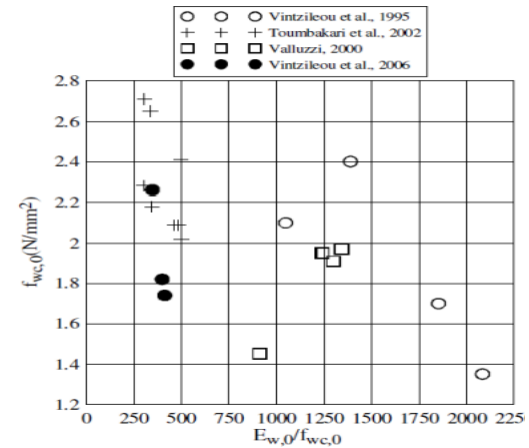
Η τοιχοποιία αποτελεί σύνθετο υλικό και το μέτρο ελαστικότητας της εξαρτάται από τα επιμέρους χαρακτηριστικά των συνιστώντων υλικών. Δηλαδή από το μέγεθος των λιθοσωμάτων, από το πάχος των αρμών του κονιάματος και από τη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Το μέτρο ελαστικότητας αποτελεί μια πιο σύγχρονη έννοια στον τομέα της μηχανικής και καθώς ακόμα δεν έχει προσδιορισθεί μονομερώς προσδιορίζεται άλλοτε από το τέμνον και άλλοτε από το εφαπτομενικό μέτρο.

Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας παρουσιάζει εξαιρετικά μεγάλη διασπορά. Οι τιμές που μπορούμε να βρούμε στη βιβλιογραφία ποικίλουν από 300 έως και 2000 φορές την αντοχή της τοιχοποιίας.

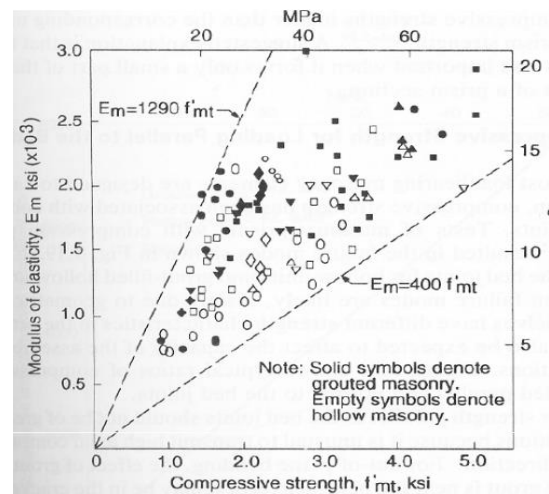
Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας μπορεί να προσδιορισθεί μέσω καταλλήλων εργαστηριακών δοκιμών αντίστοιχων με αυτών που χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας.



Εικόνα 18 Secant modulus of elasticity as a function of strength of clay brickwork



Εικόνα 19 Τοιχοποιίες με λιθοσώματα από σκυρόδεμα



Εικόνα 20 Παλαιές λιθοδομές

Εναλλακτικά σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ δύναται είτε να παρθεί από αντίστοιχη βιβλιογραφία ή εναλλακτικά να χρησιμοποιηθεί η σχέση που ακολουθεί:

$$f_{wc} \approx 1300 (1 - f_{wc}^5) f_{wc} \mp 140 f_{wc}^2 \text{ [MPa]} \text{ για } 1 \text{ MPa} < f_{wc} < 3 \text{ MPa}$$

### 3.3 Η ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Ακολούθως παρουσιάζονται οι σχέσεις για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής υφιστάμενων τοιχοποιιών σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ.

- Οι σχέσεις που ακολουθούν μπορούν να εφαρμοστούν στην περίπτωση της μονόστρωτης τοιχοποιίας ή της δίστρωτης με διάτονα λιθοσώματα λαμβάνοντας υπόψη το συνολικό πάχος του τοίχου.

(α) Καλοδομημένη οπτοπλινθοδομή:

$$f_{wc} = [f_{mc} + 0,40(f_{bc} - f_{mc})](1 - 0,8 \sqrt[3]{\alpha}) \quad , \quad f_{bc} > f_{mc}$$

$$f_{wc} = f_{bc} (1 - 0,8 \sqrt[3]{\alpha}), \quad f_{bc} < f_{mc}$$

όπου,

$f_{bc}$  και  $f_{mc}$  η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων και του κονιάματος αντιστοίχως

$\alpha = \frac{t_{im}}{h_{bm}}$  ο λόγος του μέσου πάχους των οριζόντιων αρμών κονιάματος και του μέσου ύψους των λιθοσωμάτων.

(β) Χαμηλής αντοχής λιθοδομή:

$$f_{wc} = \xi \left[ \left\{ \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right\} + \lambda f_{mc} \right] \quad (3.8)$$

$V_m$  ο όγκος του κονιάματος

$V_w$  ο όγκος της τοιχοποιίας

$f_{bc}$  η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

$\lambda$  συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0,50 για τραχείς λίθους και ίσος με 0,1 για πολύ λείους λίθους.

$f_0$  συντελεστής (σε MPa), ο οποίος λαμβάνει υπ' όψιν τον βαθμό λάξευσης των λίθων και παίρνει τις ακόλουθες τιμές : 0,00 για λαξευτή λιθοδομή 0,50-1,00 για λιθοδομή από ημικανονικούς λίθους 1,50-2,50 για αργολιθοδομή, ανάλογα με την ποιότητα δομήσεως.

$\xi$ , συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπ' όψιν την δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος  $\xi=1:[1+3,5(k-k_0)] < 1$

$k_0=0,30$ , αν  $k=V_m / V_w > 0,30$

$\xi=1$  αν  $k=V_m / V_w \leq 0,30$

Η σχέση (3.8) μπορεί να ισχύσει για  $f_{bc}=25-75$  MPa και  $f_{mc}=0,5-2,5$  MPa. Οι τιμές των θλιπτικών αντοχών λιθοσωμάτων και κονιάματος είναι αντιπροσωπευτικές τιμές.

- Στην περίπτωση της δίστρωτης τοιχοποιίας χωρίς διάτονα λιθοσώματα, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η κάθε παρειά λειτουργεί ανεξάρτητα και αστοχία της τοιχοποιίας παρατηρείται όταν αστοχήσει η ασθενέστερη παρειά. Έτσι για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής απαιτείται ο ξεχωριστός υπολογισμός της αντοχής της κάθε παρειάς και θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας σαν σύνολο λαμβάνεται η μικρότερη από τις δύο τιμές.
- Στην περίπτωση της τρίστρωτης τοιχοποιίας αρχικά απαιτείται να είναι γνωστή η γεωμετρία τόσο όσον αφορά τις όψεις όσο και το πάχος της. Επιπλέον απαιτούνται οι αντοχές των παρειών και του υλικού πληρώσεως.

Υπό αυτές την προϋπόθεση ότι οι εξωτερικές παρειές είναι πρακτικώς ισοπαχείς και περίπου της ίδιας θλιπτικής αντοχής η θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας μπορεί να εκτιμάται μέσω της ακόλουθης σχέσης:

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{RD}} (2\lambda_e \delta f_{c,e} + \lambda_i f_{c,i}) : (1 + 2\delta)$$

$\delta$ , ο λόγος του πάχους της εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού πληρώσεως,

$f_{c,e}$  και  $f_{c,i}$  η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών και του υλικού πληρώσεως αντιστοίχως

$\lambda_e$  ( $< 1,00$ ) και  $\lambda_i$  ( $> 1,00$ ) : εμπειρικοί συντελεστές, οι οποίοι λαμβάνουν υπ' όψιν την αλληλεπίδραση εξωτερικών παρειών και υλικού πληρώσεως,

$\gamma_{Rd}$  δείκτης αβεβαιότητας, ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,50.

Σε αντίθετη περίπτωση, μπορεί να χρησιμοποιείται η σχέση:

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} [\lambda_e (\delta_{e1} f_{c,e1} + \delta_{e2} f_{c,e2}) + \lambda_i f_{c,i} ] : (1 + \delta_{e1} + \delta_{e2})$$

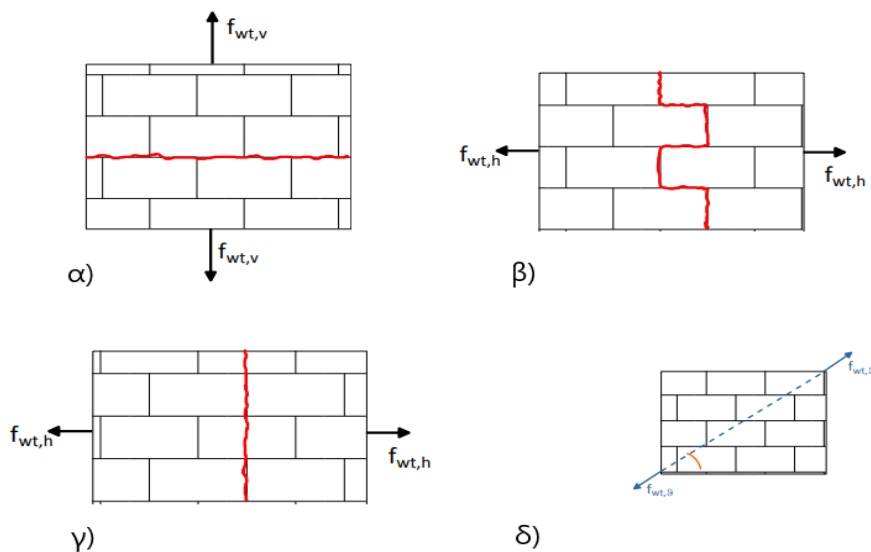
Επισημαίνεται ότι ο εμπειρικός συντελεστής  $\lambda_e$  λαμβάνει τιμές μικρότερης της μονάδας, αλλά ελλείψει στοιχείων λαμβάνεται συντηρητικά  $\lambda_e = 0,80$ . Αντίστοιχα ο εμπειρικός 33 συντελεστής  $\lambda_i$  λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες της μονάδας, αλλά ελλείψει στοιχείων λαμβάνεται συντηρητικά  $\lambda_i = 1,20$ .



### 3.4 ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

Η τοιχοποιία είναι ανισότροπο υλικό με αποτέλεσμα να εμφανίζει διαφορετική τιμή εφελκυστικής αντοχής ανάλογα με την γωνία με την οποία ασκείται ο εφελκυσμός. Στις υπάρχουσες κατασκευές από τοιχοποιία αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις από το συνδυασμό της τέμνουσας, της κατακόρυφης θλιπτικής δύναμης και της ροπής κάμψεως που ασκούνται στο δόμημα. Συνεπώς για κάθε συνδυασμό των παραπάνω μεγεθών η τοιχοποιία παρουσιάζει διακριτή τιμή εφελκυστικής αντοχής, τόσο λόγω της ετερόσημης επίπεδης διαξονικής κατάστασης όσο και λόγω της διαφορετικής γωνίας στην οποία ασκείται η εφελκυστική τάση.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι τρόποι αστοχίας της τοιχοποιίας λόγω εφελκυσμού σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ :

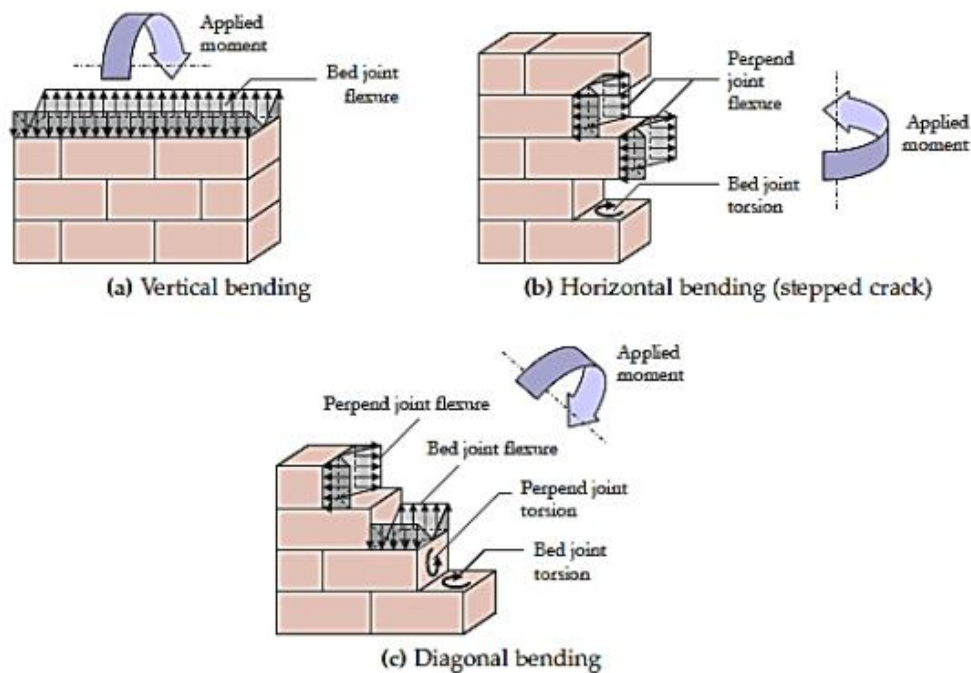


Εικόνα 21 Μορφές αστοχίας της τοιχοποιίας όταν υποβάλλεται σε εφελκυστικές τάσεις

Στην πρώτη περίπτωση η τοιχοποιία υπόκειται σε κατακόρυφο εφελκυσμό και η αντοχή της καθορίζεται από την εφελκυστική αντοχή που χαρακτηρίζει το κονίαμα που χρησιμοποιείται στους οριζόντιους αρμούς αλλά και από την αντοχή αποκόλλησης λιθοσώματος-κονιάματος. Στη δεύτερη και τρίτη περίπτωση η τοιχοποιία υποβάλλεται σε οριζόντιο εφελκυσμό. Στις περιπτώσεις όπου η αντοχή των λιθοσωμάτων είναι αρκετά μεγαλύτερη από αυτή του κονιάματος η αστοχία παρουσιάζεται με τη μορφή της εικόνας 21 περίπτωση β ενώ αντίθετα όταν οι αντοχές των δύο υλικών είναι παρόμοιες η αστοχία αντιστοιχεί στην μορφή της εικόνας 21 περίπτωση γ.

Στο σημείο αυτό αξίζει να αναφερθεί ότι η τιμή της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας όταν αυτή υπόκειται σε κατακόρυφο εφελκυσμό αντιστοιχεί περίπου στο μισό της αντίστοιχης αντοχής που θα προέκυπτε υπό οριζόντιο εφελκυσμό. Αναφορικά με τις περιπτώσεις επιβολής εφελκυστικών τάσεων υπό ενδιάμεσες γωνίες, οι τιμές της εφελκυστικής αντοχής λαμβάνουν αντίστοιχα ενδιάμεσες τιμές .

### 3.5 ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΥΠΟ ΚΑΜΨΗ



Εικόνα 22 Τα ήδη κάμψης στα οποία υποβάλλεται ένας φορτιζόμενος εκτός επιπέδου τοίχος:

Σύμφωνα με το προσχέδιο του ΚΑΔΕΤ για τον έλεγχο επάρκειας μιας διατομής άοπλης τοιχοποιίας έναντι εκτός επιπέδου κάμψεως, διακρίνονται δυο περιπτώσεις, ως εξής:

(α) Εκτός επιπέδου ροπή κάμψεως περί οριζόντιο άξονα

Η εφελκυστική αντοχή της μονόστρωτης ή δίστρωτης με διάτονα λιθосώματα τοιχοποιίας αμελείται, γίνεται παραδοχή αδρανούς περιοχής, η δε ροπή κάμψεως την οποία μπορεί να

αναλάβει η διατομή ελέγχου εξαρτάται από την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και από την τιμή του (ευμενούς) αξονικού φορτίου, κατά την ακόλουθη σχέση:

$$M_R = \frac{1}{2} l t_w^2 \sigma_0 \left( 1 - \frac{\sigma_0}{f_c} \right) , \text{ όπου :}$$

$\sigma_0$  (=N/ l t<sub>w</sub>) η μέση θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου,

l και t<sub>w</sub> το μήκος και το πάχος της διατομής

f<sub>c</sub> η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

Τα παραπάνω ισχύουν για μονόστρωτη και για δίστρωτη τοιχοποιία με διάτονα λιθοσώματα. Στην περίπτωση, όμως, τρίστρωτης τοιχοποιίας, ή δίστρωτης χωρίς διάτονα λιθοσώματα, η ροπή αντοχής εξαρτάται από το εάν οι εξωτερικές παρειές είναι αποκολλημένες ή όχι. Εάν δεν είναι αποκολλημένες οι παρειές, τότε επιτρέπεται η εφαρμογή της σχέσεως. Εάν είναι αποκολλημένες, θα ελέγχονται χωριστά οι δυο παρειές για περίπου ίσες δρώσες ροπές.

(β) Εκτός επιπέδου ροπή κάμψεως περί κατακόρυφο άξονα

Σ' αυτήν την περίπτωση, ο έλεγχος της κρίσιμης διατομής γίνεται μέσω σύγκρισης της αναπτυσσόμενης εφελκυστικής τάσης στην ακραία εφελκυόμενη ίνα, με την αντίστοιχη εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας:

$$\sigma_{wt} = \frac{6M_S}{l t_w^2} < f_{wt} , \text{ όπου :}$$

$\sigma_{wt}$  η τάση στην ακραία εφελκυόμενη ίνα, οφειλόμενη σε ροπή M<sub>S</sub>

l και t<sub>w</sub> το μήκος και το πάχος του στοιχείου αντιστοίχως

f<sub>wt</sub> η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας.

Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, f<sub>wt</sub>, μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0,10 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος δεν υπερβαίνει τα 2,0 MPa, ίση με 0,20 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος δομήσεως είναι μεταξύ 2,0 και 5,0 MPa και ίση με 0,40 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος είναι μεγαλύτερη από 5,0 MPa.

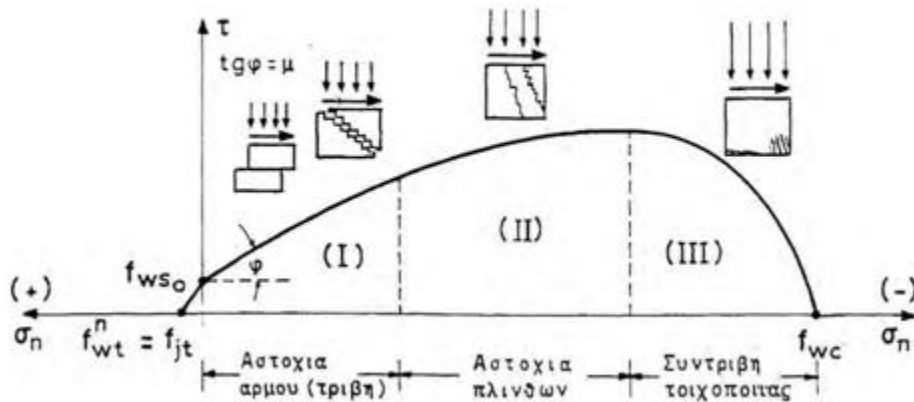
### 3.6 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Στις εν λειτουργία κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία οι διατμητικές δυνάμεις συνυπάρχουν με ορθές που οφείλονται στα μόνιμα φορτία της κατασκευής (πχ ίδιο βάρος της τοιχοποιίας). Συνεπώς αστοχία μπορεί να προκληθεί είτε έπειτα από διατμητική ολίσθηση διαμέσου των αρμών του κονιάματος, είτε ως συνέπεια της ρηγμάτωσης λόγω του διαγώνιου εφελκυσμού, είτε από θλιπτική αστοχία που εμφανίζεται εξαιτίας της τέμνουσας. Συγκεκριμένα η αστοχία λόγω τέμνουσας παρουσιάζεται με την εμφάνιση λοξών ρωγμών ή με τη θλιπτική αστοχία του λοξού θλιπτήρα υπό ταυτόχρονο εγκάρσιο εφελκυσμό.

Κατά τη σεισμική διέγερση λόγω της ανακυκλιζόμενης φόρτισης οι διαγώνιες/δισδιαγώνιες ρωγμές μπορεί να έχουν ως συνέπεια την αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας και συνεπώς την αστοχία του δομικού στοιχείου. Ο λοξός θλιπτήρας υπόκειται σε ταυτόχρονο εγκάρσιο εφελκυσμό εμφανίζει φέρουσα ικανότητα που αντιστοιχεί σε μικρό ποσοστό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας υπό μονοαξονική θλίψη. Ακόμα η φέρουσα ικανότητα των λοξών θλιπτήρων μειώνεται ακόμα περισσότερο λόγω της επέκτασης της ρηγμάτωσης κατά την ανακύκλιση με συνέπεια την αστοχία του στοιχείου εξ αιτίας της αστοχίας των λοξών θλιπτήρων.

Η γωνία κλίσεως των ρωγμών επηρεάζεται άμεσα από το θλιπτικό φορτίο που υποβάλλεται στην κατασκευή, ενώ η μορφή τους καθορίζεται από τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας. Στις περιπτώσεις όπου τα λιθосώματα και το κονίαμα παρουσιάζουν παρόμοια μηχανικά χαρακτηριστικά οι λοξές ρωγμές είναι ευθείες και διαπερνούν τα λιθосώματα και τους αρμούς του κονιάματος. Από την άλλη πλευρά όταν τα λιθосώματα παρουσιάζουν πολύ καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά σε σύγκριση με αυτά του κονιάματος, οι ρωγμές σχηματίζουν βαθμίδες καθώς διαδίδονται αποκλειστικά διαμέσου των αρμών. Αντίθετα όταν το μέγεθος των λιθосωμάτων είναι πολύ μικρό οι ρωγμές σχηματίζουν ευθείες γραμμές και διαπερνούν τους αρμούς του κονιάματος, ακόμα και αν τα λιθосώματα παρουσιάζουν αρκετά μεγαλύτερη αντοχή σε σύγκριση με το κονίαμα. Στις δίστρωτες ή τρίστρωτες τοιχοποιίες με ή χωρίς διάτονα λιθосώματα η ρηγμάτωση εκδηλώνεται με διαφορετική μορφή σε κάθε μια από τις δύο εξωτερικές όψεις της τοιχοποιίας.

Ακολουθώς παρουσιάζεται η περιβάλλουσα αστοχίας τοιχοποιίας υπό συνδυασμό ορθών και διατμητικών τάσεων. Η μορφή της περιβάλλουσας αστοχίας καθορίζεται τόσο από τα χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων, του κονιάματος και των αρμών καθώς και από το σχήμα των λιθοσωμάτων που την απαρτίζουν.



Εικόνα 23 Καμπύλη αστοχίας της τοιχοποιίας

### 1. Περιοχή I

Σε αυτή την περιοχή παρατηρούνται χαμηλές τιμές των ορθών τάσεων ( $\sigma_n$ ). Στο τμήμα αυτό εντάσσονται οι περιπτώσεις όπου παρατηρείται διατμητική αστοχία της τοιχοποιίας. Η αστοχία αποτελεί συνέπεια είτε της βαθμιαίας αποκόλλησης και ολίσθησης των κατακόρυφων και οριζόντιων αρμών της τοιχοποιίας, είτε με την αστοχία τριβής – ολίσθησης οριζώντιου αρμού. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί το γραμμικό κριτήριο αστοχίας Coulomb:  $\tau_u = f_{ws} = f_{ws0} + \mu \sigma_n$  (όπου η θλιπτική  $\sigma_n$  θεωρείται θετική).

### 2. Περιοχή II

Στο συγκεκριμένο τμήμα παρατηρούνται μέσες τιμές των ορθών τάσεων ( $\sigma_n$ ). Η αστοχία που εμφανίζεται οφείλεται σε λοξή ρηγμάτωση η οποία διαπερνά και πλίνθους και συνήθως παρατηρείται σε πεσσούς μεταξύ των ανοιγμάτων.

### 3. Περιοχή III

Στην περιοχή αυτή παρατηρούνται υψηλές τιμές των ορθών τάσεων ( $\sigma_n$ ). Έτσι η τοιχοποιία αστοχεί σε κάμψη και η αστοχία παρουσιάζεται με την αποδιοργάνωση της θλιβόμενης γωνίας.

#### 4. Περιοχή εφελκυστικής ορθής τάσης $\sigma_n$ :

Στο τμήμα αυτό της περιβάλλουσας ισχύει η συνθήκη  $f_{wso} > f_{jt}$  και το διάγραμμα αποτελεί σχετικά ευθεία γραμμή με εξαιρετικά έντονη κλίση. Αναφορικά με τον συντελεστή τριβής ( $\mu$ ) στο συγκεκριμένο τμήμα κυμαίνεται από 0.4 έως 0.7. Η περιοχή αυτή παρουσιάζει έντονο ενδιαφέρον και σπουδαιότητα καθώς εκφράζει τις ορθές τάσεις στις οποίες λειτουργεί η τοιχοποιία.

Η αντοχή της τοιχοποιίας έναντι τέμνουσας σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ μπορεί να υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης σχέσης:

$$f_v = f_{v0} + \mu * \sigma$$

Όπου :

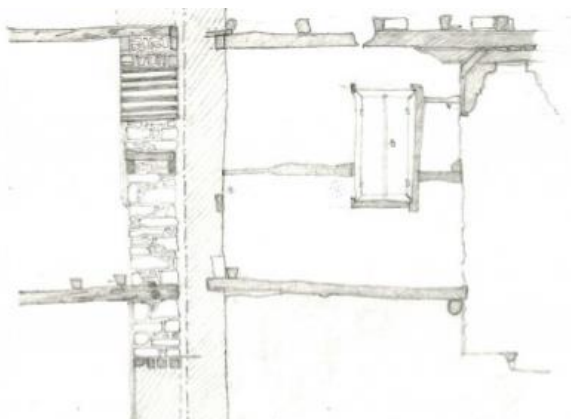
$f_{v0}$  η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας υπό μηδενική θλιπτική τάση  $\sigma$  και,

$\mu$  ο φαινόμενος συντελεστής τριβής

Η διατμητική αντοχή επιστρατεύεται μόνον κατά μήκος της θλιβόμενης ζώνης,  $l_c$ , της διατομής ελέγχου. Σε κάθε περίπτωση, η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας δεν μπορεί να λαμβάνεται μεγαλύτερη από  $0,065f_b$ , όπου  $f_b$  η μέση θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων. Ο φαινόμενος συντελεστής τριβής αναφέρεται σε οριζόντιο επίπεδο και όχι στο κεκλιμένο επίπεδο της ρωγμής. Ο συντελεστής τριβής είναι συνάρτηση τόσο της τιμής της θλιπτικής τάσεως, όσο και της τραχύτητας της διεπιφάνειας. Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, ο συντελεστής τριβής μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,40. Δεδομένου ότι αυτή η τιμή αντιστοιχεί σε μεγάλες τιμές θλιπτικής τάσης κάθετης στην διεπιφάνεια, όταν πρόκειται για αποτίμηση κτηρίων με ιστορική/αρχιτεκτονική αξία, συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη κατάλληλη (αυξημένη) τιμή του συντελεστή τριβής, βάσει της βιβλιογραφίας.

### 3.7 ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΜΕ ΞΥΛΟΔΕΣΙΕΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ

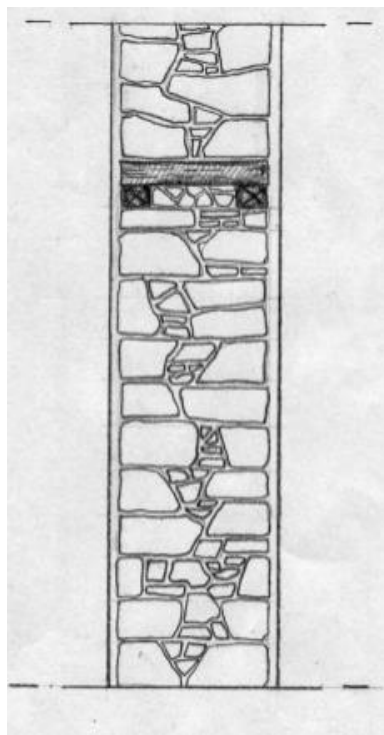
Σε πολλές σειсмоγενείς περιοχές συναντώνται κατασκευές από τοιχοποιία η οποία είναι οπλισμένη με ξύλινα στοιχεία τα οποία διατρέχουν το σύνολο του μήκους των φερόντων τοίχων. Τα στοιχεία αυτά συμβάλουν στην ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων που επιδρούν στον φορέα. Για την εξασφάλιση της ορθής λειτουργίας του συστήματος της ξυλοδεσιάς απαιτείται η μάτιση των ξύλινων στοιχείων στα σημεία ασυνέχειας κατά μήκος των τοίχων. Επιπλέον τα εν λόγω



Εικόνα 24 Τοιχοποιία οπλισμένη με ξύλινα στοιχεία

με αντίστοιχους ξύλινους πήχεις (κλάπες) .

στοιχεία πρέπει να συνδέονται και στα σημεία εγκάρσιας ένωσης των κατακόρυφων στοιχείων του φέροντος οργανισμού (τα οποία διασταυρώνονται στις γωνίες του κτιρίου). Στη περίπτωση όπου κατά το πάχος των τοίχων τοποθετούνται δύο ή περισσότερα διαμήκη ξύλινα στοιχεία, απαραίτητη κρίνεται η σύνδεση τους κατά την εγκάρσια έννοια



Η παρουσία του συστήματος της ξυλοδεσιάς συμβάλλει σε μικρή αύξηση της θλιπτικής αντοχής (15%- 20%) της τοιχοποιίας και σε σημαντική αύξηση της παραμόρφωσης αστοχίας της τοιχοποιίας υπό θλίψη. Η αύξηση τόσο της θλιπτικής αντοχής όσο και της παραμόρφωσης αστοχίας οφείλεται στη μειωμένη εμφάνιση και διάδοση κατακόρυφων ρωγμών εντός του πάχους της τοιχοποιίας χάρη στην εγκάρσια σύνδεση των ξύλινων στοιχείων. Το σύστημα των ξυλοδεσιών συμβάλλει στην ενίσχυση της συνοχής της τοιχοποιίας και εντείνει την ομοιόμορφη συμπεριφορά των διαφορετικών μερών της λιθοδομής. Στο σημείο αυτό αξίζει να τονισθεί ότι για να εξασφαλισθεί η ευμενής επιρροή των ξυλοδεσιών στα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας πρέπει να είναι διατεταγμένες στις στάθμες των πατωμάτων και της στέγης και επιπλέον σε μια τουλάχιστον ακόμη ενδιάμεση στάθμη.





σεισμική τέμνουσα παραλαμβάνεται τόσο από τα οριζόντια σενάζ όσο και από την τοιχοποιία. Καθώς οι παραμορφώσεις αυξάνονται η σεισμική τέμνουσα αναλαμβάνεται αποκλειστικά από τα οριζόντια διαζώματα ενώ παρατηρείται και απώλεια συνοχής μεταξύ του διαζώματος και του κονιάματος. Σε αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθεί ότι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6 ο έλεγχος των οπλισμένων διατμητικών τοίχων μπορεί να πραγματοποιηθεί θεωρώντας ότι η τέμνουσα δύναμη παραλαμβάνεται είτε α) μόνο από την τοιχοποιία, είτε β) από την τοιχοποιία και τον οριζόντιο οπλισμό.

Η συνολική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας η οποία είναι ενισχυμένη με οριζόντια στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος προκύπτει από το άθροισμα της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας ( $V_{Rd}$ ) συν τη συμβολή των οριζοντίων διαζωμάτων ( $V_b$ ).

$$V_{Rd}^{tot} = V_{Rd} + V_b$$

### 3.9 Η ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ Η ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΦΕΡΟΥΣΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΩΝ

Ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς του φορέα σε εντατικά μεγέθη γίνεται μέσω της ανάλυσης του εξιδανικευμένου δομικού συστήματος και του αντίστοιχου υπολογιστικού προσομοιώματος του. Τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται λαμβάνοντας υπ'όψιν τους αυξητικούς συντελεστές ασφάλειας και τα μεγέθη αντίστασης του φορέα υπολογίζονται λαμβάνοντας υπ'όψιν τους μειωτικούς συντελεστές ασφάλειας.

Ακολούθως περιγράφονται τρεις από τις πιο διαδεδομένες μεθόδους προσομοίωσης της τοιχοποιίας.

- Πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Analysis – Shell Elements)

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί μία από τις πλέον διαδεδομένες υπολογιστικές τεχνικές ανάλυσης τάσεων. Αναπτύχθηκε το 1943 από τον R. Courant ενώ η διάδοσή της ξεκίνησε κατά τη δεκαετία του 1970 χάρη στην αύξηση της ταχύτητας επεξεργασίας και της υπολογιστικής ισχύος των σύγχρονων υπολογιστών.

Στην παρούσα μέθοδο ανάλυσης η κατασκευή λογίζεται ως ένα ενιαίο σύνολο το οποίο αποτελείται από επιμέρους μικρότερα στοιχεία πεπερασμένου μεγέθους και πλήθους. Έτσι πραγματοποιείται ένας διαχωρισμός του δομήματος σε επιμέρους 'πεπερασμένα στοιχεία', τα οποία είναι συνήθως τετράπλευρα ή τριγωνικά και θεωρούνται συνδεδεμένα κατά μήκος των πλευρών τους. Με αυτό τον τρόπο το πρόβλημα δύναται να αναχθεί σε ένα σύστημα αλγεβρικών εξισώσεων με μεταβλητές τις μετατοπίσεις των κόμβων, δηλαδή των σημείων σύνδεσης των πεπερασμένων στοιχείων. Στο σημείο αυτό αξίζει να τονισθεί ο κομβικός ρόλος της διακριτοποίησης δηλαδή της επιλογής του πλήθους, του σχήματος και του μεγέθους των πεπερασμένων στοιχείων. Παρατηρείται αύξηση της ακρίβειας των αποτελεσμάτων όσο αυξάνεται το πλήθος των στοιχείων. Όμως ταυτόχρονα αυξάνεται και το υπολογιστικό κόστος ενώ μειώνεται η ταχύτητα εκτέλεσης των υπολογισμών.

Τα πεπερασμένα στοιχεία διακρίνονται σε:

1. Γραμμικά τα οποία μπορούν να επιλεγούν για την προσομοίωση στοιχείων δοκού ή δικτυωμάτων.
2. Επιφανειακά τα οποία μπορούν να επιλεγούν για την προσομοίωση στοιχείων πλάκας ή κελύφη.
3. Χωρικά τα οποία μπορούν να επιλεγούν για την προσομοίωση στοιχείων τριών διαστάσεων.

- Μακροστοιχείων (Macroelements)

Στην παρούσα μέθοδο η κατασκευή αντιμετωπίζεται ως σύνολο. Έτσι μειώνεται σημαντικά το υπολογιστικό κόστος και ο χρόνος ολοκλήρωσης των υπολογισμών.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου των μακροστοιχείων η κατασκευή διαχωρίζεται σε επιμέρους στοιχεία ( μακροστοιχεία ) τα οποία θεωρούνται άκαμπτα. Η επιλογή των μακροστοιχείων μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε σύμφωνα με την αρχική γεωμετρία του φορέα είτε λαμβάνοντας υπ' όψιν μια κατανομή κυρίων ρωγμών του φορέα. Στην πρώτη περίπτωση τα στοιχεία μπορεί να αντιστοιχούν σε τοίχους, υπέρθυρα, σενάζ, οι πεσσούς κλπ. Αντίστοιχα η κατανομή των κυρίων ρωγμών μπορεί να προκύψει έπειτα από μια ελαστική ανάλυση κάνοντας χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων ή και από την υπάρχουσα παθολογία του δομήματος.

Τα μακροστοιχεία χαρακτηρίζονται από της ιδιότητες των μελών της κατασκευής που αντιπροσωπεύουν και ενώνονται μεταξύ τους στους κόμβους με ελατήρια επαφής.

- Ισοδύναμου πλαισίου (Equivalent Frame Method – Beam Elements)

Η μέθοδος του ισοδύναμου χωρικού πλαισίου αναπτύχθηκε αρχικά από τον Peabody το 1948, και επεκτάθηκε χάρη στις έρευνες που πραγματοποιήθηκαν κατά τη δεκαετία του 1960.

Όταν επιλέγεται η μέθοδος του ισοδύναμου πλαισίου η κατασκευή αναλύεται ως ένα σύνολο συνεχών πλαισίων τα οποία αποτελούνται από επιμέρους γραμμικά στοιχεία. Το κάθε πλαίσιο αναλύεται σε οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία τα οποία είναι ραβδωτά και αντιπροσωπεύουν

τους πεσσούς και τα υπέρθυρα αντίστοιχα. Επιπλέον στην προσομοίωση εισάγεται και ένα τρίτο στοιχείο, οι κόμβοι οι οποίοι είναι απαραμόρφωτοι και συνδέουν τους πεσσούς με τα υπέρθυρα. Από παρατηρήσεις που έχουν γίνει σε υπάρχοντα κτίρια τα οποία έχουν υποβληθεί σε σεισμικές φορτίσεις, οι βλάβες εστιάζονται κυρίως στα τμήματα των πεσσών και των υπερθύρων ενώ μικρότερες βλάβες παρατηρούνται στις περιοχές των κόμβων.

Τα βασικότερα πλεονεκτήματα της μεθόδου του ισοδύναμου πλαισίου αποτελούν τόσο η απλότητα της εφαρμογής της όσο και η σαφήνεια των αποτελεσμάτων τα οποία διευκολύνουν σημαντικά την ερμηνεία των αποτελεσμάτων. Επιπλέον δεδομένου ότι στην προσομοίωση κάθε τοίχος εισάγεται ως επίπεδο πλαίσιο επιτυγχάνεται σημαντική μείωση του αριθμού των βαθμών ελευθερίας αλλά και του υπολογιστικού κόστους.

Η ανάλυση των φορέων από φέρουσα τοιχοποιία μπορεί να γίνει με βάση τις μεθόδους που προτείνονται από τους Κανονισμούς και για τα υπόλοιπα υλικά, όπως είναι το Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και ο Χάλυβας και οι οποίες είναι (ΚΑΔΕΤ §5.1.1) :

- Ελαστική Στατική Ανάλυση (Linear Elastic Analysis)
- Ιδιομορφική Ελαστική Ανάλυση (Modal Analysis)
- Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Non Linear Static Analysis)
- Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Time History Analysis)

Οι πιο κοινά χρησιμοποιούμενες μέθοδοι είναι η Ελαστική Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση με συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  (σεισμική δράση από το μειωμένο φάσμα απόκρισης) και η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (σεισμική δράση από το ελαστικό φάσμα απόκρισης).

## 4. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ

### 4.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

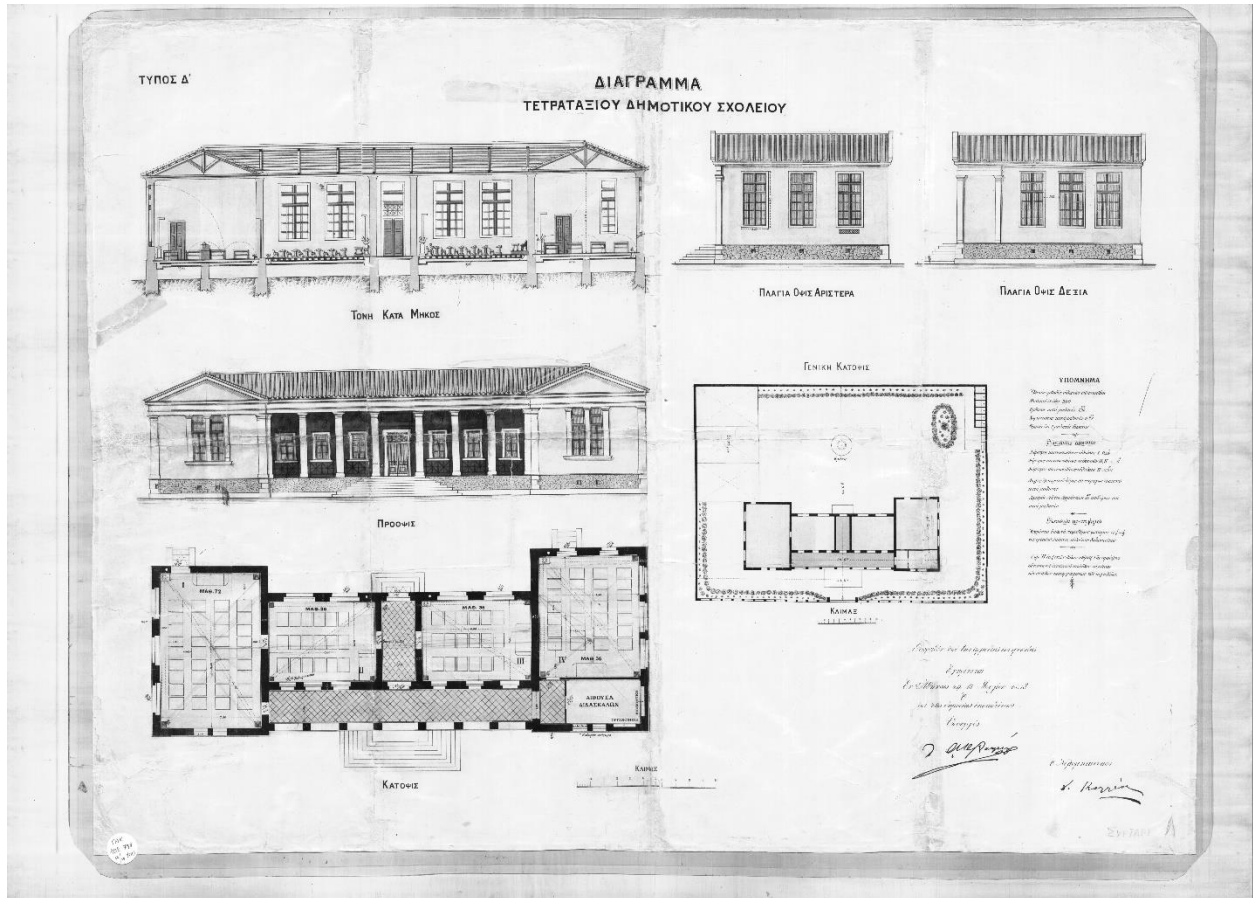
Η ανέγερση του 1ου Δημοτικού Σχολείου της Τήνου ξεκίνησε στα τέλη του 19ου αιώνα, χάρη στη δωρεά οικοπέδου, στην τοποθεσία «Καναλάκης» που πραγματοποιήθηκε από τον Δήμο προς το Δημόσιο. Το εν λόγω σχολείο είναι τετρατάξιο και ακολουθεί τα σχέδια που συνέταξε ο Δ. Καλλίας και δημοσιεύθηκαν στο διάταγμα του 1894.



*Εικόνα 27 Το 1ο Δημοτικό Σχολείο της Τήνου σήμερα*

## 4.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Σε πρώτη φάση πραγματοποιήθηκε η ανάλυση του κτιρίου από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία, με χρήση της τυπικής κάτοψης τετρατάξιου δημοτικού σχολείου της Τήνου. Η κάτοψη του είναι κανονική με συνολική επιφάνεια 389,49 m<sup>2</sup>. Το ύψος της τοιχοποιίας είναι 5,00 m και το συνολικό ύψος του κτιρίου μαζί με τη στέγη φτάνει τα 6,5m από το έδαφος. Η εξωτερική τοιχοποιία παρουσιάζει αρκετά ανοίγματα που στη βόρεια όψη φθάνουν σε ποσοστό 17,07% της, στην νότια 18,22%, στην ανατολική 19,67 ενώ στη δυτική σε ποσοστό 24,59% της όψης. Στο σημείο αυτό αξίζει να αναφερθεί πως η ύπαρξη πολλών και μεγάλων ανοιγμάτων σε ένα τείχος είναι δυσμενής για την απόκρισή του, ιδιαίτερα για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης.



Εικόνα 28 Τυπική κάτοψη τετρατάξιου δημοτικού σχολείου

### 4.3 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΥΛΙΚΩΝ

Στη συνέχεια αναλύονται οι παραδοχές που έγιναν για τα χαρακτηριστικά του φέροντος οργανισμού και των υλικών που συναντώνται στο υπό μελέτη κτίριο.

#### Φέρουσα τοιχοποιία :

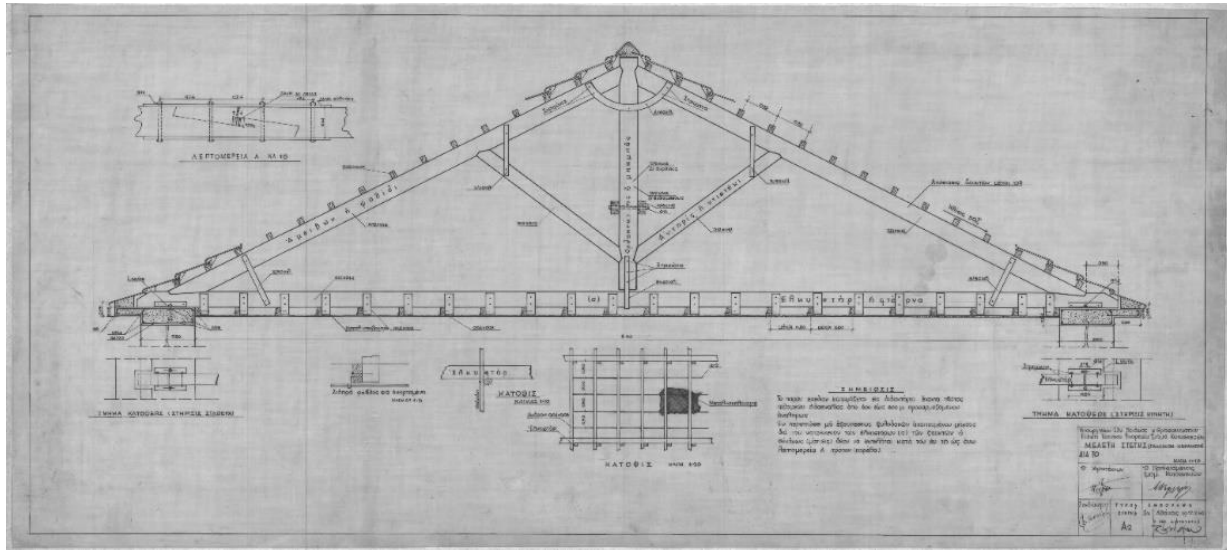
Η τοιχοποιία που χρησιμοποιείται στο μοντέλο είναι τρίστρωτη τοιχοποιία. Σύμφωνα με την κάτοψη, επιλέγεται εσωτερική φέρουσα τοιχοποιία πάχους 40 cm και εξωτερική φέρουσα τοιχοποιία πάχους 70 cm.

Αναφορικά με τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας χρησιμοποιήθηκαν τιμές αναφοράς σύμφωνα με τον Ιταλικό Αντισεισμικό κανονισμό ( NTC 2008) . Οι τιμές θλιπτικής αντοχής που χρησιμοποιήθηκαν ήταν 2.00 MPa ενώ η παραμόρφωση στη μέγιστη τάση επιλέχθηκε  $5,50 \frac{mm}{m}$  και η παραμόρφωση αστοχίας  $4.50 \frac{mm}{m}$

#### Στέγη:

Η στέγη διαμορφώνεται από ξύλινο φέροντα οργανισμό, από φυσική ξυλεία και καλύπτεται με κεραμίδια. Για την προσομοίωση της στέγης του κτιρίου πραγματοποιήθηκε πλήρης προσομοίωση των ξύλινων ζευκτών και τεγίδων, για τα οποία χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία αντίστοιχων διατομών, που θεωρήθηκε ότι συνδέονται μεταξύ τους με αρθρώσεις. Η απόκριση όλων των επιφανειακών και γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων της στέγης θεωρήθηκε ελαστική. Υπό προϋποθέσεις η ξύλινη στέγη θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι προσδίδει διαφραγματική λειτουργία στην κατασκευή αν εξασφαλιζόταν η άρτια δικτύωση των ζευκτών, η συνέχεια στις ματίσεις των επιμήκων δοκών κάτω πέλματος, οι ισχυρές συνδέσεις στους κόμβους, η επαρκής σύνδεση των ζευκτών στις θέσεις έδρασης και η ύπαρξη ισχυρών εγκάρσιων (αντιανέμιων συνδέσμων) ή ισχυρού πλήρους σανιδώματος. Ωστόσο δεδομένου ότι η μειωμένη εξασφάλιση ή απουσία κάποιας από τις παραπάνω προϋποθέσεις δημιουργεί κατά περίπτωση γενική ή κατά διεύθυνση μείωση της διαφραγματικής λειτουργία της στέγης στην παρούσα διπλωματική επιλέχθηκε η θεώρηση της μη ύπαρξης διαφραγματικής λειτουργίας.

Το μέτρο ελαστικότητας των ξύλινων δοκών θεωρήθηκε 10 GPa κατά τη διεύθυνση του διαμήκη άξονά τους και 1 GPa στις δύο άλλες διευθύνσεις της διατομής τους.



Εικόνα 29 Ξύλινα ζευκτά στέγης

### Σκυρόδεμα:

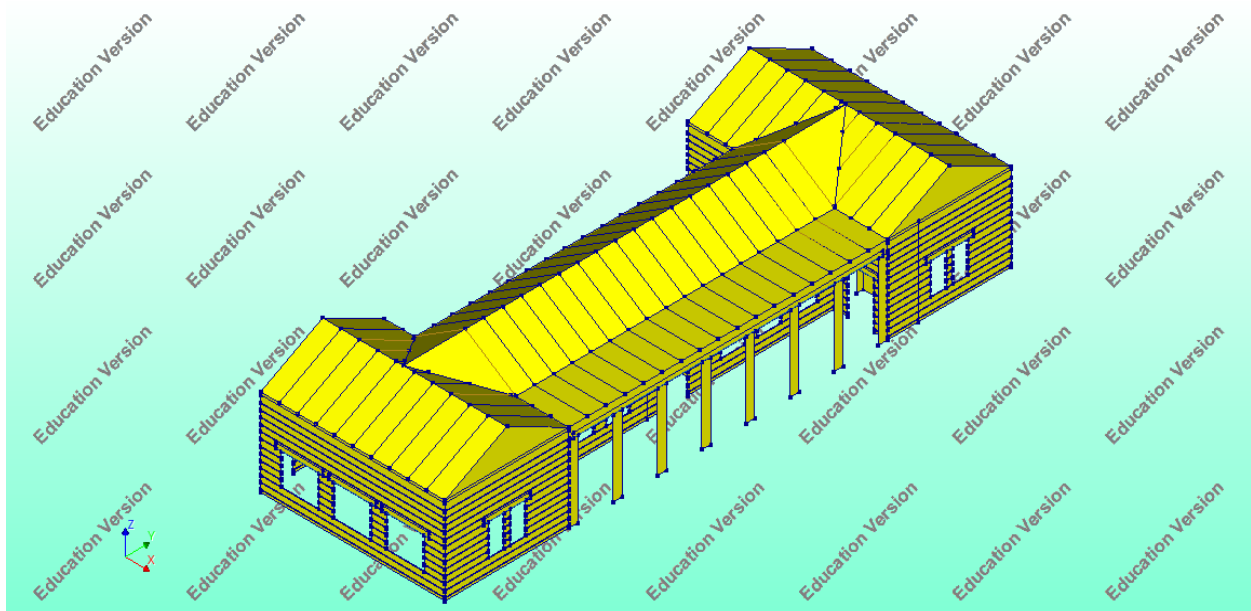
Αναφορικά με το σκυρόδεμα θεωρείται ότι συναντάμε κατηγορία C12/15 για τα υπέρθυρα καθώς και για τα οριζόντια στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος που χρησιμοποιούνται στο προσομοίωμα με την οπλισμένη τοιχοποιία. Αντίθετα στις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25.



## 5. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ

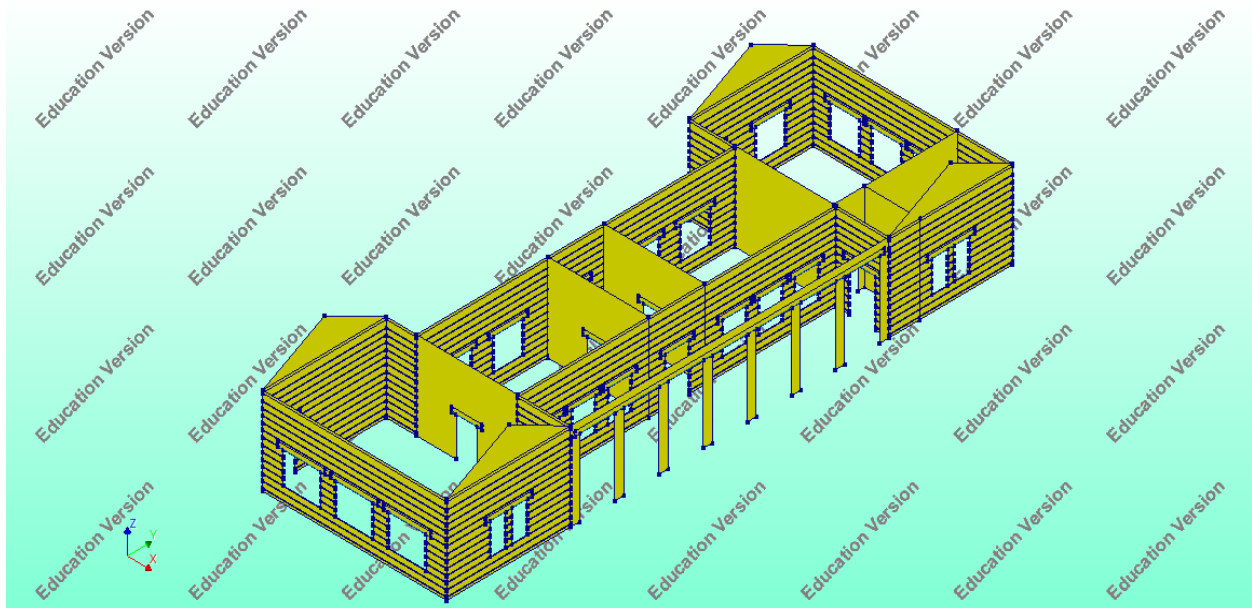
### 5.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΠΟΥ ΕΙΣΗΧΘΗ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ

Το χωρικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την Ελαστική Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση συνιστά μία εξιδανικευμένη αναπαράσταση του πραγματικού δομικού συστήματος της κατασκευής, το οποίο αποτελείται από γραμμικά στοιχεία (ξύλινα στοιχεία στέγης) και επιφανειακά στοιχεία (φέρουσες τοιχοποιίες και επικάλυψη στέγης). Η ανάλυση του προσομοιώματος πραγματοποιήθηκε μέσω της Εκπαιδευτικής Έκδοσης του λογισμικού DIANA FEA. Στο πρόγραμμα αυτό η διακριτοποίηση γίνεται με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους τεσσάρων κόμβων (Quadrilateral Elements) που μπορούν να παραλάβουν ορθές, διατμητικές και καμπτικές δυνάμεις. Ο κάθε κόμβος του στοιχείου κελύφους έχει έξι βαθμούς ελευθερίας (τρεις μετακινήσεις & τρεις στροφές). Η φέρουσα τοιχοποιία θε ελεγχθεί μέσω των θλιπτικών και εφελκυστικών τάσεων. Τα ξύλινα ζευκτά δεν ελέγχονται, αλλά έχουν τοποθετηθεί στο προσομοίωμα για να είναι όσο το δυνατόν πιο αξιόπιστη η ανάλυση και για να γίνει ανακατανομή των δυνάμεων στις φέρουσες τοιχοποιίες. Όλα τα ανοίγματα (θύρες, παράθυρα και οπές) έχουν εισαχθεί στο προσομοίωμα.



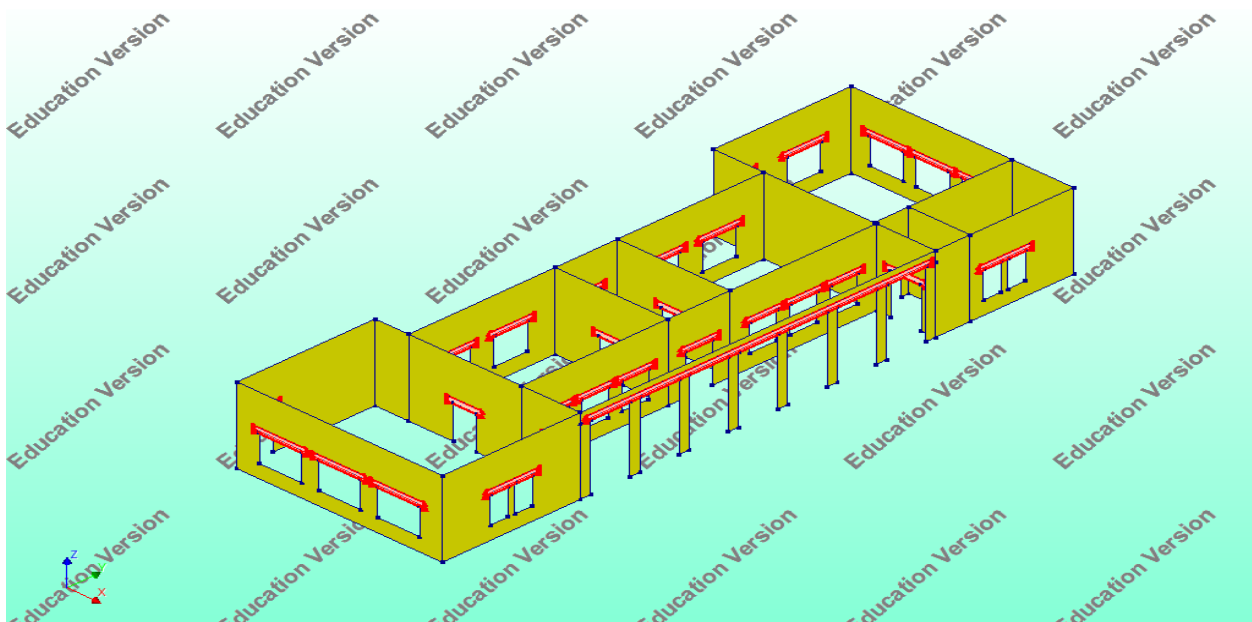
Εικόνα 30 Τρισδιάστατο προσομοίωμα του τετρατάξιου δημοτικού σχολείου

Η εξωτερική και εσωτερική τοιχοποιία προσομοιάζονται με επιφανειακά στοιχεία πάχους 0.70m και 0.40m αντίστοιχα.



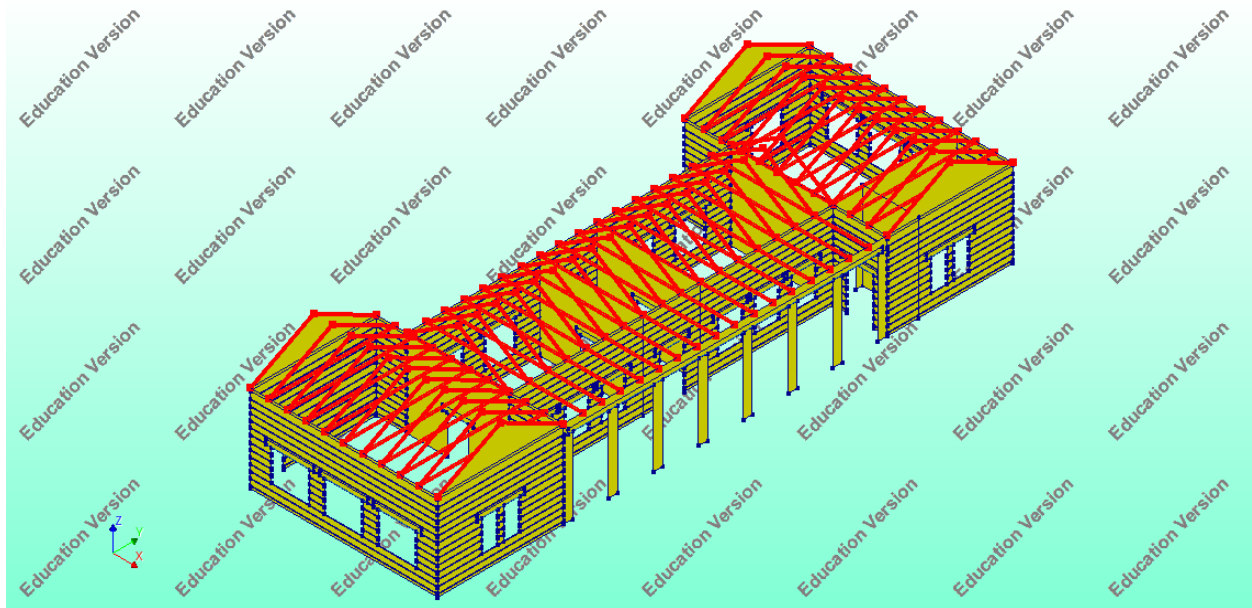
Εικόνα 31 Φέρουσα τοιχοποιία

Επιπλέον στο προσομοίωμα εισαγονται τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος που βρίσκονται πάνω από κάθε άνοιγμα. Τα στοιχεία αυτά έχουν ύψος 0.3 m και πάχος όσο της εκάστοτε φέρουσας τοιχοποιίας.

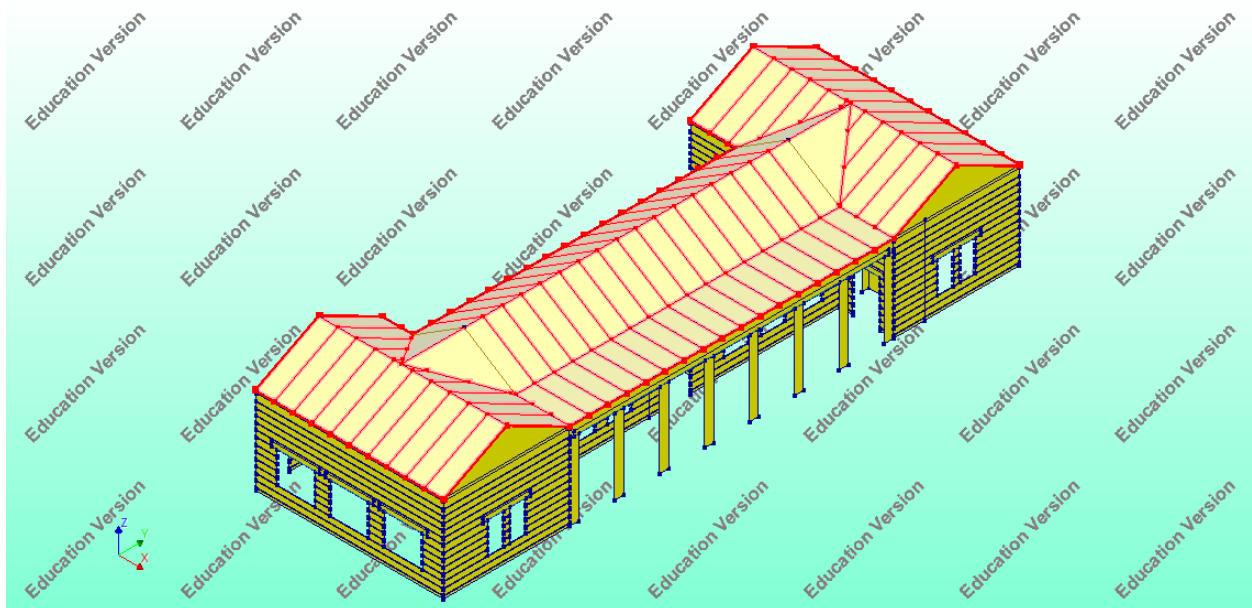


Εικόνα 32 Υπέρθυρα οπλισμένου σκυροδέματος

Η προσομοίωση της στέγης έγινε τόσο με την πλήρη προσομοίωση των ξύλινων ζευκτών με γραμμικά μέλη δοκών όσο και με την προσθήκη επιφανειακών στοιχείων πάχους 0,10m και ειδικού βάρους  $7.00 \frac{kN}{m^3}$  ώστε να συμπεριληφθεί η μάζα της στέγης στην ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής.

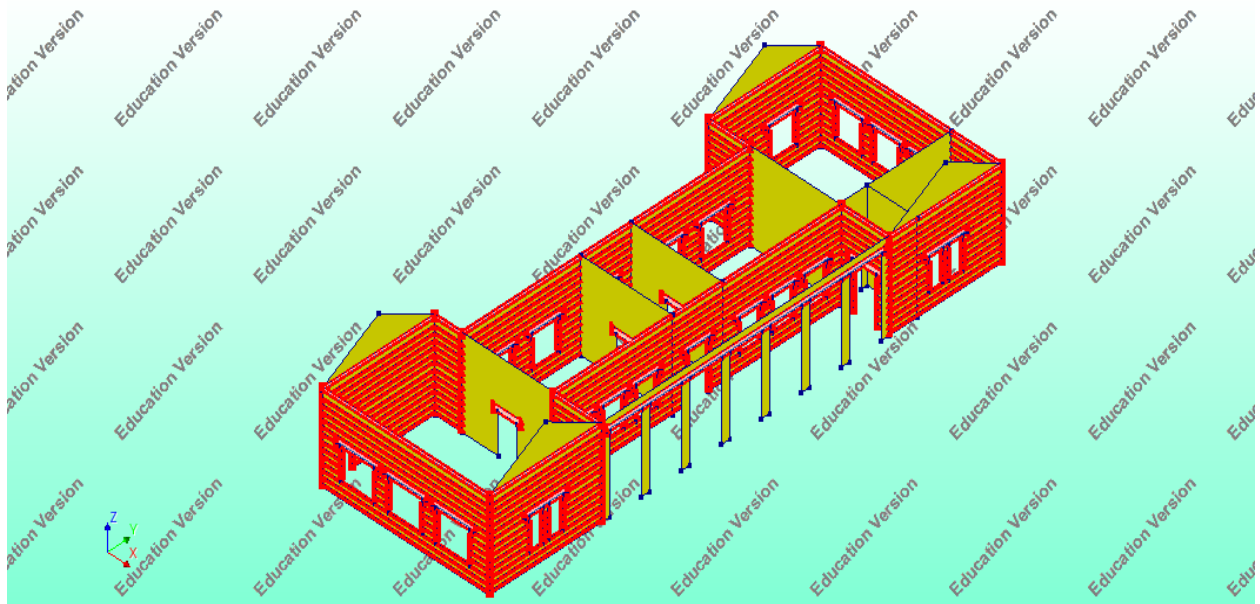


Εικόνα 33 Ξύλινα ζευκτά στέγης

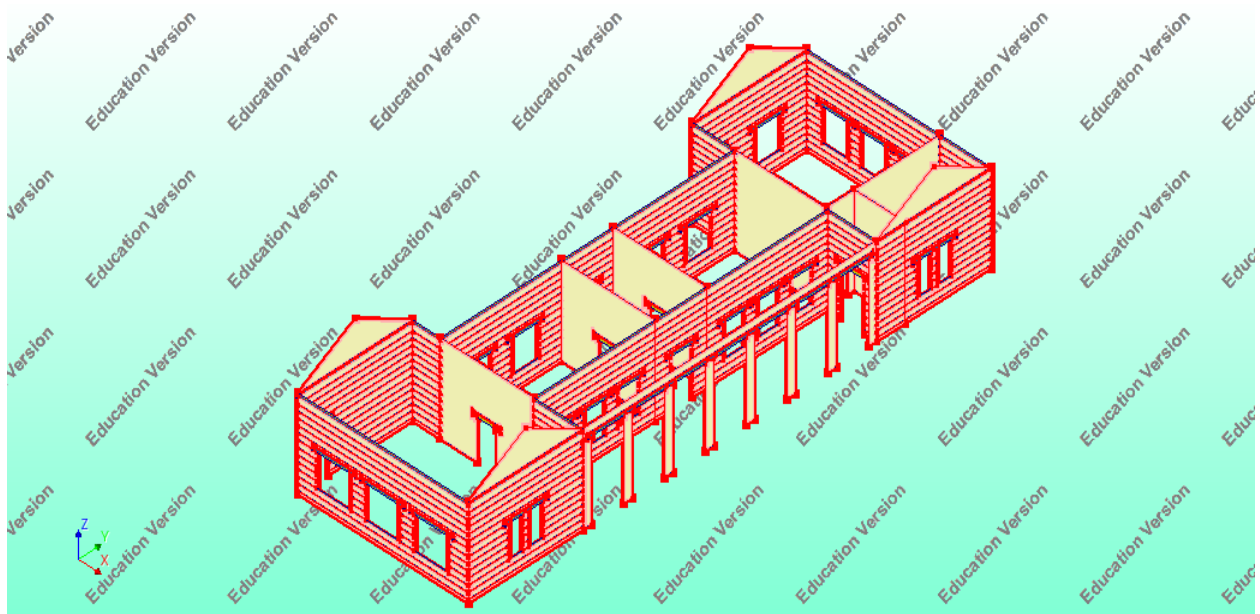


Εικόνα 34 Επιφανειακά στοιχεία τα οποία προσομοιάζουν τα φορτία της στέγης

Στη συνέχεια το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για την μελέτη της συμπεριφοράς του δομήματος από άοπλη τοιχοποιία τροποποιήθηκε ώστε να προσομοιωθούν τα οριζόντια στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και να ληφθούν υπόψη στην ανάλυση. Η φέρουσα τοιχοποιία αλλά και τα διαζώματα οπλισμένου σκυροδέματος προσομοιώνονται με επιφανειακά στοιχεία ενώ ο οπλισμός ενσωματώνεται στα σενάζ.



Εικόνα 35 Στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος



Εικόνα 36 Φέρουσα τοιχοποιία

Η προσομοίωση των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις Λεπτομέρειες Αντισεισμικών Κατασκευών του Υπουργείου Παιδείας του 1964 οι οποίες παρέχονταν από την Ειδική Τεχνική Υπηρεσία. Οι λεπτομέρειες διακρίνονταν ανάλογα με το πλήθος των ορόφων (μονώροφο ή διώροφο), το είδος της τοιχοποιίας (λιθοδομή ή πλινθοδομή), τη σεισμική κατηγορία της περιοχή και την κατηγορία σεισμική επικινδυνότητας του εδάφους. Στην παρούσα εργασία μελετάται μονώροφο κτίσμα εκ λιθοδομής για τις τρεις σεισμικές ζώνες σε έδαφος σεισμικής επικινδυνότητας Β.



Εικόνα 37 Διακριτοποίηση ανάλογα με το πλήθος των ορόφων

①

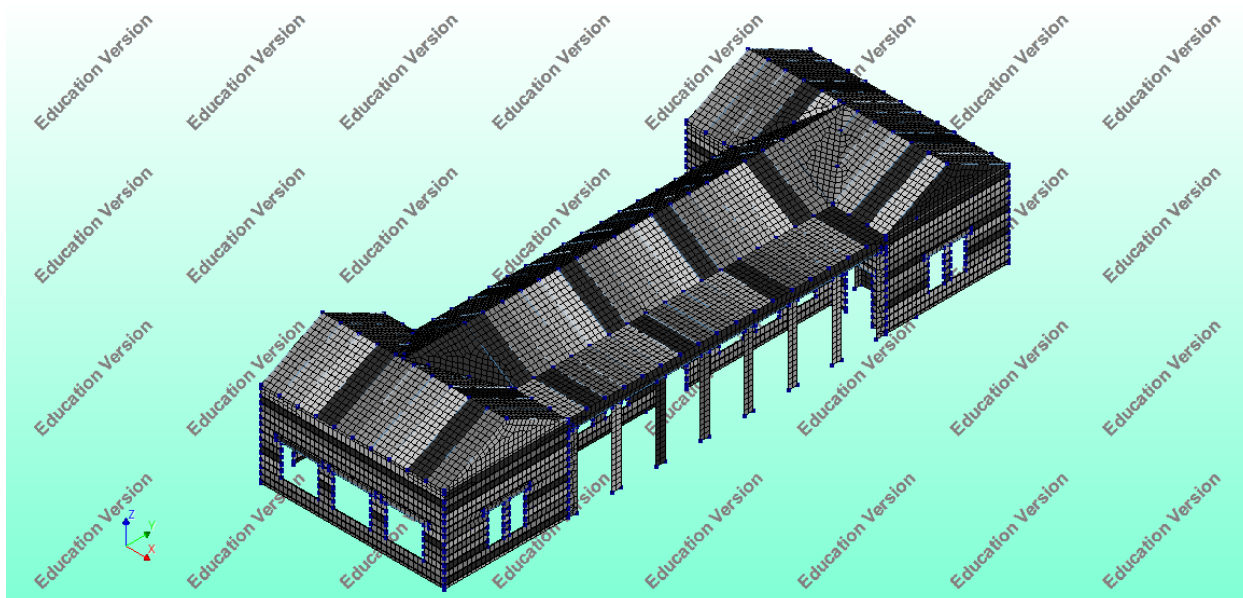
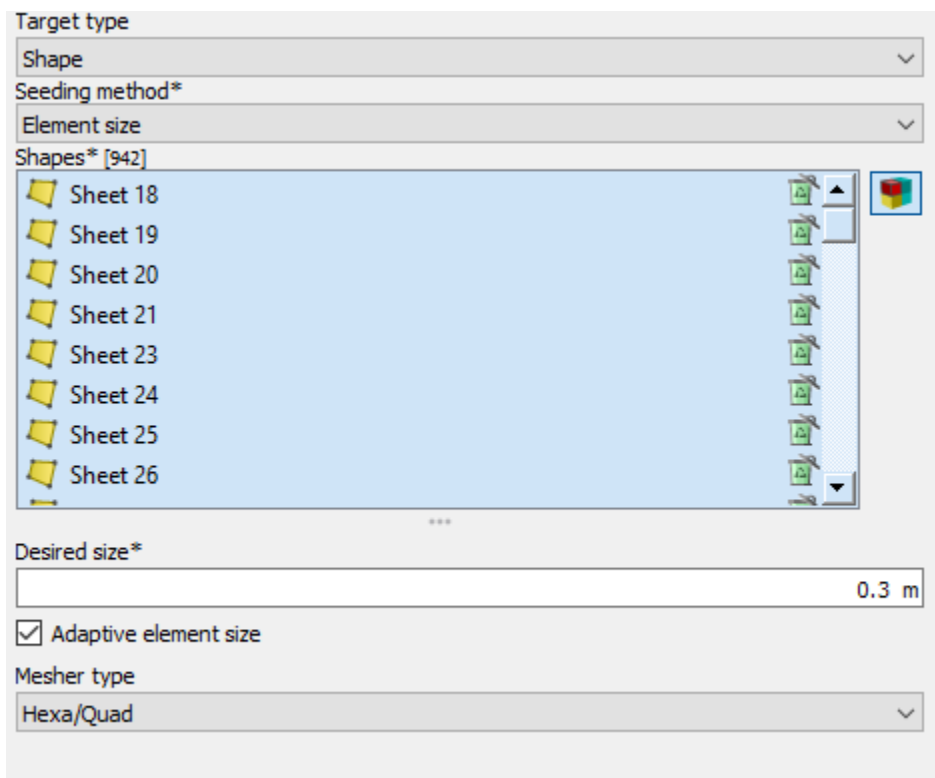
ΠΙΝΑΞ Α

Όπλισμοί μονορόφου εκ λιθοδομής ή δώροφου εκ λιθοδομής του διώροφου.

Σεισμική Κατηγορία περιοχής	Σεισμική επικινδυνότητα εδάφους		
	α	β	γ
I	3σβ καθ' όσον το ύψος των τοίχων	4σβ καθ' όσον το ύψος των τοίχων	3σβ καθ' όσον το ύψος των τοίχων
II	4σβ καθ' όσον το ύψος των τοίχων	3σβ καθ' όσον το ύψος των τοίχων	4σβ καθ' όσον το ύψος των τοίχων
III	3σβ καθ' όσον το ύψος των τοίχων	4σβ καθ' όσον το ύψος των τοίχων	3σβ καθ' όσον το ύψος των τοίχων

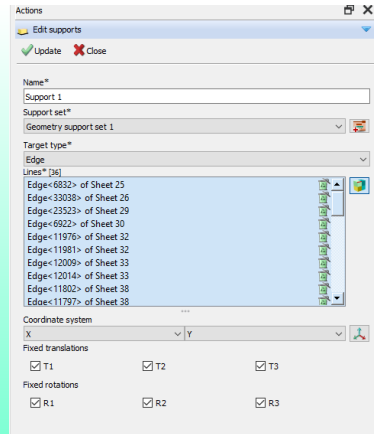
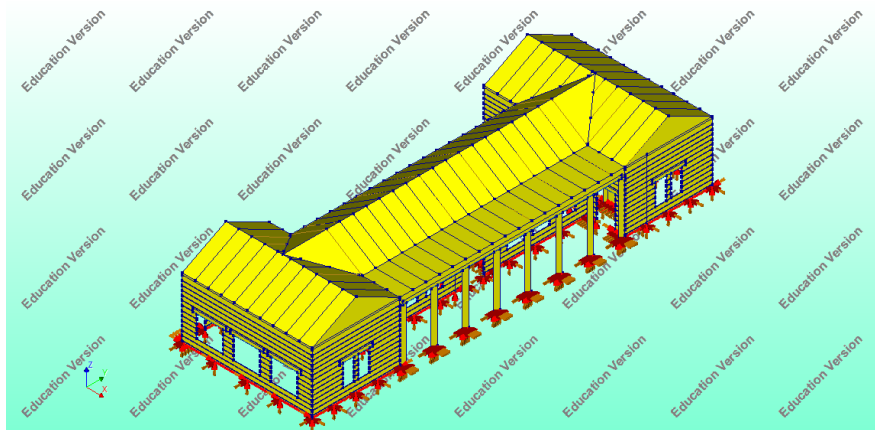
Εικόνα 38 Πίνακας οπλισμών μονώροφου

Η διακριτοποίηση του φορέα έγινε με επιφανειακά στοιχεία διάστασης 0.3 m



Εικόνα 39 Διακριτοποίηση του φορέα στο λογισμικό DIANA FEA

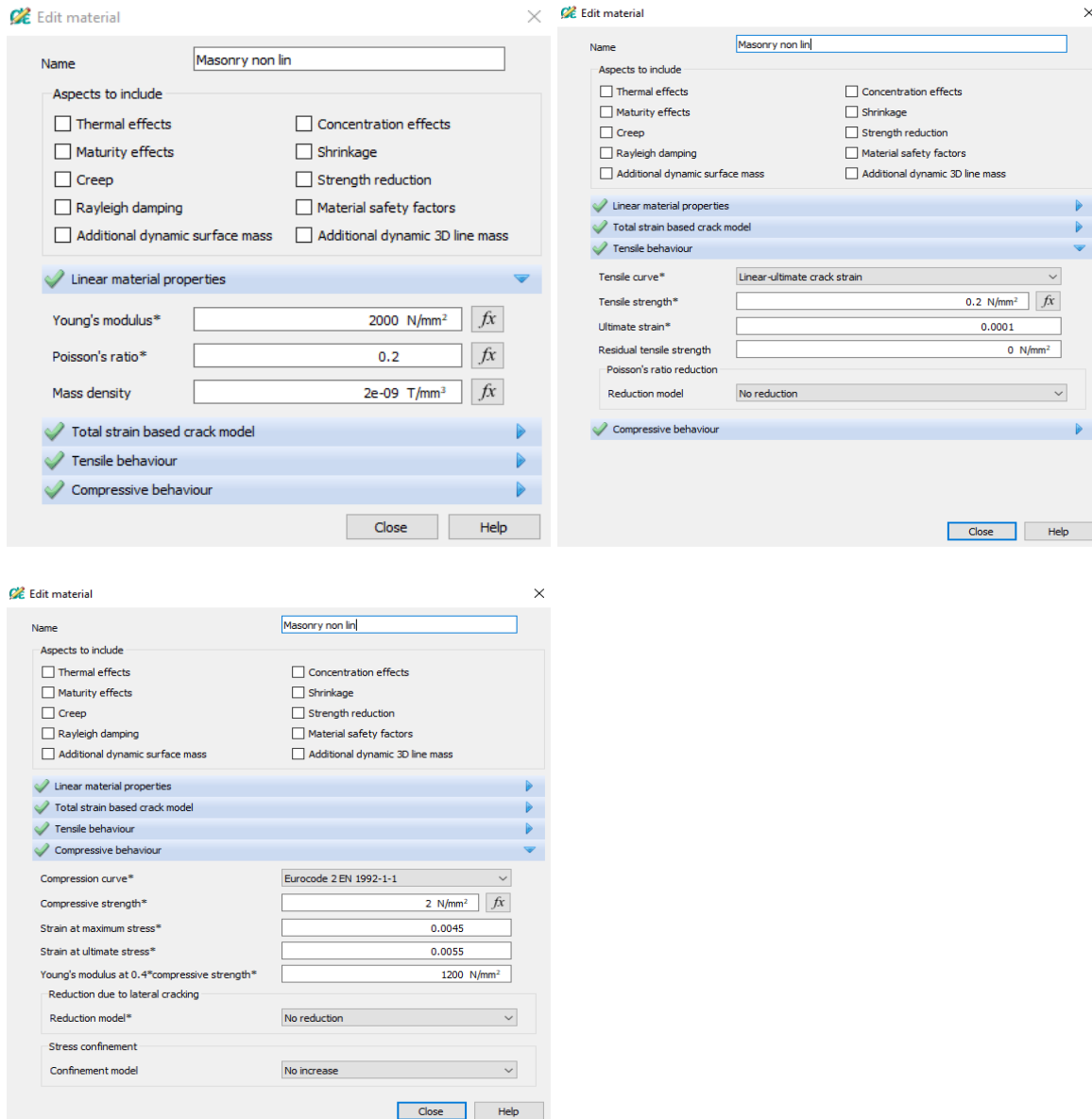
Η βάση του φορέα θεωρήθηκε πακτωμένη στο έδαφος.



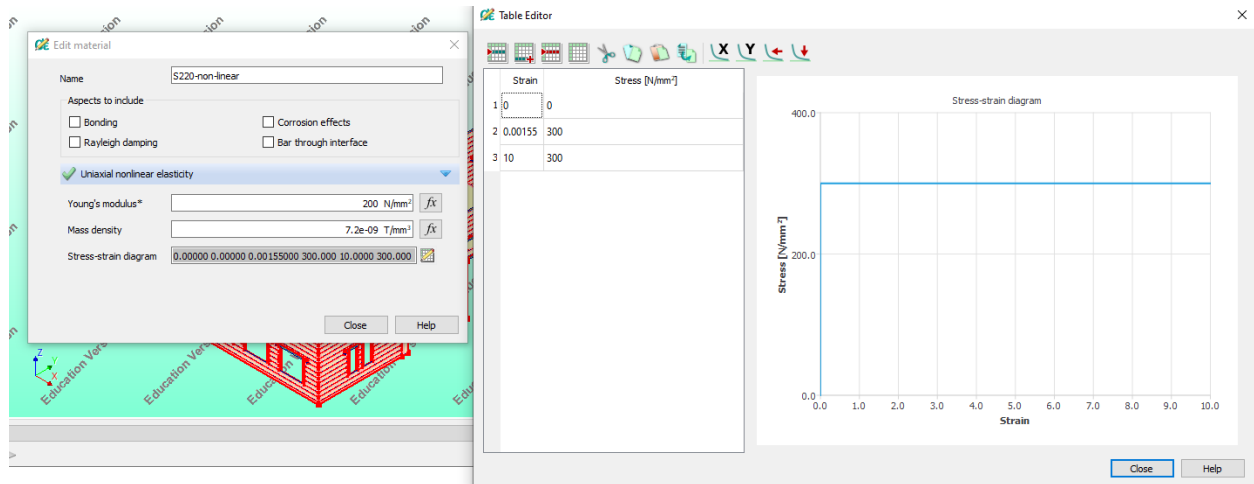
Εικόνα 40 Πακτώσεις στο έδαφος

## 5.2 ΥΛΙΚΑ

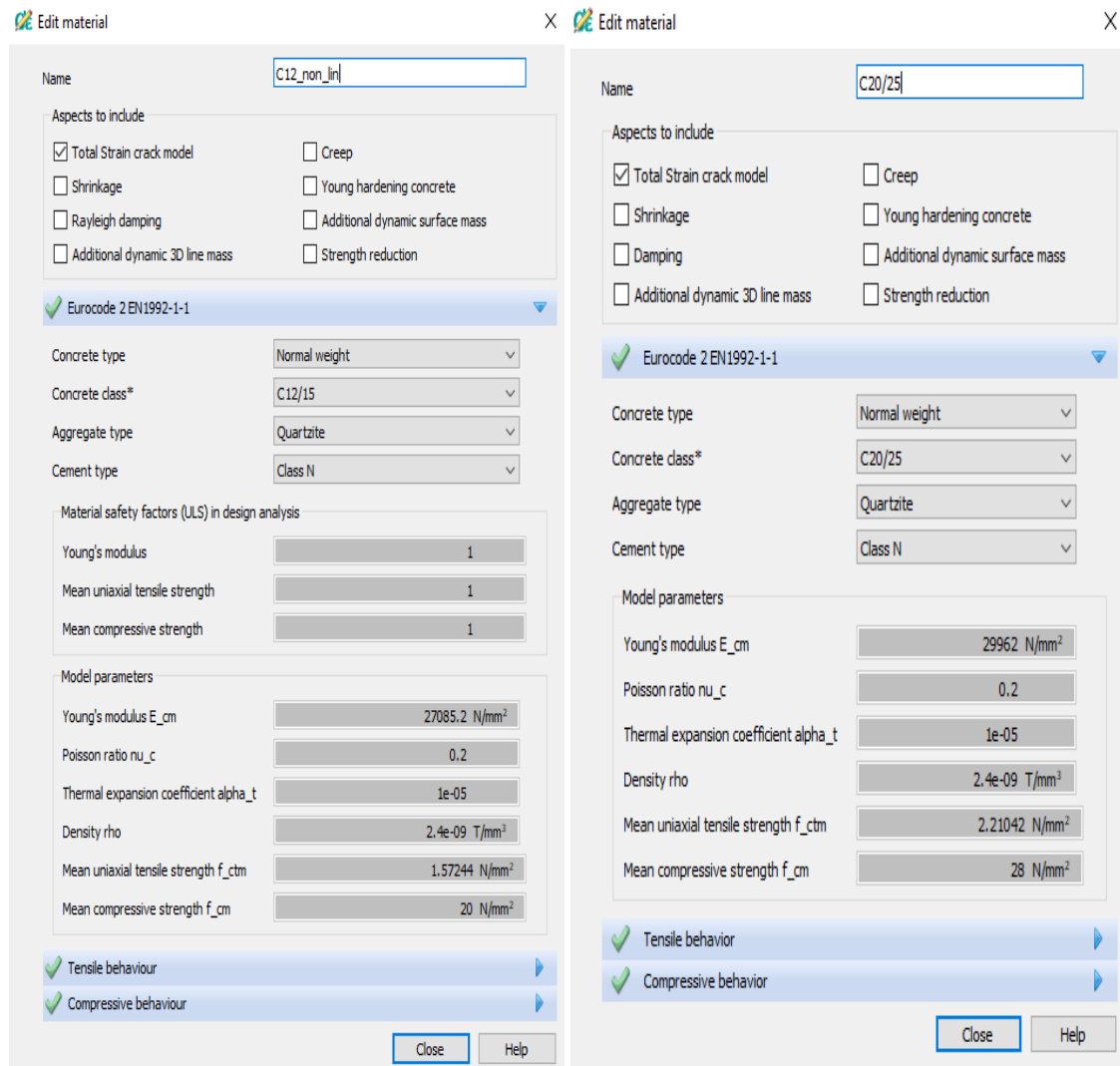
Στη συνέχεια παρουσιάζονται χαρακτηριστικές εικόνες από το πρόγραμμα προσομοίωσης με την αναλυτική περιγραφή των μηχανικών χαρακτηριστικών της φέρουσας τοιχοποιίας που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση της κατασκευής.







Εικόνα 41 Χάλυβας οπλισμού



Εικόνα 42 Σκυρόδεμα

### 5.3 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

#### 2. Ίδιο βάρος φέρουσας τοιχοποιίας

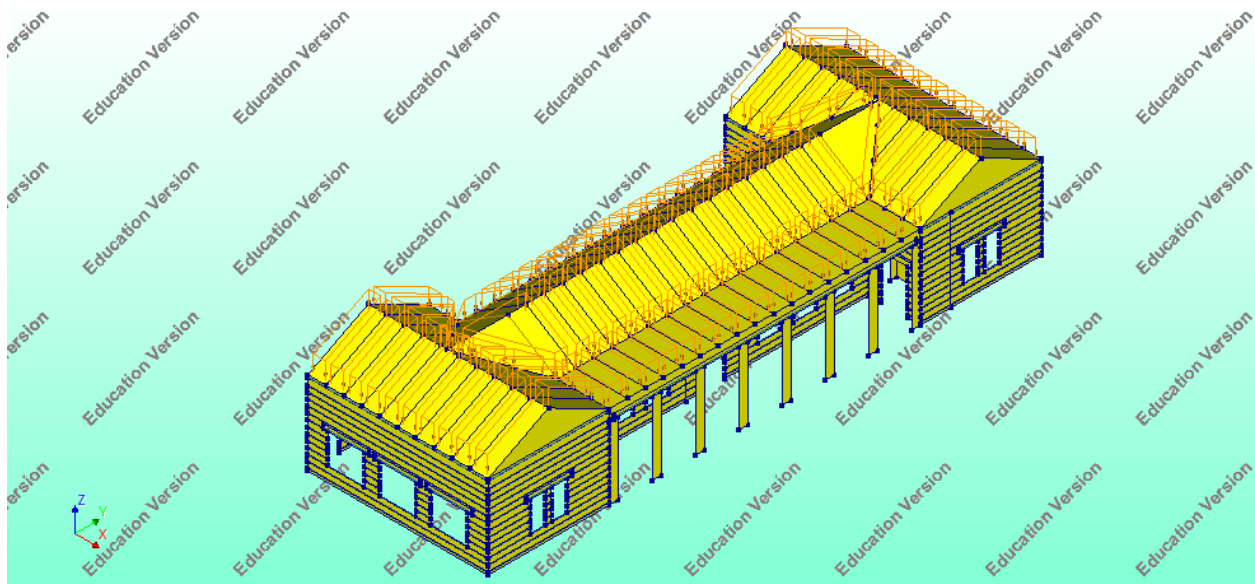
Το ίδιο βάρος του κτιρίου υπολογίστηκε αυτόματα από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων βάσει της πυκνότητας των υλικών που χρησιμοποιούνται.

#### 3. Μόνιμα φορτία στέγης

Αντίστοιχα με το ίδιο βάρος της φέρουσας τοιχοποιίας το μόνιμο φορτίο της στέγης υπολογίστηκε από το πρόγραμμα με τη θεώρηση ότι το βάρος της στέγης αντιστοιχεί σε  $7 \frac{KN}{m^3}$ . Για να συμπεριληφθεί η μάζα της στέγης στην ιδιομορφική ανάλυση στο προσομοίωμα εισήχθησαν επιφανειακά στοιχεία με πάχος 0,1m το φορτίο των οποίων μεταβιβάζεται στη φέρουσα τοιχοποιία μέσω των ξύλινων ζευκτών.

#### 4. Κινητά φορτία στέγης

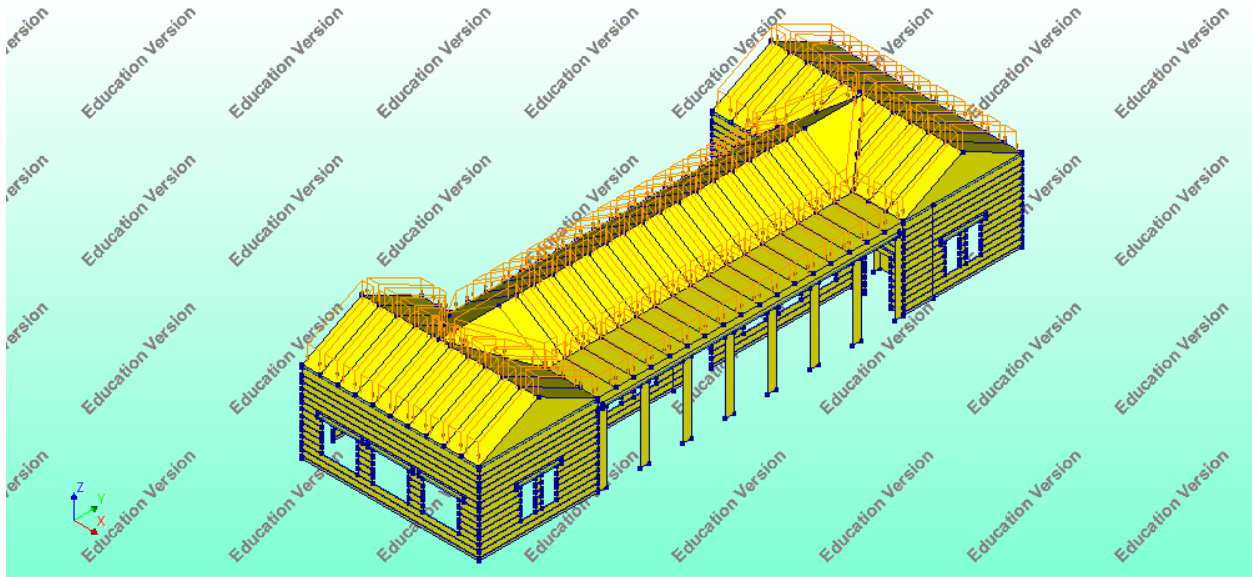
Εφαρμόστηκε φορτίο της τάξης του  $1.00 \frac{KN}{m^2}$



Εικόνα 43 Κινητά φορτία στέγης

5. Ανεμοφόρτιση  $2.00 \frac{KN}{m^2}$

6. Χιόνι  $1.00 \text{ KN/m}^2$



Εικόνα 44 Φορτία χιονιού

7. Σεισμικά φορτία

Αναφορικά με τις σεισμικές φορτίσεις η κατασκευή ελέγχεται για τις τρεις σεισμικές ζώνες που ορίζονται από τον κανονισμό. Έτσι εξετάζεται η απόκριση του κτιρίου σε εδαφική επιτάχυνση  $a_{gr}=0.16g$  ,  $a_{gr}=0.24g$  και  $a_{gr}=0.36g$  αντίστοιχα. Τα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται ιδιομορφικά κατά τις κύριες διευθύνσεις του φορέα X και Y. Η σεισμική φόρτιση θεωρείται ότι δρα ανεξάρτητα στις δύο διευθύνσεις, X και Y, και ότι συνδυάζεται με τα μόνιμα φορτία και το μέρος των κινητών που υπαγορεύει ο κανονισμός.

Στο προσομοίωμα με την άοπλη τοιχοποιία από την ιδιομορφική ανάλυση δεσπόζουσα κατά X είναι η 2<sup>η</sup> ιδιόμορφη με ιδιοπερίοδο 0.09s ενώ κατά Y 3<sup>η</sup> ιδιόμορφη με ιδιοπερίοδο 0.08s. Για κατηγορία εδάφους B και για κάθε μια από τις 3 ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας από το ελαστικό

φάσμα του Ευροκώδικα 8 υπολογίζεται η ελαστική επιτάχυνση που θα εφαρμόσουμε στον φορέα για την ελαστική ανάλυση.

$$S_e(T) = a_g * S * [1 + \frac{T}{T_B} (n*2.5-1)]$$

$$\text{Κατά τη X διεύθυνση : Ζώνη 1 } S_e(0.09) = 0,16g * 1.2 * [1 + \frac{0.09}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.3648g = 3.58 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 2 } S_e(0.09) = 0,24g * 1.2 * [1 + \frac{0.09}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.5472g = 5.37 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 3 } S_e(0.09) = 0,36g * 1.2 * [1 + \frac{0.09}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.8208g = 8.05 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Κατά τη Y διεύθυνση : Ζώνη 1 } S_e(0.08) = 0,16g * 1.2 * [1 + \frac{0.08}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.3456g = 3.39 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 2 } S_e(0.08) = 0,24g * 1.2 * [1 + \frac{0.08}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.5184g = 5.09 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 3 } S_e(0.08) = 0,36g * 1.2 * [1 + \frac{0.08}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.7776g = 7.63 \frac{m}{s^2}$$

Στο προσομοίωμα με την άοπλη τοιχοποιία με προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος από την ιδιομορφική ανάλυση δεσπόζουσα κατά X είναι η 1η ιδιόμορφη με ιδιοπερίοδο 0.09s ενώ κατά Y 3η ιδιόμορφη με ιδιοπερίοδο 0.08s. Για κατηγορία εδάφους B και για κάθε μια από τις 3 ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας από το ελαστικό φάσμα του Ευροκώδικα 8 υπολογίζεται η ελαστική επιτάχυνση που θα εφαρμόσουμε στον φορέα για την ελαστική ανάλυση.

$$S_e(T) = a_g * S * [1 + \frac{T}{T_B} (n*2.5-1)]$$

$$\text{Κατά τη X διεύθυνση : Ζώνη 1 } S_e(0.09) = 0,16g * 1.2 * [1 + \frac{0.09}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.3648g = 3.58 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 2 } S_e(0.09) = 0,24g * 1.2 * [1 + \frac{0.09}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.5472g = 5.37 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 3 } S_e(0.09) = 0,36g * 1.2 * [1 + \frac{0.09}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.8208g = 8.05 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Κατά τη Y διεύθυνση : Ζώνη 1 } S_e(0.08) = 0,16g * 1.2 * [1 + \frac{0.08}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.3456g = 3.39 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 2 } S_e(0.08) = 0,24g * 1.2 * [1 + \frac{0.08}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.5184g = 5.09 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 3 } S_e(0.08) = 0,36g * 1.2 * [1 + \frac{0.08}{0.15} (1*2.5-1)] = 0.7776g = 7.63 \frac{m}{s^2}$$

Στο προσομοίωμα με την οπλισμένη τοιχοποιία από την ιδιομορφική ανάλυση δεσπόζουσα κατά X είναι η 2η ιδιόμορφη με ιδιοπερίοδο 0.084s ενώ κατά Y 3η ιδιόμορφη με ιδιοπερίοδο 0.077s. Για κατηγορία εδάφους B και για κάθε μια από τις 3 ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας από το ελαστικό φάσμα του Ευροκώδικα 8 υπολογίζεται η ελαστική επιτάχυνση που θα εφαρμόσουμε στον φορέα για την ελαστική ανάλυση.

$$S_e(T) = a_g * S * [1 + \frac{T}{T_B} (n*2.5-1)]$$

$$\text{Κατά τη X διεύθυνση : Ζώνη 1 } S_e(0.09) = 0,16g * 1.2 * [1 + \frac{0.084}{0.15} (1*2.5-1)] = 3.47 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 2 } S_e(0.09) = 0,24g * 1.2 * [1 + \frac{0.084}{0.15} (1*2.5-1)] = 5.21 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 3 } S_e(0.09) = 0,36g * 1.2 * [1 + \frac{0.084}{0.15} (1*2.5-1)] = 7.81 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Κατά τη Y διεύθυνση : Ζώνη 1 } S_e(0.08) = 0,16g * 1.2 * [1 + \frac{0.077}{0.15} (1*2.5-1)] = 3.34 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 2 } S_e(0.08) = 0,24g * 1.2 * [1 + \frac{0.077}{0.15} (1*2.5-1)] = 5.01 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Ζώνη 3 } S_e(0.08) = 0,36g * 1.2 * [1 + \frac{0.077}{0.15} (1*2.5-1)] = 7.52 \frac{m}{s^2}$$

Στο προσομοίωμα με την οπλισμένη τοιχοποιία με προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος από την ιδιομορφική ανάλυση δεσπόζουσα κατά X είναι η 3<sup>η</sup> ιδιόμορφη με ιδιοπερίοδο 0.086s ενώ κατά Y 4<sup>η</sup> ιδιόμορφη με ιδιοπερίοδο 0.079s. Για κατηγορία εδάφους B και για κάθε μια από τις 3 ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας από το ελαστικό φάσμα του Ευροκώδικα 8 υπολογίζεται η ελαστική επιτάχυνση που θα εφαρμόσουμε στον φορέα για την ελαστική ανάλυση.

$$S_e(T) = a_g * S * [1 + \frac{T}{T_B} (n*2.5-1)]$$

Κατά τη X διεύθυνση : Ζώνη 1  $S_e(0.09) = 0,16g * 1.2 * [1 + \frac{0.086}{0.15} (1*2.5-1)] = 3.50 \frac{m}{s^2}$

Ζώνη 2  $S_e(0.09) = 0,24g * 1.2 * [1 + \frac{0.086}{0.15} (1*2.5-1)] = 5.25 \frac{m}{s^2}$

Ζώνη 3  $S_e(0.09) = 0,36g * 1.2 * [1 + \frac{0.086}{0.15} (1*2.5-1)] = 7.88 \frac{m}{s^2}$

Κατά τη Y διεύθυνση : Ζώνη 1  $S_e(0.08) = 0,16g * 1.2 * [1 + \frac{0.079}{0.15} (1*2.5-1)] = 3.37 \frac{m}{s^2}$

Ζώνη 2  $S_e(0.08) = 0,24g * 1.2 * [1 + \frac{0.079}{0.15} (1*2.5-1)] = 5.06 \frac{m}{s^2}$

Ζώνη 3  $S_e(0.08) = 0,36g * 1.2 * [1 + \frac{0.079}{0.15} (1*2.5-1)] = 7.59 \frac{m}{s^2}$

## 6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

### 6.1 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΟΚΑ

#### Στατικοί συνδυασμοί φορτίσεων

Comb1:  $1.35G+1.35G'+1.5Q$

Comb2:  $1.35G+1.35G'+1.5Q+0.9windx+0.9windy$

Comb3:  $1.35G+1.35G'+1.5Q+0.75snow$

Comb4:  $1.35G+1.35G'+1.05Q+1.5snow+0.9windx+0.9windy$

Comb5:  $1.35G+1.35G'+1.05Q+1.5snow$

Comb6:  $1.35G+1.35G'+1.05Q+1.5windx+1.5windy$

Comb7:  $1.35G+1.35G'+1.05Q+1.5windx+1.5windy+0.75snow$

#### Σεισμικοί συνδυασμοί φορτίσεων

SeismicX:  $G+G'+0.3Q+E_X+0.3E_Y$

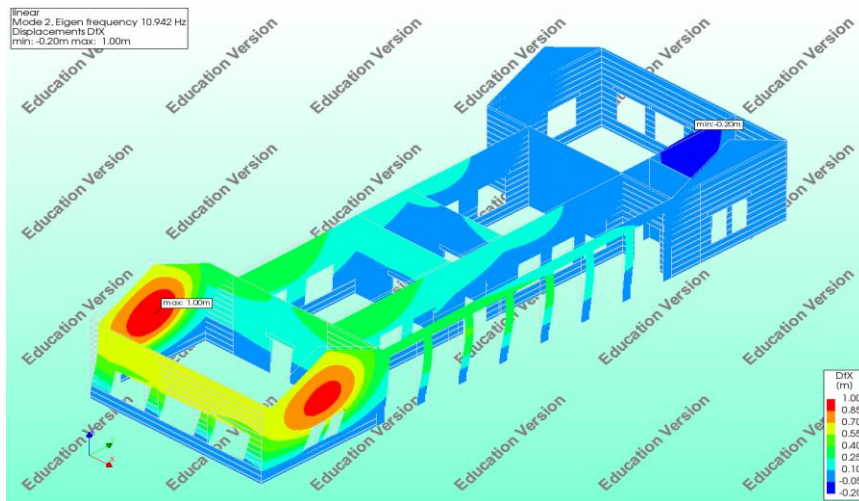
SeismicY:  $G+G'+0.3Q+0.3E_X+E_Y$

## 6.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

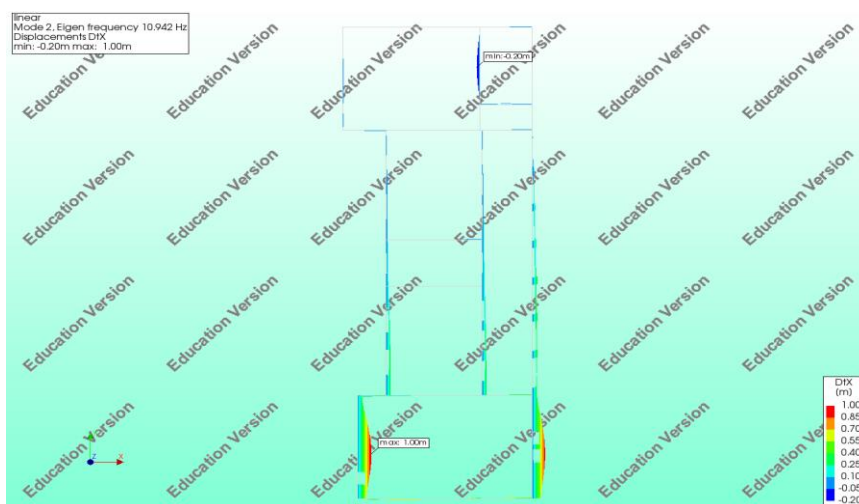
Ακολούθως παρουσιάζονται οι δεσπόζουσες ιδιομορφές του κτιρίου για μετακίνηση κατά X και Y. Αξίζει να σημειωθεί ότι εξαιτίας της έλλειψης διαφραγματικής λειτουργίας από την ανάλυση προκύπτουν αρκετές ιδιομορφές στις οποίες συμμετέχει η ξύλινη στέγη η οποία έχει μικρή μάζα.

- Κατά τη διεύθυνση X

Όπως φαίνεται στον πίνακα που παρουσιάζεται στη συνέχεια κατά τη διεύθυνση X δεσπόζουσα είναι η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο 0.09s ενώ για να ενεργοποιηθεί το 75% της μάζας του κτιρίου απαιτούνται οι 59 πρώτες ιδιομορφές. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η δεύτερη ιδιομορφή του φορέα:



Εικόνα 45 2η ιδιομορφή του φορέα από άοπλη τοιχοποιία

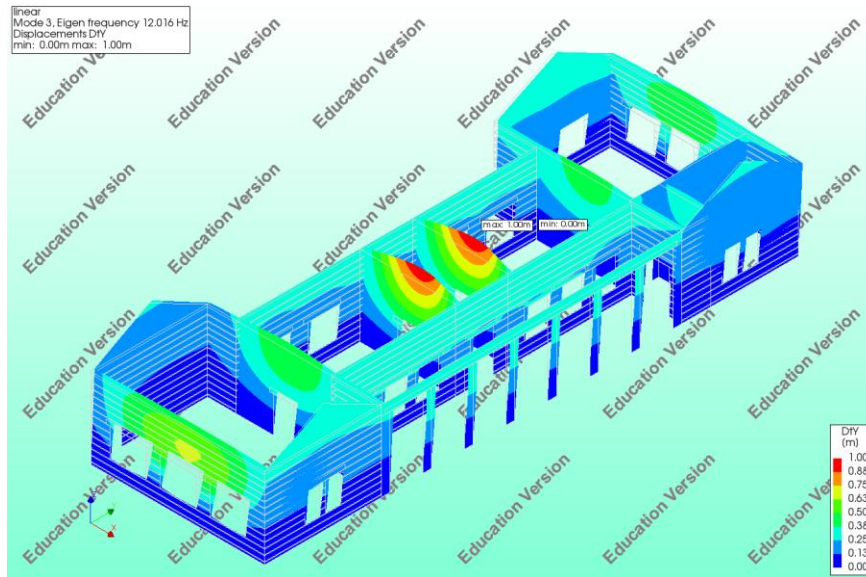




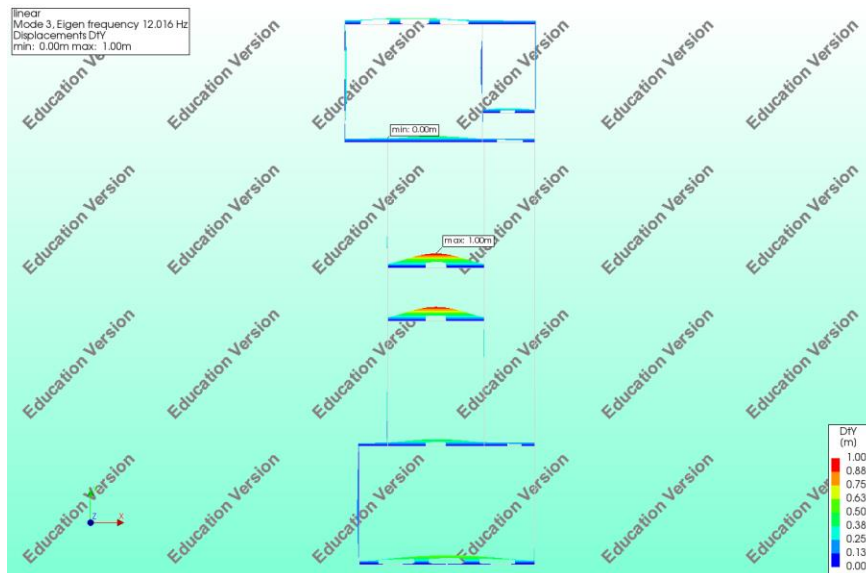
- Κατά τη διεύθυνση Y

Αντίστοιχα με τη διεύθυνση X κατά τη διεύθυνση Y δεσπόζουσα είναι η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο 0.08s ενώ για να ενεργοποιηθεί το 75% της μάζας του κτιρίου απαιτούνται οι 24 πρώτες ιδιομορφές.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η τρίτη ιδιομορφή του φορέα:



Εικόνα 46 3η ιδιομορφή του φορέα από άοπλη τοιχοποιία



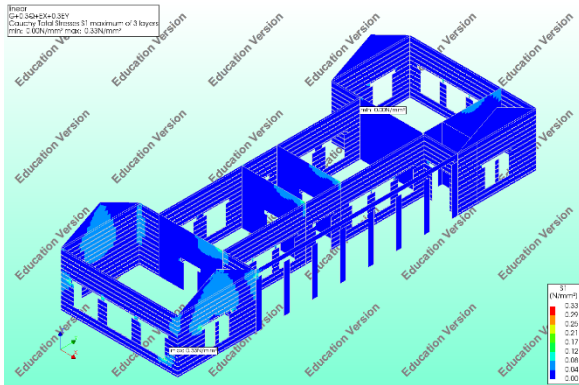
## 6.3 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### Σεισμικοί συνδυασμοί

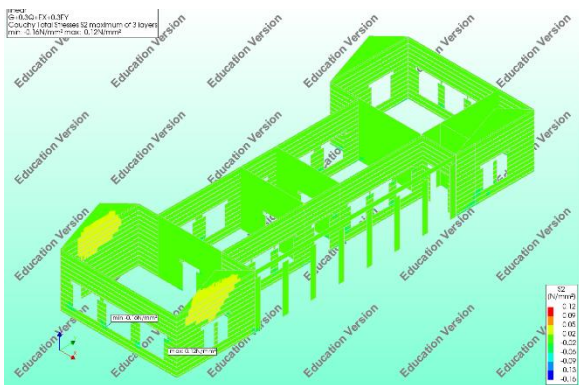
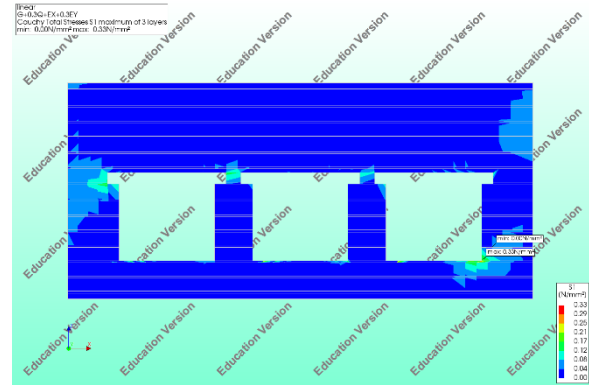
Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι τάσεις που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία όταν το υπό μελέτη κτίριο υποβάλλεται σε σεισμική επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε Ζώνη 1, 2 και 3.

#### ➤ Ζώνη 1

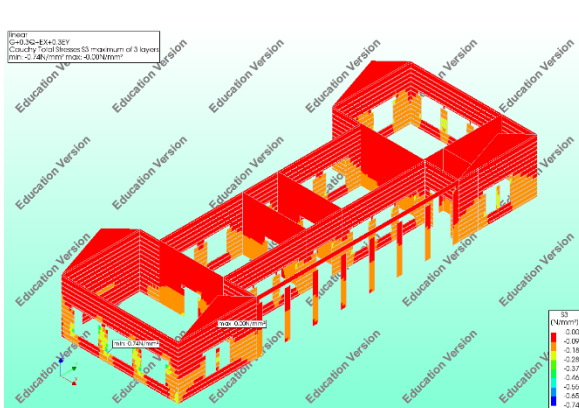
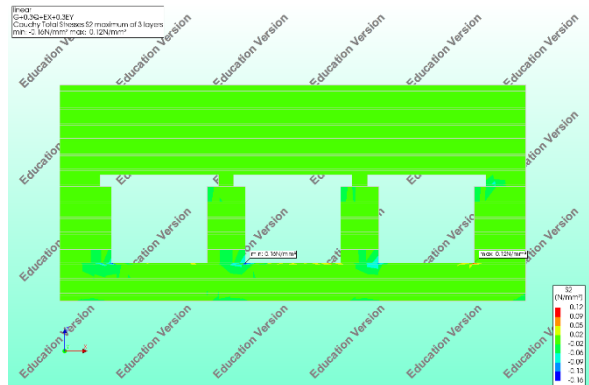
- SeismicX:  $G+G'+0.3Q+E\_X+0.3E\_Y$



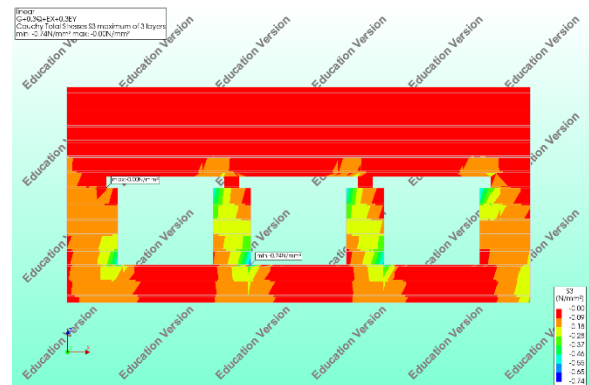
Εικόνα 47 Κατανομή κυρίων τάσεων S1

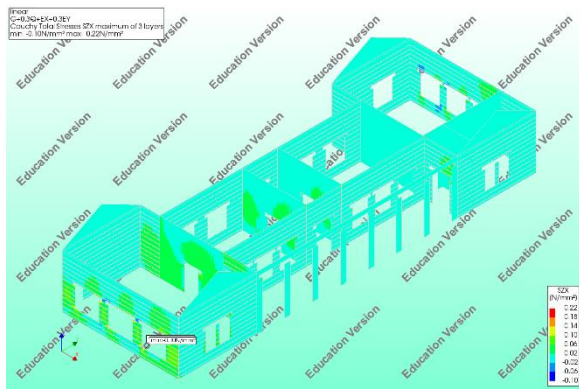


Εικόνα 48 Κατανομή κυρίων τάσεων S2

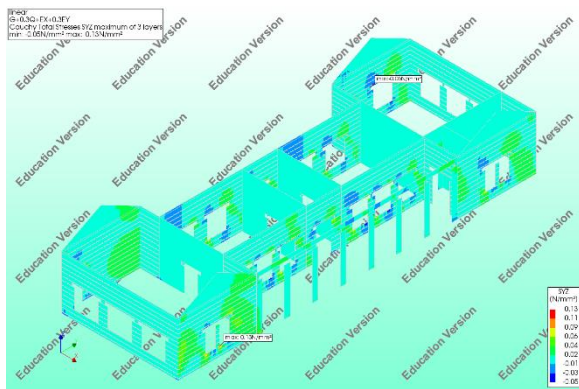
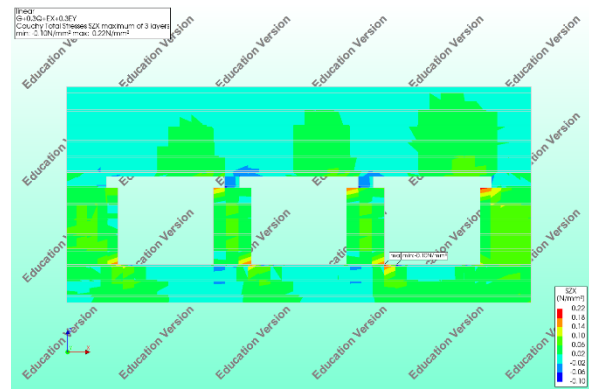


Εικόνα 49 Κατανομή κυρίων τάσεων S3

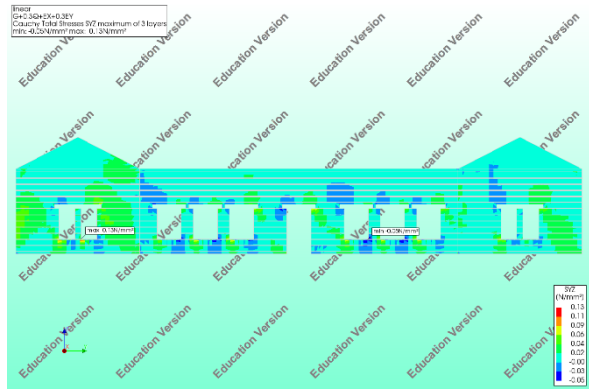




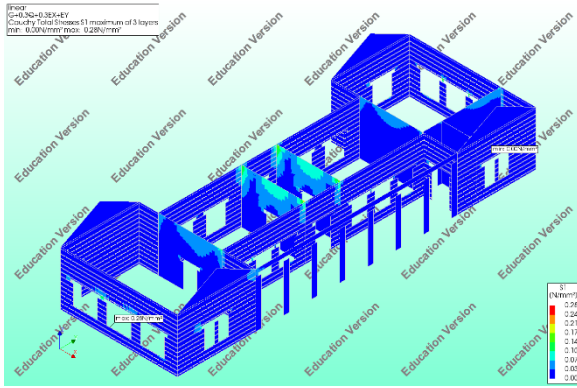
Εικόνα 50 Κατανομή διατμητικών τάσεων στο επίπεδο ZX



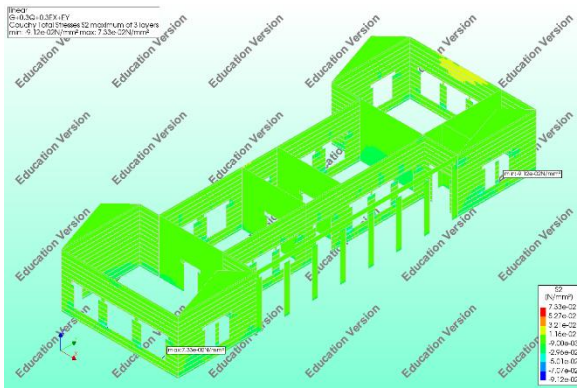
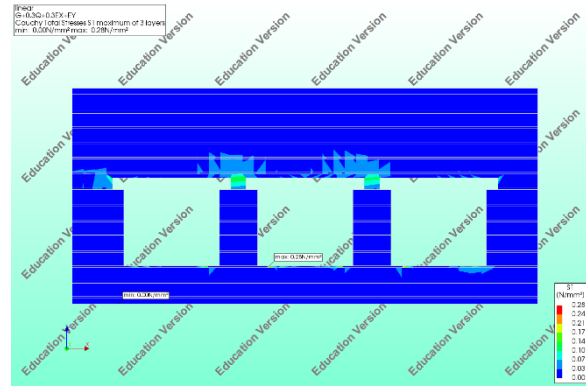
Εικόνα 51 Κατανομή διατμητικών τάσεων στο επίπεδο ZY



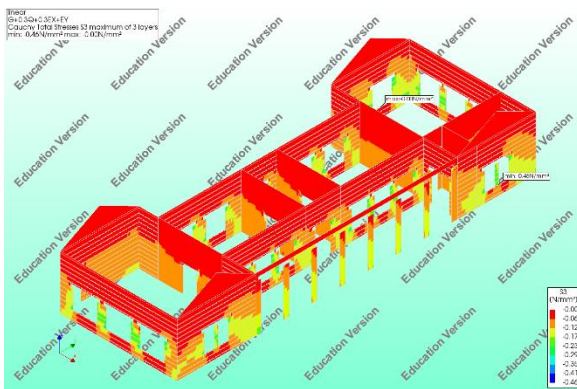
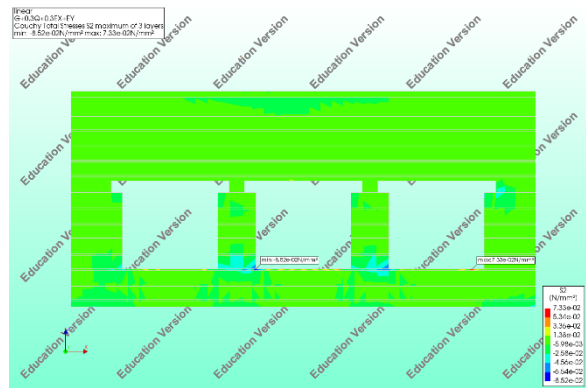
- SeismicY: G+G'+ 0.3Q +0.3E\_X+E\_Y



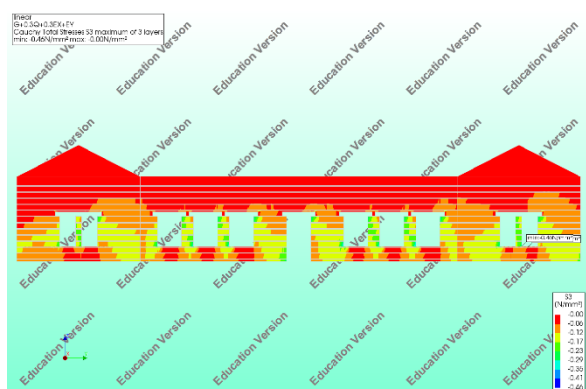
Εικόνα 52 Κατανομή κυρίων τάσεων S1

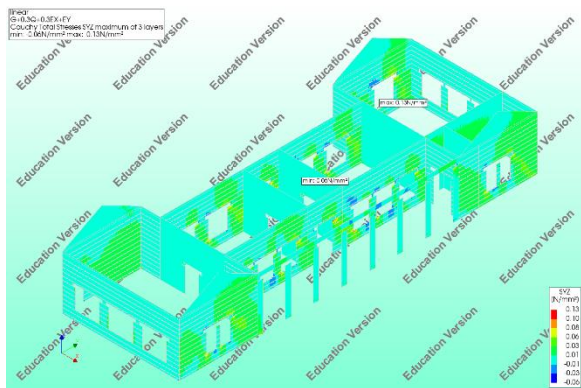


Εικόνα 53 Κατανομή κυρίων τάσεων S2

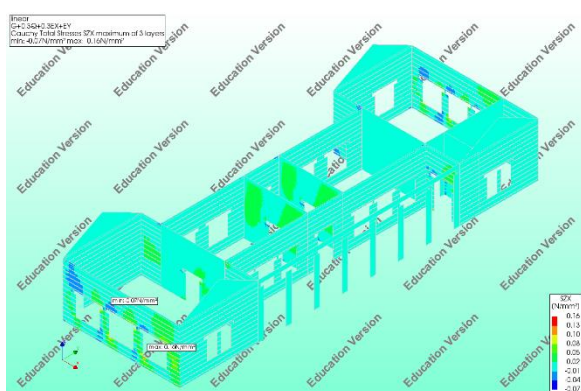
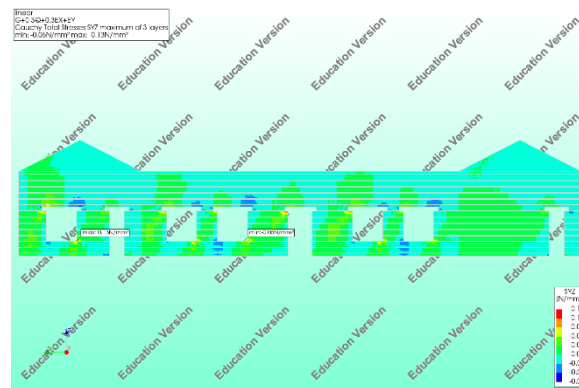


Εικόνα 54 Κατανομή κυρίων τάσεων S3

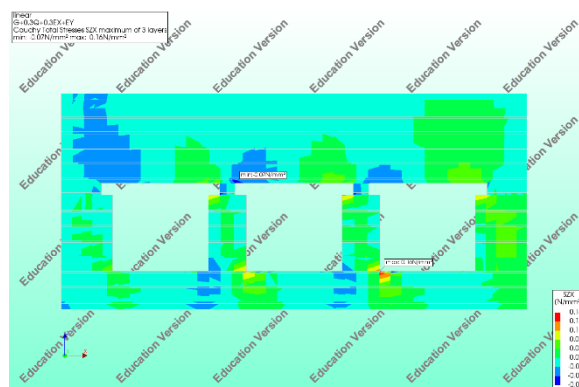




Εικόνα 55 Κατανομή διατμητικών τάσεων στο επίπεδο ZX



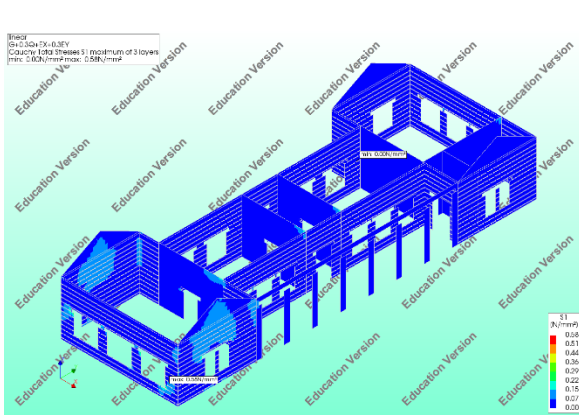
Εικόνα 56 Κατανομή διατμητικών τάσεων στο επίπεδο ZY



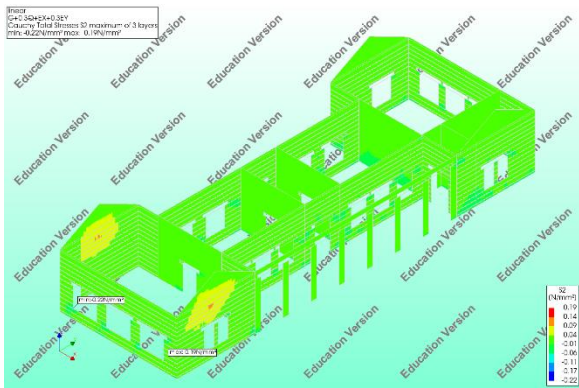
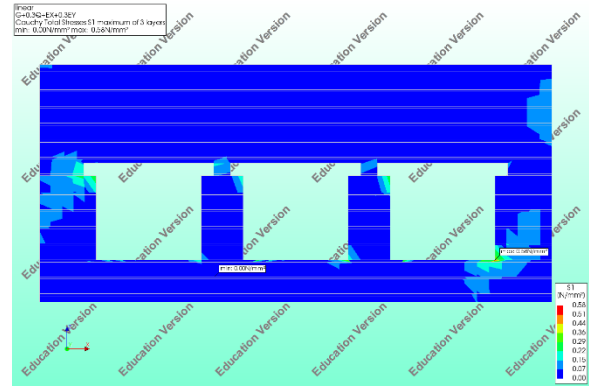
Στα παραπάνω διαγράμματα παρουσιάστηκε η κατανομή των κυρίων και διατμητικών τάσεων της τοιχοποιίας για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης που μελετώνται για επιβαλλόμενη επιτάχυνση σύμφωνα με την πρώτη σεισμική ζώνη που ορίζεται από τον κανονισμό. Παρατηρείται ότι η μέγιστη θλιπτική τάση εμφανίζεται στον σεισμικό συνδυασμό  $G+G'+0.3Q+E_X+0.3E_Y$  και είναι 0.33MPa. Συνεπώς δεν υπάρχει υπέρβαση της επιτρεπόμενης θλιπτικής τάσης. Στον ίδιο συνδυασμό φόρτισης εντοπίζεται και η μέγιστη εφελκυστική τάση η οποία ισούται με 0.74 MPa. Η μέγιστη επιτρεπόμενη εφελκυστική τάση είναι 0.20 MPa. Και στους δύο σεισμικούς συνδυασμούς ( $G+G'+0.3Q+E_X+0.3E_Y$  και  $G+G'+0.3Q+0.3E_X+E_Y$ ) παρατηρείται τοπική υπέρβαση της επιτρεπόμενης εφελκυστικής τάσης.

➤ Ζώνη 2

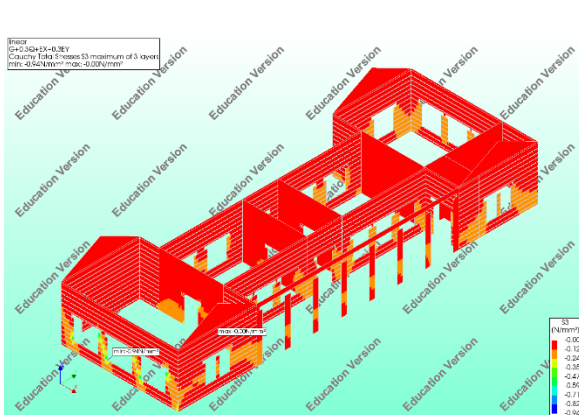
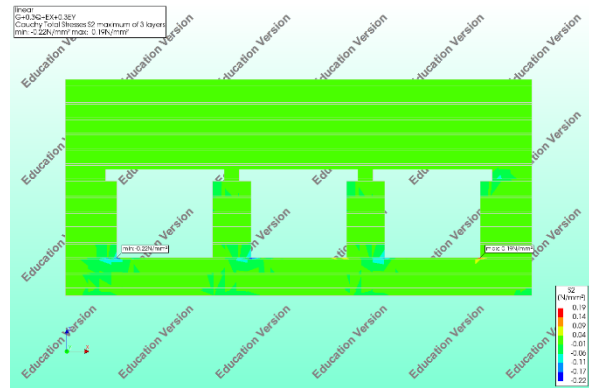
- SeismicX:  $G+G'+0.3Q+E_X+0.3E_Y$



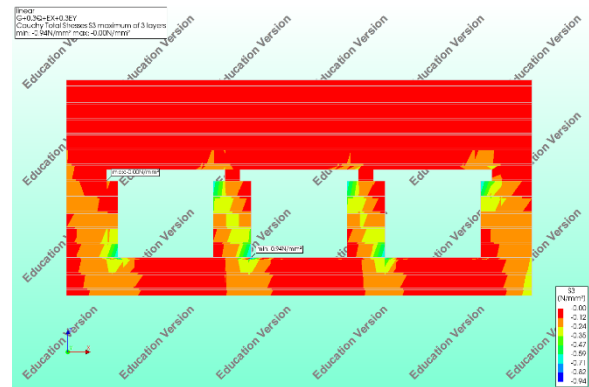
Εικόνα 57 Κατανομή κυρίων τάσεων S1

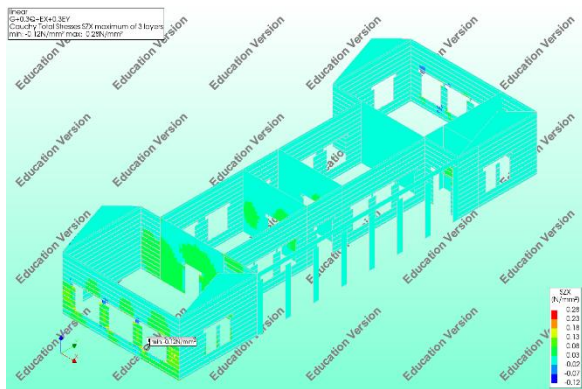


Εικόνα 58 Κατανομή κυρίων τάσεων S2

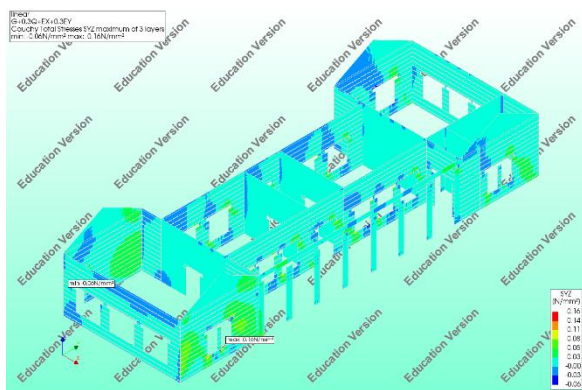
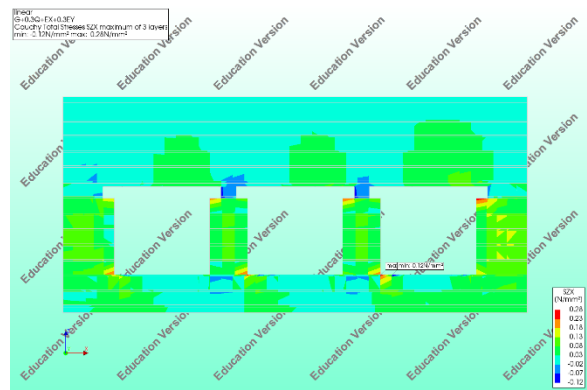


Εικόνα 59 Κατανομή κυρίων τάσεων S3

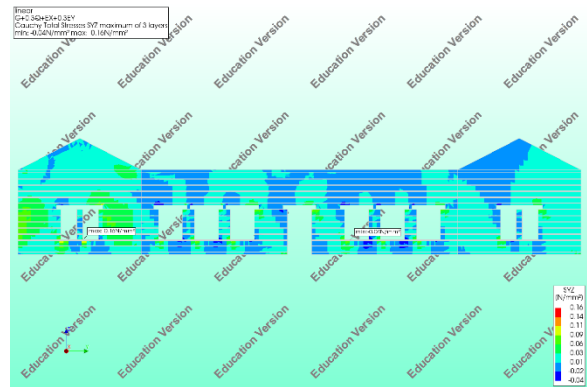




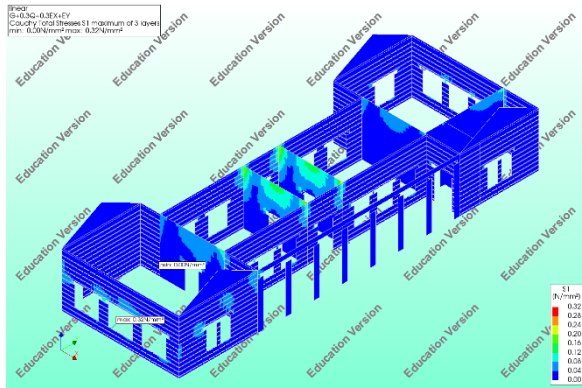
Εικόνα 60 Κατανομή διαμηκτικών τάσεων στο επίπεδο ZX



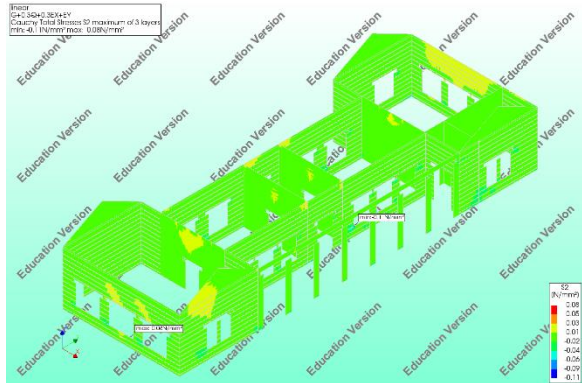
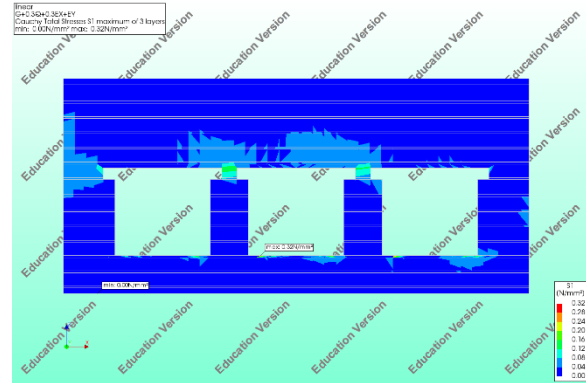
Εικόνα 61 Κατανομή διαμηκτικών τάσεων στο επίπεδο ZY



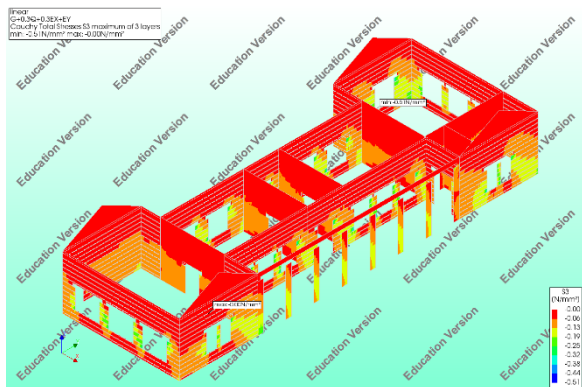
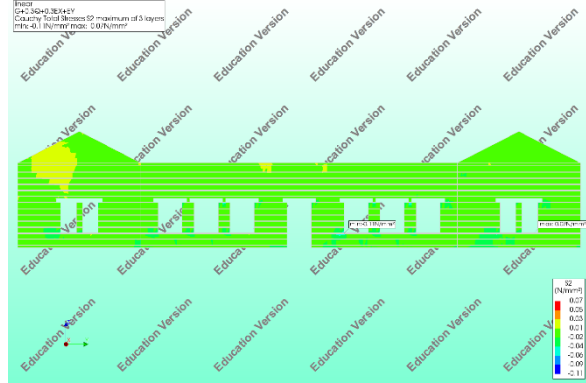
- SeismicY:  $G+G'+0.3Q+0.3E\_X+E\_Y$



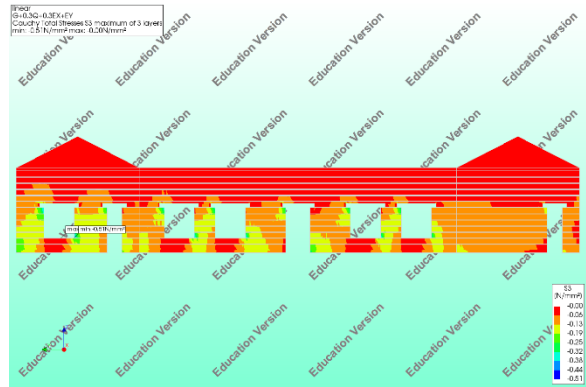
Εικόνα 62 Κατανομή κυρίων τάσεων S1



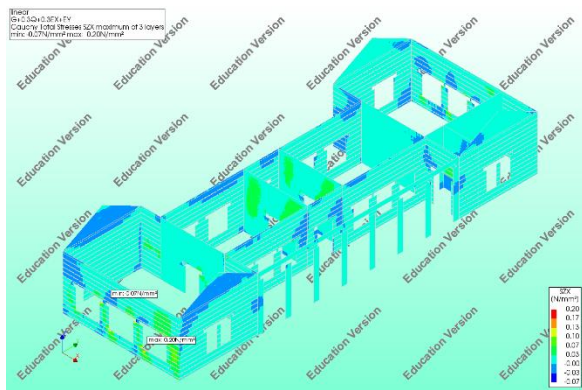
Εικόνα 63 Κατανομή κυρίων τάσεων S2



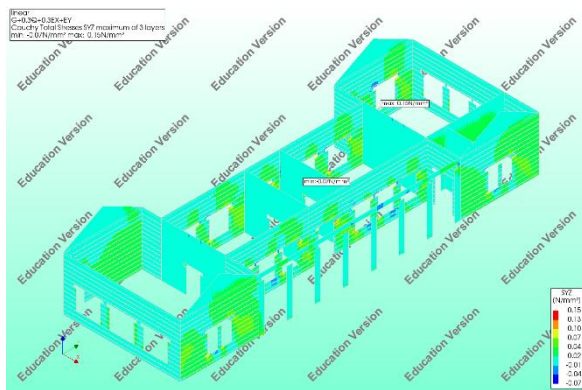
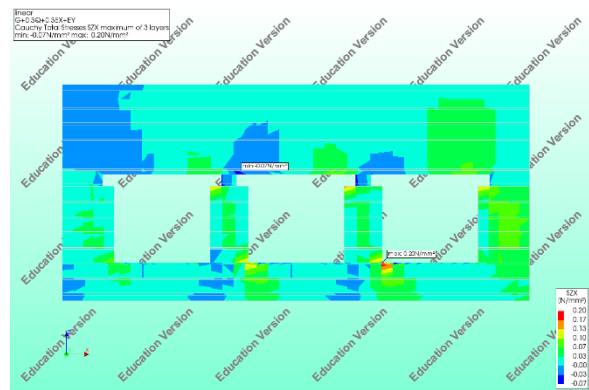
Εικόνα 64 Κατανομή κυρίων τάσεων S3



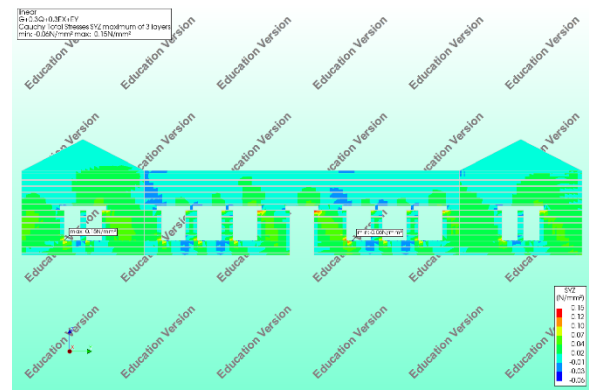




Εικόνα 65 Κατανομή διατμητικών τάσεων στο επίπεδο ZX



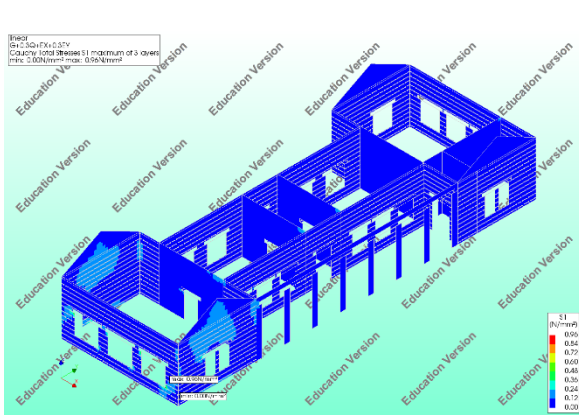
Εικόνα 66 Κατανομή διατμητικών τάσεων στο επίπεδο ZY



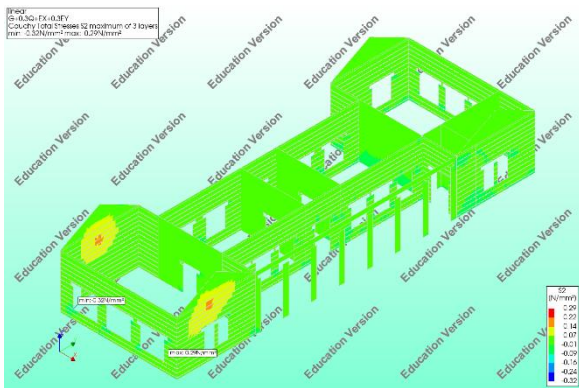
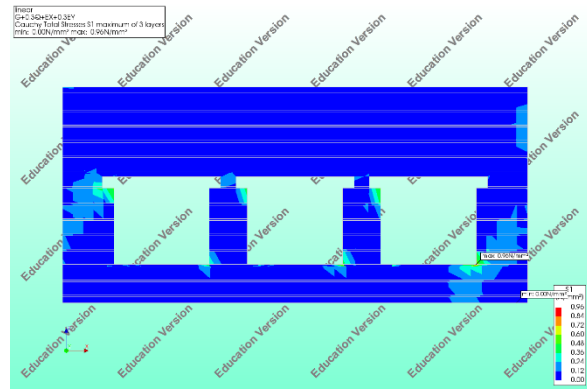
Στα διαγράμματα της παρούσας υποενοότητας παρουσιάσθηκαν η κατανομή των κυρίων και διατμητικών τάσεων της τοιχοποιίας για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης που μελετώνται για επιβαλλόμενη επιτάχυνση σύμφωνα με την δεύτερη σεισμική ζώνη που ορίζεται από τον κανονισμό. Αναφορικά με τις κύριες τάσεις η μέγιστη θλιπτική τάση που εμφανίζεται είναι 0.58 MPa ενώ η μέγιστη εφελκυστική αντιστοιχεί σε 0.91 MPa και αντιστοιχούν στον σεισμικό συνδυασμό  $G+G'+0.3Q+0.3E_X+0.3E_Y$ . Και στους δύο σεισμικούς συνδυασμούς εμφανίζεται υπέρβαση της μέγιστης εφελκυστικής αντοχής η οποία αντιστοιχεί σε 0.20 MPa.

➤ Ζώνη 3

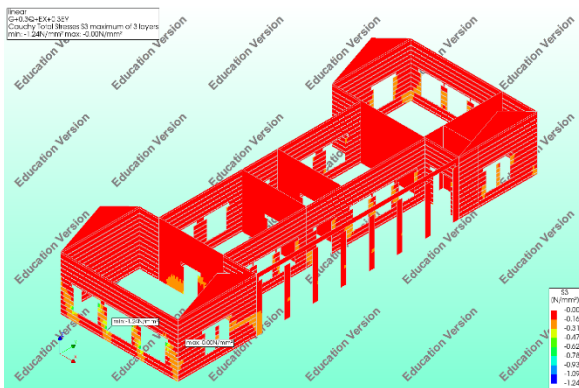
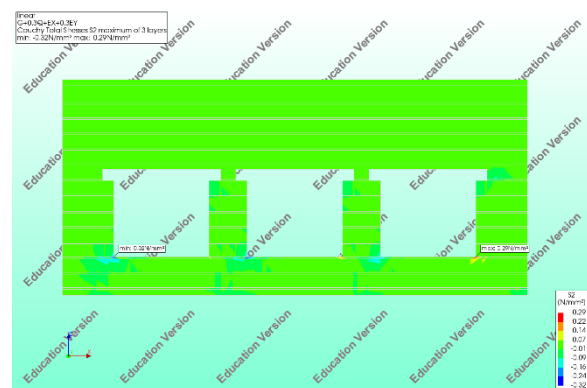
- SeismicX:  $G+G'+0.3Q+E\_X+0.3E\_Y$



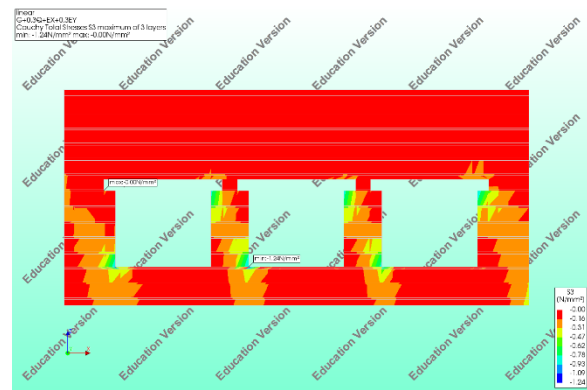
Εικόνα 67 Κατανομή κυρίων τάσεων S1



Εικόνα 68 Κατανομή κυρίων τάσεων S2

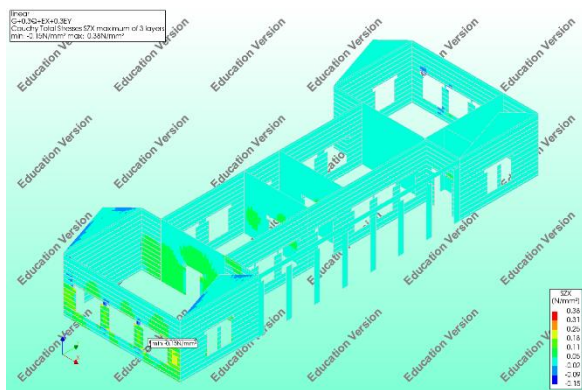
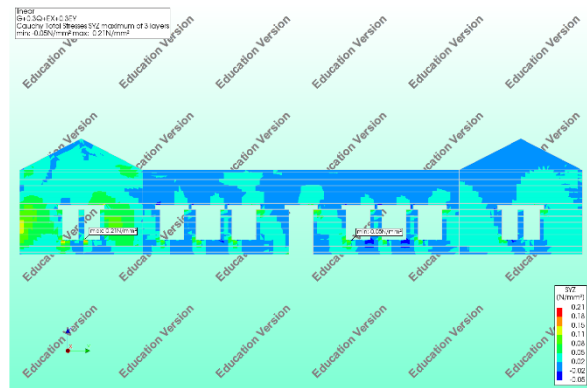


Εικόνα 69 Κατανομή κυρίων τάσεων S3

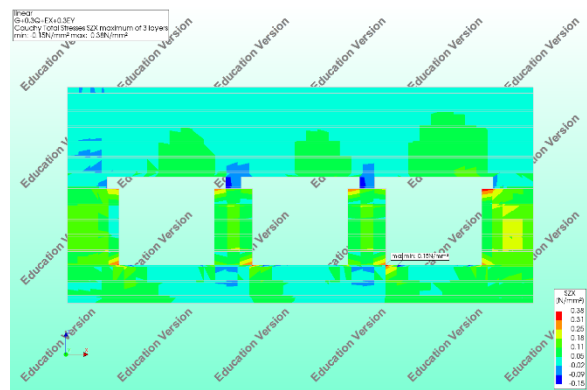




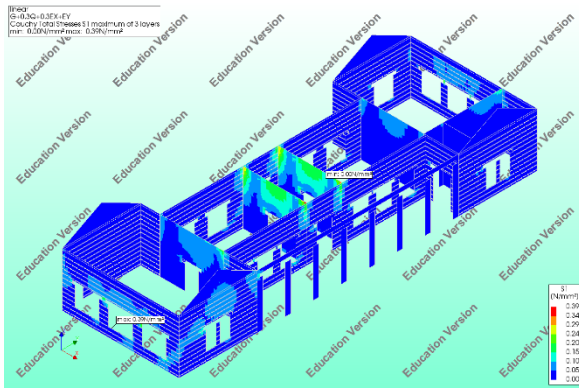
Εικόνα 70 Κατανομή διαμηθικών τάσεων στο επίπεδο XZ



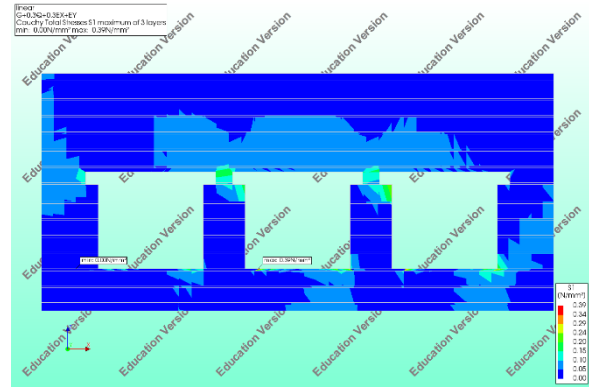
Εικόνα 71 Κατανομή διαμηθικών τάσεων στο επίπεδο YZ



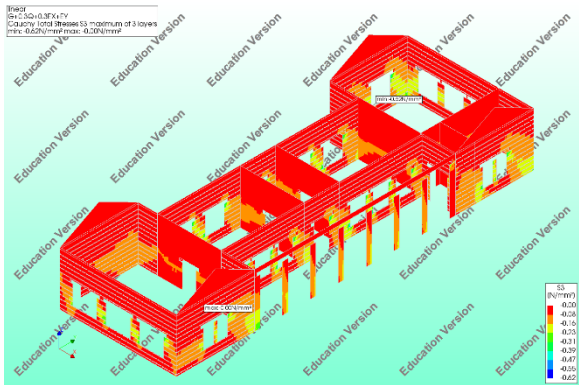
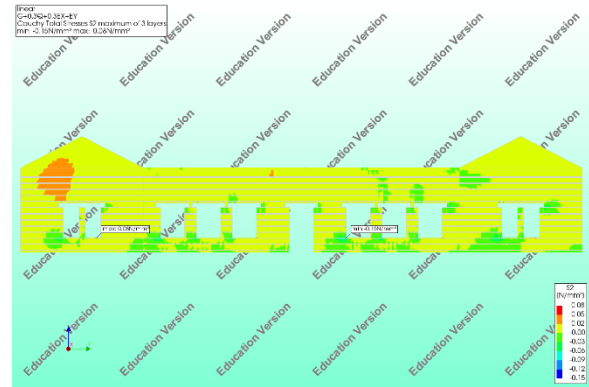
- SeismicY:  $G+G'+0.3Q+0.3E\_X+E\_Y$



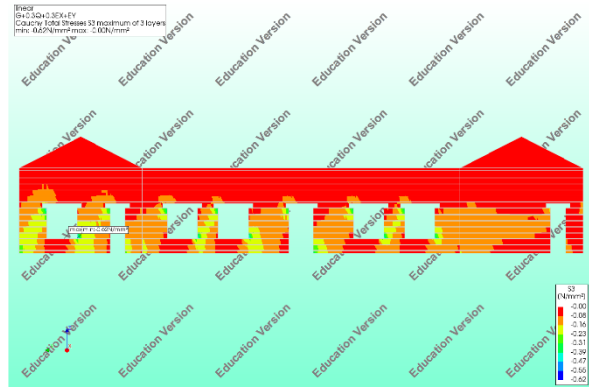
Εικόνα 72 Κατανομή κυρίων τάσεων S1

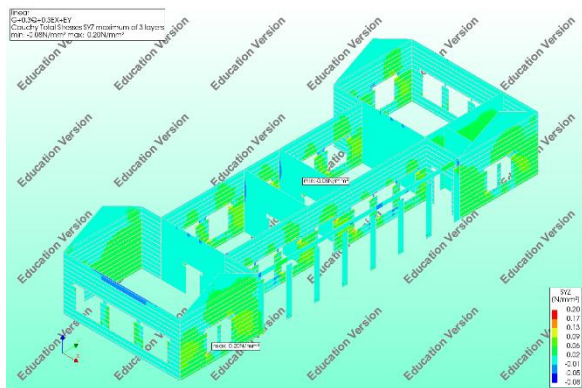


Εικόνα 73 Κατανομή κυρίων τάσεων S2

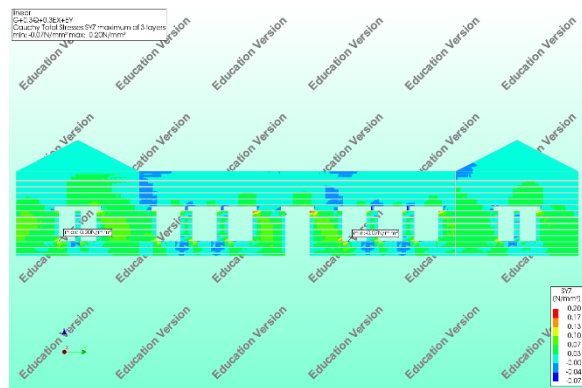


Εικόνα 74 Κατανομή κυρίων τάσεων S3

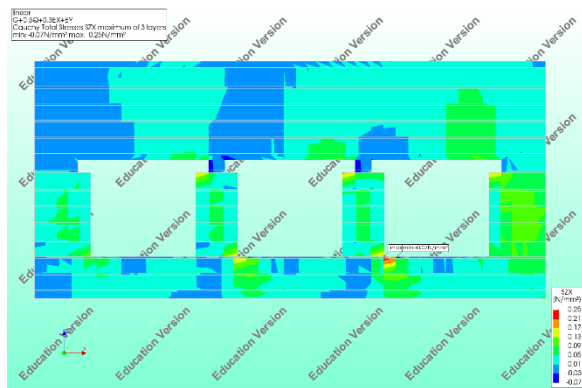




Εικόνα 75 Κατανομή διαμηθικών τάσεων στο επίπεδο ZX



Εικόνα 76 Κατανομή διαμηθικών τάσεων στο επίπεδο ZY



Αντίστοιχα με όσα αναφέρθηκαν στις προηγούμενες υποενότητες για επιβαλλόμενη επιτάχυνση σύμφωνα με την τρίτη σεισμική ζώνη που ορίζεται από τον κανονισμό η μέγιστη θλιπτική τάση που εμφανίζεται αντιστοιχεί σε 0.96 MPa ενώ η μέγιστη εφελκυστική αντιστοιχεί σε 1.24 MPa. Συνεπώς δεν εμφανίζεται αστοχία σε θλίψη. Αντίθετα αστοχίες λόγω υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής παρατηρούνται και στους δύο σεισμικούς συνδιασμούς.

## 6.4 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

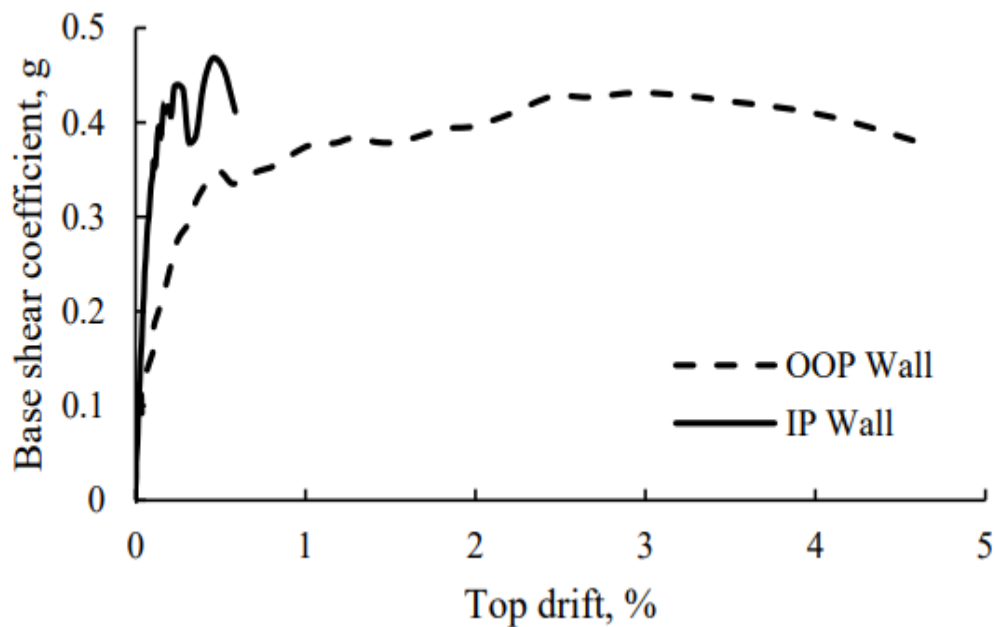
Ακολούθως παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων του προσομοιώματος από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία. Για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας του φορέα έγινε επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στη στάθμη της στέψης της κατασκευής. Η επιβαλλόμενη μετακίνηση εφαρμόστηκε ως ξεχωριστή φόρτιση για τις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y. Έτσι εφαρμόζοντας τα παραπάνω φορτία κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας με σταδιακή αύξηση της μετακίνησης στη στάθμη της στέψης. Ταυτόχρονα για κάθε βήμα της ανάλυσης υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης  $F_b$  και η μετακίνηση  $\delta$  στον κόμβο αναφοράς λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Έτσι προκύπτει η καμπύλη ικανότητας του φορέα, δηλαδή η σχέση της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου με την συνολική τέμνουσα βάσης που αναπτύσσεται στη βάση του φορέα.

Σκοπός της παρούσας ανάλυσης είναι η εκτίμηση της πραγματικής συμπεριφοράς της κατασκευής σε σεισμική καταπόνηση. Επιπλέον μέσω του προσομοιώματος αυτού είναι δυνατό να προσδιορίζονται οι πιθανές περιοχές που αναμένεται να εμφανίσουν βλάβες και συνεπώς να εμφανισθούν ρωγμές.

Η μέθοδος αυτή παρουσιάζει σημαντικά πλεονεκτήματα διότι :

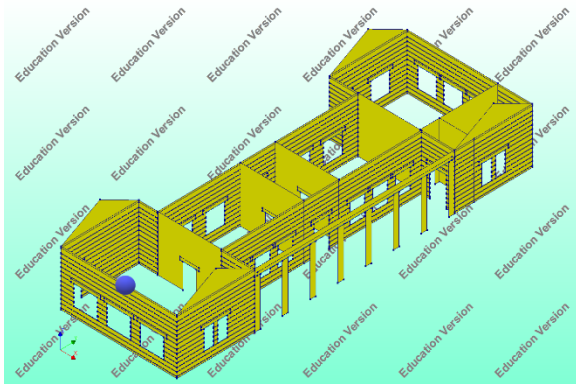
- ➔ Δίνει μια ρεαλιστική απεικόνιση των δυνάμεων που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία της κατασκευής,
- ➔ Συμβάλλει ώστε να αναδειχθούν τα πιο αδύνατα στοιχεία του δομήματος καθ' ύψος ή σε κάτοψη και
- ➔ Παρέχει τη δυνατότητα ελέγχου της στατικής επάρκειας του φορέα.

Όταν πραγματοποιείται μη γραμμική ανάλυση σε ένα τρισδιάστατο προσομοίωμα κτιρίου με εύκαμπτο διάφραγμα, η καμπύλη ικανότητας κάθε τοίχου προκύπτει από την τέμνουσα βάσης που ασκείται σε κάθε τοίχο σε συνδυασμό με την αντίστοιχη μετακίνηση κρυφής. Στην εικόνα 79 παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας δύο τοίχων οι οποίοι εμφανίζουν εντός και εκτός επιπέδου αστοχία. Είναι φανερό ότι ανάλογα με τον τρόπο αστοχίας της τοιχοποιίας η αρχική δυσκαμψία και συνεπώς η ιδιοσυχνότητα, η μέγιστη τέμνουσα βάσης καθώς και η μετακίνηση αστοχίας διαφέρουν σημαντικά. Συνεπώς από τις καμπύλες αυτές δεν είναι δυνατό να παραχθεί μια συνολική καμπύλη ικανότητας η οποία να απεικονίζει ρεαλιστικά την απόκριση της κατασκευής ως σύνολο.

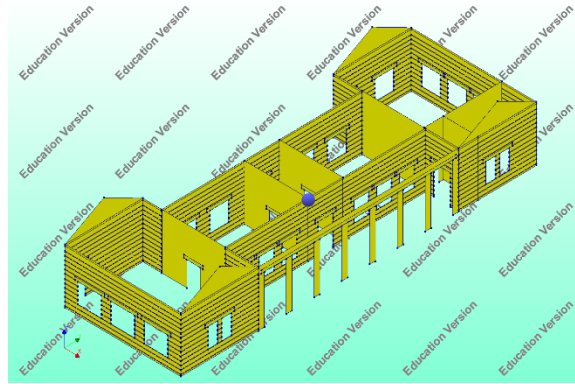


Εικόνα 77 Καμπύλες ικανότητας τοίχων σε εντός και εκτός επιπέδου αστοχία σε φορέα όπου δεν εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία

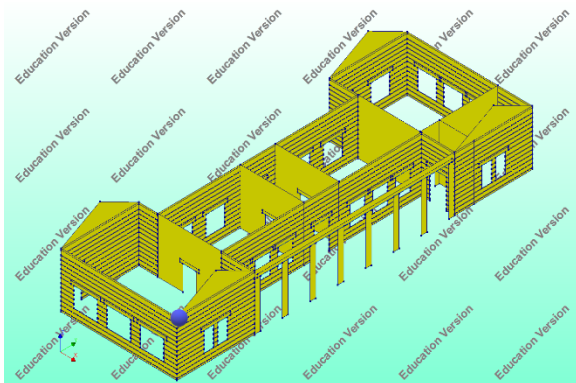
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης για τρεις κόμβους αναφοράς. Ο κόμβος 6338 οποίος βρίσκεται στο μέσο της πρόσοψης του κτιρίου (κατά τη διεύθυνση X), ο κόμβος 3931 ο οποίος βρίσκεται στην ένωση των εξωτερικών τοίχων και ο κόμβος 2186 ο οποίος βρίσκεται στην πρόσοψη του κτιρίου (κατά τη διεύθυνση Y) σε σημείο όπου πραγματοποιείται ένωση με εγκάρσιο εσωτερικό τοίχο. Στο σημείο αυτό αξίζει να αναφερθεί ότι όλοι οι κόμβοι που αναφέρθηκαν βρίσκονται στη στάθμη της στέψης του κτιρίου.



Εικόνα 78 Κόμβος 6338



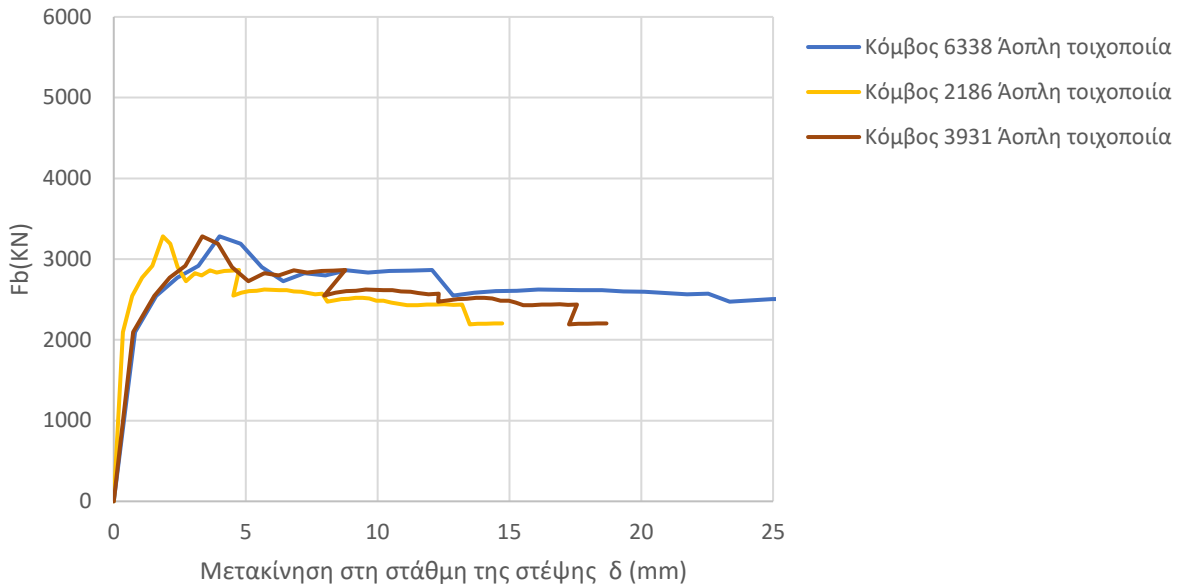
Εικόνα 79 Κόμβος 2186



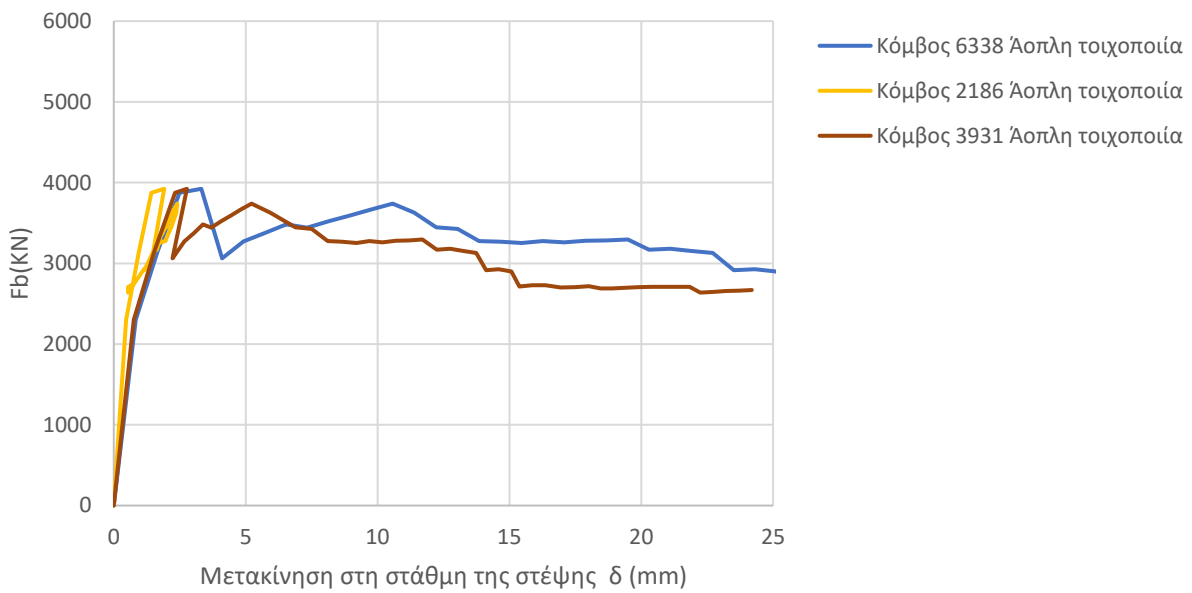
Εικόνα 80 Κόμβος 3931



### Καμπύλες Ικανότητας Pushover κατά τη διεύθυνση X

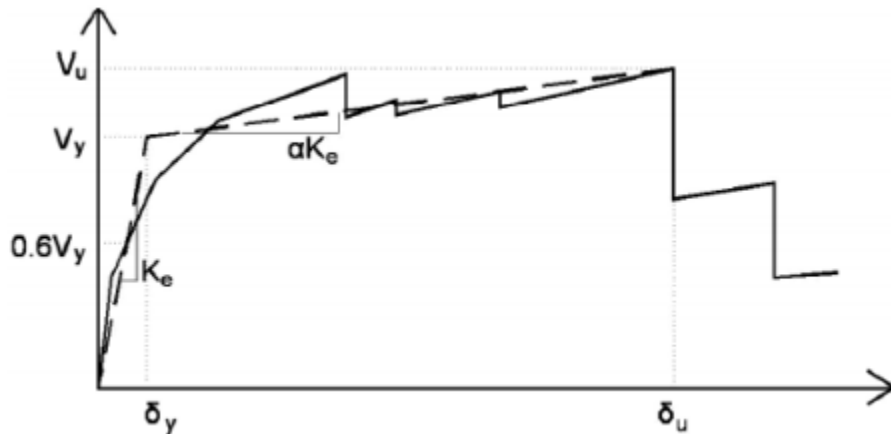


### Καμπύλες Ικανότητας Pushover κατά τη διεύθυνση Y



Από τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης είναι σαφές ότι η κατασκευή παρουσιάζει ελαφρώς μεγαλύτερη αντοχή κατά τη διεύθυνση Y σε σύγκριση με τη X διεύθυνση, γεγονός που μπορεί να αποδοθεί το μεγάλο ποσοστό ανοιγμάτων που παρατηρούνται στις τοιχοποιίες της ανατολικής και δυτική όψης της κατασκευής.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ προκειμένου να γίνει ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης, πρέπει η καμπύλη αντίστασης να εκφραστεί σε μια διγραμμική καμπύλη βάσει της προσεγγιστικής εξίσωσης του εμβαδού μεταξύ των δύο καμπυλών και του άξονα των μετακινήσεων για μετακινήσεις από 0 έως και  $\delta_u$ , όπου  $\delta_u$  είναι η μετακίνηση αστοχίας, πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Η πρωτογενής και η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης τέμνονται στα σημεία  $V=0.6V_y$  και  $\delta=\delta_y$ .



Εικόνα 81 Εξιδανικευμένη καμπύλη ικανότητας

Στη συνέχεια υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση με τη μέθοδο των συντελεστών μετακίνησης. Η σχέση που χρησιμοποιείται είναι η ακόλουθη:

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2}, \text{ (}\S 5.7.4.2 \text{ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. )}$$

Όπου  $C_0, C_1, C_2, C_3$  τροποποιητικοί συντελεστές,

$S_e$  η επιτάχυνση του ελαστικού φάσματος για  $T = T_e$

$T_e$  η περίοδος της θεμελιώδους ιδιομορφής στην υπό εξέταση διεύθυνση

➔  $C_0$  : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$ , με την πραγματική μετακίνηση,  $\delta_t$ , της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές που μπορεί να λαμβάνει είναι 1,0 1,1 1,2 1,3 1,4 1,5 για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 4, 5 και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.

→  $C_1$  : Διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η διαφορά μεταξύ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης του φορέα από την αντίστοιχη ελαστική.

$$C_1 = 1,00, \text{ για } T_e \geq T_c$$

$$C_1 = [1 + (R - 1) * \frac{T_c}{T_e}] / R, \text{ για } T_e < T_c$$

$$R = \frac{V_{el}}{V_y} = \frac{s_e/g}{v_y/w} C_m$$

Όπου :

$V_y$  : η αντίσταση διαρροής, η οποία υπολογίζεται έπειτα από την κατάλληλη διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου.

$C_m$  : ο συντελεστής δρώσας μάζας (για την συνεκτίμηση των ανώτερων ιδιομορφών), ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,9 για πλαίσια με τρεις και άνω ορόφους, 0,8 για τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος και 1,0 για τις υπόλοιπες περιπτώσεις.

g: Η επιτάχυνση της βαρύτητας

W: Το βάρος που αντιστοιχεί στην ταλαντούμενη μάζα.

→  $C_2$  : Συντελεστής με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η υστερητική συμπεριφορά. Συνήθως  $C_2=1$

→  $C_3$  : Συντελεστής με τον οποίο λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα P-Δ. Για συνήθη κτήρια  $C_3=1$ .

Σύμφωνα με τις παραπάνω σχέσεις υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση για κάθε προσομοίωμα υπό εξέταση.

### Προσομοίωμα από άοπλη τοιχοποιία :

Από την διγραμμικοποιημένη καμπύλη του φορέα για κάθε προσομοίωμα υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Επιπλέον αναφορικά με την ελαστική επιτάχυνση επιλέχθηκε η επιτάχυνση που αντιστοιχεί στο οριζόντιο τμήμα του ελαστικού φάσματος του Ερωκώδικα 8 ώστε να ληφθεί υπόψη η δυσμενέστερη περίπτωση. Έτσι για τη Ζώνη 1 αντιστοιχεί σε  $S_e = 4.71 \frac{m}{s^2}$ , για τη Ζώνη 2  $S_e = 7.06 \frac{m}{s^2}$  και για τη Ζώνη 3  $S_e(0.09) = 11.18 \frac{m}{s^2}$ .

Αναφορικά με τους διορθωτικούς συντελεστές επιλέγονται :

$C_o = 1$  καθώς το κτίσμα που μελετάται είναι ισόγειο και  $C_2=1$ ,  $C_3=1$ .

$$C_1 = [ 1 + (R - 1) * \frac{T_c}{T_e} ] / R \quad , \quad R = V_{el} / V_y = \frac{S_e/g}{v_y/w} C_m$$

$$\text{Ζώνη 1 : } R = \frac{4.71/9.81}{2865.87/8865.22} 1 = 1.49$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.49 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 1.49 ] = 2.03$$

$$\text{Ζώνη 2 : } R = \frac{7.06/9.81}{2865.87/8865.22} 1 = 2.23$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (2.23 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 2.23 ] = 2.73$$

$$\text{Ζώνη 3 : } R = \frac{11.18/9.81}{2865.87/8865.22} 1 = 3.34$$

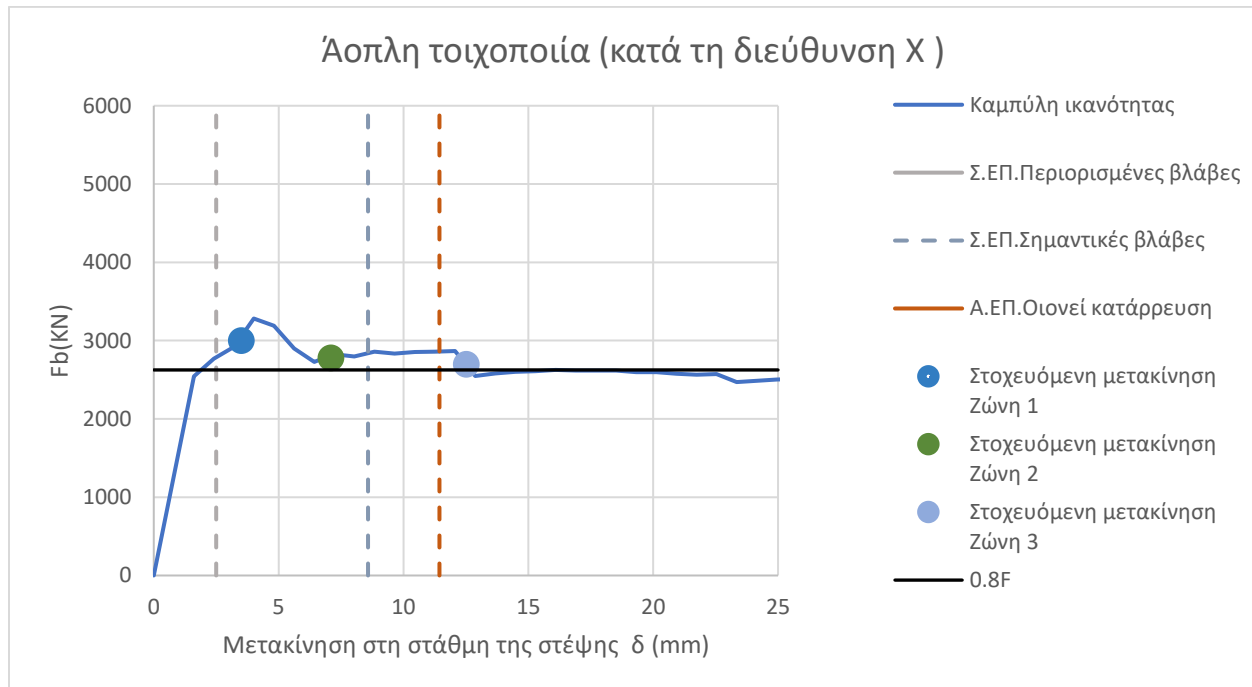
$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (3.34 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 3.34 ] = 3.20$$

$$\text{Ζώνη 1 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 3.5 \text{ mm}$$

$$\text{Ζώνη 2 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 7.1 \text{ mm}$$

$$\text{Ζώνη 3 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 12.52 \text{ mm}$$

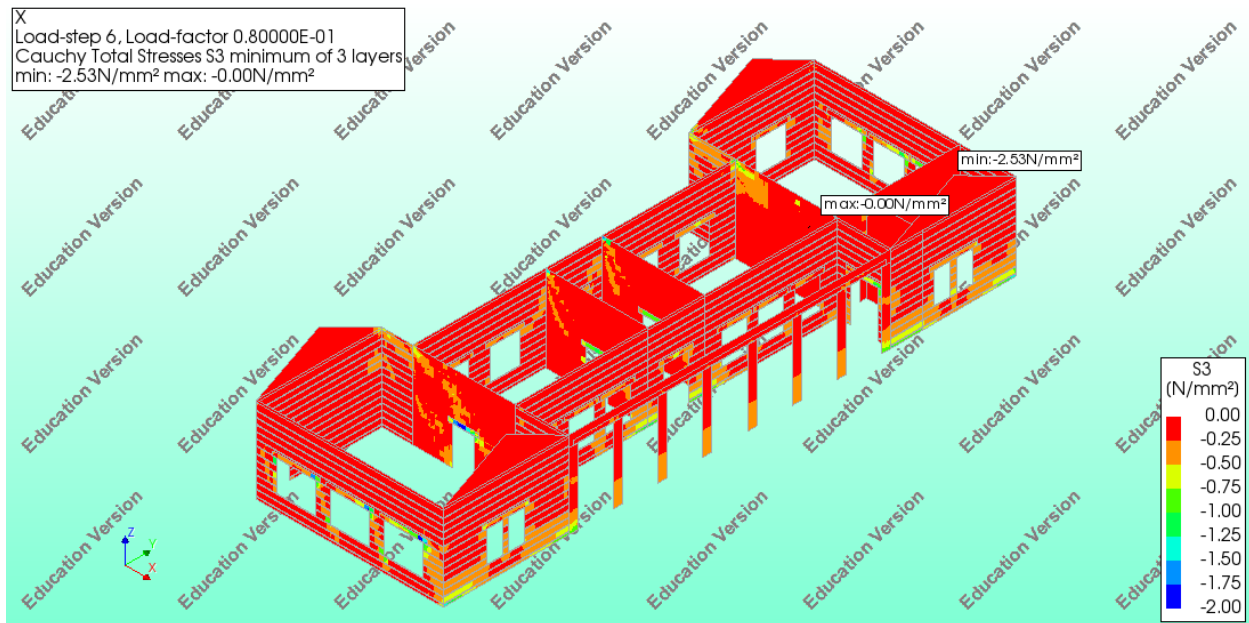


Στο διάγραμμα καμπύλης ικανότητας της κατασκευής κατά τη διεύθυνση X οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον κανονισμό παρουσιάζονται με κατακόρυφες γραμμές ώστε να γίνονται ευδιάκριτα τα όρια τους. Επιπλέον στο παραπάνω διάγραμμα απεικονίζονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις που θα παρατηρηθούν στην στάθμη της στέψης της κατασκευής. Οι στοχευόμενες αυτές μετακινήσεις έχουν υπολογισθεί για επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε κάθε μια από τις τρεις σεισμικές ζώνες του Ευρωκώδικα 8.

Παρατηρείται ότι η στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμένων βλαβών δεν ικανοποιείται για κανέναν από τους σεισμούς σχεδιασμούς. Αντίθετα η στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών βλαβών ικανοποιείται για τις σεισμικές Ζώνες 1 και 2. Τέλος από την στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό Ζώνης 3 βλέπουμε ότι η κατασκευή έχει υπερβεί τα όρια της στάθμης Οιονεί κατάρρευσης.

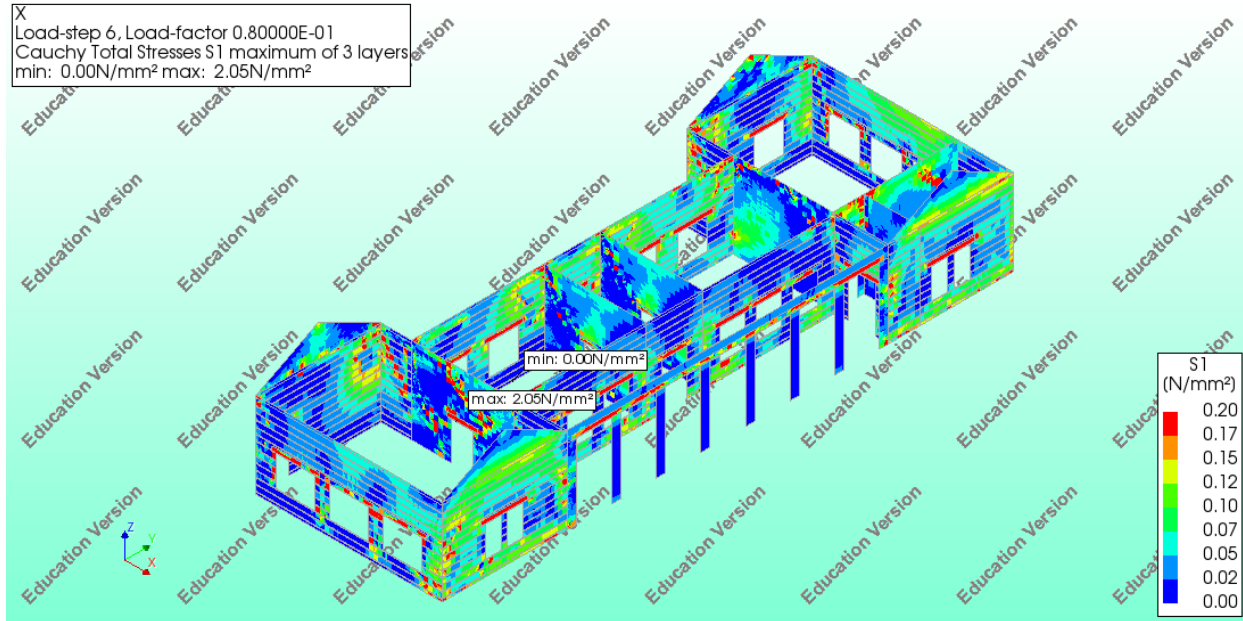
Στη συνέχεια γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση της κατανομής των κυρίων τάσεων στην τοιχοποιία αλλά και του εύρους των ρωγμών που δημιουργούνται για κάθε ένα από τα χαρακτηριστικά σημεία που μελετώνται.

Στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1

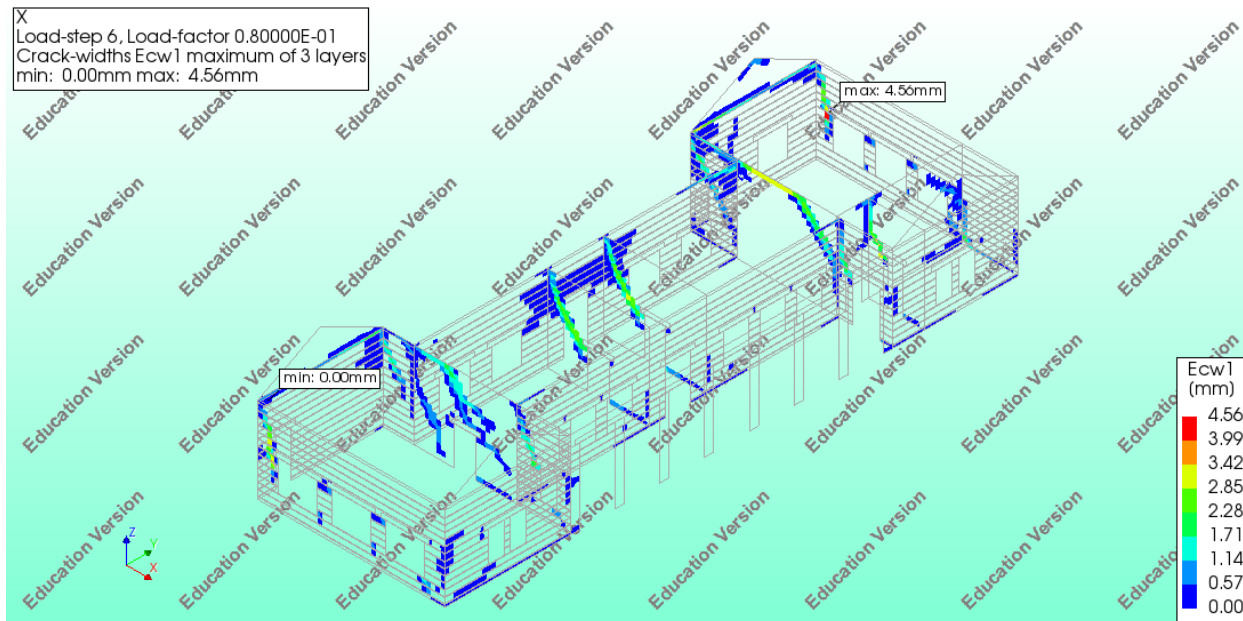


Εικόνα 82 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1

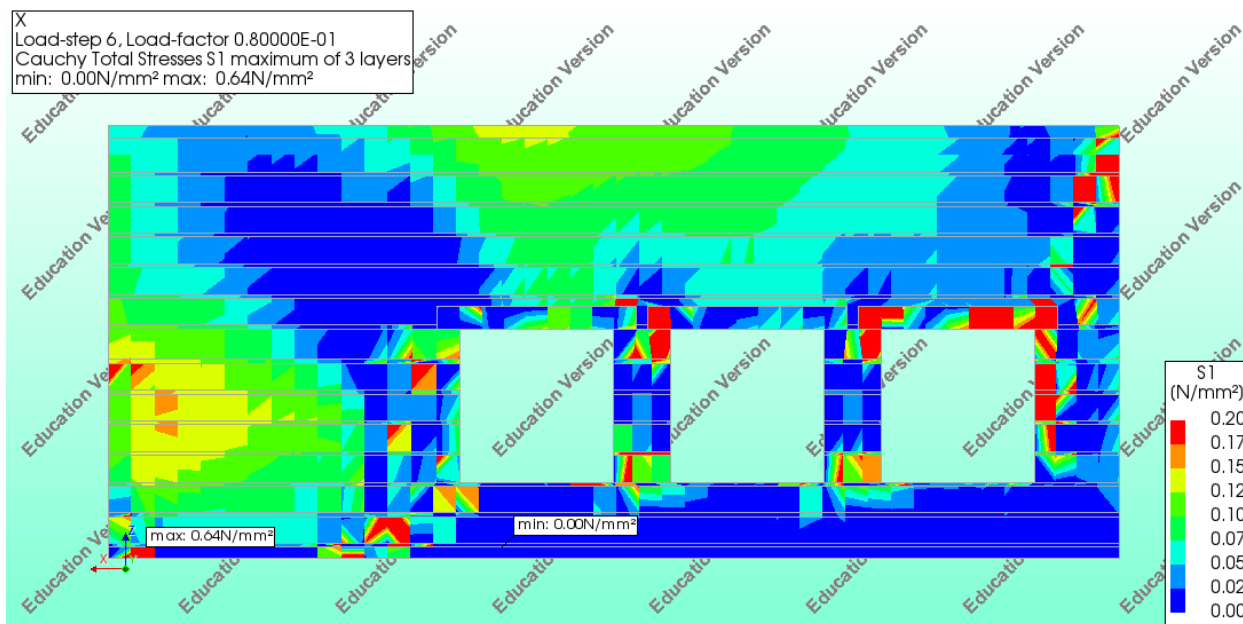
Δεν παρατηρείται υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας.



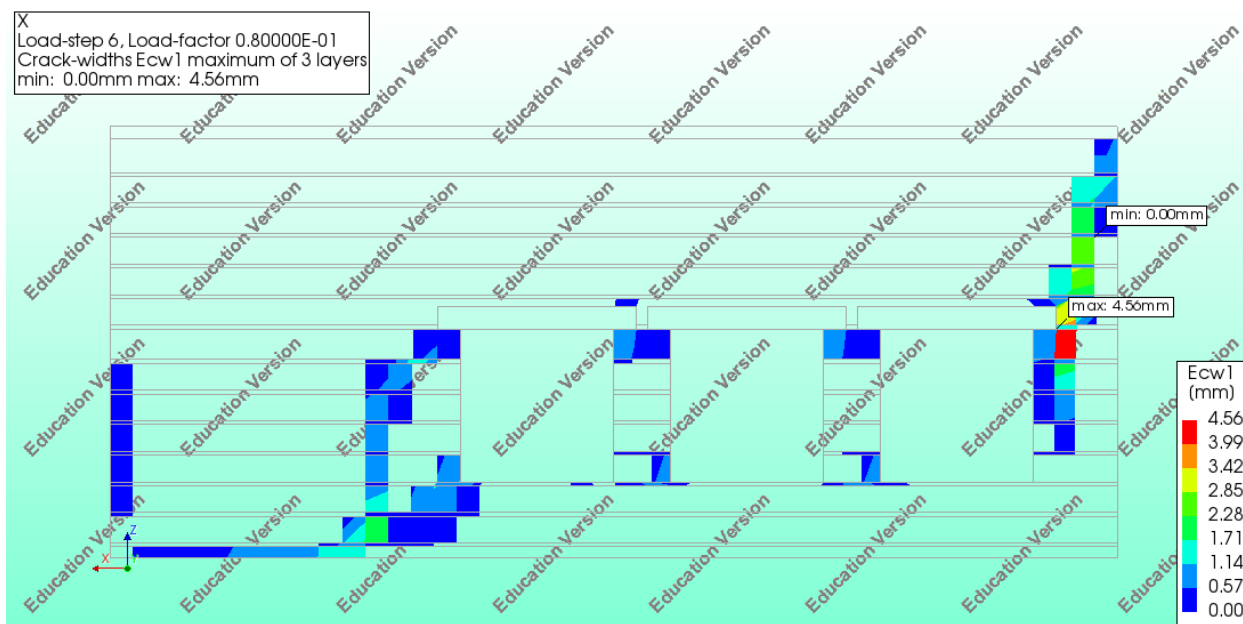
Εικόνα 83 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1



Εικόνα 84 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1

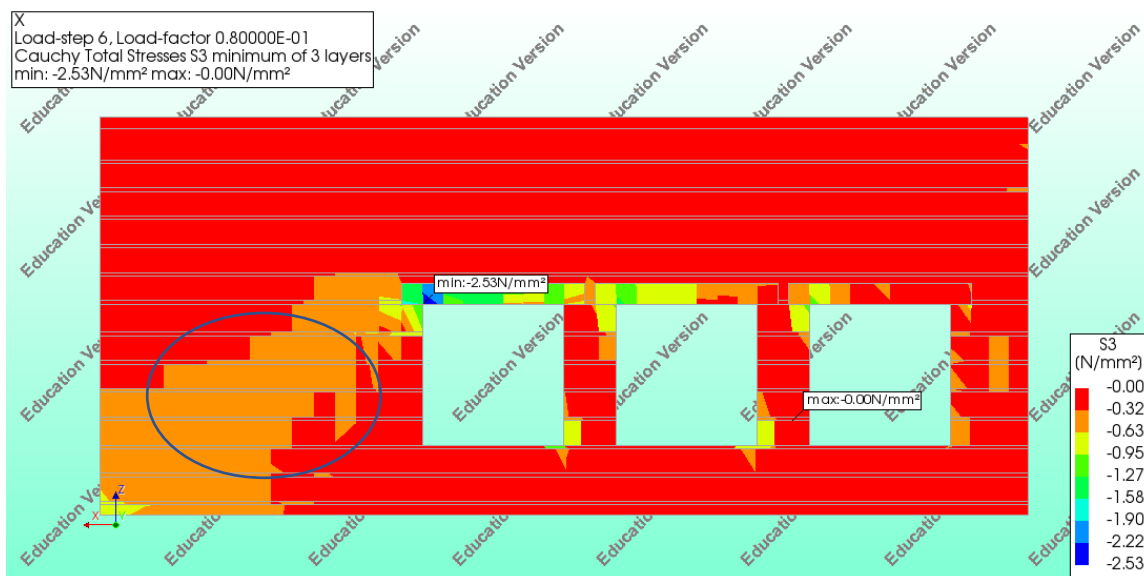


Εικόνα 85 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1



Εικόνα 86 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1



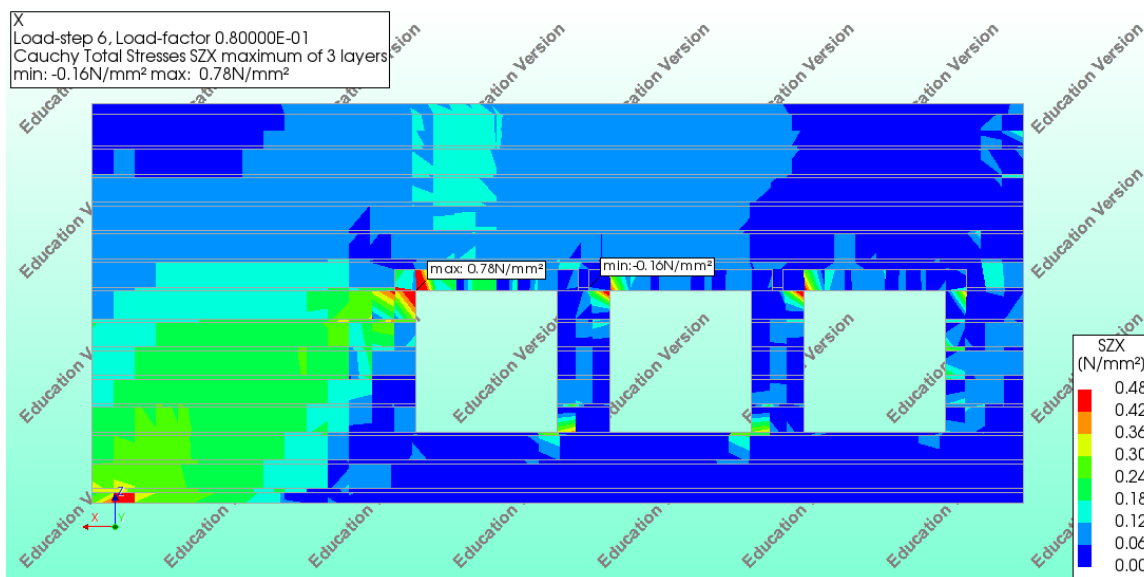


Εικόνα 87 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1

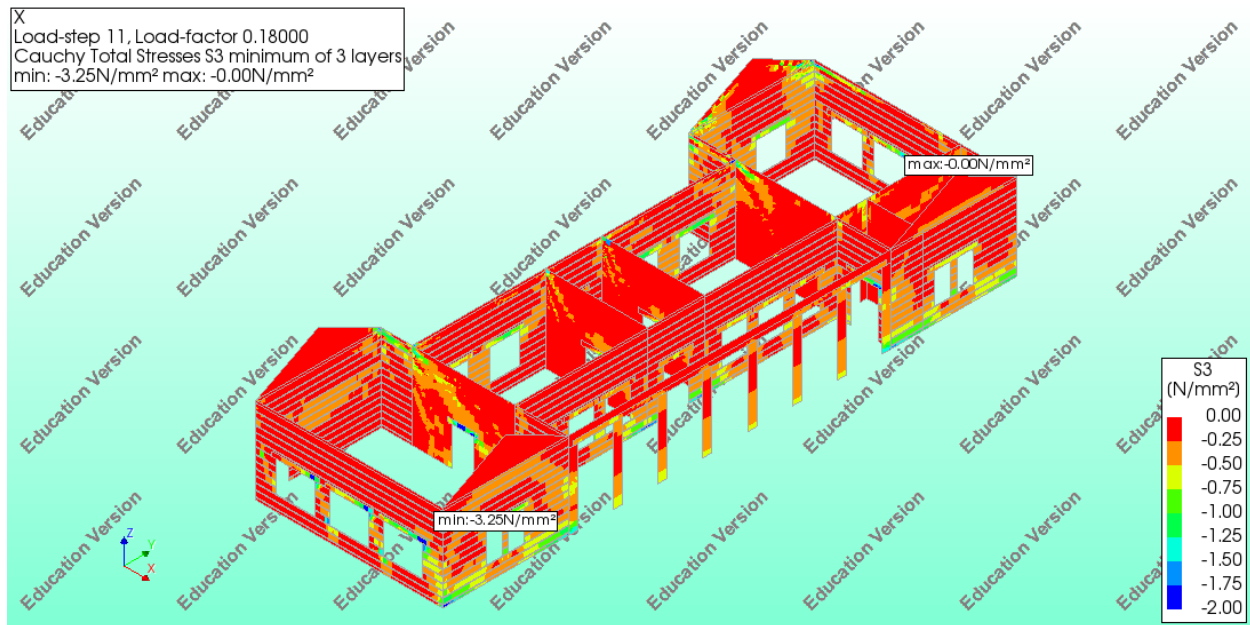
Αξιοποιώντας το διάγραμμα όπου απεικονίζονται οι μέσες θλιπτικές τάσεις είναι δυνατό να υπολογισθεί η αντοχή της τοιχοποιίας σε διάτμηση σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ και να πραγματοποιηθεί ο αντίστοιχος έλεγχος. Για την υπό εξέταση όψη της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη θλιπτική τάση  $\sigma = 0.40 \text{ MPa}$ ,  $\mu = 0.40$  και  $f_{v0} = 0.20 \text{ MPa}$

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma = 0.2 + 0.4 \cdot 0.4 = 0.36 \text{ MPa}$$

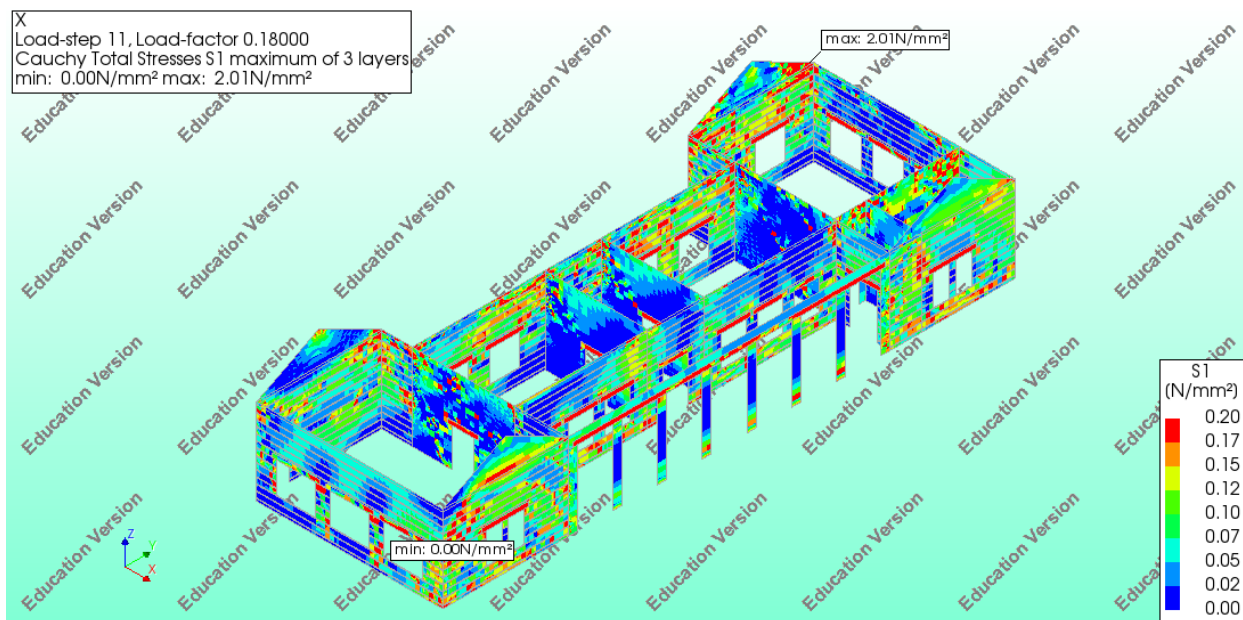
Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρατηρούμε ότι για το τμήμα όπου ελέγχθηκε (διακρίνεται με προτοκαλί χρώμα στην εικόνα 87) δεν παρατηρείται αστοχία σε διάτμηση.



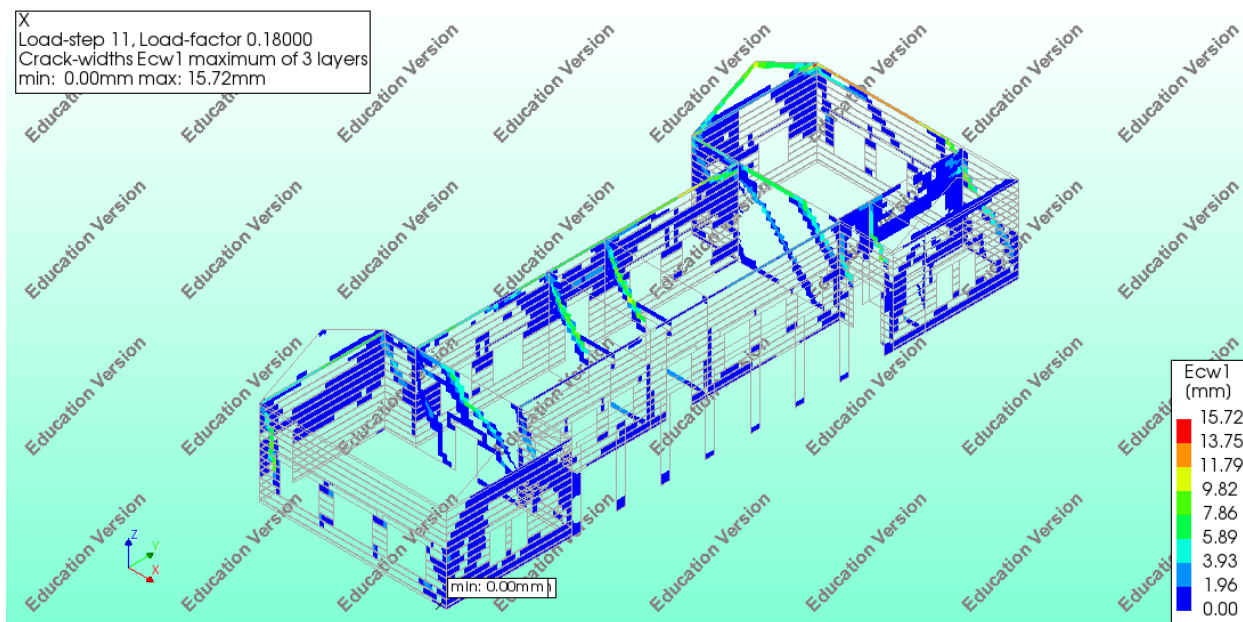
## Στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 2



Εικόνα 88 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 2

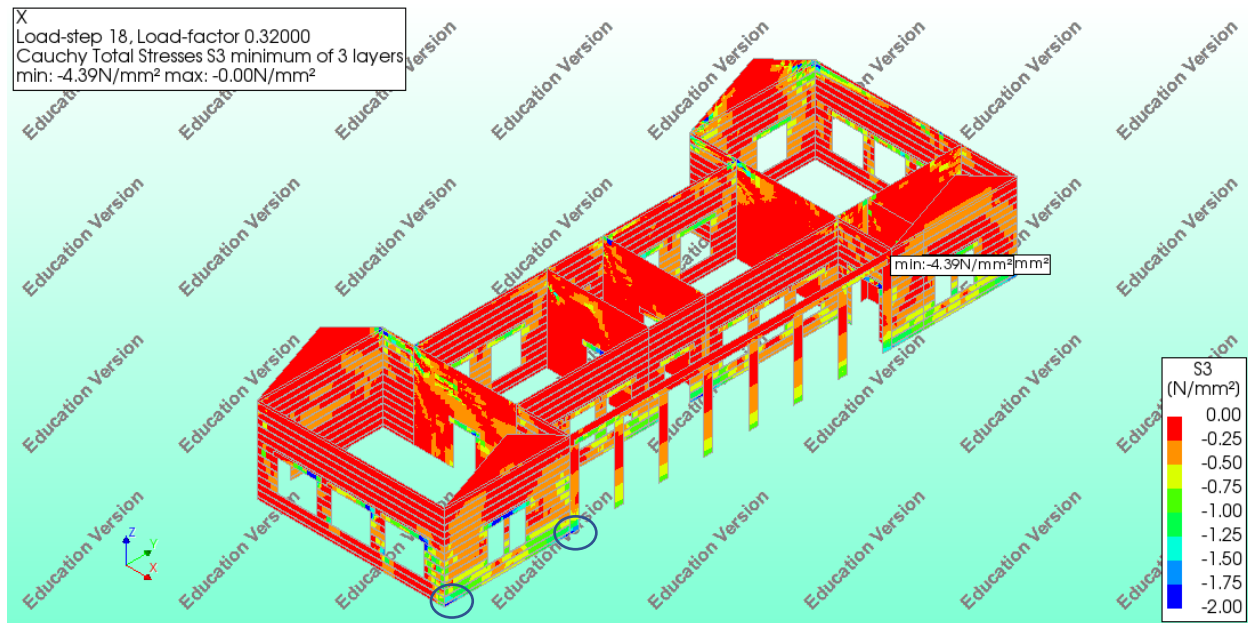


Εικόνα 89 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 2



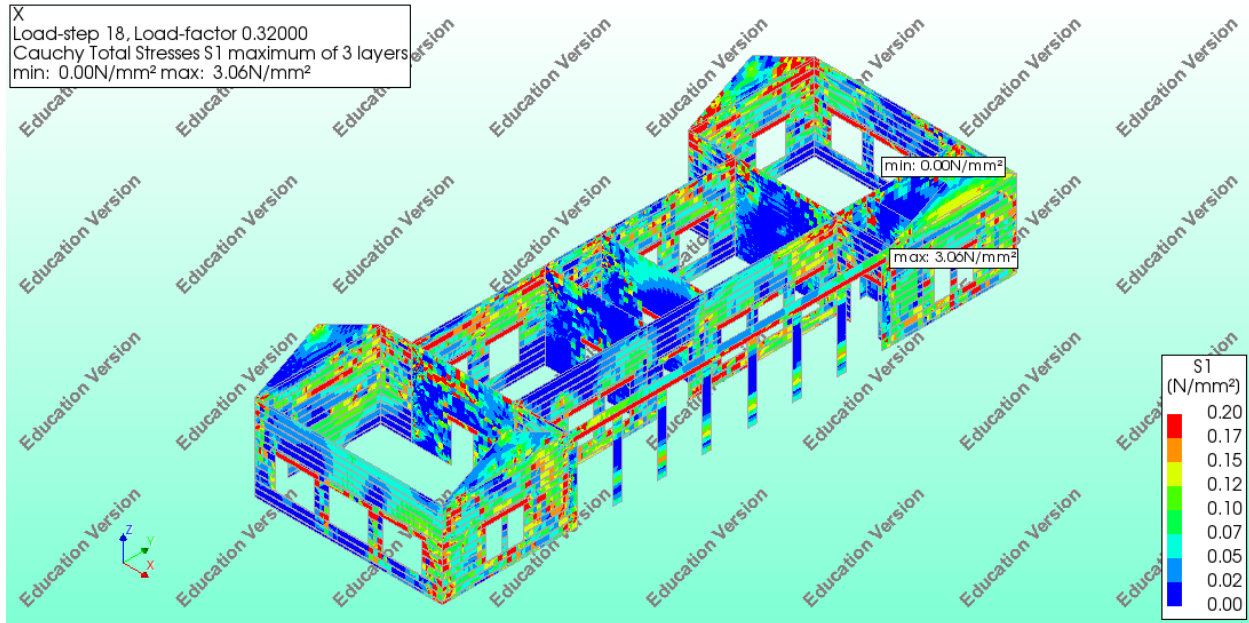
Εικόνα 90 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 2

## Στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

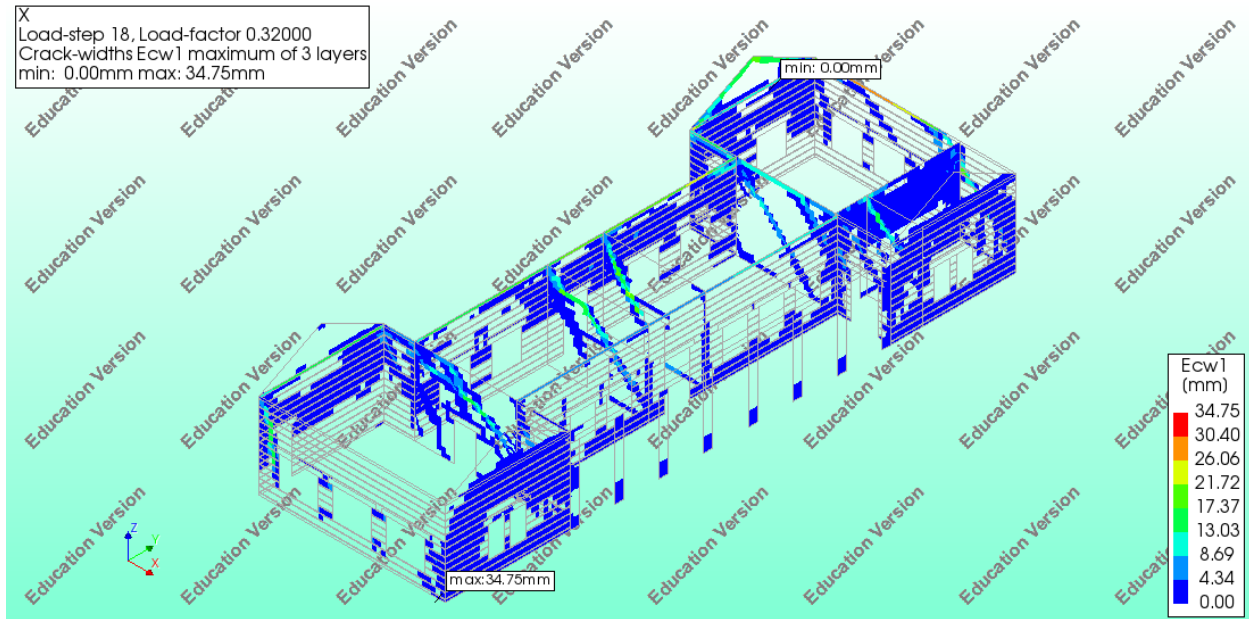


Εικόνα 91 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

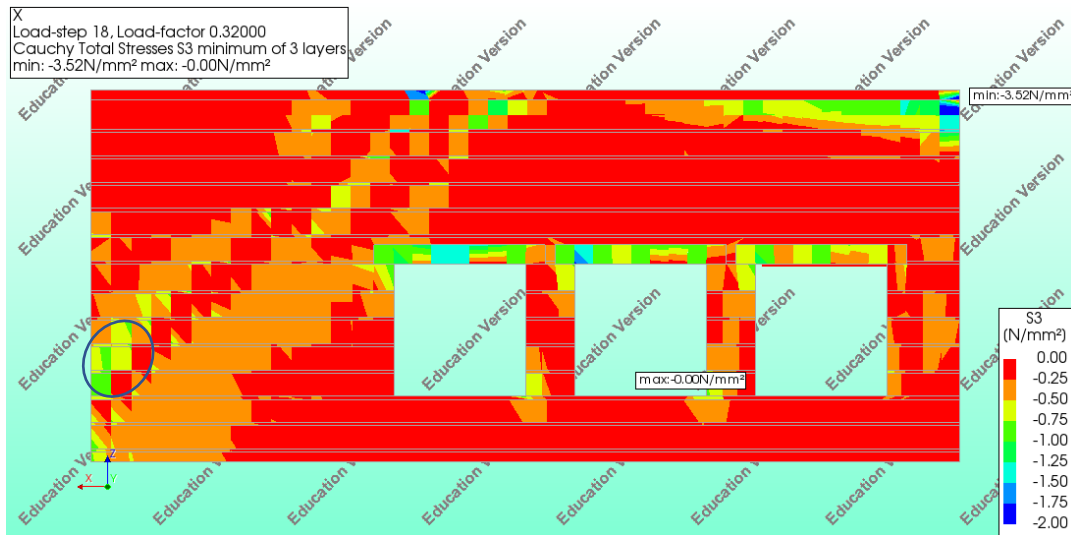
Στο βήμα 18 της ανάλυσης, το οποίο αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για επιτάχυνση σεισμικής ζώνης 3, η κατασκευή έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί κατάρρευση όπως αυτή ορίζεται από τον κανονισμό. Στην Εικόνα 92 παρουσιάζονται οι θλιπτικές τάσεις που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία ενώ στα κυκλωμένα σημεία εμφανίζεται τοπική υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας.



Εικόνα 92 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 93 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

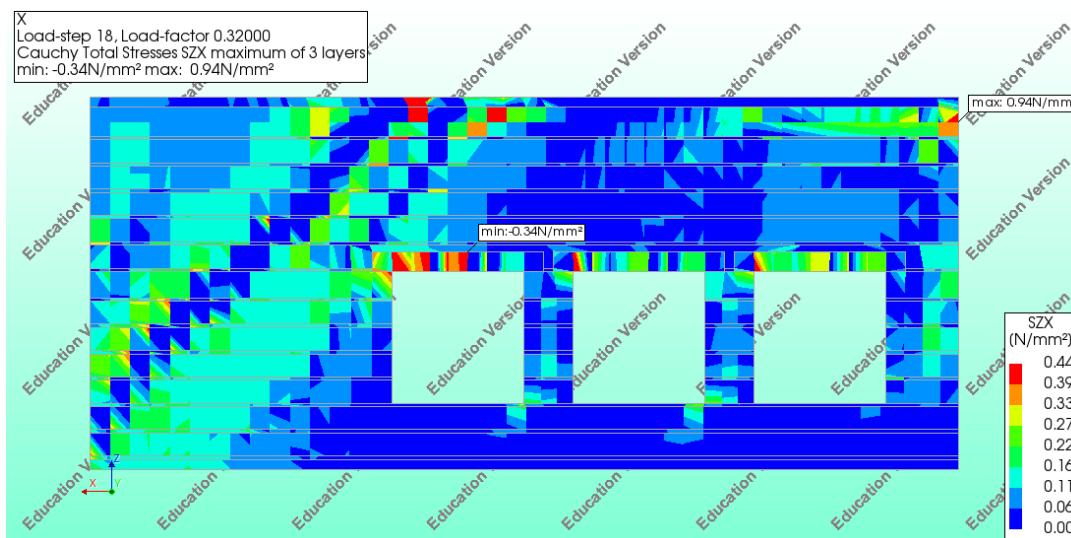


Εικόνα 94 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 2

Αντίστοιχα με προηγούμενος υπολογίζεται η αντοχή της τοιχοποιίας σε διάτμηση σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ και να πραγματοποιηθεί ο αντίστοιχος έλεγχος. Για την υπό εξέταση όψη της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη θλιπτική τάση που αντιστοιχεί στο κυκλωμένο τμήμα της Εικόνας 95  $\sigma=0.60$  MPa,  $\mu=0.40$  και  $f_{v0} = 0.20$  MPa .

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma = 0.2 + 0.4 \cdot 0.6 = 0.44 \text{ MPa}$$

Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρατηρείται ότι δεν παρατηρείται υπέρβαση της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας για το υπό μελέτη τμήμα. Σκοπίμως δεν εμφανίζονται τα υπέρθυρα καθώς είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Αντίστοιχα με όσα παρουσιάστηκαν προηγουμένως για το προσομοίωμα από άοπλη τοιχοποιία πραγματοποιήθηκε μη γραμμική ανάλυση και κατά τη διεύθυνση Y. Έτσι από την διγραμμικοποιημένη καμπύλη του φορέα υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Επιπλέον αναφορικά με την ελαστική επιτάχυνση επιλέχθηκε η επιτάχυνση που αντιστοιχεί στο οριζόντιο τμήμα του ελαστικού φάσματος του Ερωκώδικα 8 ώστε να ληφθεί υπόψη η δυσμενέστερη περίπτωση. Έτσι για τη Ζώνη 1 αντιστοιχεί σε  $S_e = 4.71 \frac{m}{s^2}$ , για τη Ζώνη 2  $S_e = 7.06 \frac{m}{s^2}$  και για τη Ζώνη 3  $S_e = 10.59 \frac{m}{s^2}$ .

Αναφορικά με τους διορθωτικούς συντελεστές επιλέγονται :

$C_o = 1$  καθώς το κτίσμα που μελετάται είναι ισόγειο και  $C_2=1$ ,  $C_3=1$ .

$$C_1 = [ 1 + (R - 1) * \frac{T_c}{T_e} ] / R \quad , \quad R = V_{el} / V_y = \frac{S_e/g}{V_y/W} C_m$$

$$\text{Ζώνη 1 : } R = \frac{4.71/9.81}{3629.5/8865.22} 1 = 1.17$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.17 - 1) * \frac{0.5}{0.14} ] / 1.17 ] = 1.37$$

$$\text{Ζώνη 2 : } R = \frac{7.06/9.81}{3629.5/8865.22} 1 = 1.76$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.76 - 1) * \frac{0.5}{0.14} ] / 1.76 ] = 2.07$$

$$\text{Ζώνη 3 : } R = \frac{10.59/9.81}{3629.5/8865.22} 1 = 2.64$$

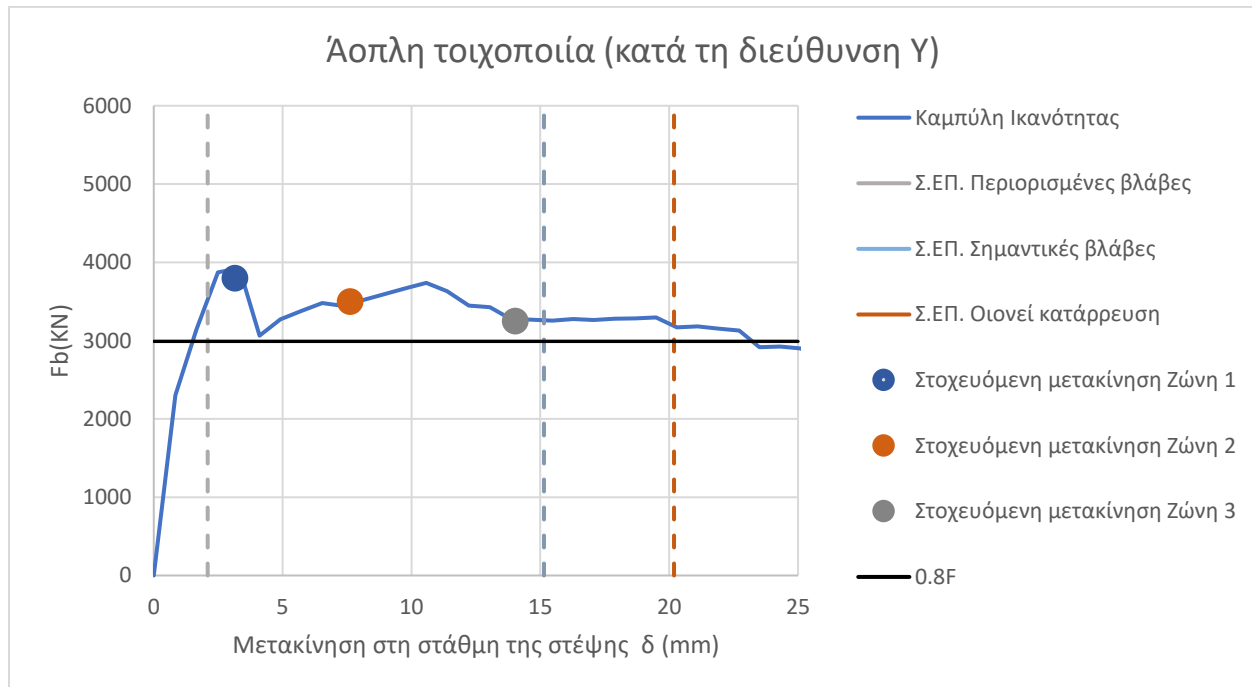
$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (2.64 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 2.64 ] = 2.54$$

$$\text{Ζώνη 1 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 3.4 \text{ mm}$$

$$\text{Ζώνη 2 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 7.6 \text{ mm}$$

$$\text{Ζώνη 3 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 14 \text{ mm}$$



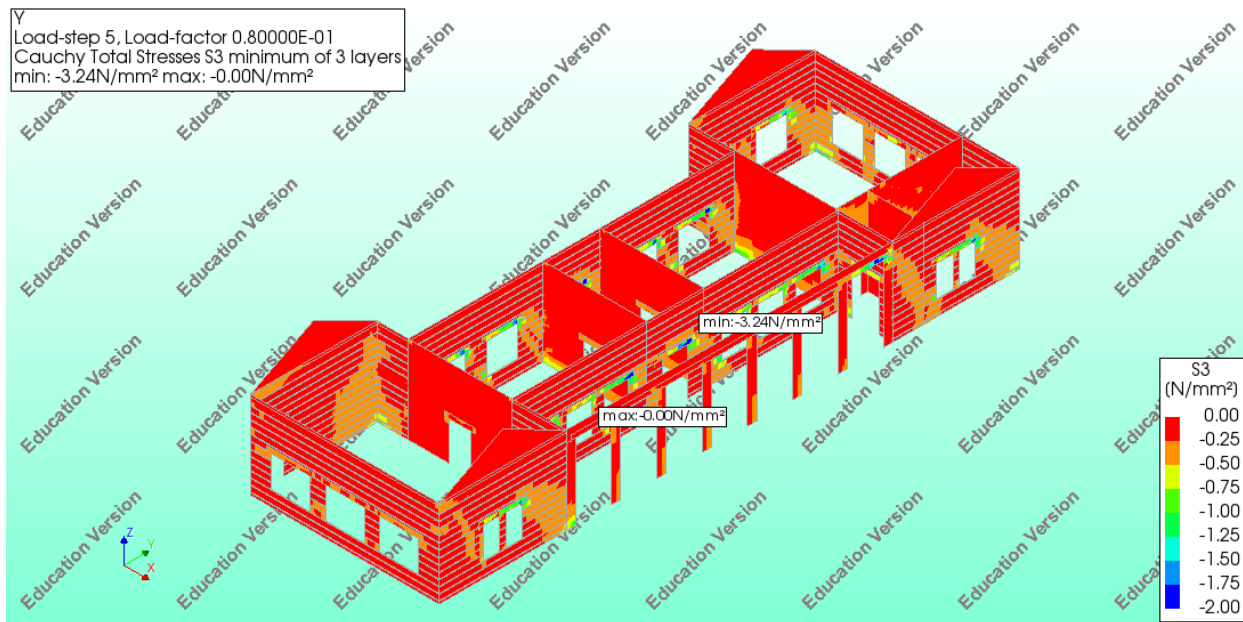
Στο διάγραμμα καμπύλης ικανότητας της κατασκευής κατά τη διεύθυνση Υ οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον κανονισμό παρουσιάζονται με κατακόρυφες γραμμές ώστε να γίνονται ευδιάκριτα τα όρια τους. Επιπλέον στο παραπάνω διάγραμμα απεικονίζονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις που θα παρατηρηθούν στην στάθμη της στέψης της κατασκευής. Οι στοχευόμενες αυτές μετακινήσεις έχουν υπολογισθεί για επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε κάθε μια από τις τρεις σεισμικές ζώνες του Ευρωκώδικα 8.

Παρατηρείται ότι η στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμένων βλαβών δεν ικανοποιείται για κανέναν από τους σεισμούς σχεδιασμούς. Αντίθετα η στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών βλαβών ικανοποιείται για τις σεισμικές Ζώνες 1 ,2 και 3.



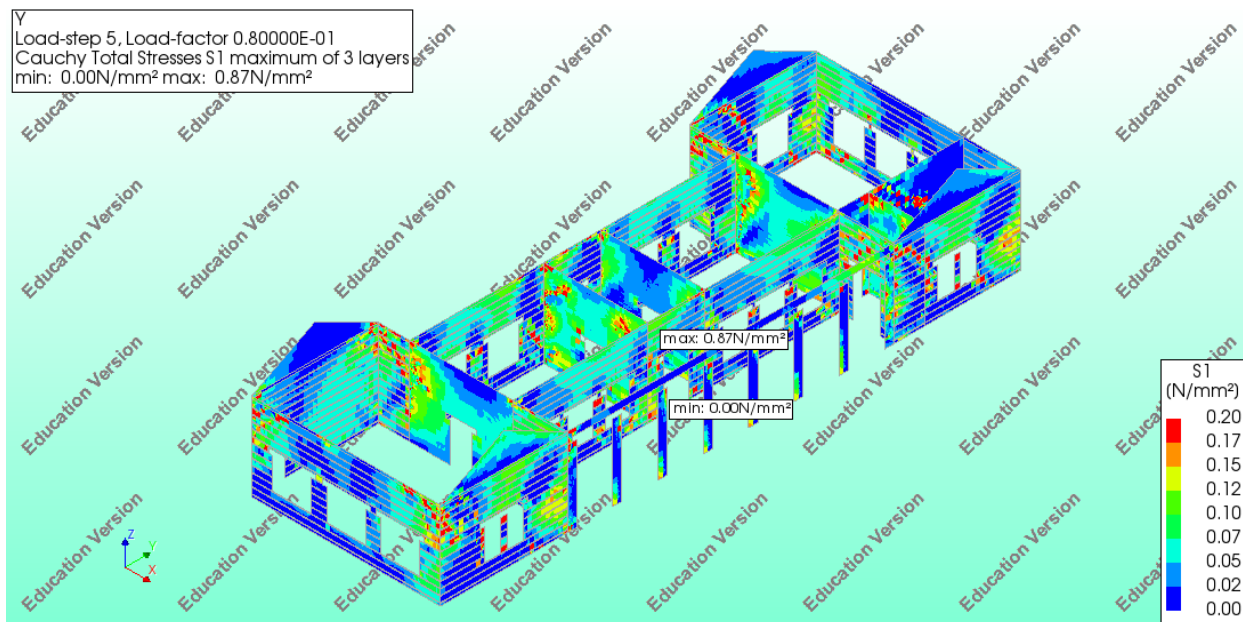
Στη συνέχεια γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση της κατανομής των κυρίων τάσεων στην τοιχοποιία αλλά και του εύρους των ρωγμών που δημιουργούνται για κάθε ένα από τα χαρακτηριστικά σημεία που μελετώνται.

Στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1

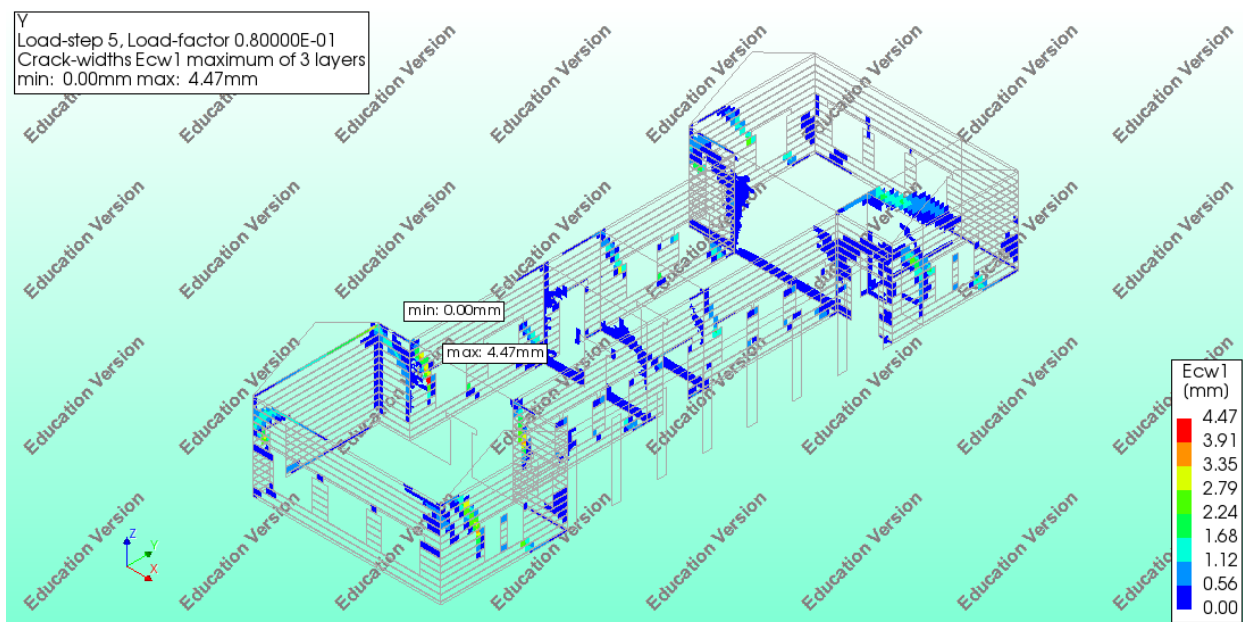


Εικόνα 95 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1

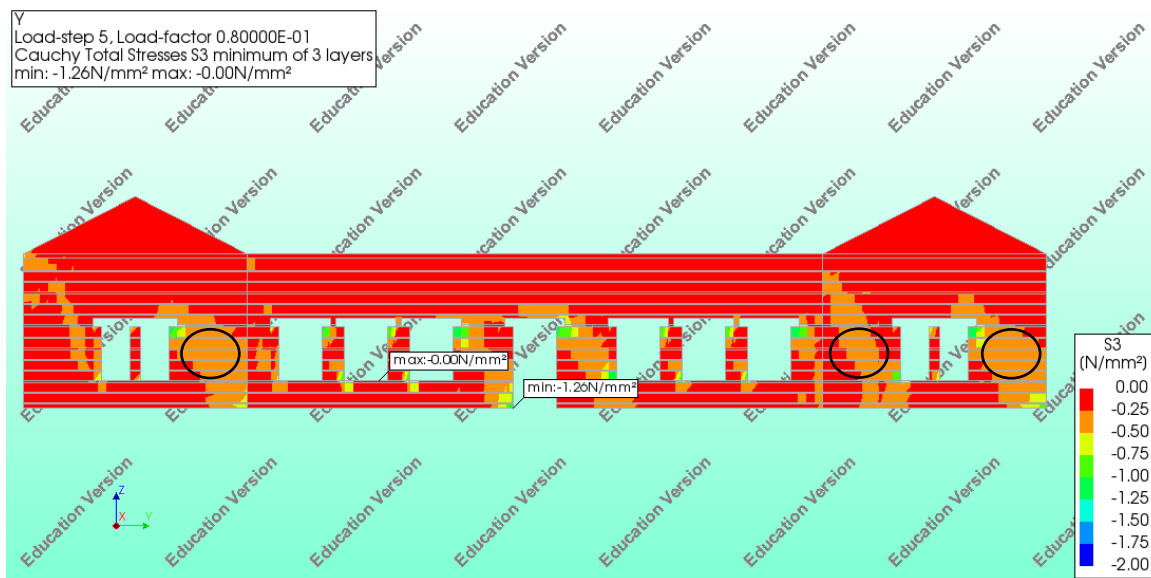
Δεν παρατηρείται υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας.



Εικόνα 96 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1



Εικόνα 97 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1

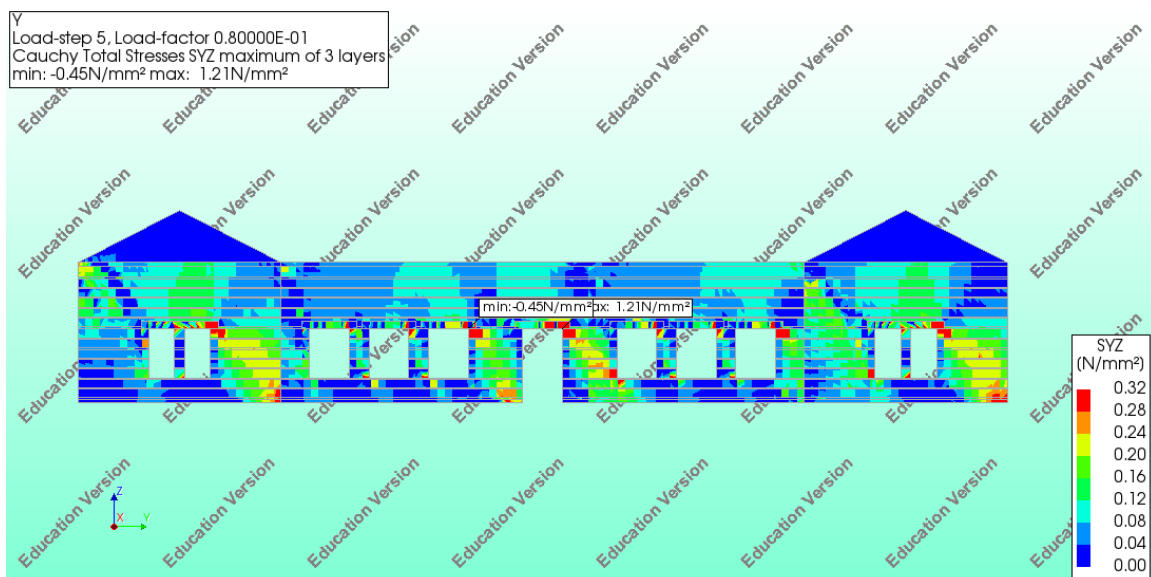


Εικόνα 98 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 1

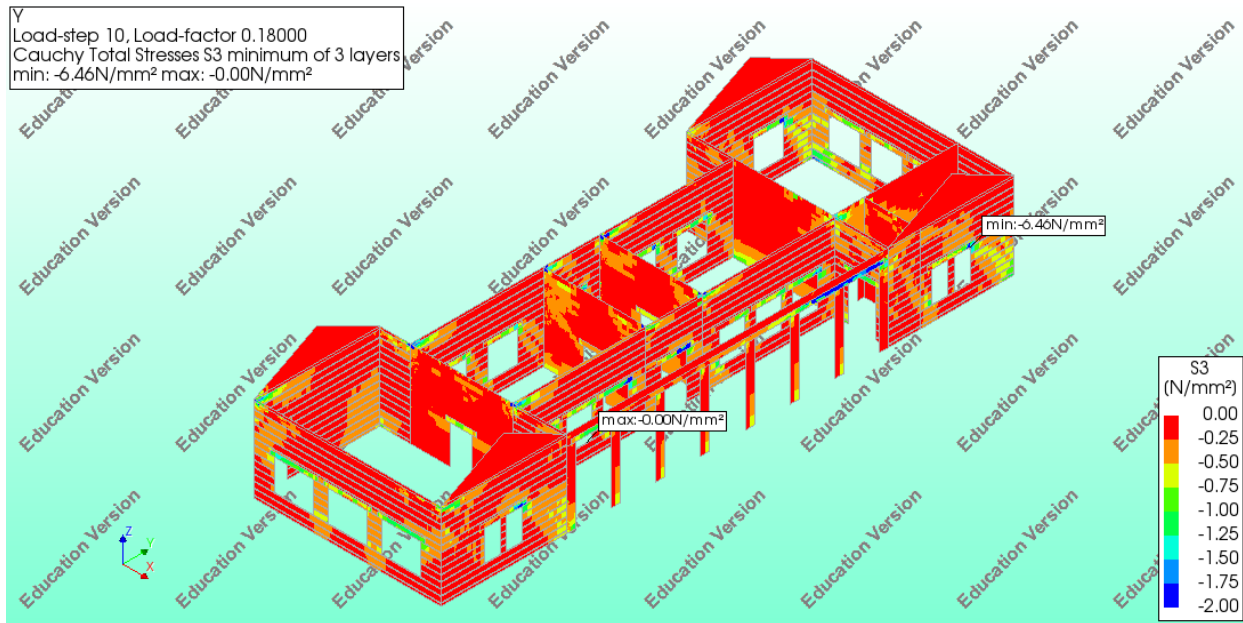
Αξιοποιώντας το διάγραμμα όπου απεικονίζονται οι μέσες θλιπτικές τάσεις είναι δυνατό να υπολογισθεί η αντοχή της τοιχοποιίας σε διάτμηση σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ και να πραγματοποιηθεί ο αντίστοιχος έλεγχος. Για την υπό εξέταση όψη της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη θλιπτική τάση  $\sigma = 0.30 \text{ MPa}$ ,  $\mu = 0.40$  και  $f_{v0} = 0.20 \text{ MPa}$

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma = 0.2 + 0.4 \cdot 0.3 = 0.32 \text{ MPa}$$

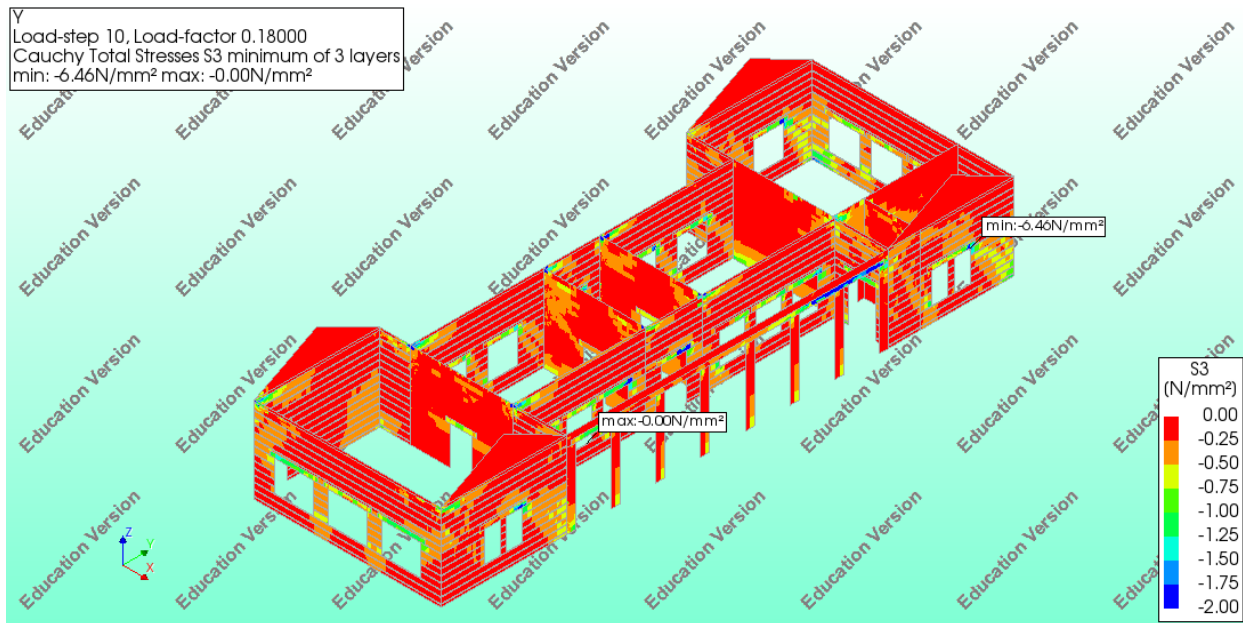
Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρατηρείται ότι στα τμήματα της τοιχοποιίας με  $\sigma = 0.3 \text{ MPa}$  δεν εμφανίζεται αστοχία λόγω διάτμησης.

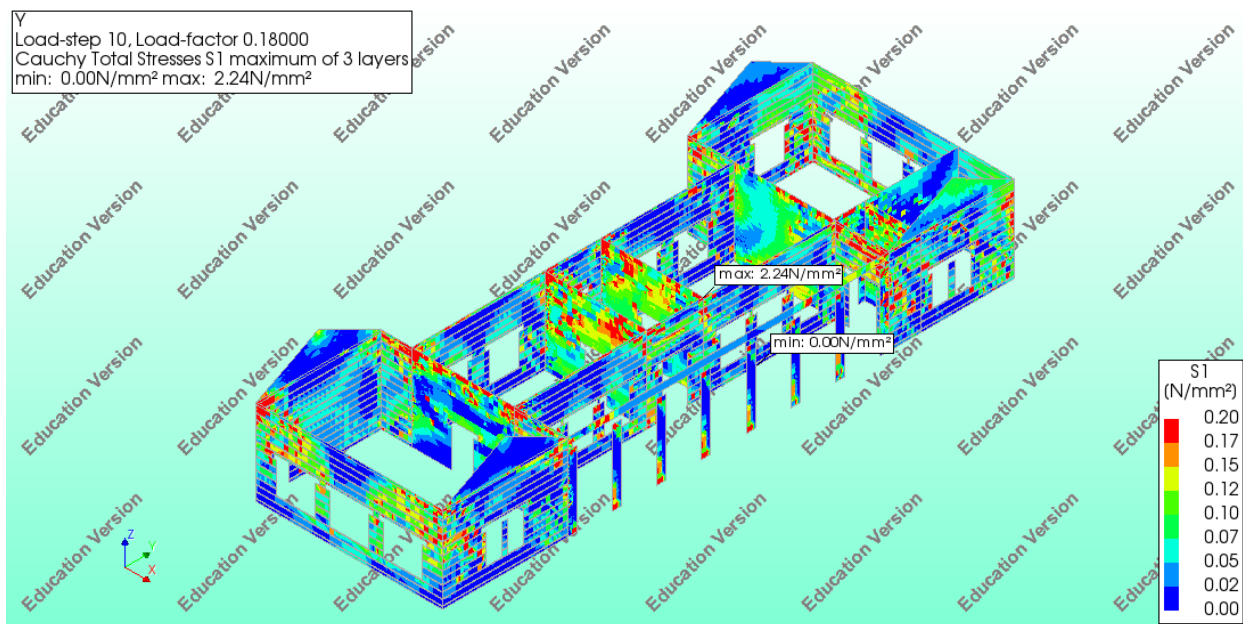


## Στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 2

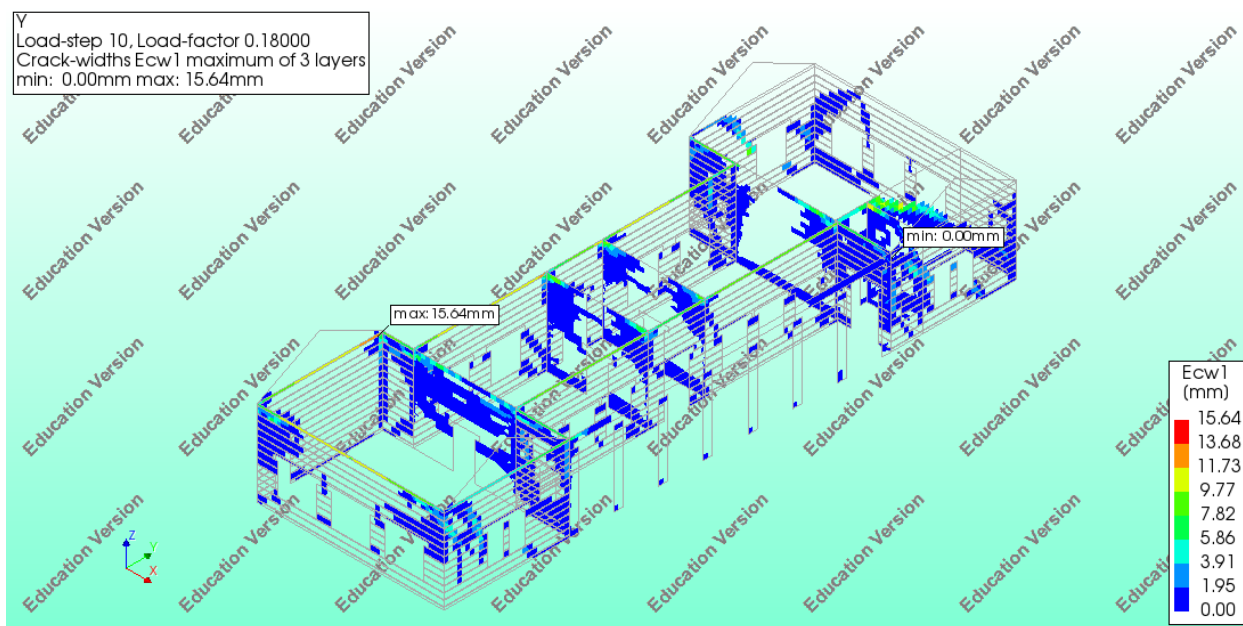


Εικόνα 99 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 2



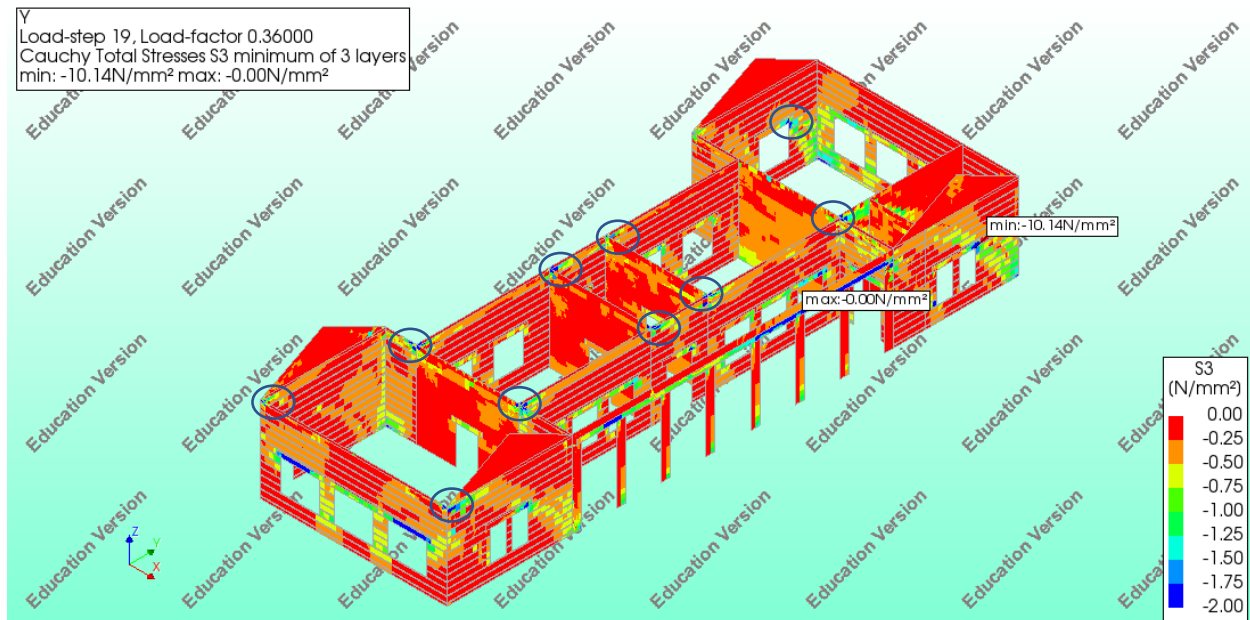


Εικόνα 100 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 2



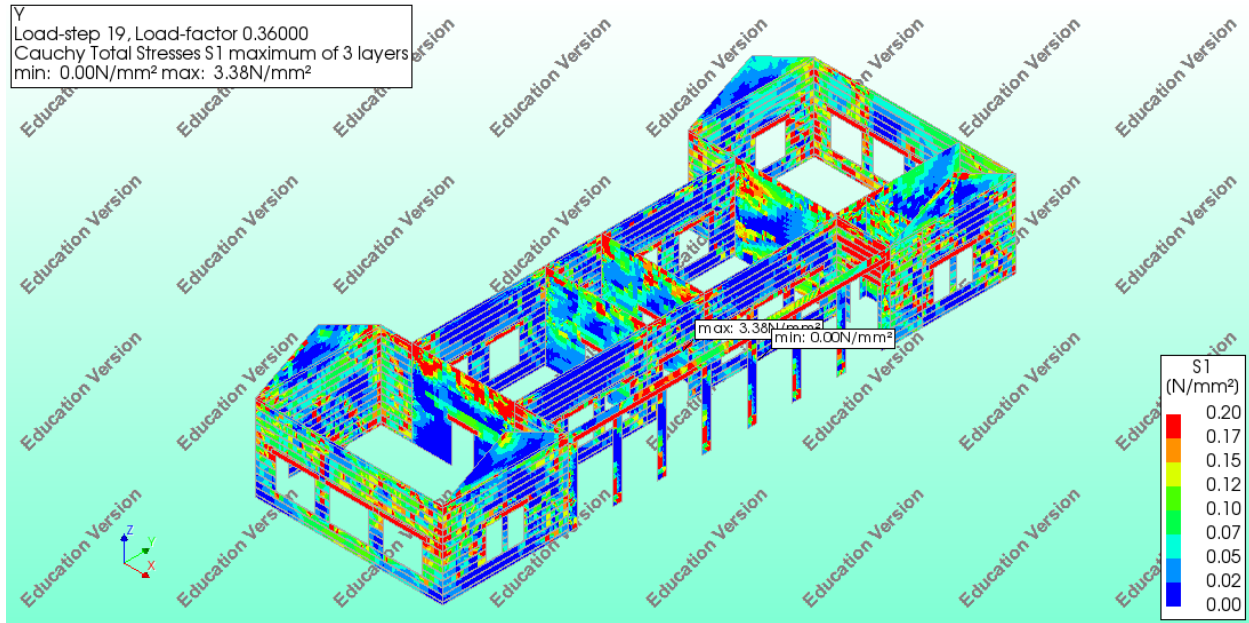
Εικόνα 101 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 2

## Στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

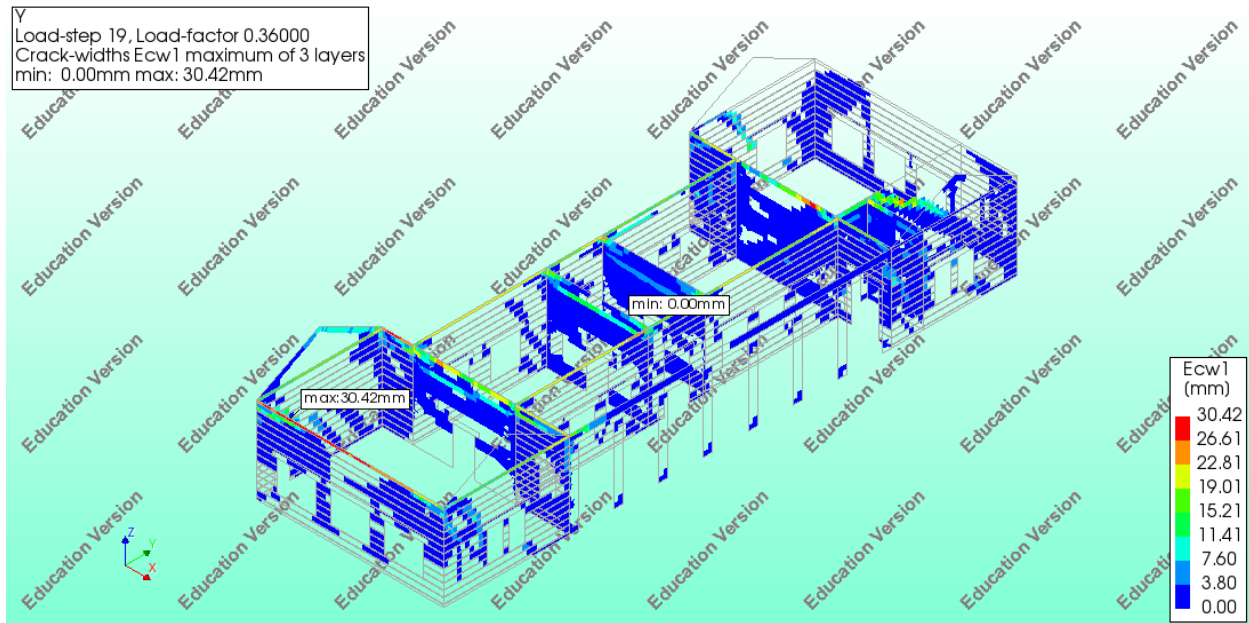


Εικόνα 102 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

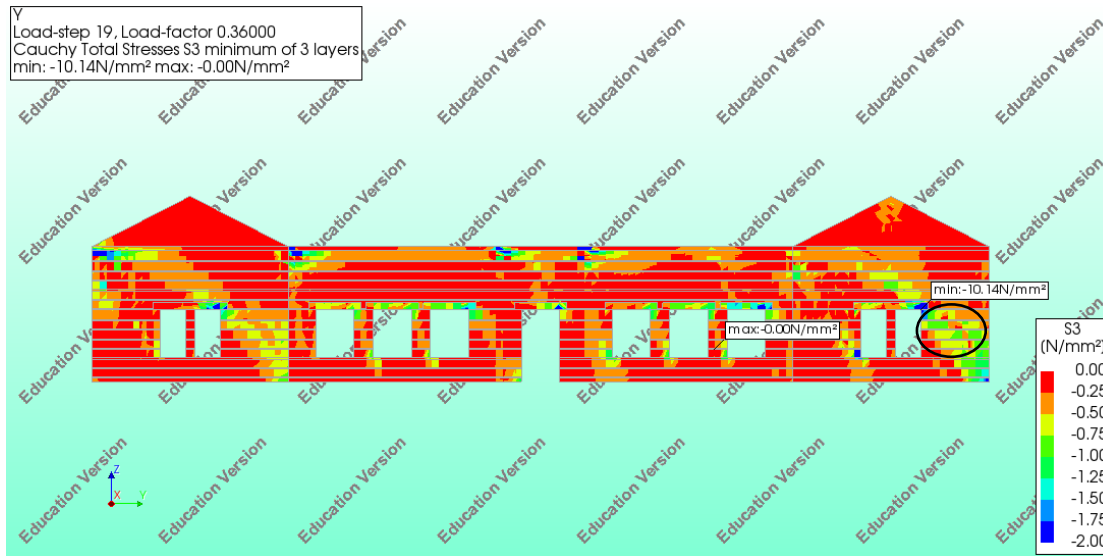
Στο βήμα 19 της ανάλυσης, το οποίο αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για επιτάχυνση σεισμικής Ζώνης 3, η κατασκευή έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί κατάρρευση όπως αυτή ορίζεται από τον κανονισμό. Στην Εικόνα 92 παρουσιάζονται οι θλιπτικές τάσεις που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία ενώ στα κυκλωμένα σημεία εμφανίζεται τοπική υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας.



Εικόνα 103 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 104 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

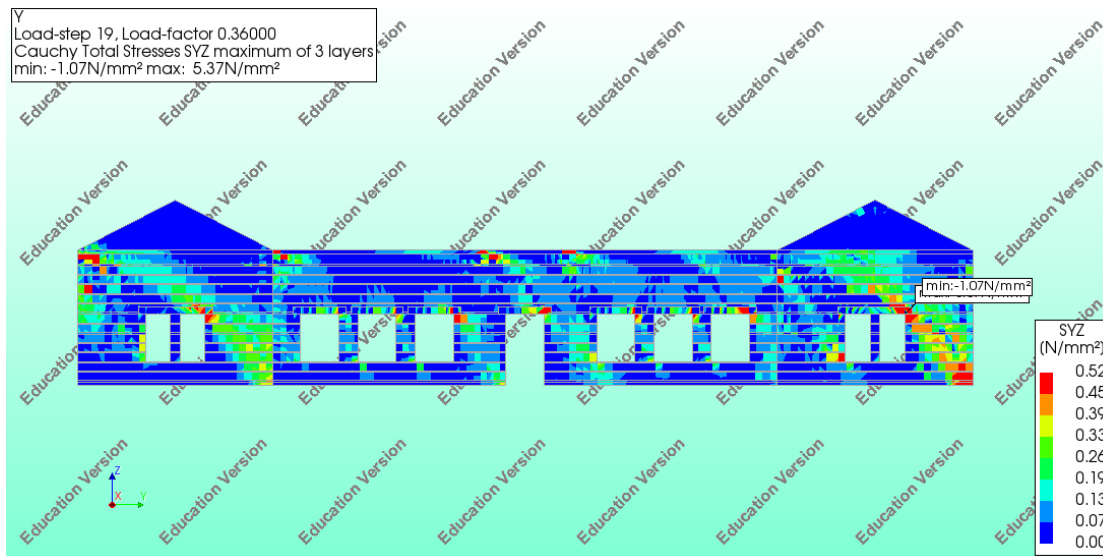


Εικόνα 105 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

Αντίστοιχα με προηγούμενως υπολογίζεται η αντοχή της τοιχοποιίας σε διάτμηση σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ και να πραγματοποιηθεί ο αντίστοιχος έλεγχος. Για την υπό εξέταση όψη της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη θλιπτική τάση  $\sigma=0.80$  MPa,  $\mu=0.40$  και  $f_{v0} = 0.20$  MPa .

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma = 0.2 + 0.4 \cdot 0.8 = 0.52 \text{ MPa}$$

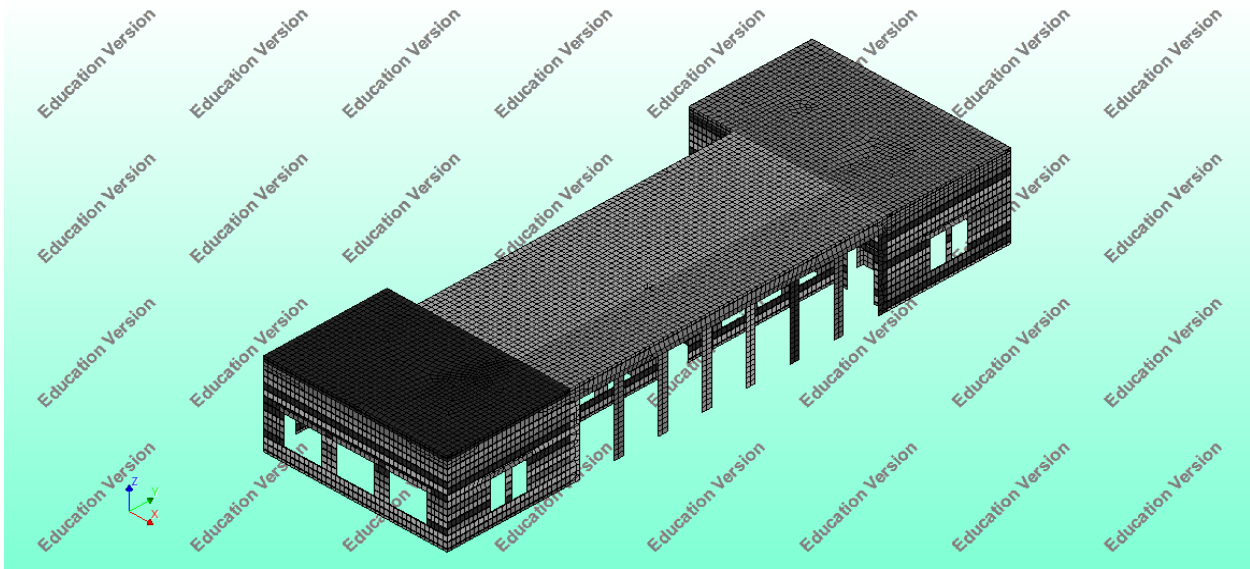
Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρατηρείται ότι στα τμήματα της τοιχοποιίας με  $\sigma=0.52$ MPa δεν εμφανίζεται αστοχία λόγω διάτμησης.



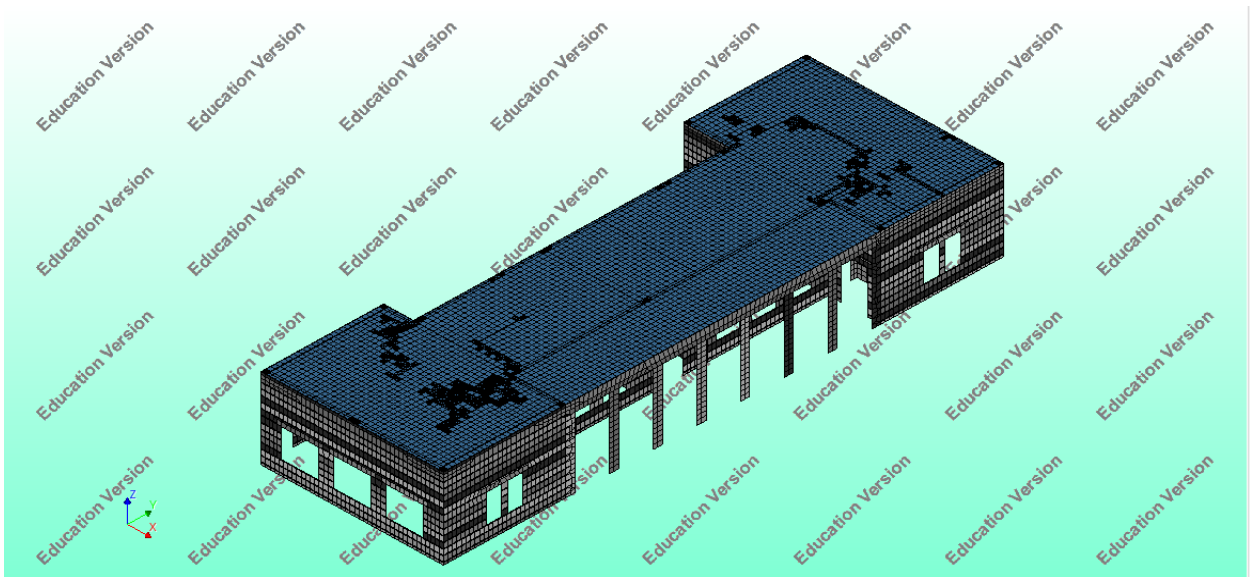


## 6.5 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

Στο παρόν κεφάλαιο κρίθηκε σκόπιμη η διερεύνηση της επίδρασης δύσκαμπτου διαφράγματος οπλισμένου σκυροδέματος στη στάθμη της στέγης της κατασκευής. Για την προσομοίωση του διαφράγματος πραγματοποιήθηκε προσθήκη επιφανειακών στοιχείων πάχους 0,20 m και ποιότητας σκυροδέματος C20/25. Οι πλάκες θεωρήθηκαν οπλισμένες με πλέγμα οπλισμού  $\Phi 10/10$ .

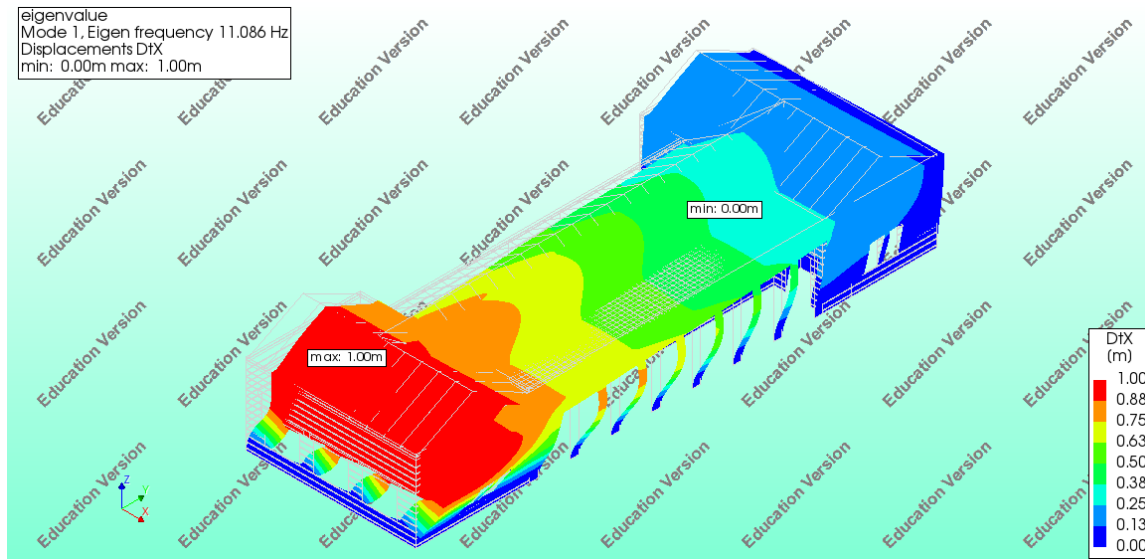


Εικόνα 106 Πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος

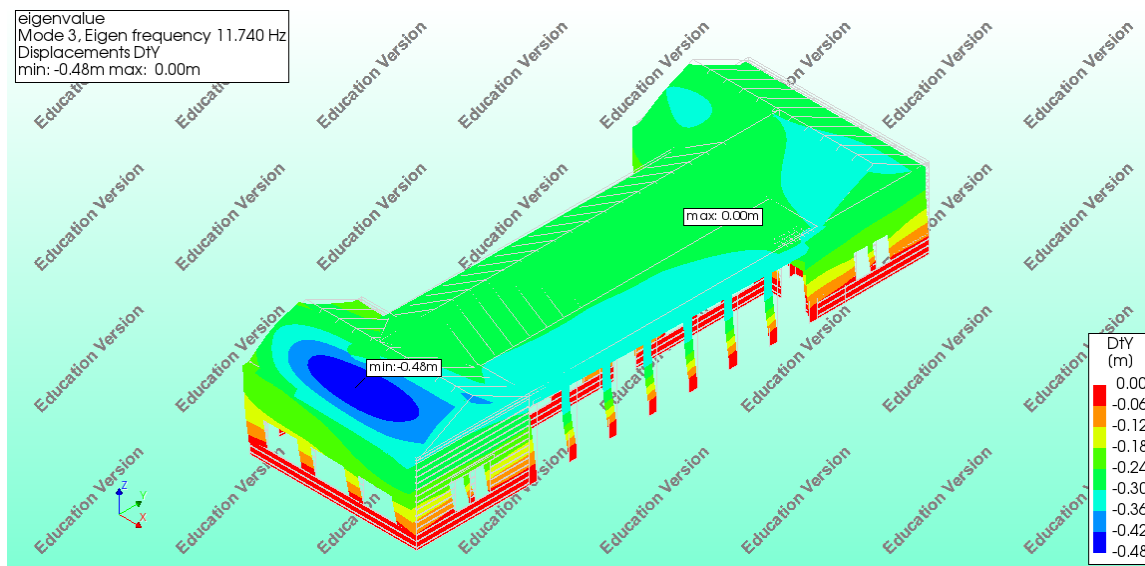


Εικόνα 107 Πλέγμα οπλισμών

Με την προσθήκη της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος εξασφαλίζεται η πλήρης διαφραγματική λειτουργία με μόνη προϋπόθεση την καλή σύνδεση της με τον κατακόρυφο φέροντα οργανισμό της κατασκευής. Επιπλέον παρατηρείται καθολική αύξηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και εξασφαλίζεται η ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων της στέγης. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του φορέα λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος.

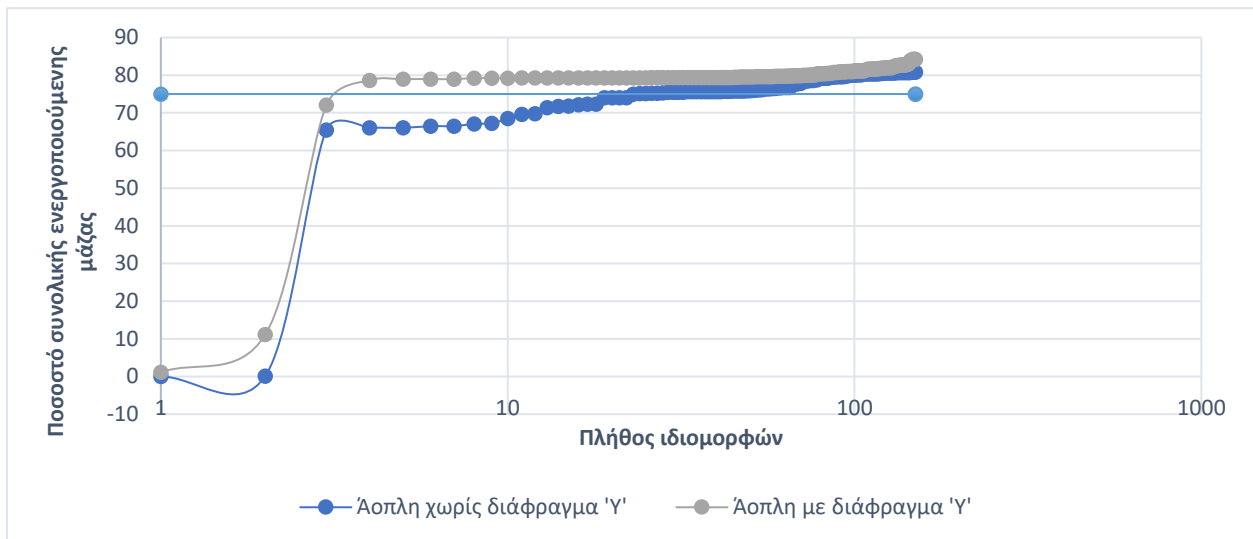
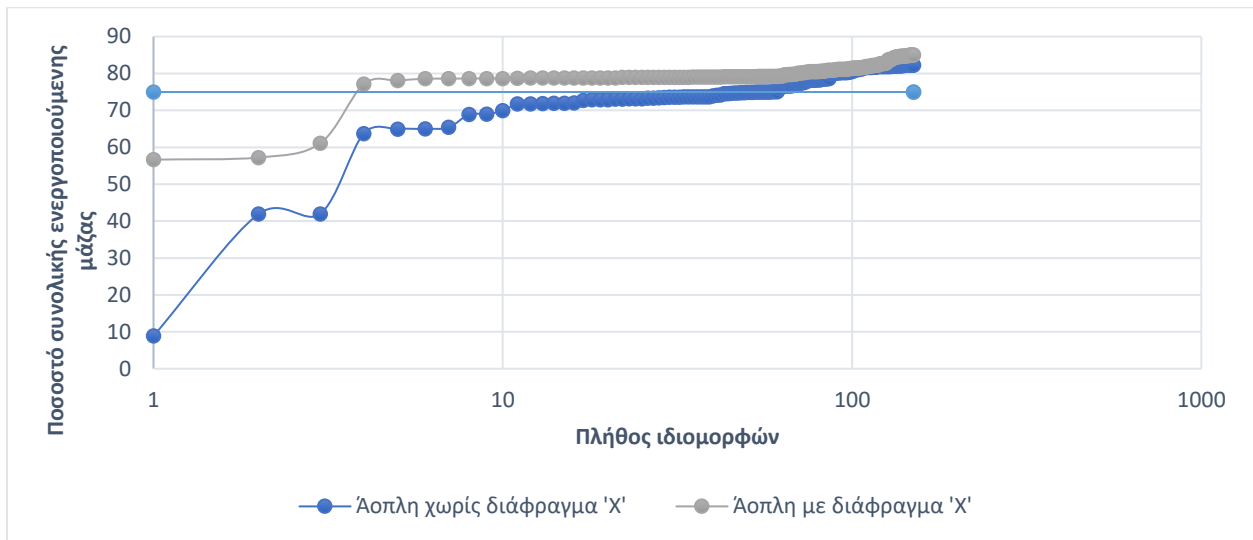


Εικόνα 108 Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση X ( 56.67% της μάζας)



Εικόνα 109 Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Y (60.90% της μάζας)

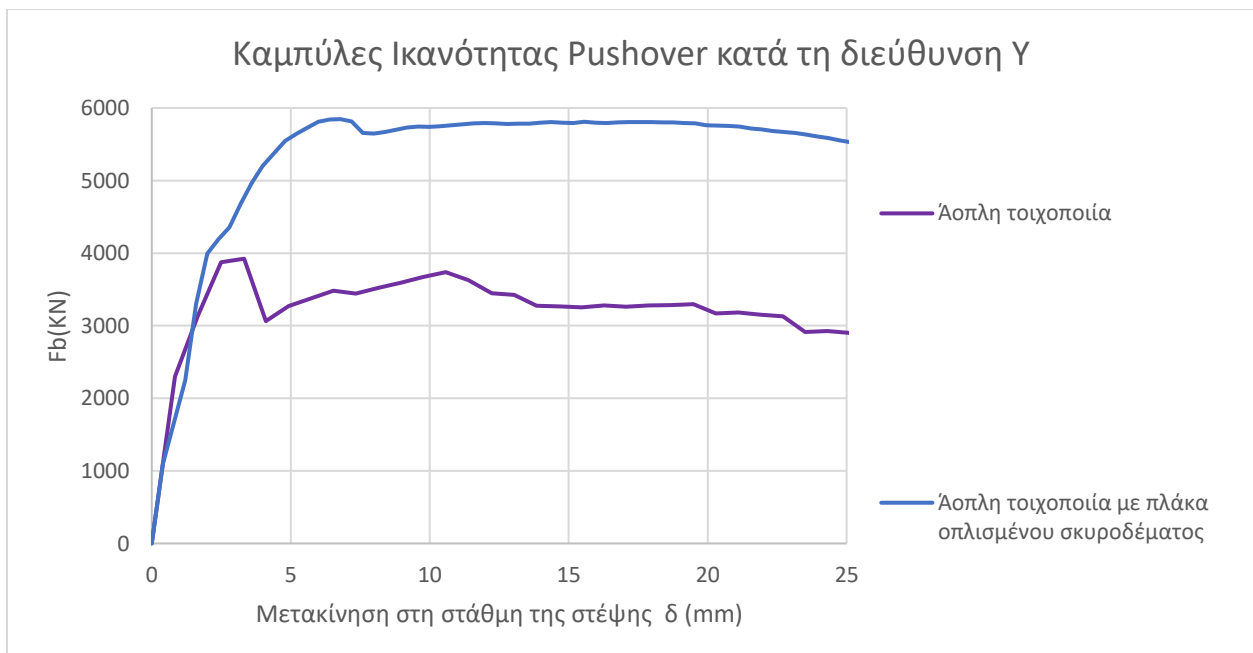
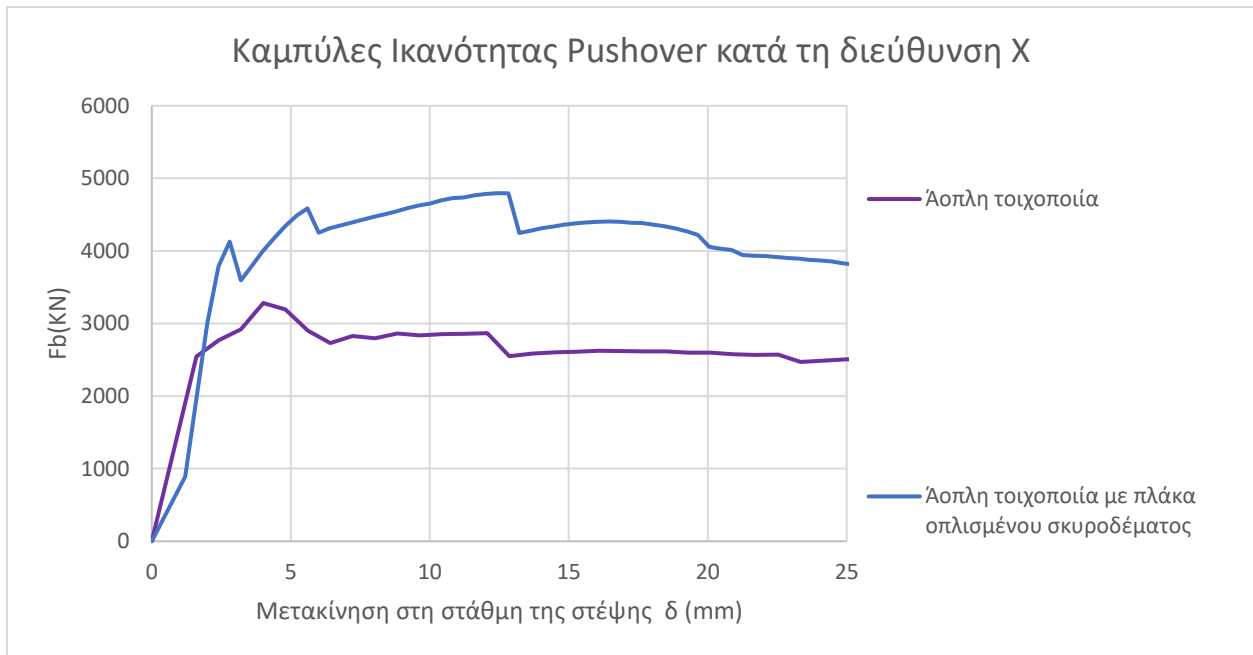
Στα διαγράμματα που ακολουθούν πραγματοποιείται σύγκριση των αποτελεσμάτων της ιδιομορφικής ανάλυσης κατά τις διευθύνσεις X και Y στο μοντέλο της άοπλης τοιχοποιίας με και χωρίς διαφραγματική λειτουργία. Ο κατακόρυφος άξονας εκφράζει το συνολικό ποσοστό της μάζας του φορέα που ενεργοποιείται ενώ ο οριζόντιος άξονας εκφράζει το πλήθος των ιδιομορφών.



Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης συνάγεται ότι στο προσομοίωμα με την ξύλινη στέγη όπου δεν εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία για την ενεργοποίηση του 75% της μάζας κατά τη διεύθυνση X απαιτούνται 59 ιδιομορφές ενώ κατά τη διεύθυνση Y 24 ιδιομορφές. Αντίθετα με την προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος στη στάθμη της στέγης για την

ενεργοποίηση αντίστοιχου ποσοστού μάζας κατά τις διευθύνσεις X και Y απαιτούνται 4 ιδιομορφές αντίστοιχα.

Ακολούθως παρουσιάζονται συγκριτικά τα διαγράμματα που προέκυψαν από τη μη γραμμική ανάλυση για τα προσομοιώματα από άοπλη τοιχοποιία με και χωρίς διαφραγματική λειτουργία. Παρατηρείται ότι με την προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος αυξάνεται δραστικά η ανάληψη σεισμικής δύναμης από το φορέα.



Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης για το προσομοίωμα από άοπλη τοιχοποιία με προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος:

Από την διγραμμικοποιημένη καμπύλη του υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Επιπλέον αναφορικά με την ελαστική επιτάχυνση επιλέχθηκε η επιτάχυνση που αντιστοιχεί στο οριζόντιο τμήμα του ελαστικού φάσματος του Ερωκώδικα 8 ώστε να ληφθεί υπόψη η δυσμενέστερη περίπτωση. Έτσι για τη Ζώνη 1 αντιστοιχεί σε  $S_e = 4.71 \frac{m}{s^2}$ , για τη Ζώνη 2  $S_e = 7.06 \frac{m}{s^2}$  και για τη Ζώνη 3  $S_e = 10.59 \frac{m}{s^2}$ .

Αναφορικά με τους διορθωτικούς συντελεστές επιλέγονται :

$C_o = 1$  καθώς το κτίσμα που μελετάται είναι ισόγειο και  $C_2=1$ ,  $C_3=1$ .

$$C_1 = [ 1 + (R - 1) * \frac{T_c}{T_e} ] / R \quad , \quad R = \frac{V_{el}}{V_y} = \frac{S_e/g}{\bar{v}_y/W} C_m$$

$$\text{Ζώνη 1 : } R = \frac{4.71/9.81}{3969.76/8865.22} 1 = 1.07$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.07 - 1) * \frac{0.5}{0.16} ] / 1.07 ] = 1.14$$

$$\text{Ζώνη 2 : } R = \frac{7.06/9.81}{3969.76/8865.22} 1 = 1.61$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.61 - 1) * \frac{0.5}{0.16} ] / 1.61 ] = 1.80$$

$$\text{Ζώνη 3 : } R = \frac{11.18/9.81}{3969.76/8865.22} 1 = 2.42$$

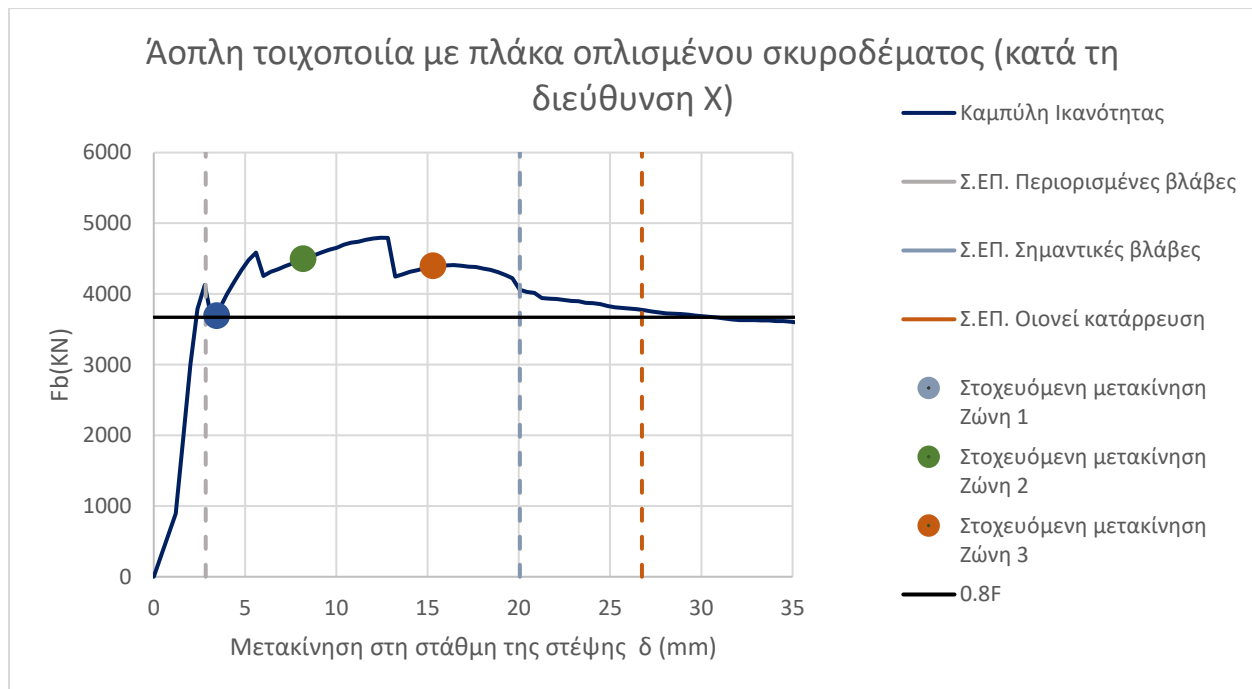
$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (2.42 - 1) * \frac{0.5}{0.16} ] / 2.42 ] = 3.20$$

$$\text{Ζώνη 1 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 3.5 \text{ mm}$$

$$\text{Ζώνη 2 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 8.3 \text{ mm}$$

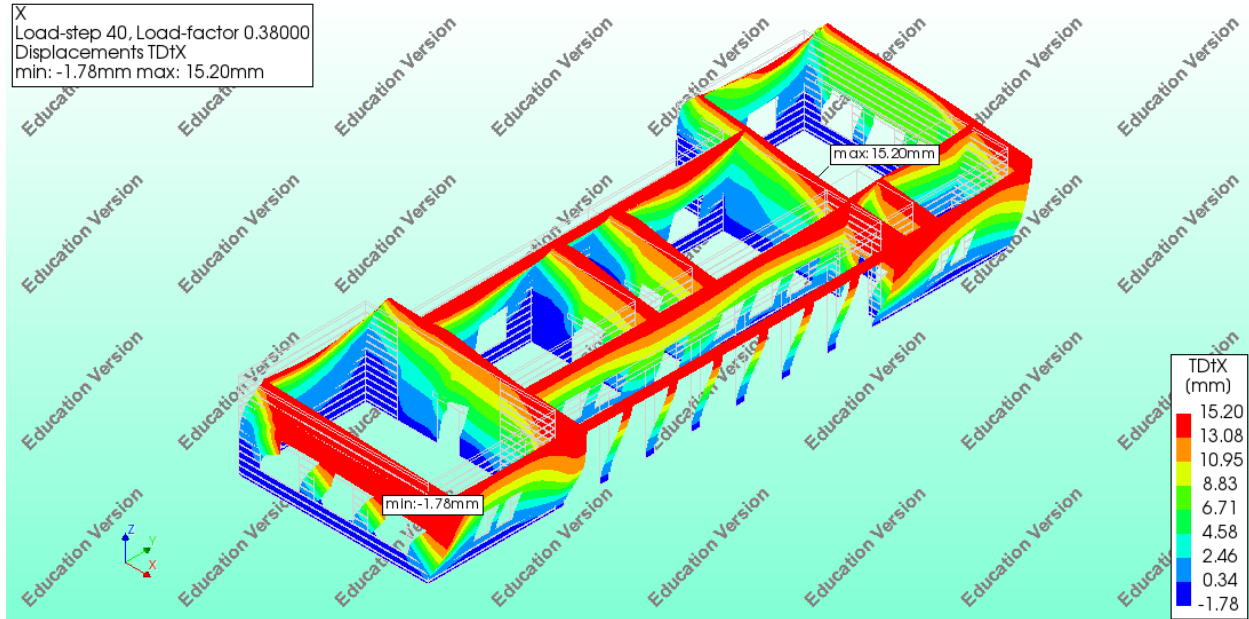
$$\text{Ζώνη 3 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 15.4 \text{ mm}$$



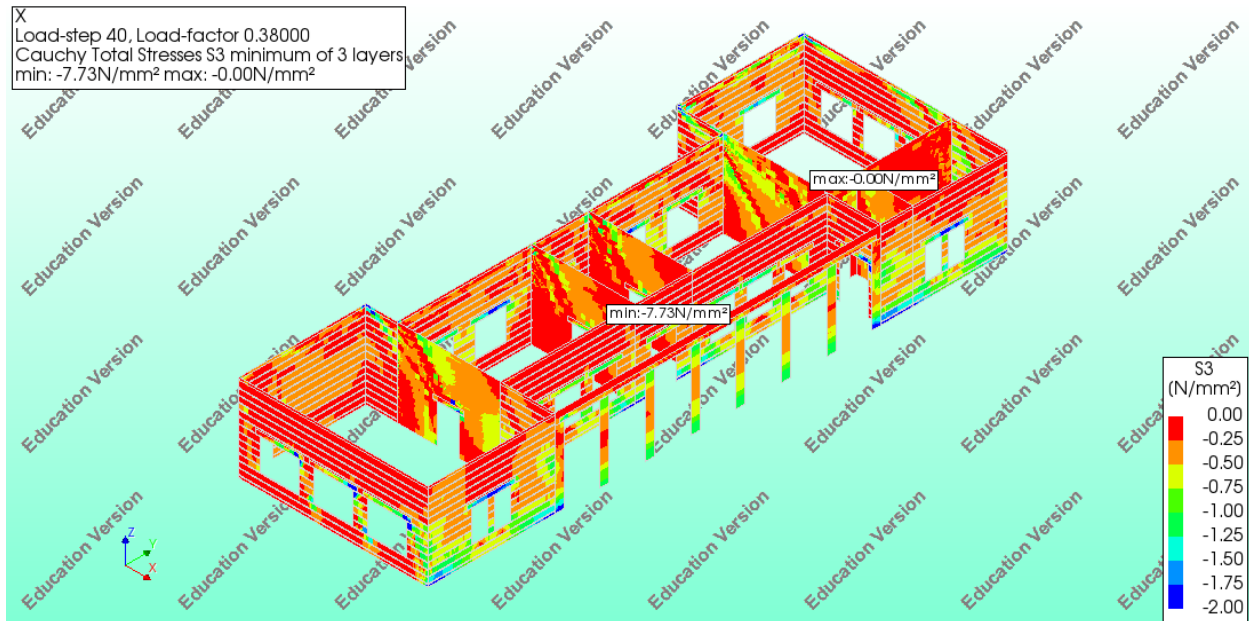
Στο διάγραμμα καμπύλης ικανότητας της κατασκευής κατά τη διεύθυνση X οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον κανονισμό παρουσιάζονται με κατακόρυφες γραμμές ώστε να γίνονται ευδιάκριτα τα όρια τους. Επιπλέον στο παραπάνω διάγραμμα απεικονίζονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις που θα παρατηρηθούν στην στάθμη της στέψης της κατασκευής. Οι στοχευόμενες αυτές μετακινήσεις έχουν υπολογισθεί για επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε κάθε μια από τις τρεις σεισμικές ζώνες του Ευρωκώδικα 8.

Παρατηρείται ότι η στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμένων βλαβών δεν ικανοποιείται για κανέναν από τους σεισμούς σχεδιασμού. Αντίθετα η στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών βλαβών ικανοποιείται για τις σεισμικές Ζώνες 1, 2 και 3.

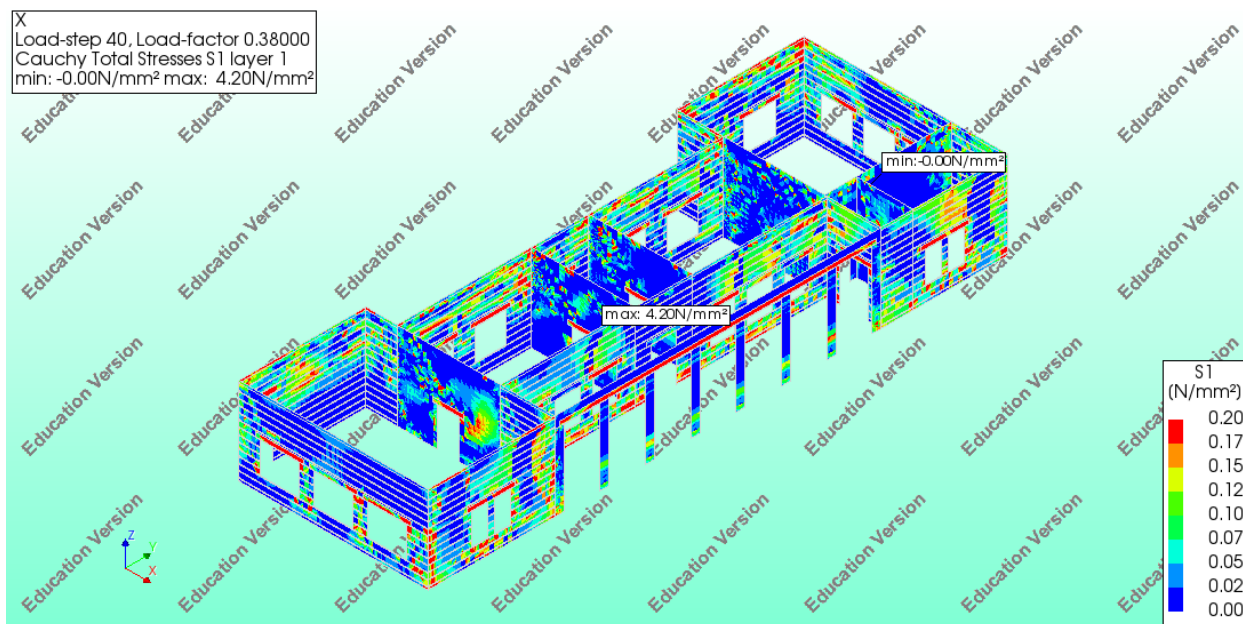
Στη συνέχεια γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση της κατανομής των κυρίων τάσεων στην τοιχοποιία αλλά και του εύρους των ρωγμών που δημιουργούνται για το σημείο με στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε επιτάχυνση Ζώνης 3.



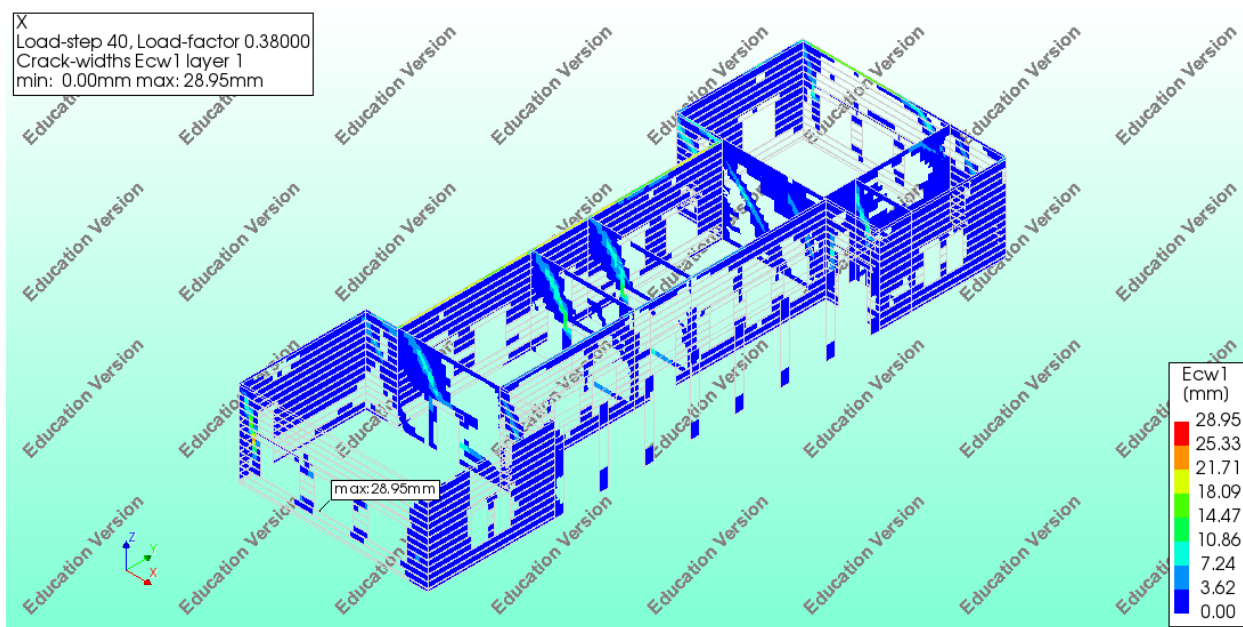
Εικόνα 110 Παραμορφώσεις στο βήμα 11



Εικόνα 111 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

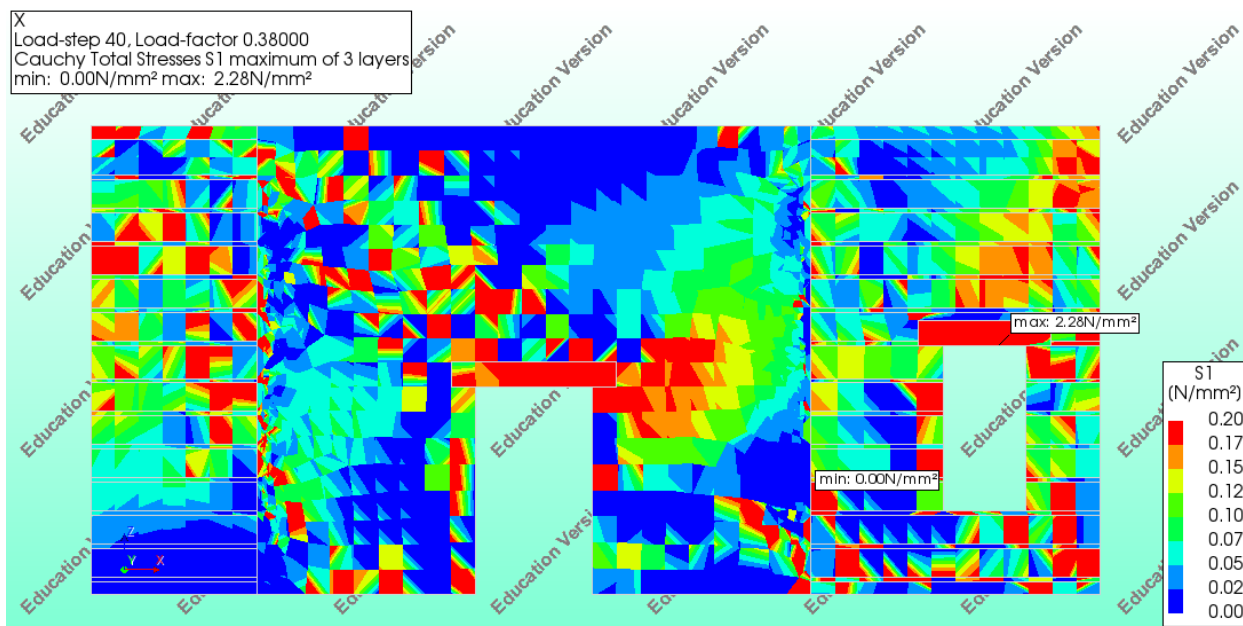


Εικόνα 112 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

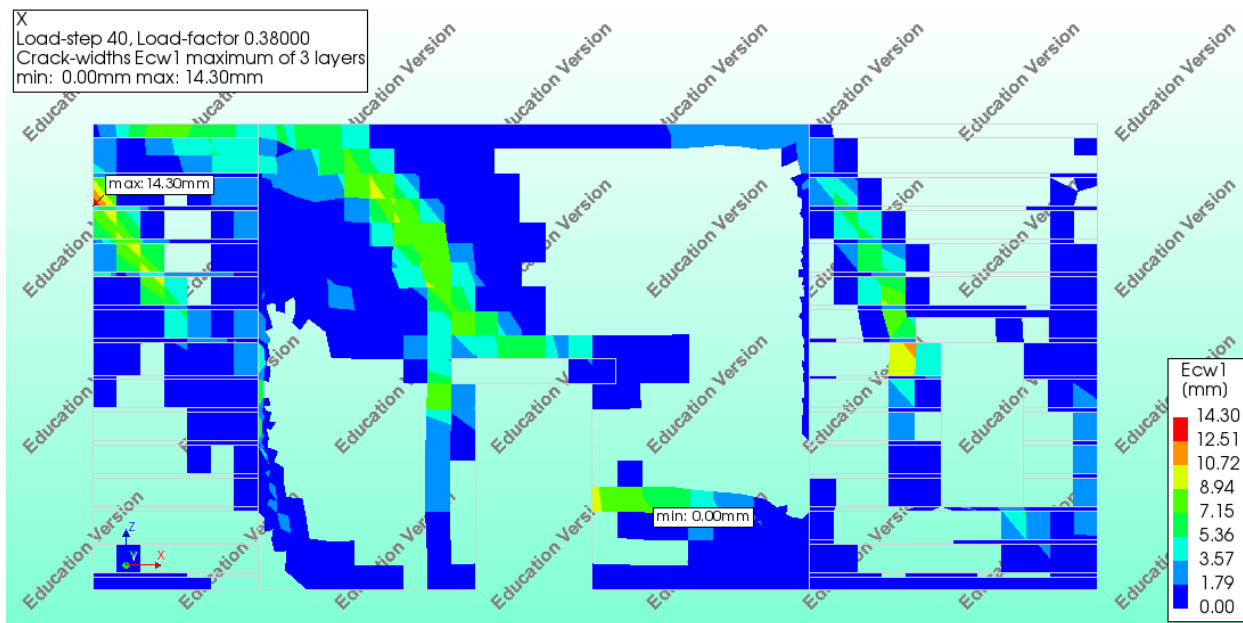


Εικόνα 113 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

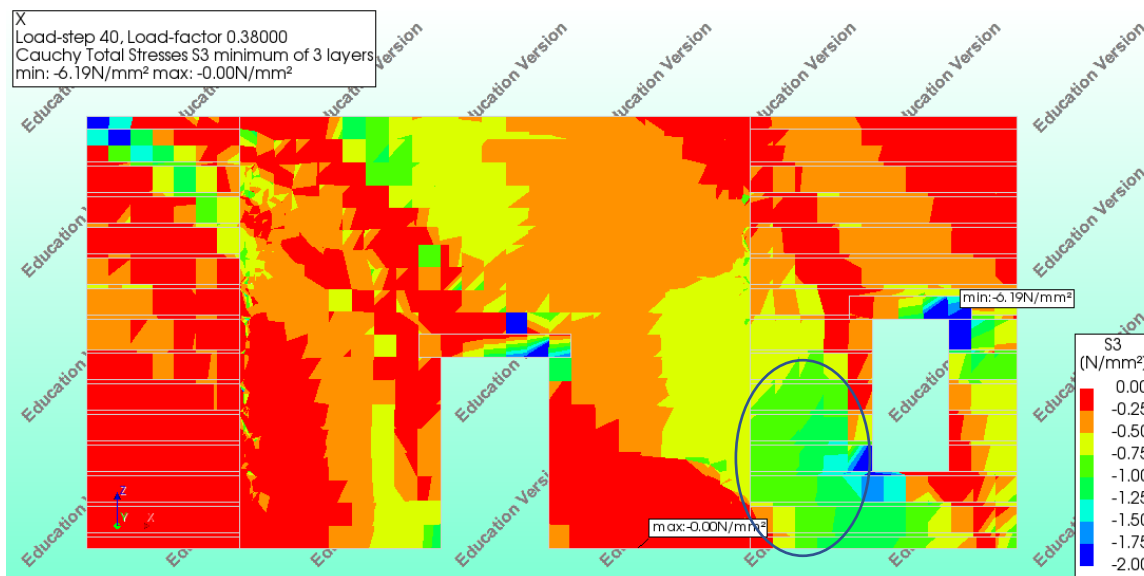




Εικόνα 114 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 115 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

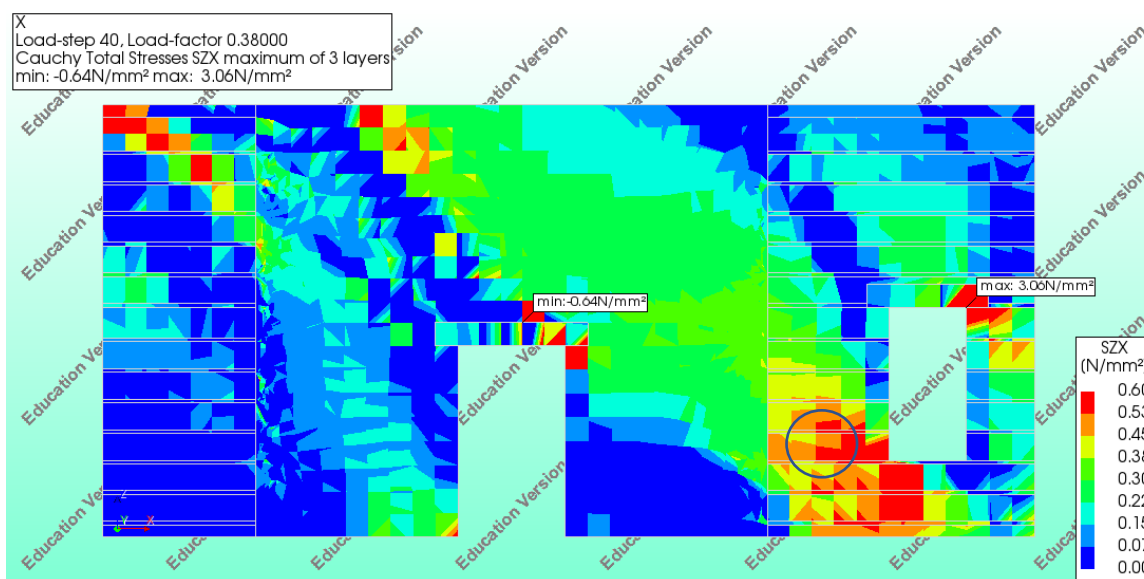


Εικόνα 116 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

Αξιοποιώντας το διάγραμμα όπου απεικονίζονται οι μέσες θλιπτικές τάσεις είναι δυνατό να υπολογισθεί η αντοχή της τοιχοποιίας σε διάτμηση σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ και να πραγματοποιηθεί ο αντίστοιχος έλεγχος. Για την υπό εξέταση όψη της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη θλιπτική τάση  $\sigma = 1 \text{ MPa}$ ,  $\mu = 0.40$  και  $f_{v0} = 0.20 \text{ MPa}$

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma = 0.2 + 0.4 \cdot 1 = 0.6 \text{ MPa}$$

Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρατηρείται ότι για το υπό εξέταση τμήμα υπάρχει υπέρβαση της αντοχής της τοιχοποιίας σε διάτμηση.



Αντίστοιχα με όσα παρουσιάστηκαν προηγουμένως για το προσομοίωμα από άοπλη τοιχοποιία με προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος πραγματοποιήθηκε μη γραμμική ανάλυση και κατά τη διεύθυνση Y. Έτσι από την διγραμμικοποιημένη καμπύλη του φορέα υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Επιπλέον αναφορικά με την ελαστική επιτάχυνση επιλέχθηκε η επιτάχυνση που αντιστοιχεί στο οριζόντιο τμήμα του ελαστικού φάσματος του Ερωκώδικα 8 ώστε να ληφθεί υπόψη η δυσμενέστερη περίπτωση. Έτσι για τη Ζώνη 1 αντιστοιχεί σε  $S_e = 4.71 \frac{m}{s^2}$ , για τη Ζώνη 2  $S_e = 7.06 \frac{m}{s^2}$  και για τη Ζώνη 3  $S_e = 10.59 \frac{m}{s^2}$ .

Αναφορικά με τους διορθωτικούς συντελεστές επιλέγονται :

$C_0 = 1$  καθώς το κτίσμα που μελετάται είναι ισόγειο ,  $C_2=1$  ,  $C_3=1$ .

$$C_1 = [ 1 + (R - 1) * \frac{T_c}{T_e} ] / R$$

$$R = \frac{V_{el}}{V_y} = \frac{S_e/g}{V_y/W} C_m$$

$$\text{Ζώνη 1 : } R = \frac{4.71/9.81}{5588,64/8865.22} 1 = 0.76$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = \max( [ 1 + (0.76 - 1) * \frac{0.5}{0.16} ] / 0.76 , 1 ) = 1$$

$$\text{Ζώνη 2 : } R = \frac{7.06/9.81}{5588,64/8865.22} 1 = 1.14$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.14 - 1) * \frac{0.5}{0.16} ] / 1.14 = 1.25$$

$$\text{Ζώνη 3 : } R = \frac{8.05/9.81}{5588,64/8865.22} 1 = 1.71$$

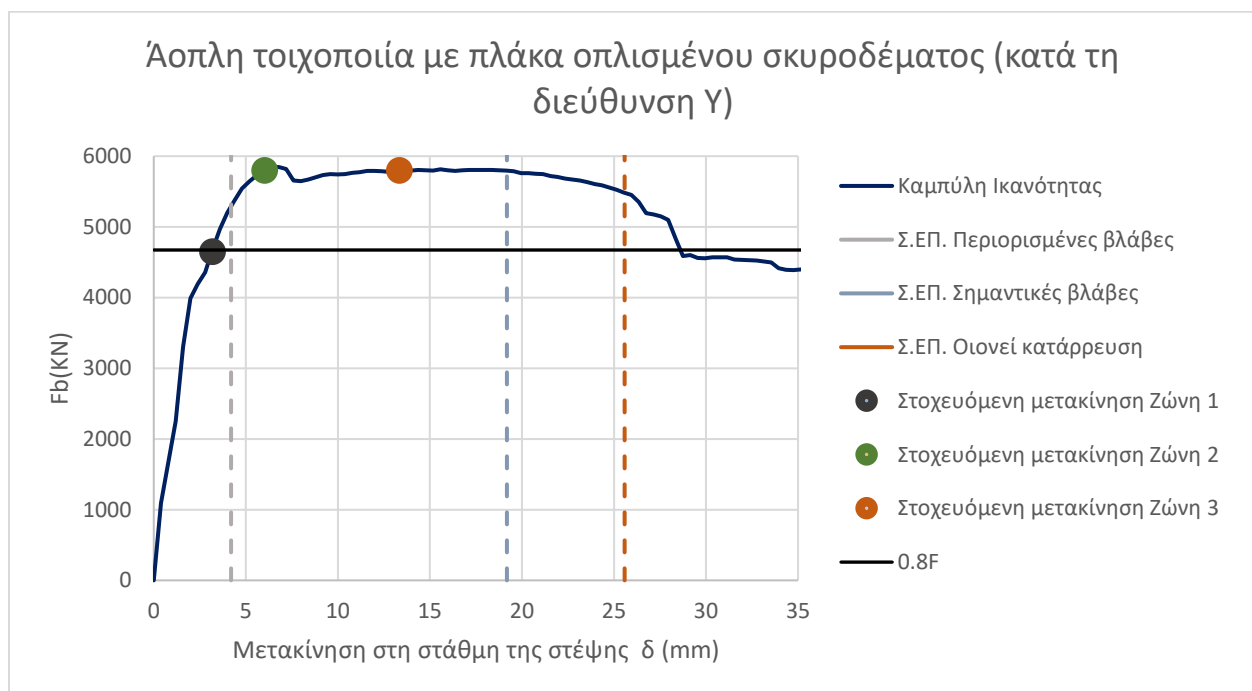
$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.71 - 1) * \frac{0.5}{0.16} ] / 1.71 = 1.85$$

$$\text{Ζώνη 1 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 3.2 \text{ mm}$$

$$\text{Ζώνη 2 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 6 \text{ mm}$$

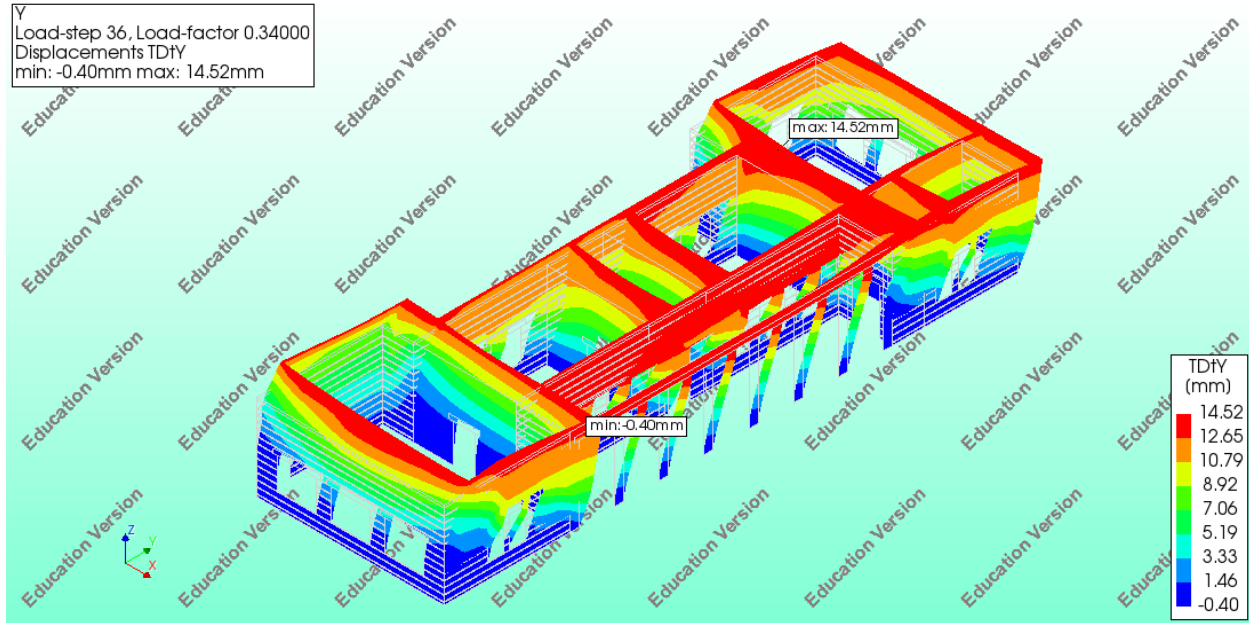
$$\text{Ζώνη 3 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 13.4 \text{ mm}$$



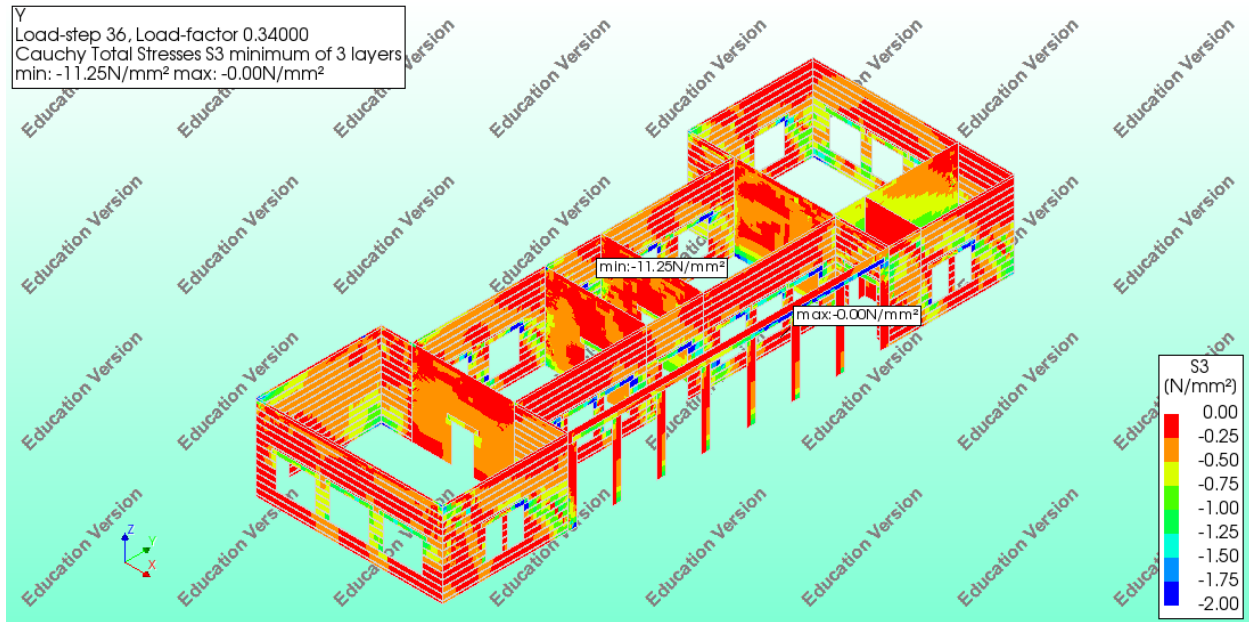
Στο διάγραμμα καμπύλης ικανότητας της κατασκευής κατά τη διεύθυνση Υ έχουν προστεθεί και τα σημεία που αντιστοιχούν στην στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε σεισμική ζώνη που ορίζεται από τον κανονισμό, ενώ οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον κανονισμό παρουσιάζονται με κατακόρυφες γραμμές ώστε να γίνονται ευδιάκριτα τα όρια τους.

Παρατηρείται ότι η στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμένων βλαβών ικανοποιείται για τη σεισμική Ζώνη 1 ενώ η στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών ικανοποιείται για τις Ζώνες 2 και 3.

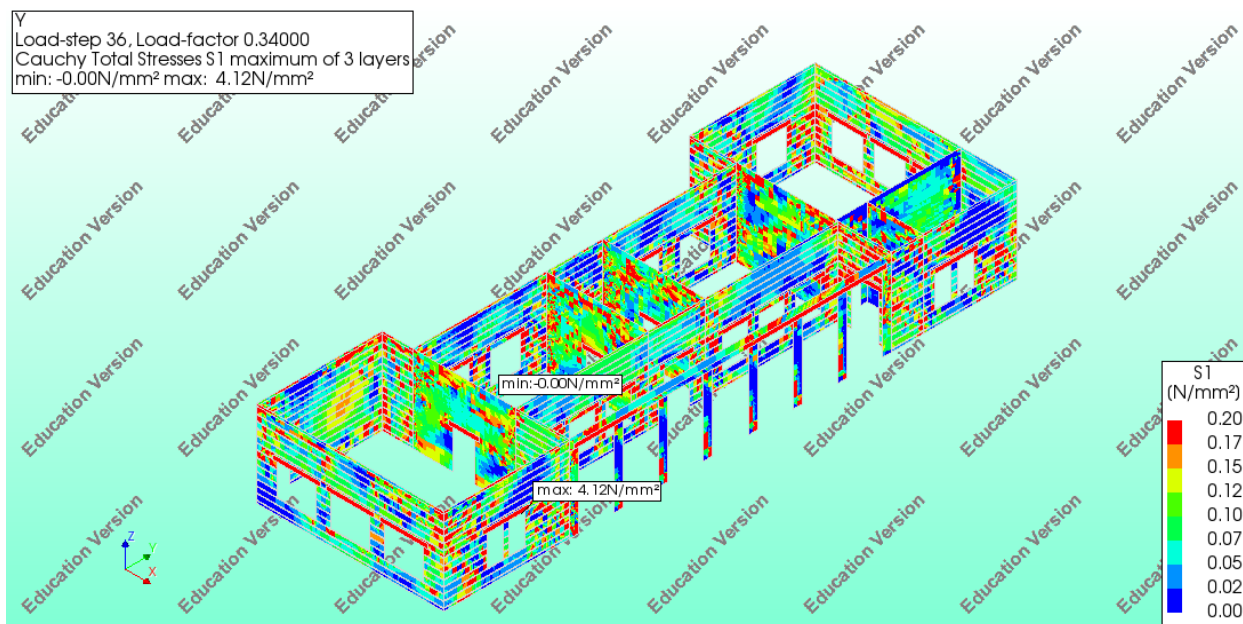
Στη συνέχεια γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση της κατανομής των κυρίων τάσεων στην τοιχοποιία αλλά και του εύρους των ρωγμών που δημιουργούνται για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί στη σεισμική Ζώνη 3 του κανονισμού.



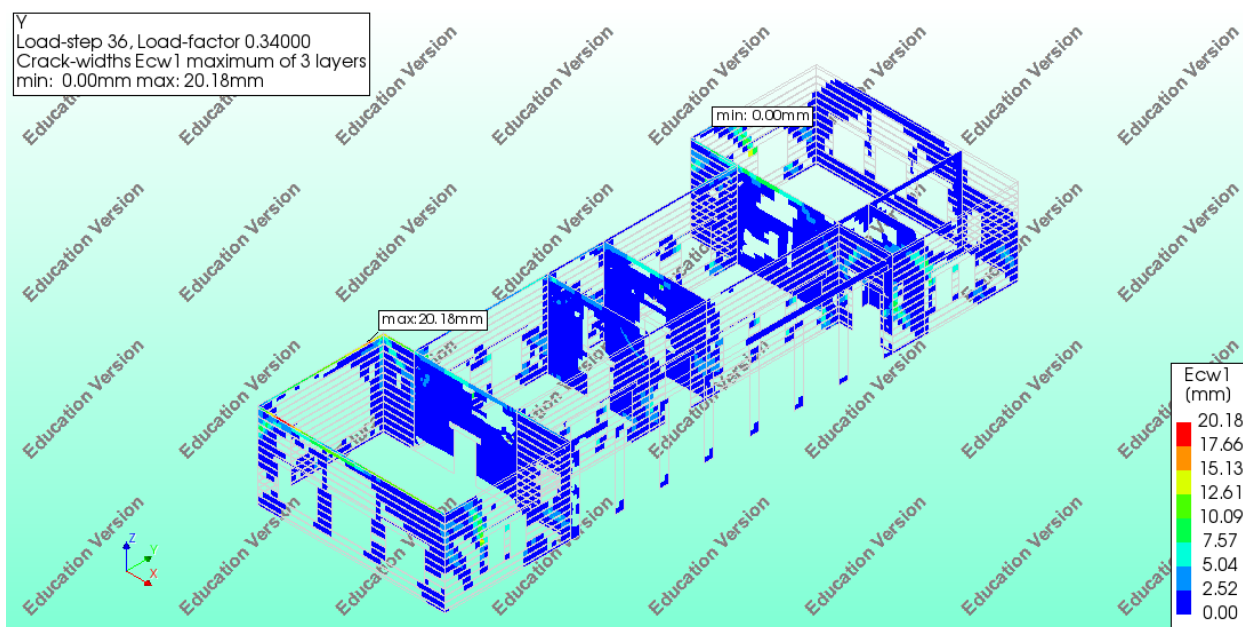
Εικόνα 117 Παραμορφώσεις στο βήμα 11



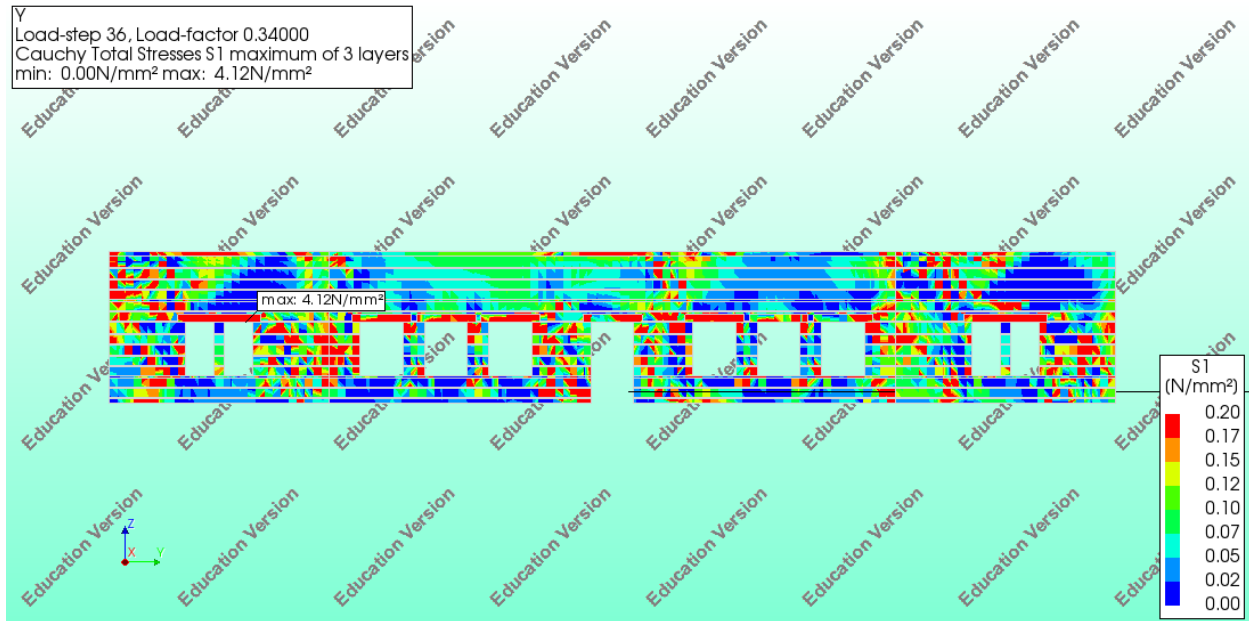
Εικόνα 118 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



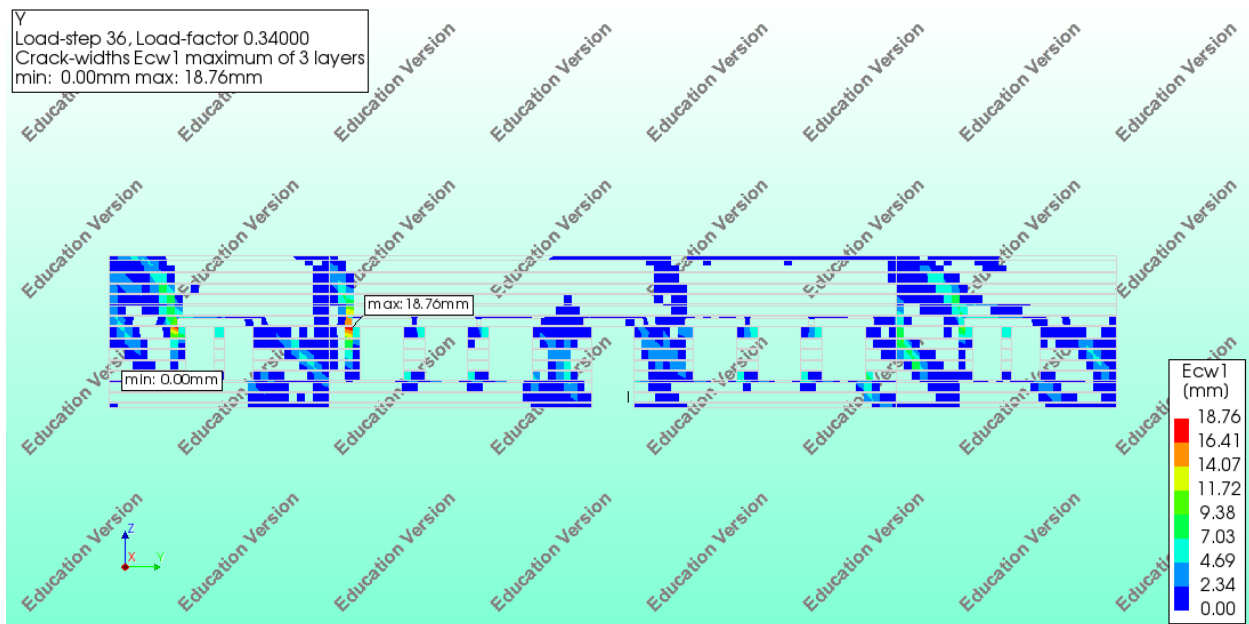
Εικόνα 119 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



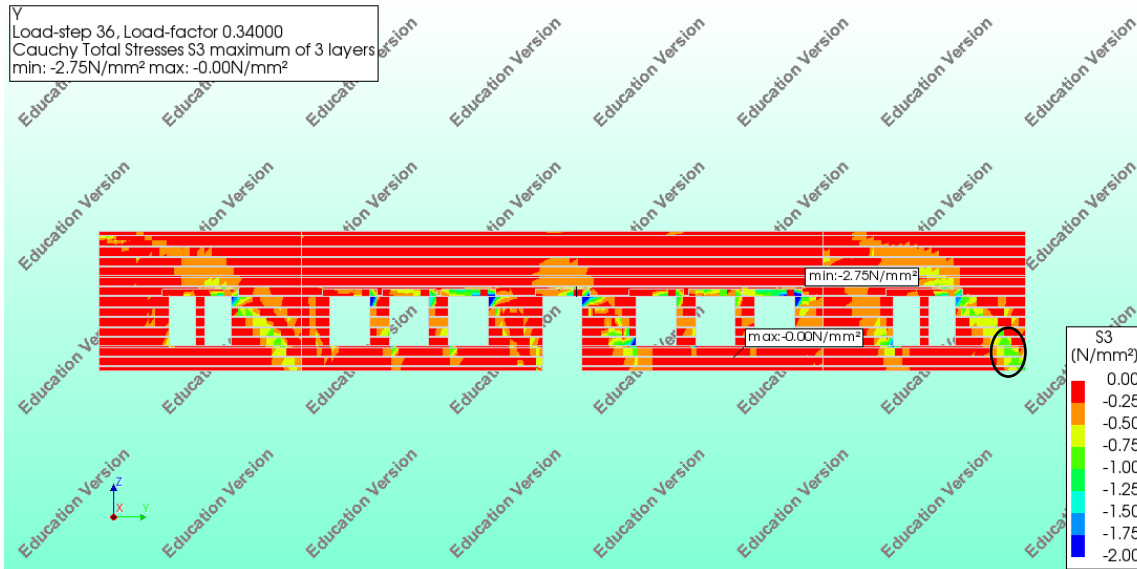
Εικόνα 120 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 121 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 122 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

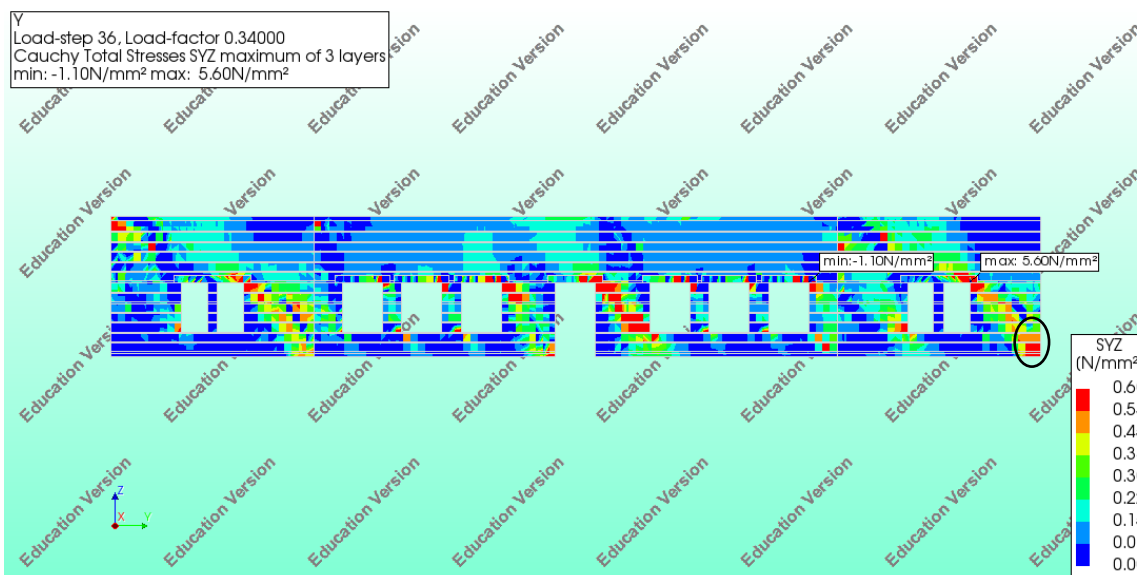


Εικόνα 123 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

Αξιοποιώντας το διάγραμμα όπου απεικονίζονται οι μέσες θλιπτικές τάσεις είναι δυνατό να υπολογισθεί η αντοχή της τοιχοποιίας σε διάτμηση σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ και να πραγματοποιηθεί ο αντίστοιχος έλεγχος. Για την υπό εξέταση όψη της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη θλιπτική τάση  $\sigma = 1 \text{ MPa}$ ,  $\mu = 0.40$  και  $f_{v0} = 0.20 \text{ MPa}$

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma = 0.2 + 0.4 \cdot 1 = 0.6 \text{ MPa}$$

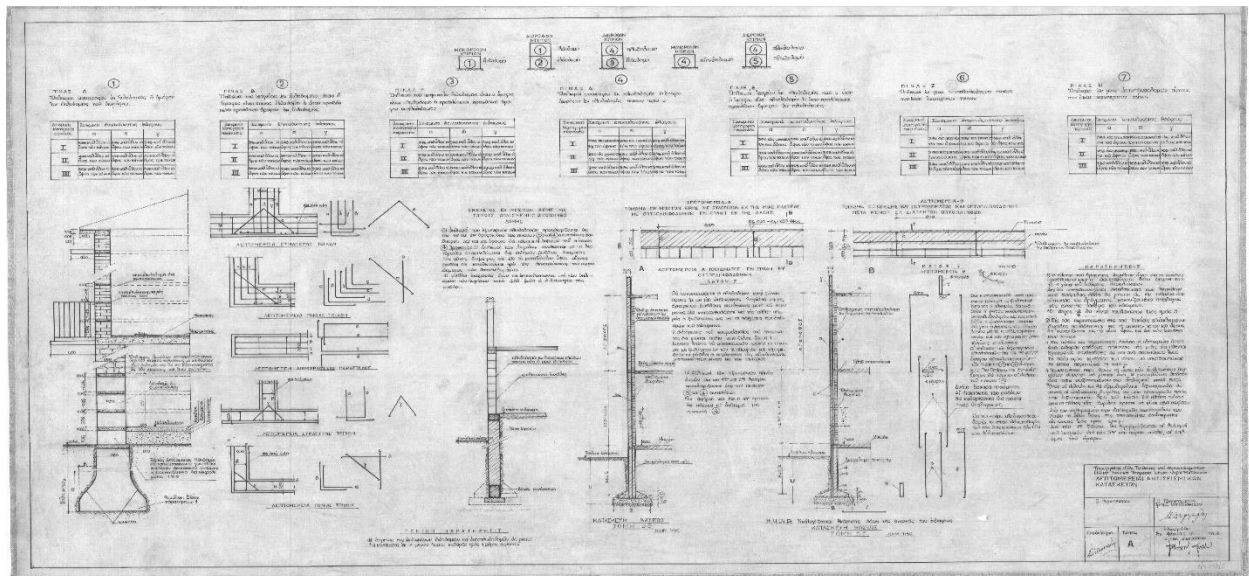
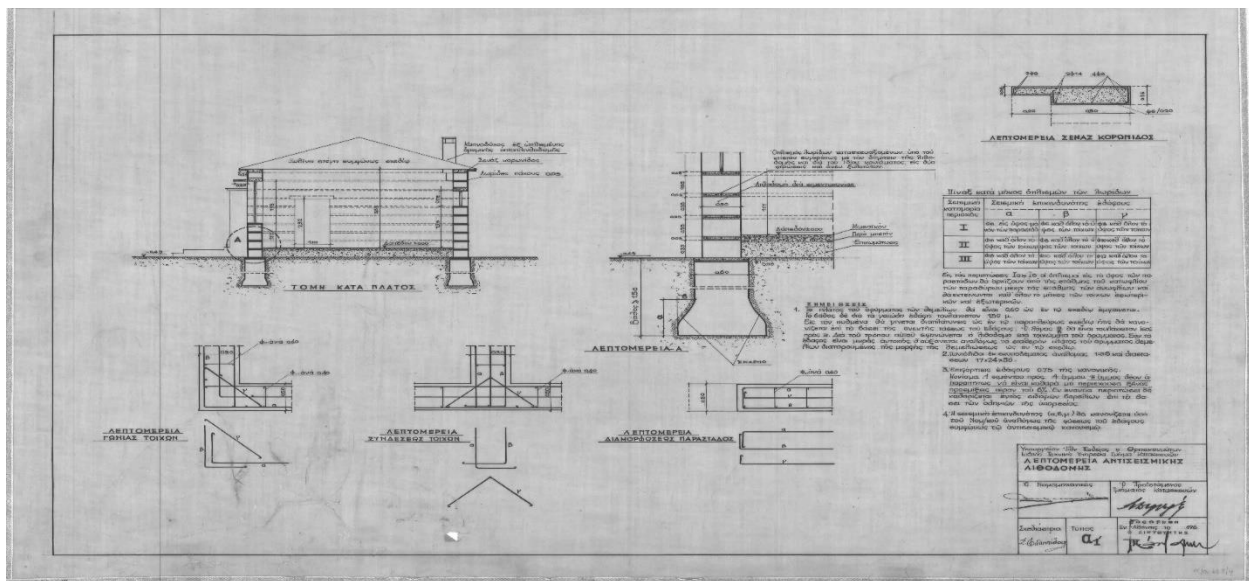
Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρατηρείται ότι για το υπό εξέταση τμήμα υπάρχει υπέρβαση της αντοχής της τοιχοποιίας σε διάτμηση.





# 7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

Αφού ολοκληρώθηκαν οι αναλύσεις για το προσομοίωμα από άοπλη τοιχοποιία για το υπό μελέτη κτίριο, κρίθηκε σκόπιμη η διερεύνηση της απόκρισης του στην περίπτωση της οπλισμένης τοιχοποιίας με οριζόντια στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκαν τα σχέδια “Τυπικών Λεπτομερειών Αντισεισμικής Λιθοδομής” που παρέχονταν από το Υπουργείο Παιδιάς το 1964.

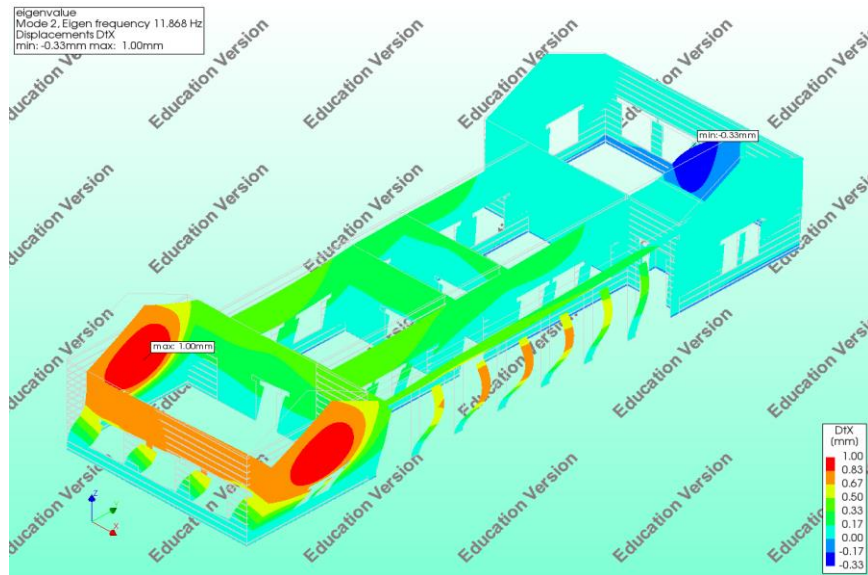


Εικόνα 124 Τυπικές Λεπτομέρειες Αντισεισμικής Λιθοδομής

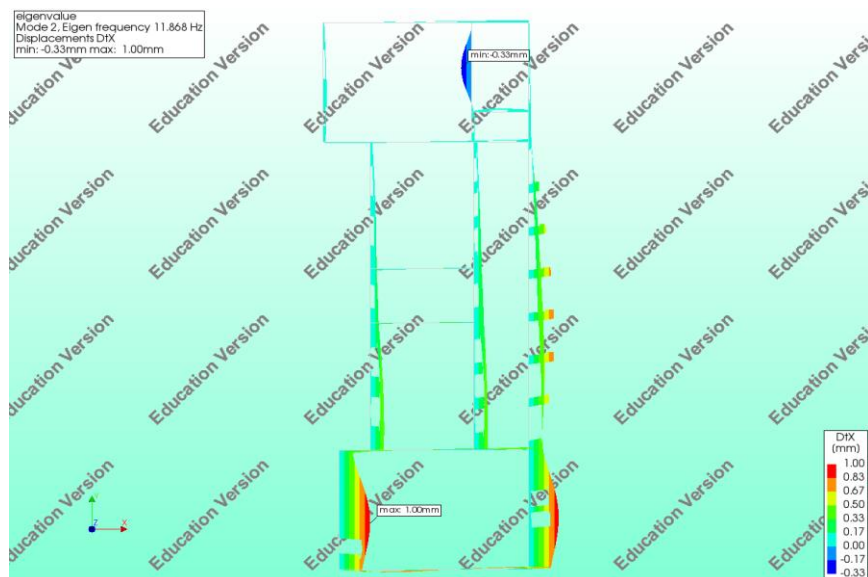
## 7.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

- Κατά τη διεύθυνση X

Όπως φαίνεται στον πίνακα που παρουσιάζεται στη συνέχεια κατά τη διεύθυνση X δεσπόζουσα είναι η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο 0.084 s ενώ για να ενεργοποιηθεί το 75% της μάζας του κτιρίου απαιτούνται οι 49 πρώτες ιδιομορφές. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η δεύτερη ιδιομορφή του φορέα:



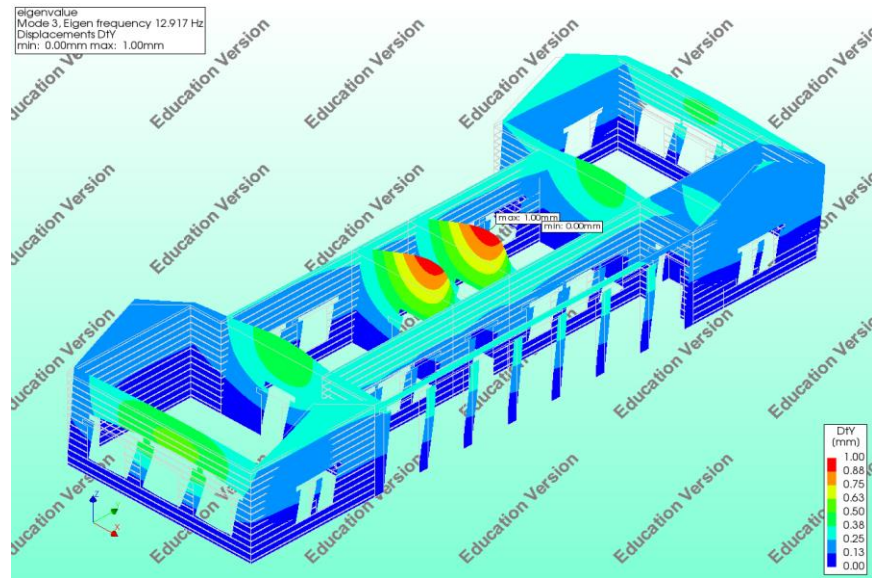
Εικόνα 125 2η ιδιομορφή του φορέα από σπλισμένη τοιχοποιία



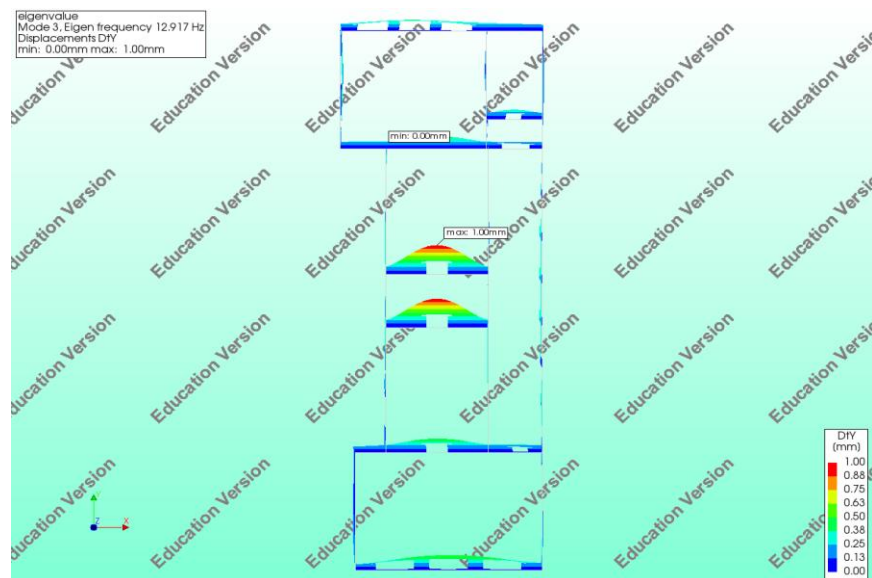
- Κατά τη διεύθυνση Y

Αντίστοιχα με τη διεύθυνση X κατά τη διεύθυνση Y δεσπόζουσα είναι η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο 0.077 s ενώ για να ενεργοποιηθεί το 75% της μάζας του κτιρίου απαιτούνται οι 25 πρώτες ιδιομορφές.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η τρίτη ιδιομορφή του φορέα:

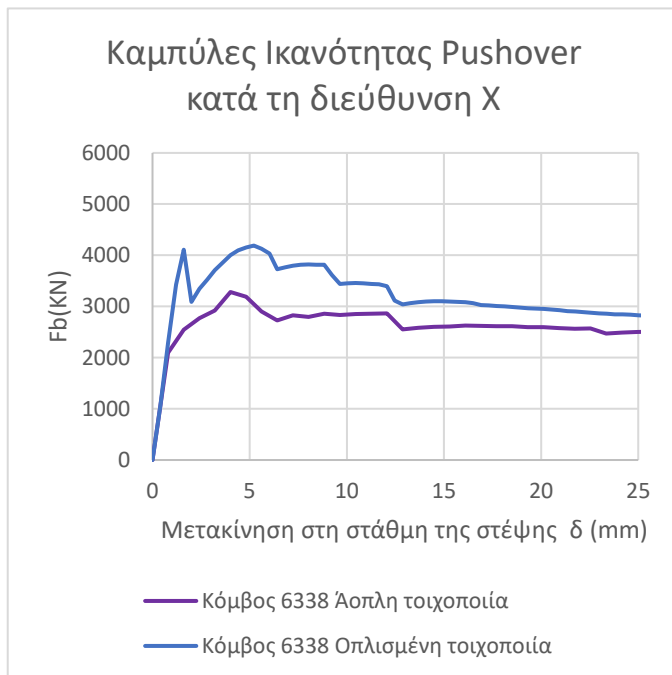


Εικόνα 126 3η ιδιομορφή του φορέα από σπλισμένη τοιχοποιία



## 7.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για μετακίνηση αναφοράς του κόμβου 6338 κατά τη διεύθυνση X, για τα προσομοιώματα με και χωρίς οριζόντια στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Στο προσομοίωμα με την άοπλη τοιχοποιία, το δόμημα αστοχεί για τέμνουσα  $Fb_x = 3282$  KN και μετακίνηση αστοχίας  $\delta_x = 12$ mm. Αντίθετα στο προσομοίωμα με την οπλισμένη τοιχοποιία αστοχία παρατηρείται για τέμνουσα  $Fb_x = 4189.4$  KN και μετακίνηση αστοχίας  $\delta_x = 12.42$  mm. Από την σύγκριση αυτή γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι με την προσθήκη των σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος αυξάνεται αισθητά η τέμνουσα αστοχίας της κατασκευής ενώ η μετακίνηση αστοχίας αυξάνεται ελάχιστα. Συγκεκριμένα η τέμνουσα αστοχίας αυξάνεται κατά 27.64% . Αξίζει να σημειωθεί ότι για λόγους απλοποίησης, στα αποτελέσματα που ακολουθούν στη συνέχεια για τα προσομοιώματα από οπλισμένη τοιχοποιία παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το προσομοίωμα με οπλισμένη τοιχοποιία με σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος, τα οποία είναι οπλισμένα με 4Φ8 το οποίο αντιστοιχεί στη Ζώνη 3.



### Προσομοίωμα από οπλισμένη τοιχοποιία :

Από την διγραμμικοποιημένη καμπύλη του φορέα για κάθε προσομοίωμα υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Επιπλέον αναφορικά με την ελαστική επιτάχυνση επιλέχθηκε η επιτάχυνση που αντιστοιχεί στο οριζόντιο τμήμα του ελαστικού φάσματος του Ερωκώδικα 8 ώστε να ληφθεί υπόψη η δυσμενέστερη περίπτωση. Έτσι για τη Ζώνη 1 αντιστοιχεί σε  $S_e = 4.71 \frac{m}{s^2}$ , για τη Ζώνη 2  $S_e = 7.06 \frac{m}{s^2}$  και για τη Ζώνη 3  $S_e = 10.59 \frac{m}{s^2}$ .

Αναφορικά με τους διορθωτικούς συντελεστές επιλέγονται :

$C_o = 1$  καθώς το κτίσμα που μελετάται είναι ισόγειο και  $C_2=1$ ,  $C_3=1$ .

$$C_1 = [ 1 + (R - 1) * \frac{T_c}{T_e} ] / R \quad , \quad R = \frac{V_{el}}{V_y} = \frac{S_e/g}{v_y/w} C_m$$

$$\text{Ζώνη 1 : } R = \frac{4.71/9.81}{4030.68/8865.22} 1 = 1.06$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.06 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 1.06 ] = 1.15$$

$$\text{Ζώνη 2 : } R = \frac{7.06/9.81}{4030.68/8865.22} 1 = 1.58$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.58 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 1.58 ] = 2.06$$

$$\text{Ζώνη 3 : } R = \frac{11.18/9.81}{4030.68/8865.22} 1 = 2.37$$

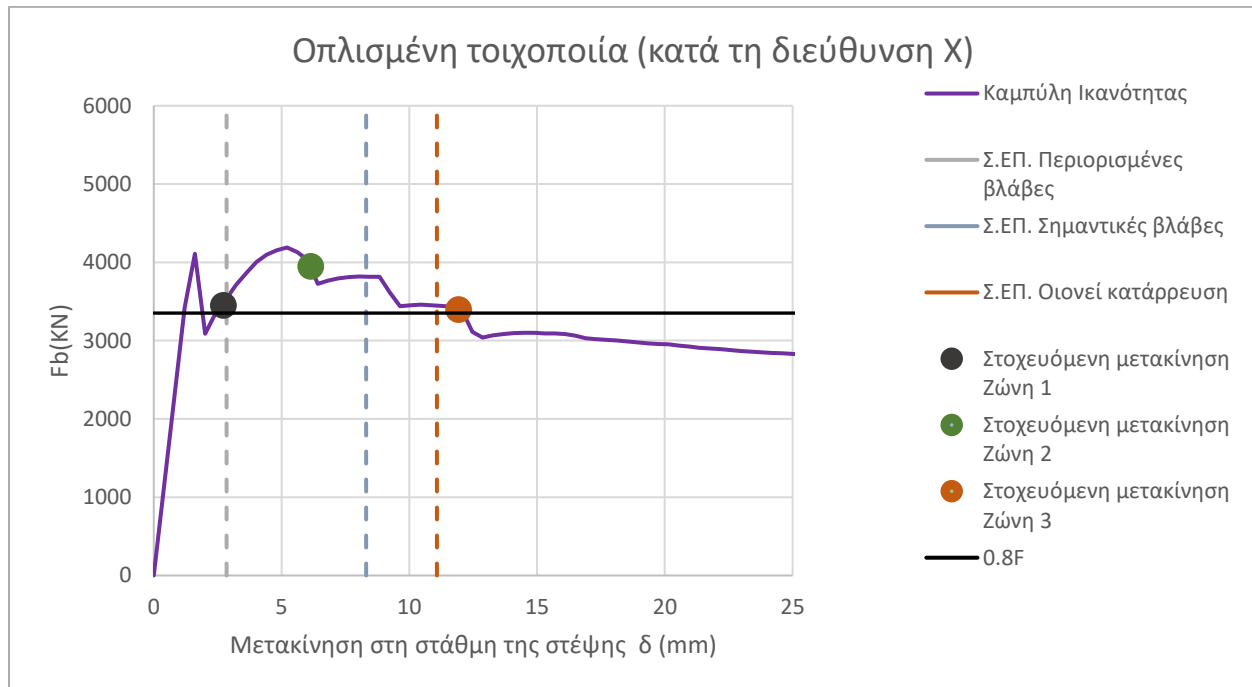
$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (2.37 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 2.37 ] = 2.66$$

$$\text{Ζώνη 1 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 2.3 \text{ mm}$$

$$\text{Ζώνη 2 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 6.2 \text{ mm}$$

$$\text{Ζώνη 3 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 11.9 \text{ mm}$$

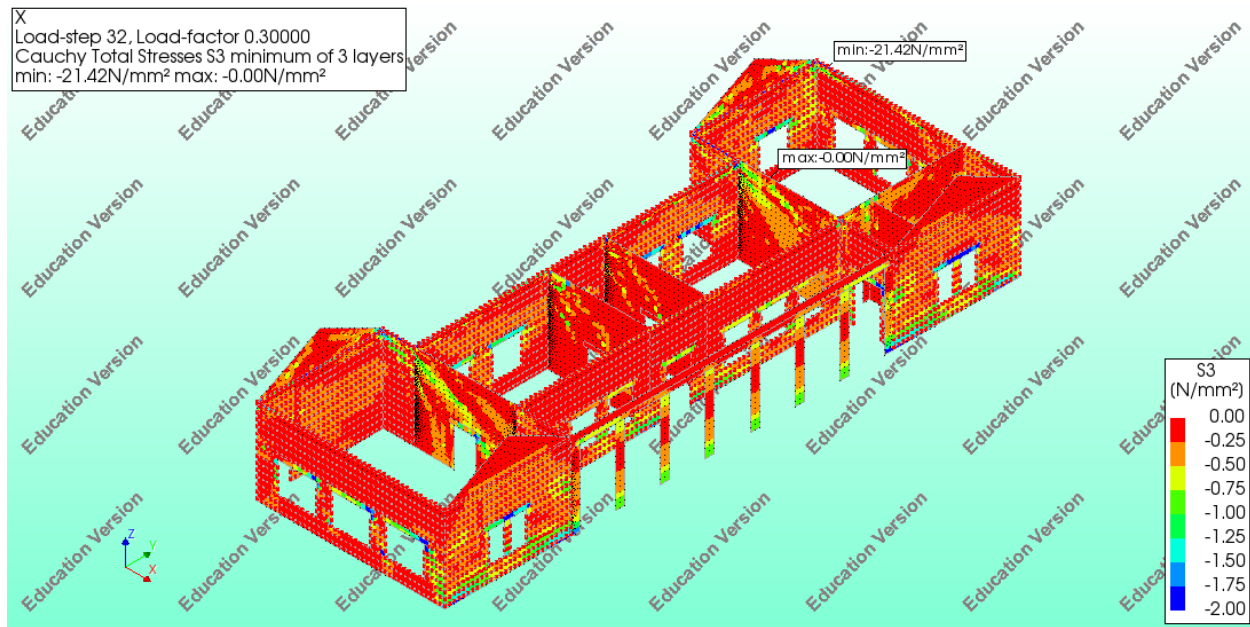


Στο διάγραμμα καμπύλης ικανότητας της κατασκευής κατά τη διεύθυνση X οι στάθμες επιτελεσματικότητας που ορίζονται από τον κανονισμό παρουσιάζονται με κατακόρυφες γραμμές ώστε να γίνονται ευδιάκριτα τα όρια τους. Επιπλέον στο παραπάνω διάγραμμα απεικονίζονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις που θα παρατηρηθούν στην στάθμη της στέψης της κατασκευής. Οι στοχευόμενες αυτές μετακινήσεις έχουν υπολογισθεί για επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε κάθε μια από τις τρεις σεισμικές ζώνες του Ευρωκώδικα 8.

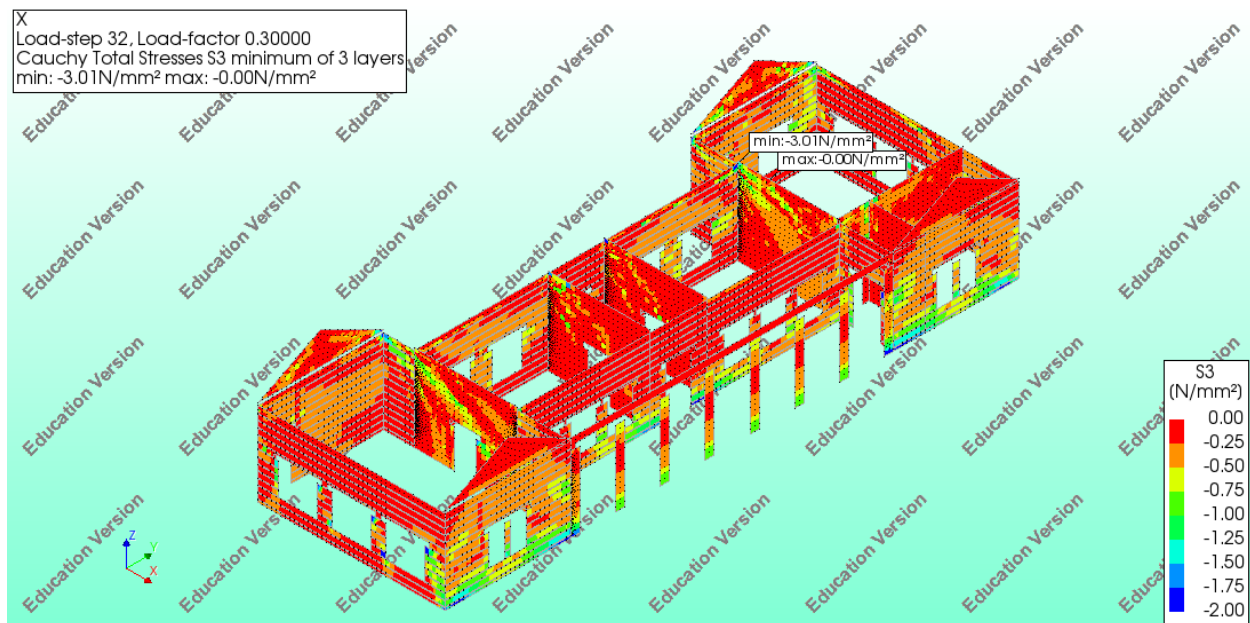
Παρατηρείται ότι η στάθμη επιτελεσματικότητας Περιορισμένων βλαβών ικανοποιείται για σεισμό σχεδιασμού Ζώνης 1. Αντίθετα η στάθμη επιτελεσματικότητας Σημαντικών βλαβών ικανοποιείται για τη σεισμική Ζώνη 2. Τέλος από την στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό Ζώνης 3 βλέπουμε ότι η κατασκευή έχει υπερβεί τα όρια της στάθμης Οιονεί κατάρρευσης.

Στη συνέχεια γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση της κατανομής των κυρίων τάσεων στην τοιχοποιία αλλά και του εύρους των ρωγμών που δημιουργούνται για κάθε ένα από τα χαρακτηριστικά σημεία που μελετώνται.

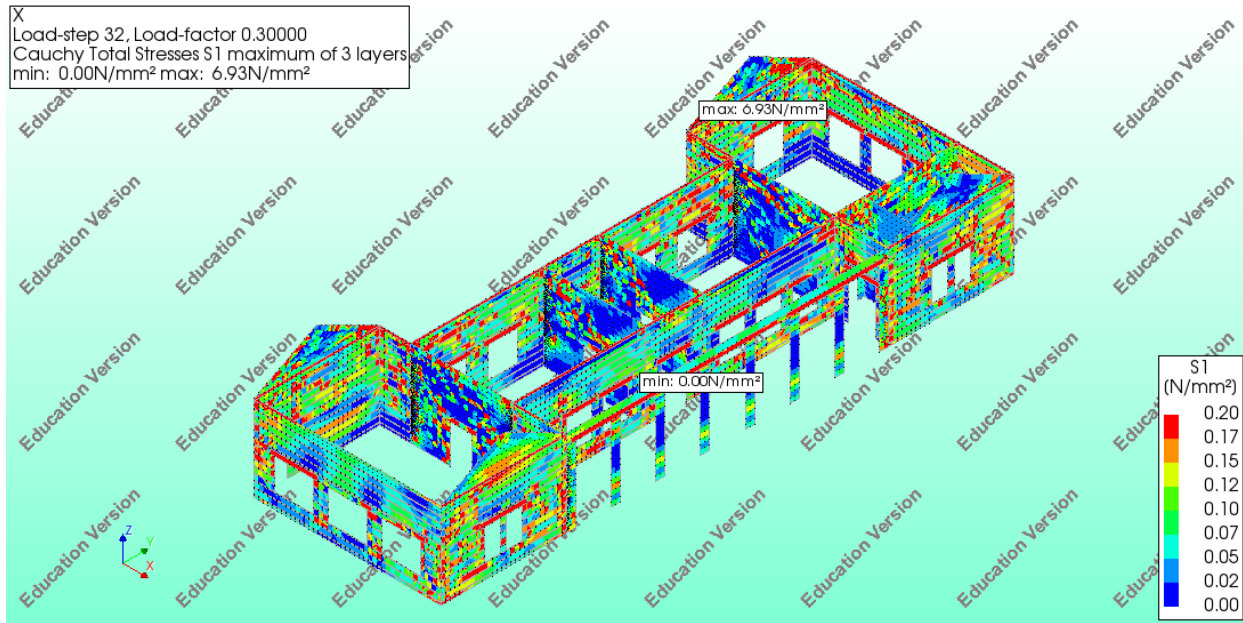
Στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



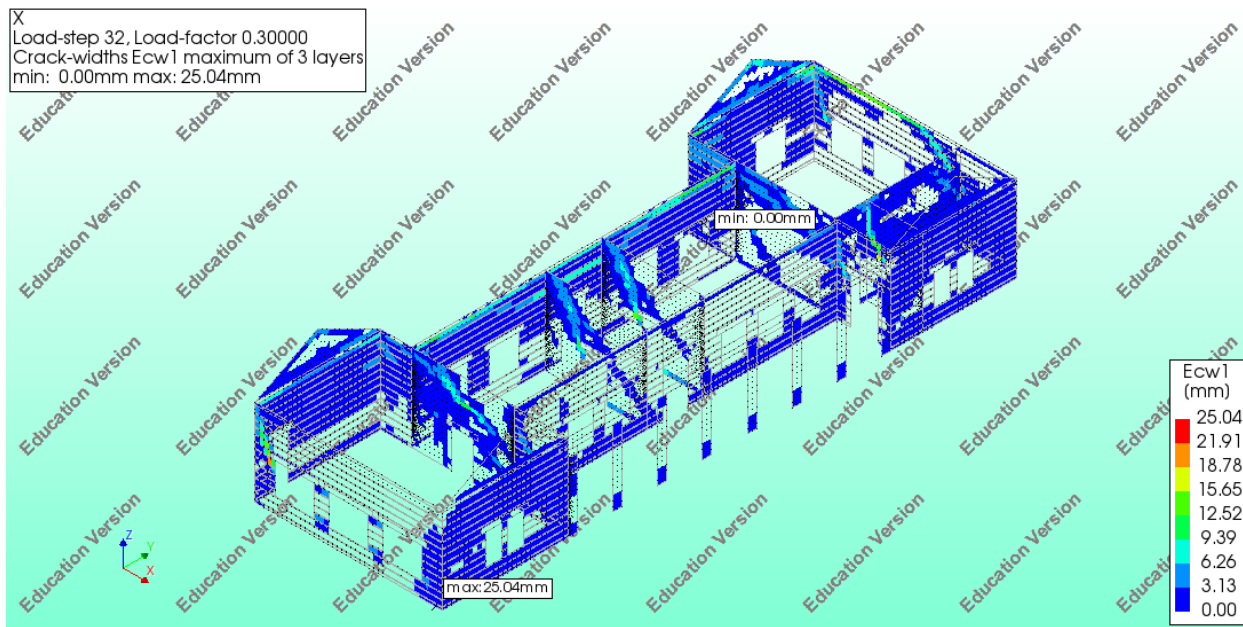
Εικόνα 127 Κύριες θλιπτικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 128 Κύριες θλιπτικές τάσεις στα λιθοσώματα για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

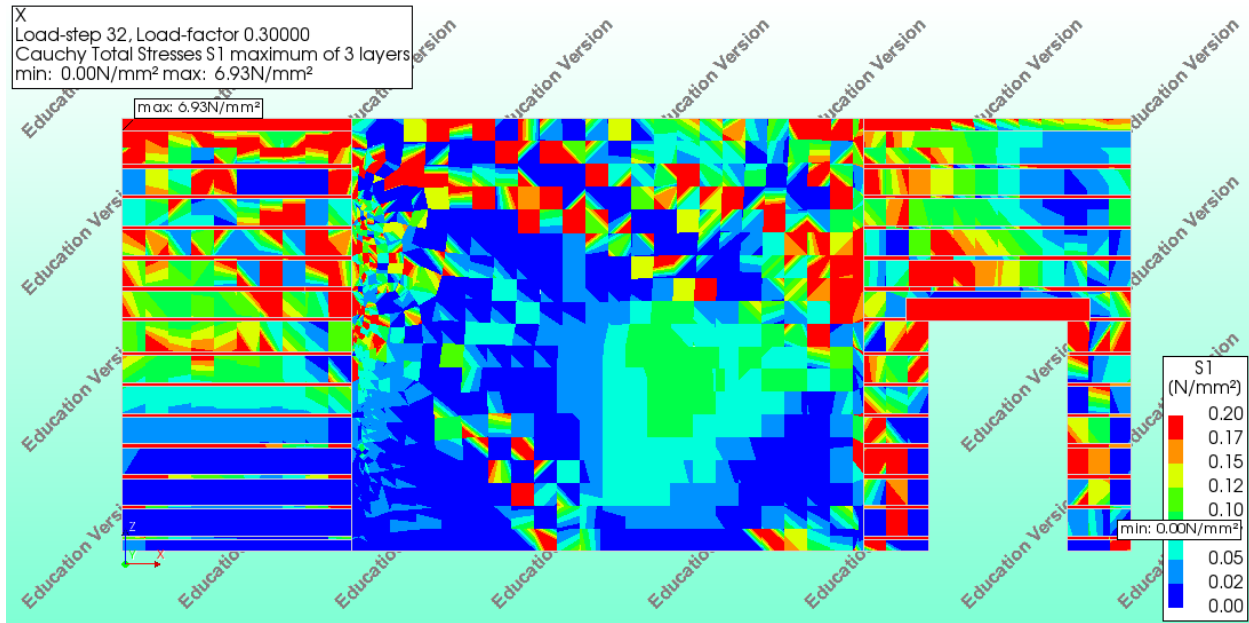


Εικόνα 129 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

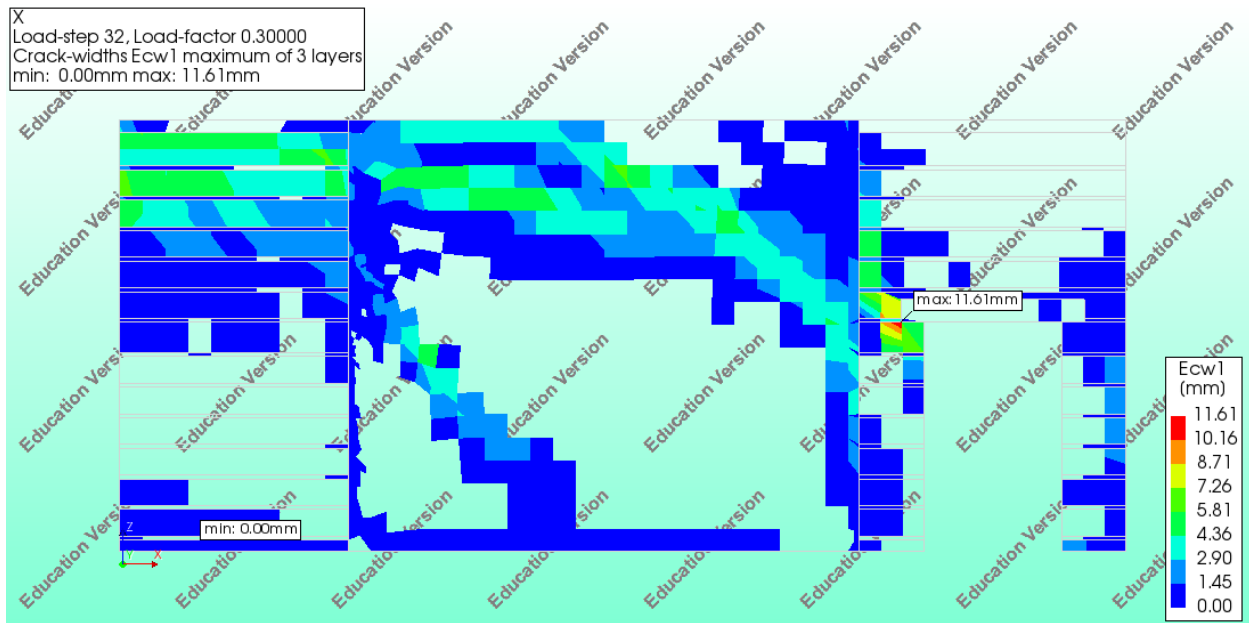


Εικόνα 130 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

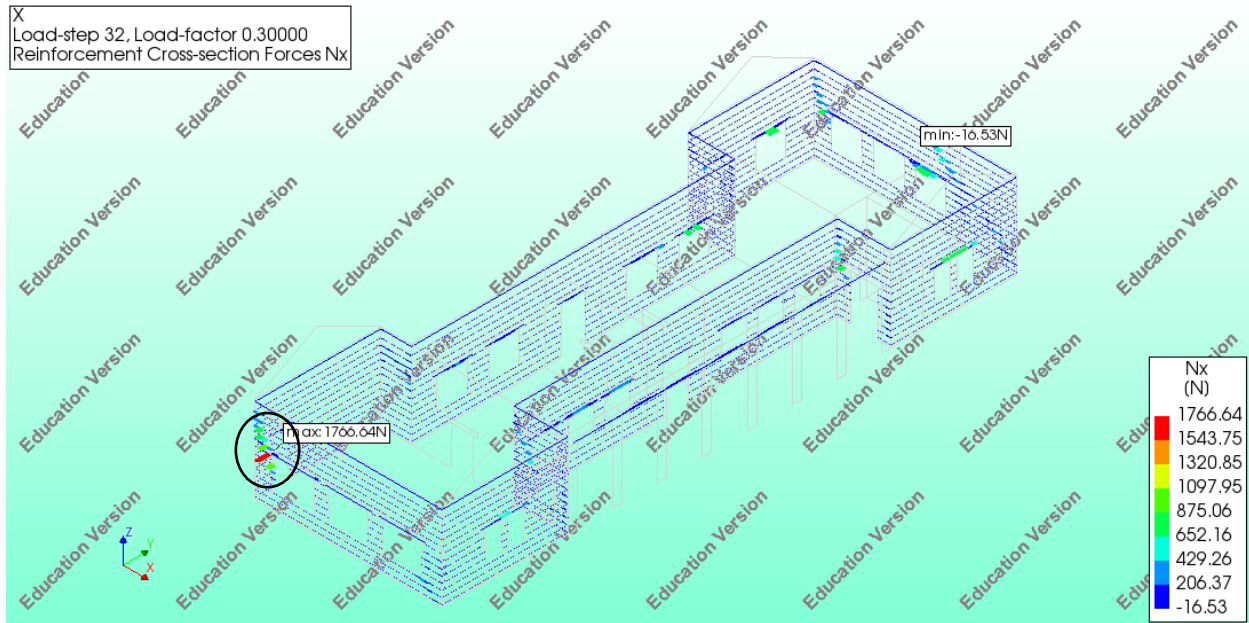




Εικόνα 131 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



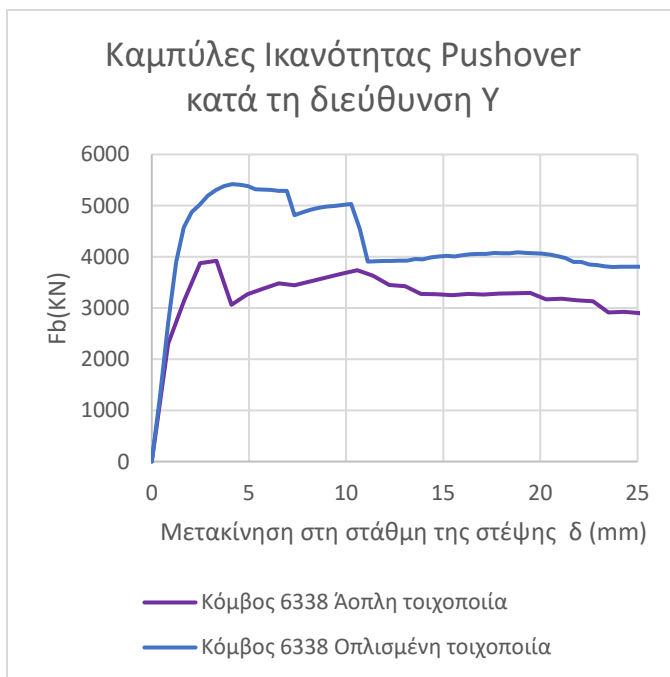
Εικόνα 132 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 133 Εφελκυστική δύναμη που αναλαμβάνει ο οπλισμός των οριζοντίων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Στην Εικόνα 136 παρατηρούμε ότι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που αναλαμβάνουν οι οπλισμοί είναι 1766,64 N η οποία σε όρους τάσεων για τον αντίστοιχο οπλισμό που τοποθετείται για σεισμική Ζώνη 3 αντιστοιχεί σε 17,5 MPa. Συνεπώς για στοχευόμενη μετακίνηση σεισμού Ζώνης 3 ο οπλισμός δεν έχει διαρρεύσει.

Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για μετακίνηση αναφοράς του κόμβου 6338 κατά τη διεύθυνση Y, για τα προσομοιώματα με και χωρίς οριζόντια στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Στο προσομοίωμα με την άοπλη τοιχοποιία, το δόμημα αστοχεί για τέμνουσα  $Fb_x = 3737.79$  KN και μετακίνηση αστοχίας  $\delta_x = 22.71$  mm. Αντίθετα στο προσομοίωμα με την οπλισμένη τοιχοποιία αστοχία παρατηρείται για τέμνουσα  $Fb_x = 5383.86$  KN και μετακίνηση αστοχίας  $\delta_x = 10.71$  mm. Από την σύγκριση αυτή γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι με την προσθήκη των σεναζ οπλισμένου σκυροδέματος αυξάνεται αισθητά η τέμνουσα αστοχίας της κατασκευής ενώ μειώνεται η μετακίνηση αστοχίας. Συγκεκριμένα η τέμνουσα αστοχίας αυξάνεται κατά 44 % ενώ η μετακίνηση μειώνεται κατά 52,84 %.



### Προσομοίωμα από οπλισμένη τοιχοποιία :

Από την διγραμμικοποιημένη καμπύλη του φορέα για κάθε προσομοίωμα υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Επιπλέον αναφορικά με την ελαστική επιτάχυνση επιλέχθηκε η επιτάχυνση που αντιστοιχεί στο οριζόντιο τμήμα του ελαστικού φάσματος του Ερωκώδικα 8 ώστε να ληφθεί υπόψη η δυσμενέστερη περίπτωση. Έτσι για τη Ζώνη 1 αντιστοιχεί σε  $S_e = 4.71 \frac{m}{s^2}$ , για τη Ζώνη 2  $S_e = 7.06 \frac{m}{s^2}$  και για τη Ζώνη 3  $S_e = 10.59 \frac{m}{s^2}$ .

$C_o = 1$  καθώς το κτίσμα που μελετάται είναι ισόγειο,  $C_2=1$ ,  $C_3=1$ .

$$C_1 = [ 1 + (R - 1) * \frac{T_c}{T_e} ] / R$$

$$R = \frac{V_{el}/V_y}{\bar{v}_y/W} = \frac{S_e/g}{\bar{v}_y/W} C_m$$

$$\text{Ζώνη 1 : } R = \frac{4.71/9.81}{5285.73/8865.22} 1 = 0.8$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (0.80 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 0.80 ] = 1$$

$$\text{Ζώνη 2 : } R = \frac{7.06/9.81}{5285.73/8865.22} 1 = 1.21$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.21 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 1.21 ] = 1.60$$

$$\text{Ζώνη 3 : } R = \frac{11.18/9.81}{5285.73/8865.22} 1 = 1.81$$

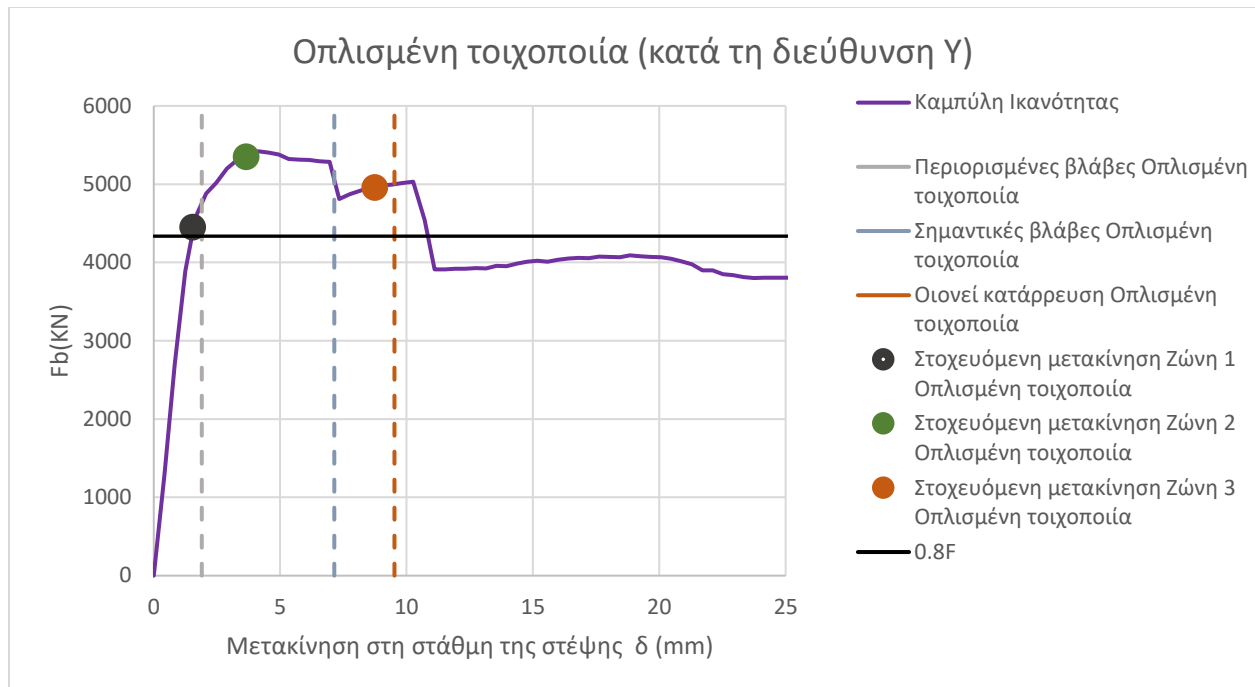
$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.81 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 1.81 ] = 2.58$$

$$\text{Zώνη 1 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 1.5 \text{ mm}$$

$$\text{Zώνη 2 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 3.5 \text{ mm}$$

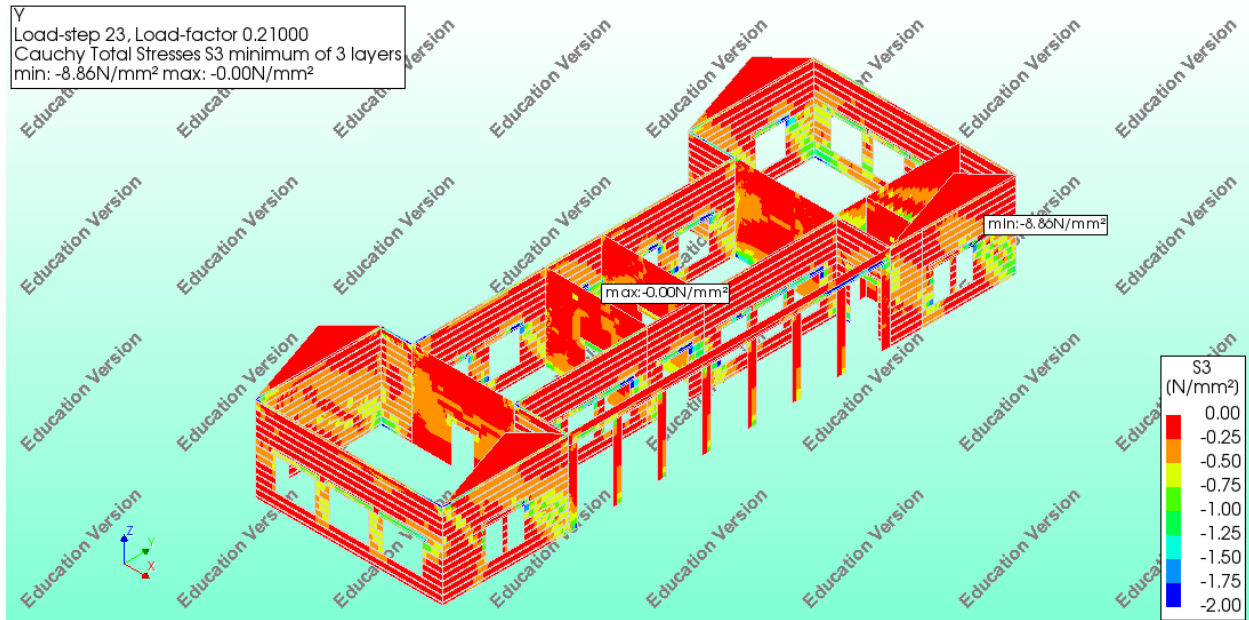
$$\text{Zώνη 3 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 8.5 \text{ mm}$$



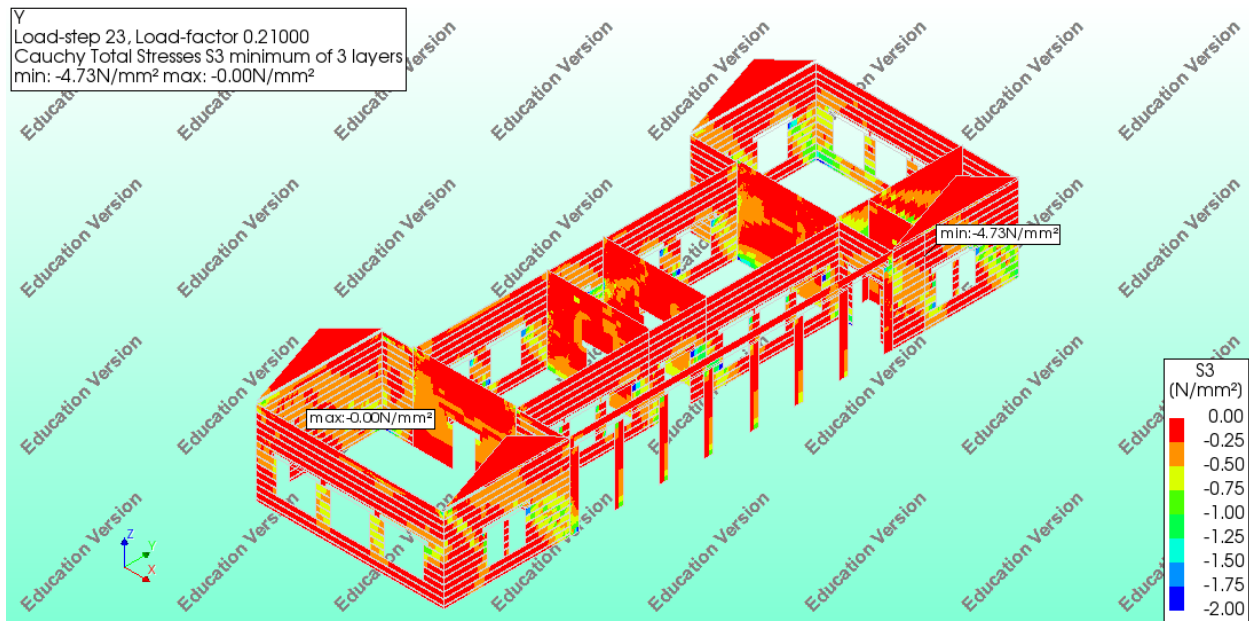
Στο διάγραμμα καμπύλης ικανότητας της κατασκευής κατά τη διεύθυνση Υ οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον κανονισμό παρουσιάζονται με κατακόρυφες γραμμές ώστε να γίνονται ευδιάκριτα τα όρια τους. Επιπλέον στο παραπάνω διάγραμμα απεικονίζονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις που θα παρατηρηθούν στην στάθμη της στέψης της κατασκευής. Οι στοχευόμενες αυτές μετακινήσεις έχουν υπολογισθεί για επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε κάθε μια από τις τρεις σεισμικές ζώνες του Ευρωκώδικα 8.

Παρατηρείται ότι η στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμένων βλαβών ικανοποιείται για τη σεισμική Ζώνη 1. Ενώ η στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών βλαβών ικανοποιείται για τη σεισμική Ζώνη 2. Τέλος από την στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό Ζώνης 3 βλέπουμε ότι η κατασκευή δεν έχει υπερβεί τα όρια της στάθμης Οιονεί κατάρρευσης.

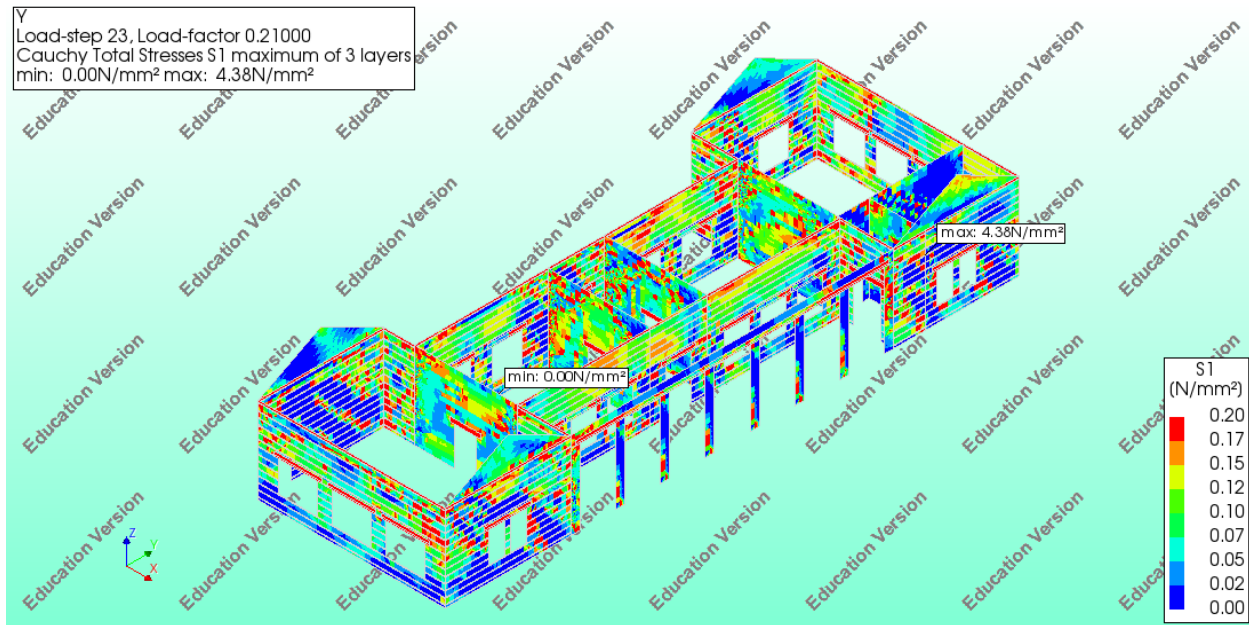
Στη συνέχεια γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση της κατανομής των κυρίων τάσεων στην τοιχοποιία αλλά και του εύρους των ρωγμών που δημιουργούνται για κάθε ένα από τα χαρακτηριστικά σημεία που μελετώνται.



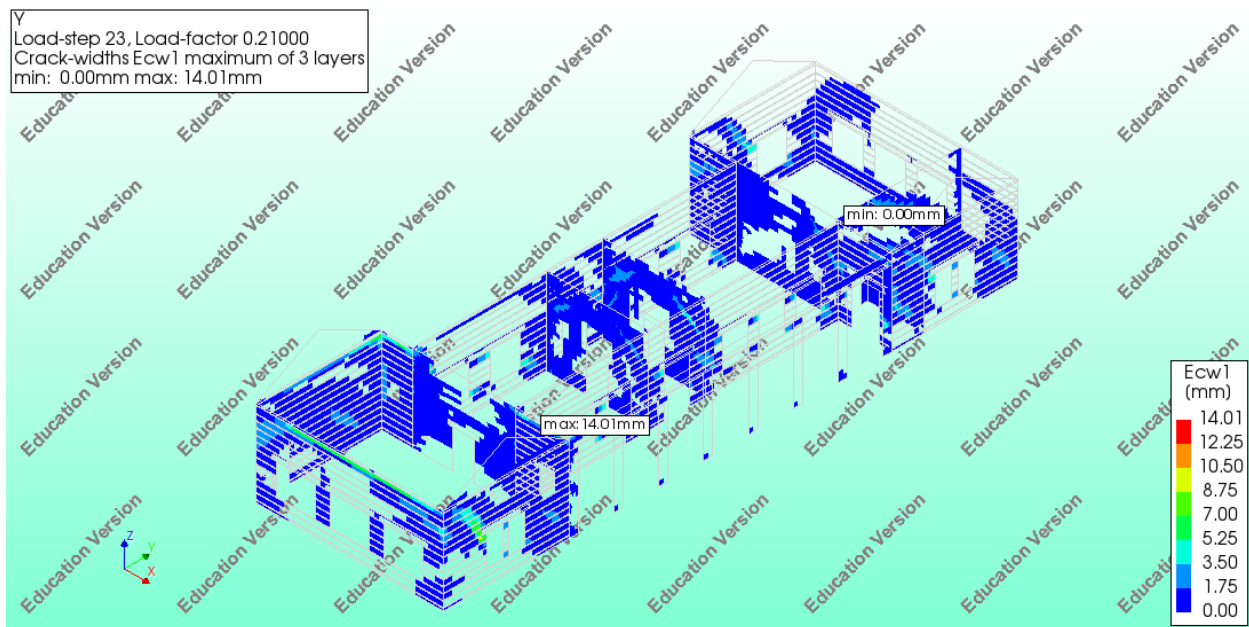
Εικόνα 134 Κύριες θλιπτικές τάσεις στην τοιχοποιία για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 135 Κύριες θλιπτικές τάσεις στην τοιχοποιία και στα οριζόντια στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

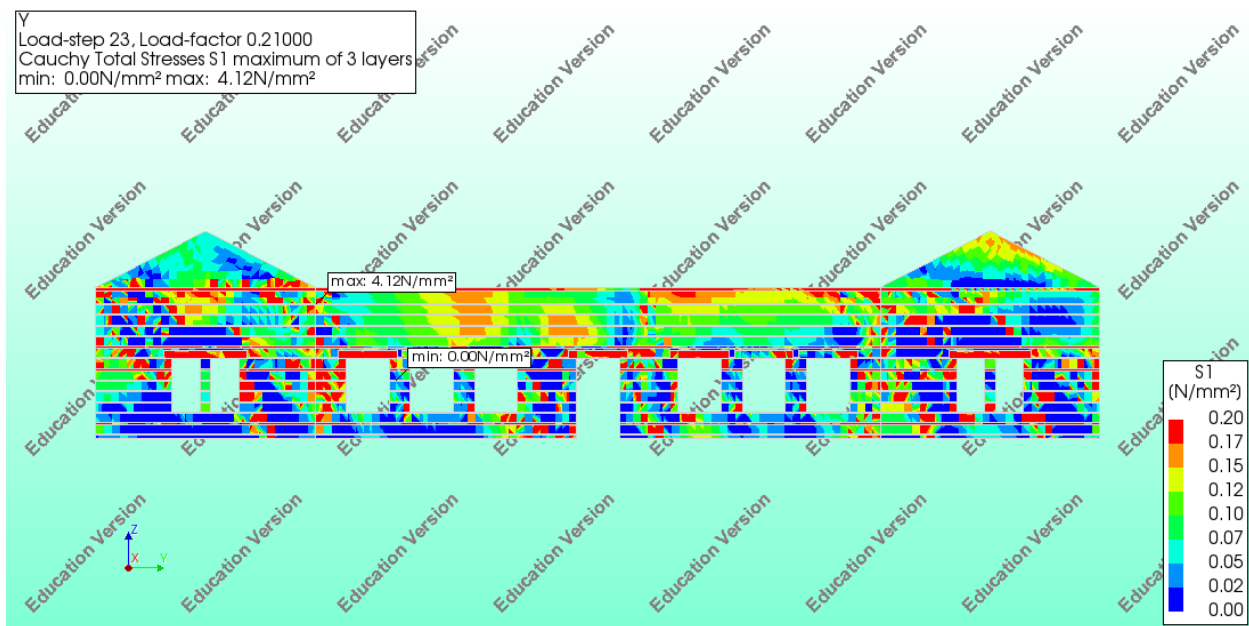


Εικόνα 136 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

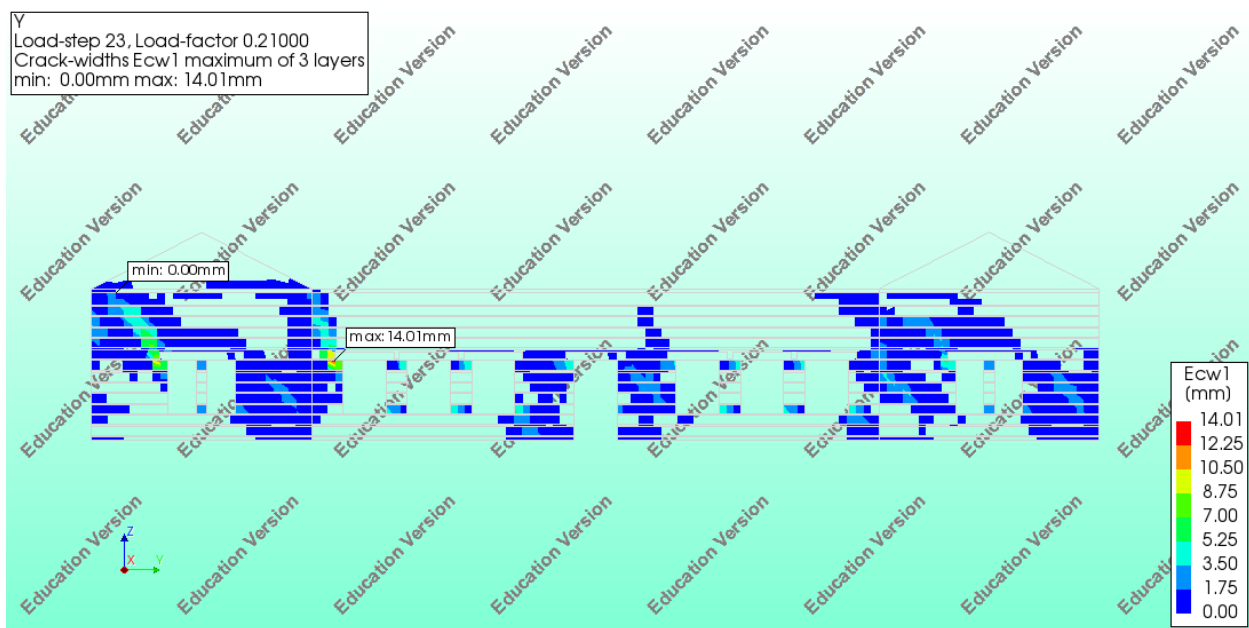


Εικόνα 137 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

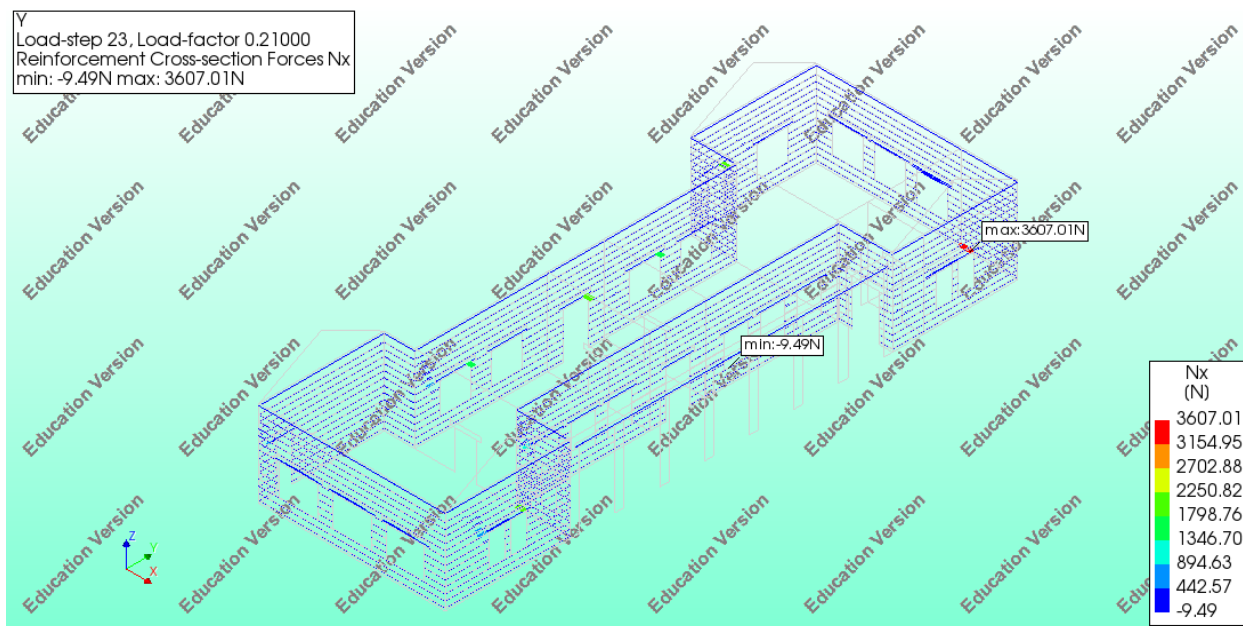




Εικόνα 138 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 139 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



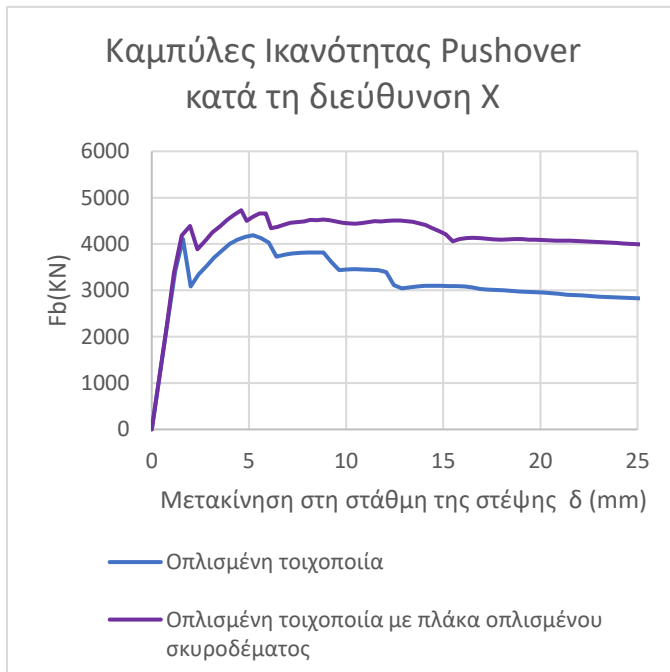
Εικόνα 140 Εφελκυστική δύναμη που αναλαμβάνει ο οπλισμός των οριζοντίων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Στην Εικόνα 144 είναι εμφανές ότι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που αναλαμβάνουν οι οπλισμοί είναι 3607,01 N η οποία σε όρους τάσεων για τον αντίστοιχο οπλισμό που τοποθετείται για σεισμική Ζώνη 3 αντιστοιχεί σε 35,6 MPa. Συνεπώς για στοχευόμενη μετακίνηση σεισμού Ζώνης 3 ο οπλισμός δεν έχει διαρρεύσει.

### 7.3 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται συγκριτικά τα διαγράμματα των καμπύλων ικανότητας που προέκυψαν από την ανελαστική ανάλυση των προσομοιωμάτων με οπλισμένη φέρουσα τοιχοποιία. Ως πρόταση επέμβασης εξετάστηκε η προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 0,20 m και ποιότητας σκυροδέματος C20/25, οπλισμένες με πλέγμα οπλισμού Φ10/10.

Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας κατά τη διεύθυνση X, για τα προσομοιώματα με και χωρίς πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Στο προσομοίωμα με την οπλισμένη τοιχοποιία, το δόμημα αστοχεί για τέμνουσα  $Fb_x = 4189,39$  KN και μετακίνηση αστοχίας  $\delta_x = 12,42$  mm. Αντίθετα στο προσομοίωμα με την οπλισμένη τοιχοποιία με προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος αστοχία παρατηρείται για τέμνουσα  $Fb_x = 4661$  KN και μετακίνηση αστοχίας  $\delta_x = 33,77$  mm. Από την σύγκριση αυτή γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι με την προσθήκη των πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος αυξάνεται η τέμνουσα αστοχίας ενώ η μετακίνηση αστοχίας μειώνεται. Συγκεκριμένα η τέμνουσα αστοχίας αυξάνεται κατά 11,27 % ενώ η μετακίνηση αστοχίας κατά 33,77 %.



Προσομοίωμα από οπλισμένη τοιχοποιία με προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος :

Από την διγραμμικοποιημένη καμπύλη του φορέα για κάθε προσομοίωμα υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Επιπλέον αναφορικά με την ελαστική επιτάχυνση επιλέχθηκε η επιτάχυνση που αντιστοιχεί στο οριζόντιο τμήμα του ελαστικού φάσματος του Ερωκώδικα 8 ώστε να ληφθεί υπόψη η δυσμενέστερη περίπτωση. Έτσι για τη Ζώνη 1 αντιστοιχεί σε  $S_e = 4.71 \frac{m}{s^2}$  , για τη Ζώνη 2  $S_e = 7.06 \frac{m}{s^2}$  και για τη Ζώνη 3  $S_e = 10.59 \frac{m}{s^2}$ .

$C_o = 1$  καθώς το κτίσμα που μελετάται είναι ισόγειο

$$C_1 = [ 1 + (R - 1) * \frac{T_c}{T_e} ] / R$$

$$R = \frac{V_{el}}{V_y} = \frac{S_e/g}{V_y/W} C_m$$

$$\text{Ζώνη 1 : } R = \frac{4.71/9.81}{4179/8865.22} 1 = 1.02$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.02 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 1.02 ] = 1.06$$

$$\text{Ζώνη 2 : } R = \frac{7.06/9.81}{4179/8865.22} 1 = 1.53$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.53 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 1.53 ] = 2.15$$

$$\text{Ζώνη 3 : } R = \frac{11.18/9.81}{4179/8865.22} 1 = 2.29$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

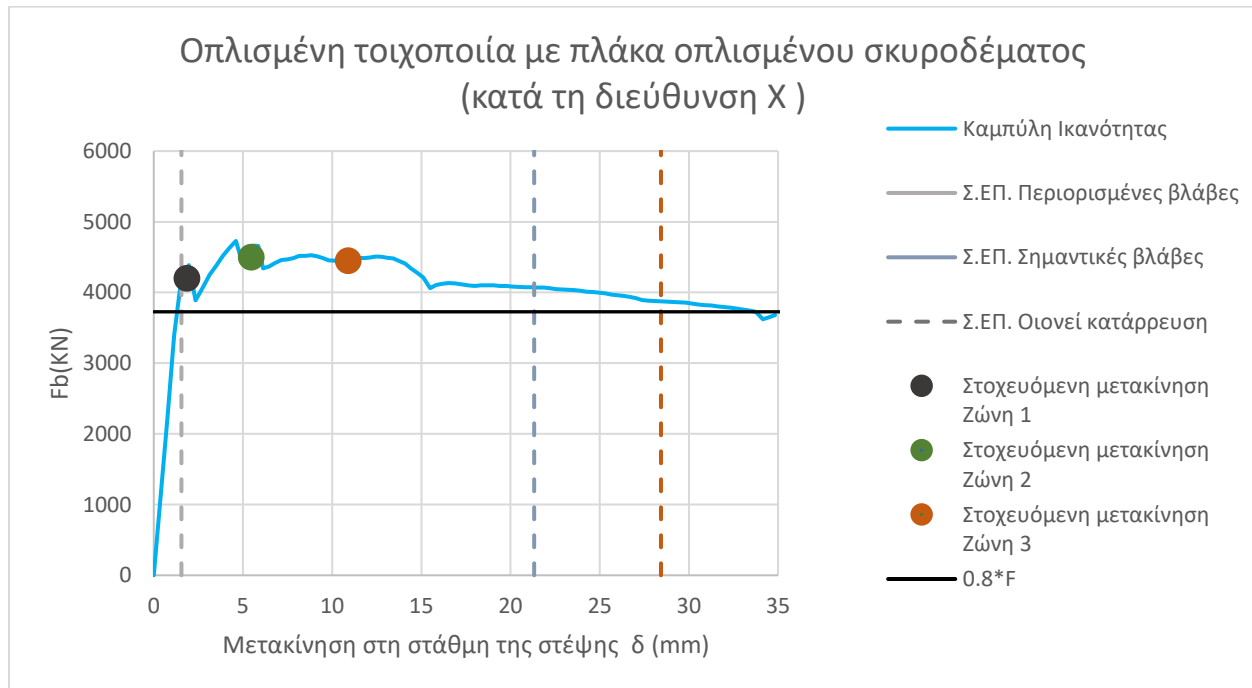
$$C_1 = [ 1 + (2.29 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 2.29 ] = 2.89$$

$C_2=1, C_3=1.$

$$\text{Ζώνη 1 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 1.7 \text{ mm}$$

$$\text{Ζώνη 2 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 5.1 \text{ mm}$$

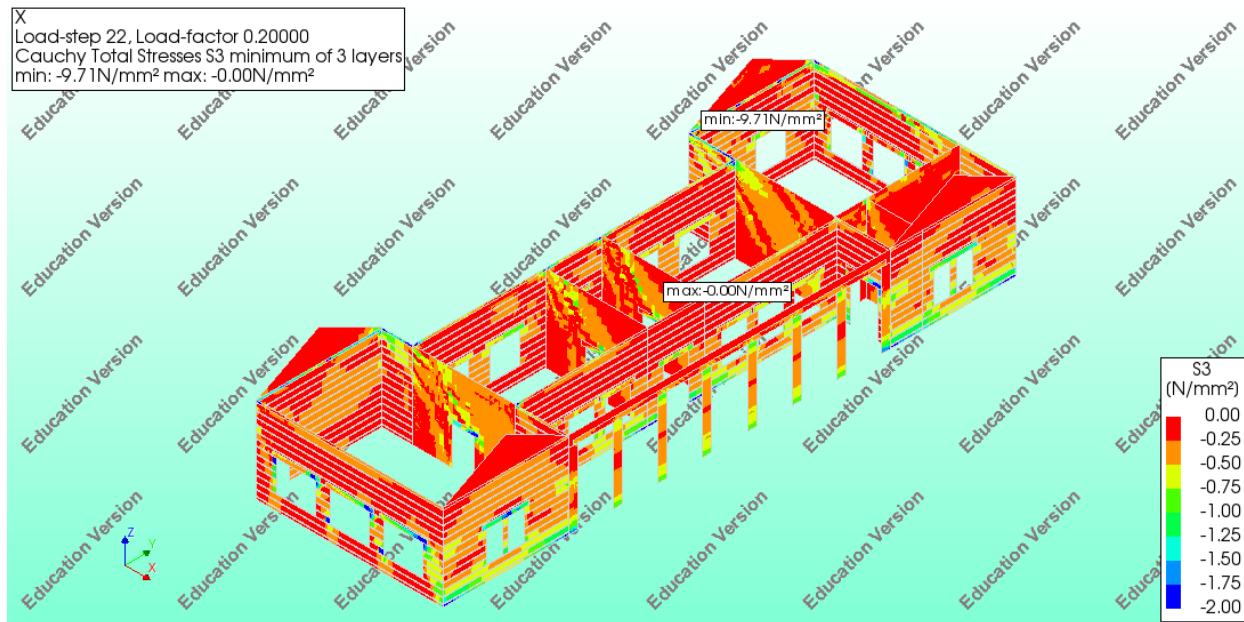
$$\text{Ζώνη 3 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 10.3 \text{ mm}$$



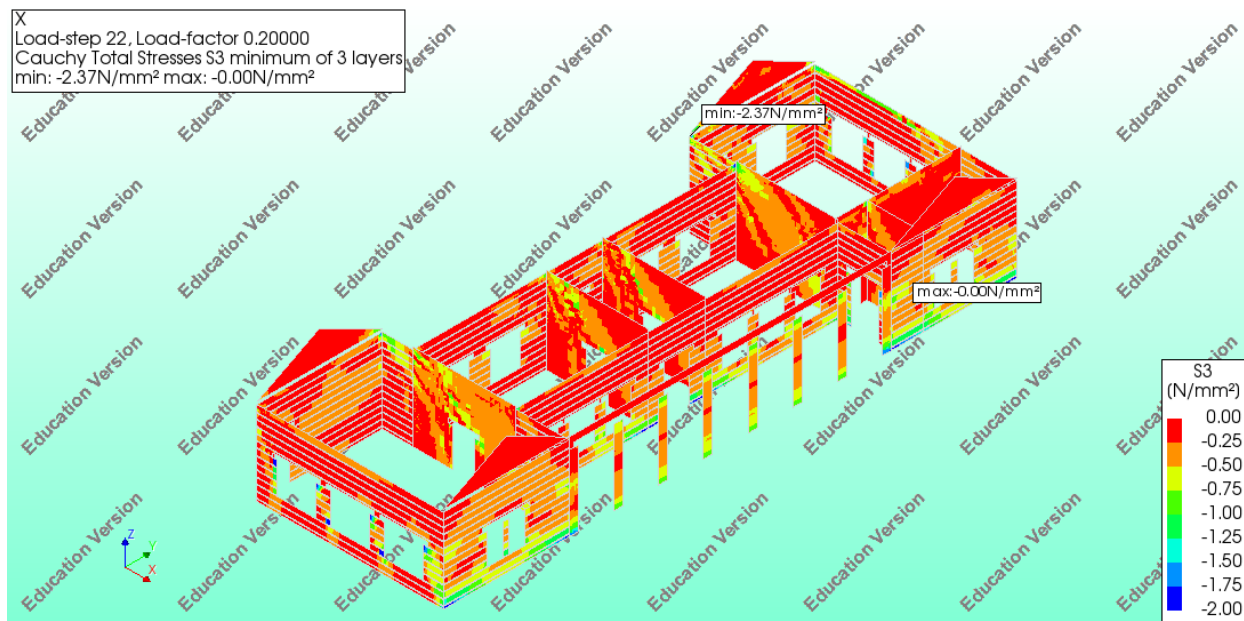
Στο διάγραμμα καμπύλης ικανότητας της κατασκευής κατά τη διεύθυνση X οι στάθμες επιτελεσματικότητας που ορίζονται από τον κανονισμό παρουσιάζονται με κατακόρυφες γραμμές ώστε να γίνονται ευδιάκριτα τα όρια τους. Επιπλέον στο παραπάνω διάγραμμα απεικονίζονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις που θα παρατηρηθούν στην στάθμη της στέψης της κατασκευής. Οι στοχευόμενες αυτές μετακινήσεις έχουν υπολογισθεί για επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε κάθε μια από τις τρεις σεισμικές ζώνες του Ευρωκώδικα 8.

Παρατηρείται ότι η στάθμη επιτελεσματικότητας Περιορισμένων βλαβών δεν ικανοποιείται για καμία σεισμική ζώνη. Ενώ η στάθμη επιτελεσματικότητας Σημαντικών βλαβών ικανοποιείται για τις σεισμικές Ζώνες 1, 2 και 3.

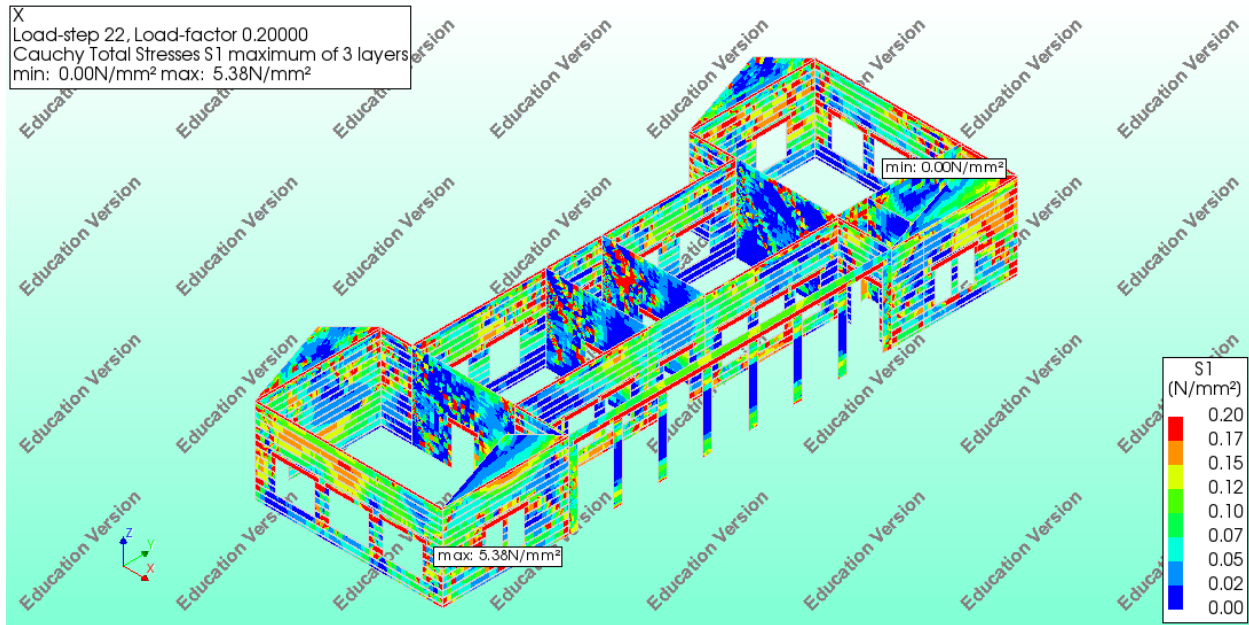
Στη συνέχεια γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση της κατανομής των κυρίων τάσεων στην τοιχοποιία αλλά και του εύρους των ρωγμών που δημιουργούνται για κάθε ένα από τα χαρακτηριστικά σημεία που μελετώνται.



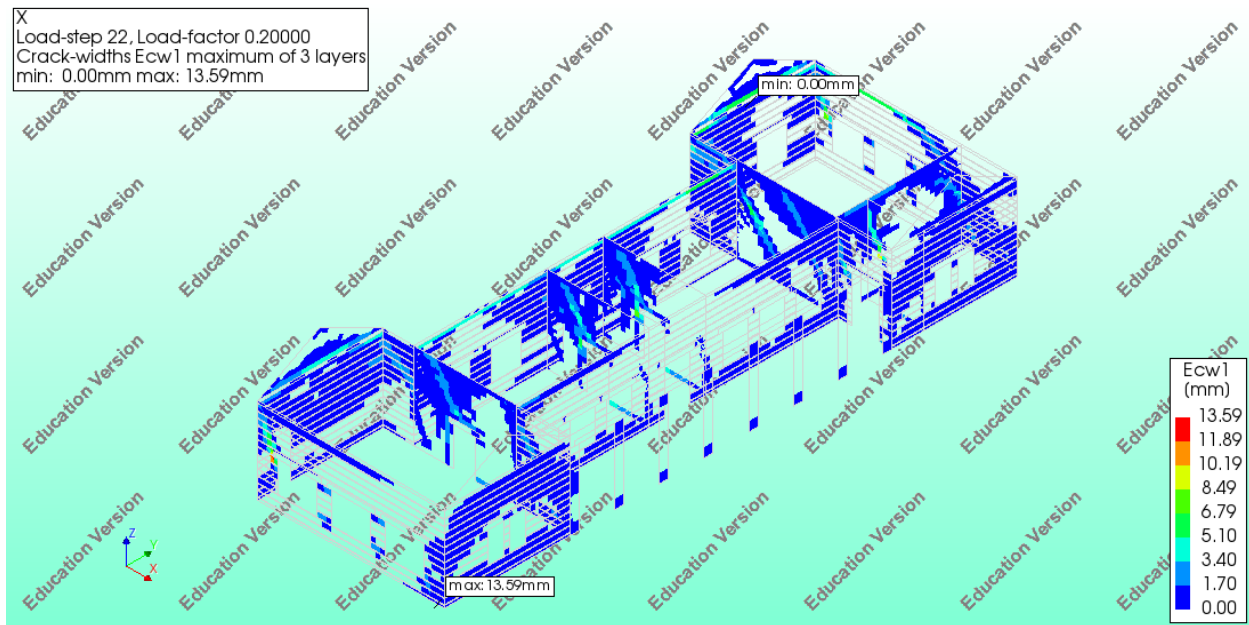
Εικόνα 141 Κύριες θλιπτικές τάσεις στην τοιχοποιία για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



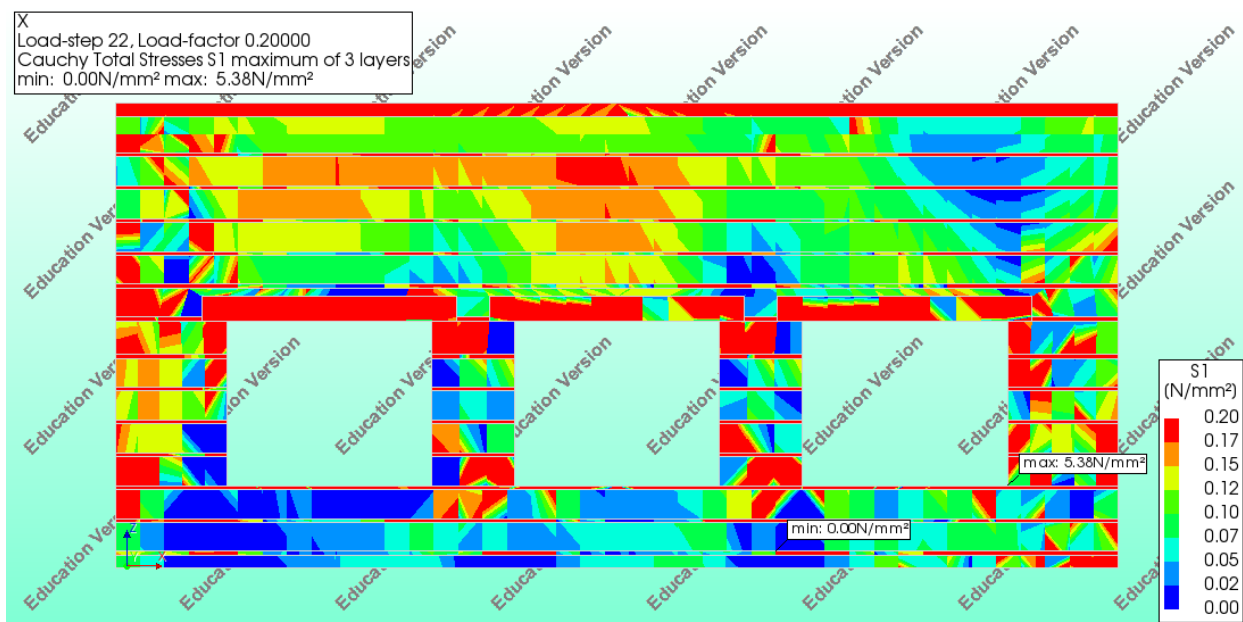
Εικόνα 142 Κύριες θλιπτικές τάσεις στην τοιχοποιία και στα οριζοντία στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



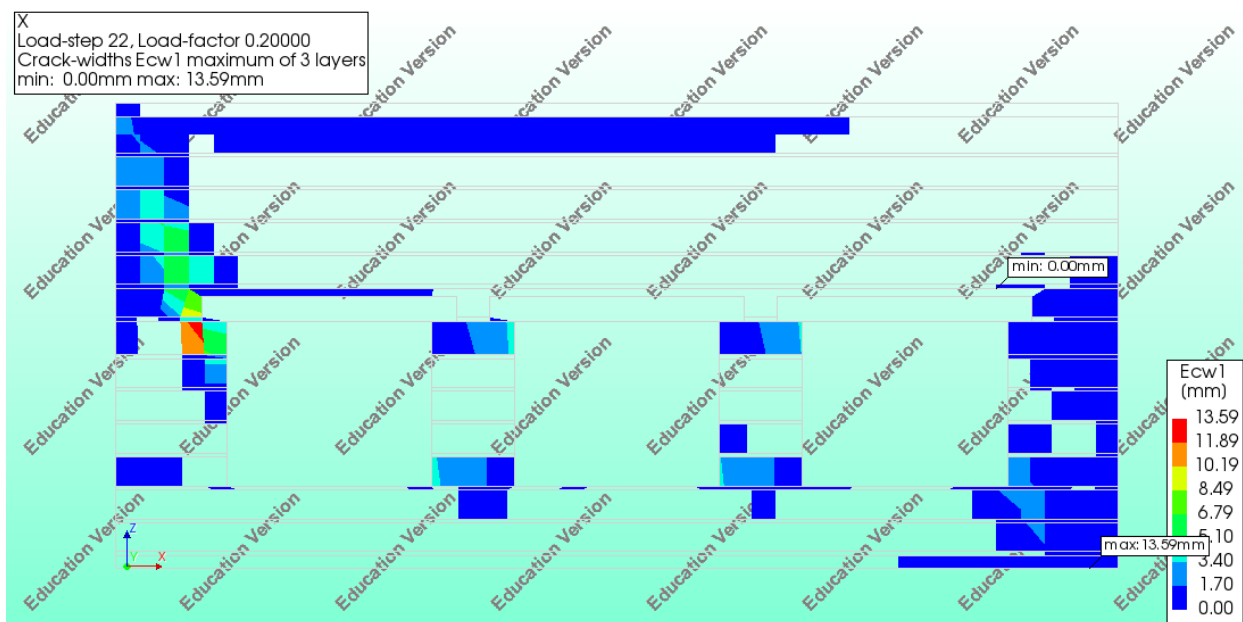
Εικόνα 143 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 144 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3

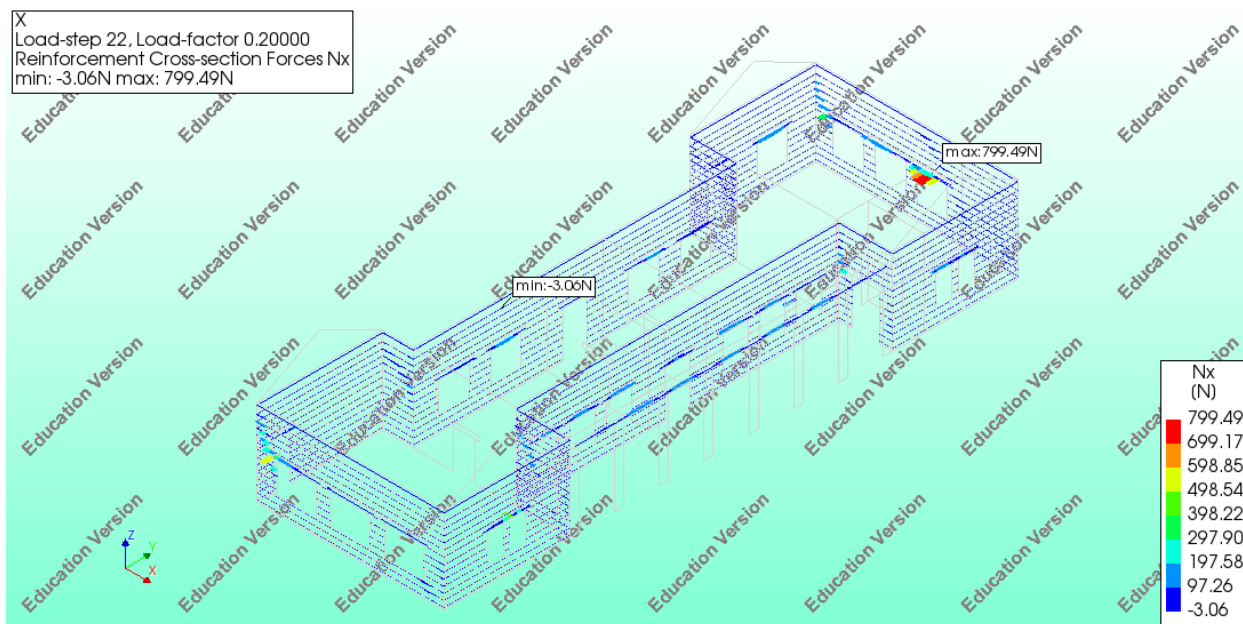


Εικόνα 145 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 146 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3





Εικόνα 147 Εφελκυστική δύναμη που αναλαμβάνει ο οπλισμός των οριζοντίων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Προσομοίωμα από οπλισμένη τοιχοποιία με προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος :

Από την διγραμμικοποιημένη καμπύλη του φορέα για κάθε προσομοίωμα υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Επιπλέον αναφορικά με την ελαστική επιτάχυνση επιλέχθηκε η επιτάχυνση που αντιστοιχεί στο οριζόντιο τμήμα του ελαστικού φάσματος του Ερωκώδικα 8 ώστε να ληφθεί υπόψη η δυσμενέστερη περίπτωση. Έτσι για τη Ζώνη 1 αντιστοιχεί σε  $S_e = 4.71 \frac{m}{s^2}$  , για τη Ζώνη 2  $S_e = 7.06 \frac{m}{s^2}$  και για τη Ζώνη 3  $S_e = 10.59 \frac{m}{s^2}$ .

$C_o = 1$  καθώς το κτίσμα που μελετάται είναι ισόγειο

$$C_1 = [ 1 + (R - 1) * \frac{T_c}{T_e} ] / R$$

$$R = \frac{V_{el}}{V_y} = \frac{S_e/g}{V_y/W} C_m$$

$$\text{Ζώνη 1 : } R = \frac{4.71/9.81}{5781.64/8865.22} 1 = 0.74$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (0.74 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 0.74 ] = 1$$

$$\text{Ζώνη 2 : } R = \frac{7.06/9.81}{5781.64/8865.22} 1 = 1.10$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

$$C_1 = [ 1 + (1.10 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 1.10 ] = 1.31$$

$$\text{Ζώνη 3 : } R = \frac{11.18/9.81}{5781.64/8865.22} 1 = 1.66$$

$$W = 80\% * 1130000 \text{ kg} = 8865.22 \text{ KN}$$

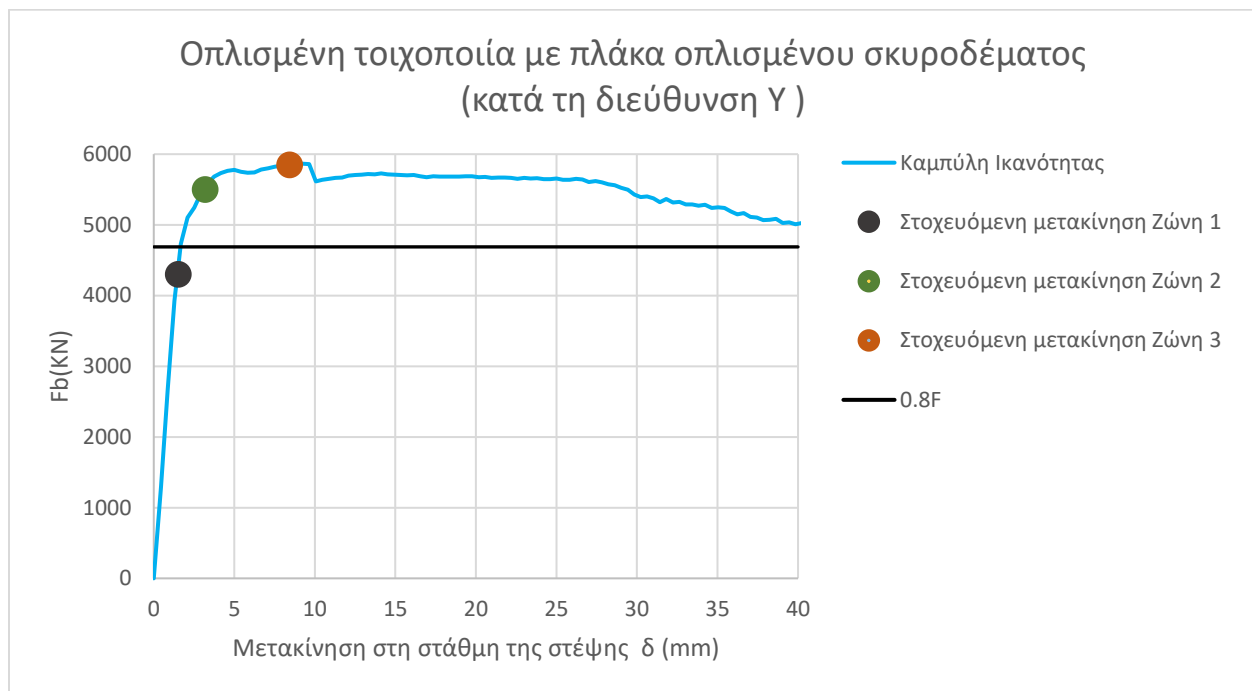
$$C_1 = [ 1 + (1.66 - 1) * \frac{0.5}{0.12} ] / 1.66 ] = 2.30$$

$$C_2=1, C_3=1.$$

$$\text{Ζώνη 1 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 1.6 \text{ mm}$$

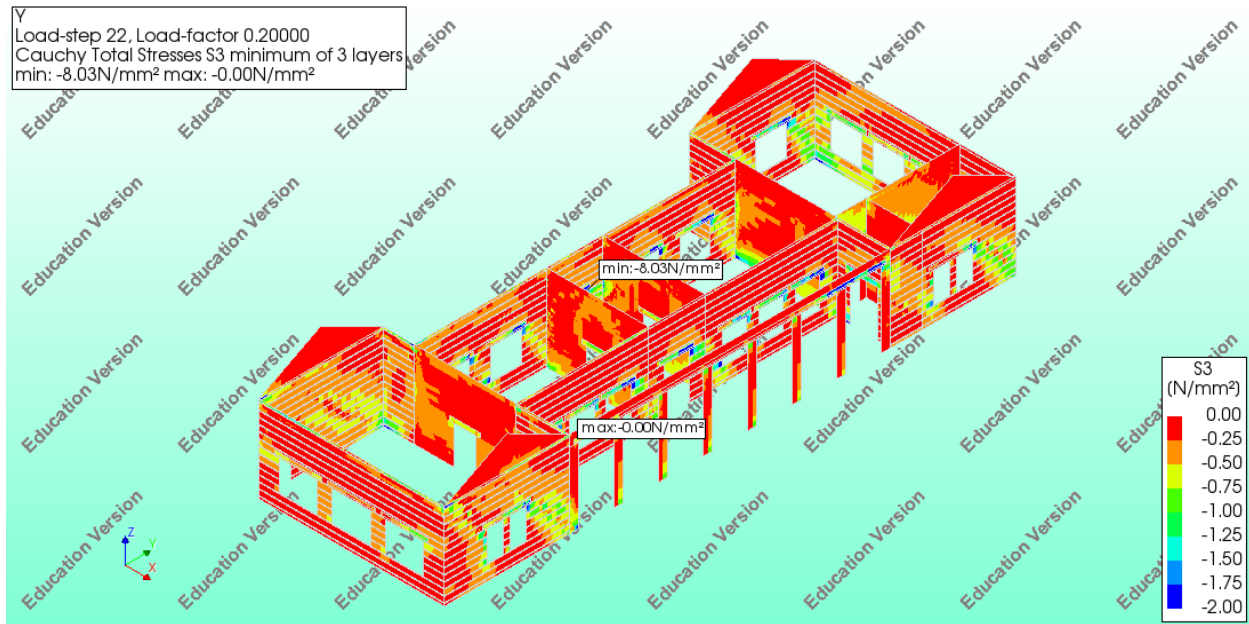
$$\text{Ζώνη 2 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 3.2 \text{ mm}$$

$$\text{Ζώνη 3 : } \delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * S_e * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} = 8.4 \text{ mm}$$

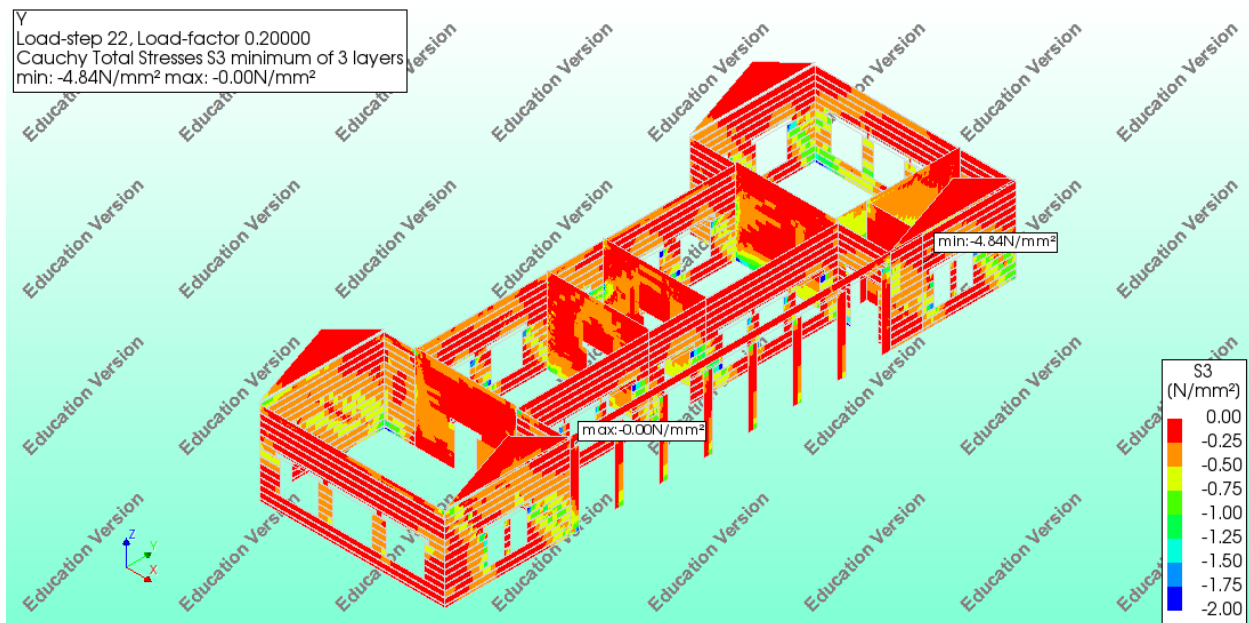


Στο διάγραμμα καμπύλης ικανότητας της κατασκευής κατά τη διεύθυνση Υ δεν έχουν ορισθεί οι στάθμες επιτελεστικότητας καθώς μέχρι τη μετακίνηση 40mm η κατασκευή δεν έχει φτάσει στο 20% της αντοχής της. Οι στοχευόμενες αυτές μετακινήσεις έχουν υπολογισθεί για επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε κάθε μια από τις τρεις σεισμικές ζώνες του Ευρωκώδικα 8.

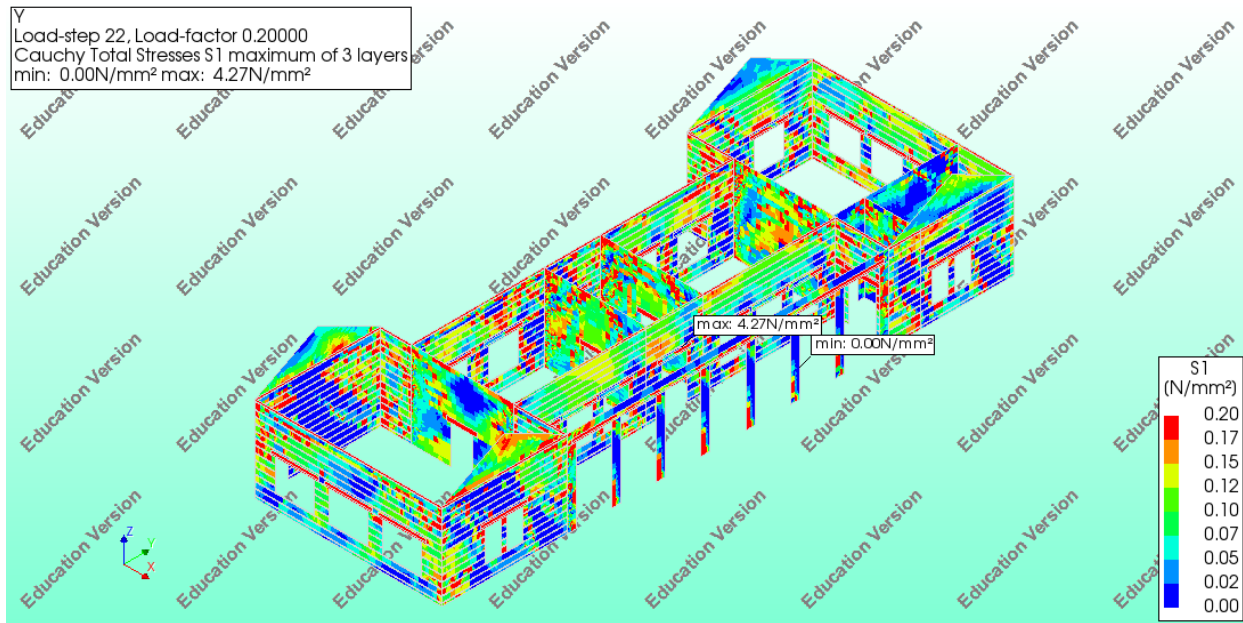
Στη συνέχεια γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση της κατανομής των κυρίων τάσεων στην τοιχοποιία αλλά και του εύρους των ρωγμών που δημιουργούνται για κάθε ένα από τα χαρακτηριστικά σημεία που μελετώνται.



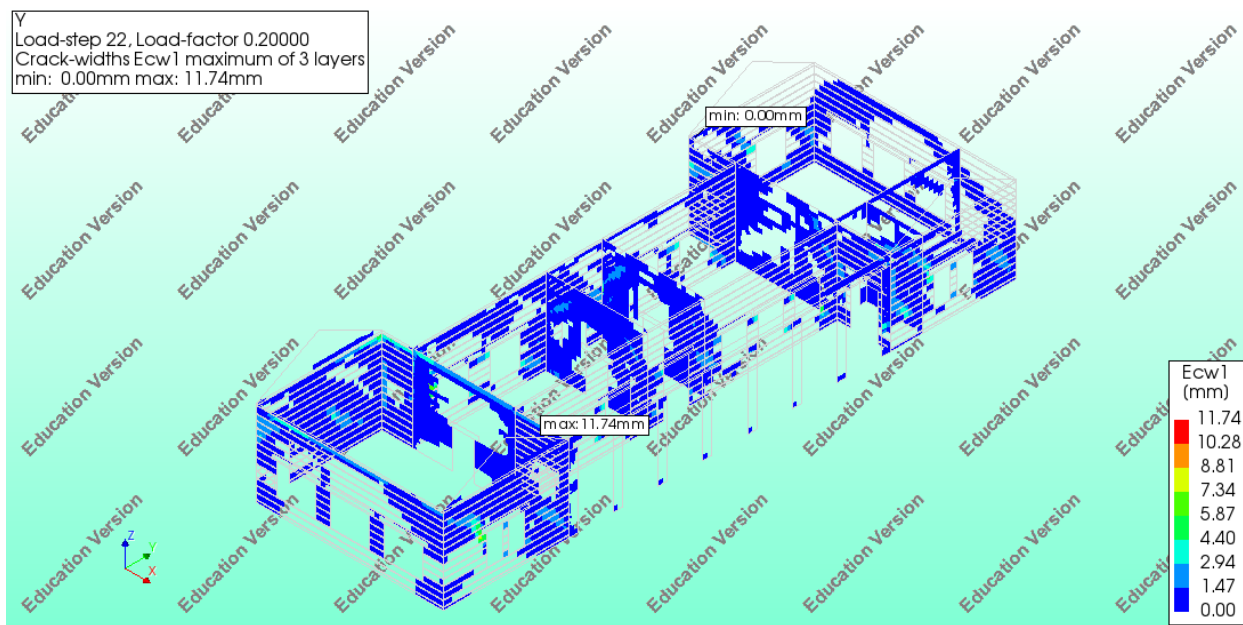
Εικόνα 148 Κύριες θλιπτικές τάσεις στην τοιχοποιία για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



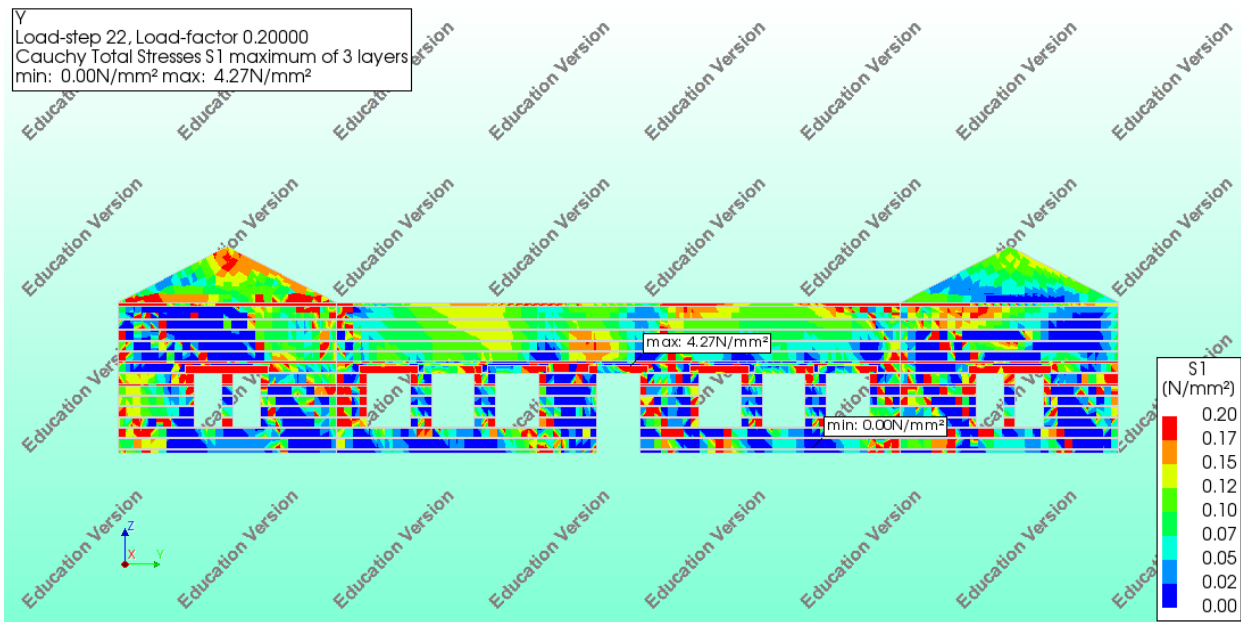
Εικόνα 149 Κύριες θλιπτικές τάσεις στην τοιχοποιία και στα οριζόντια στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



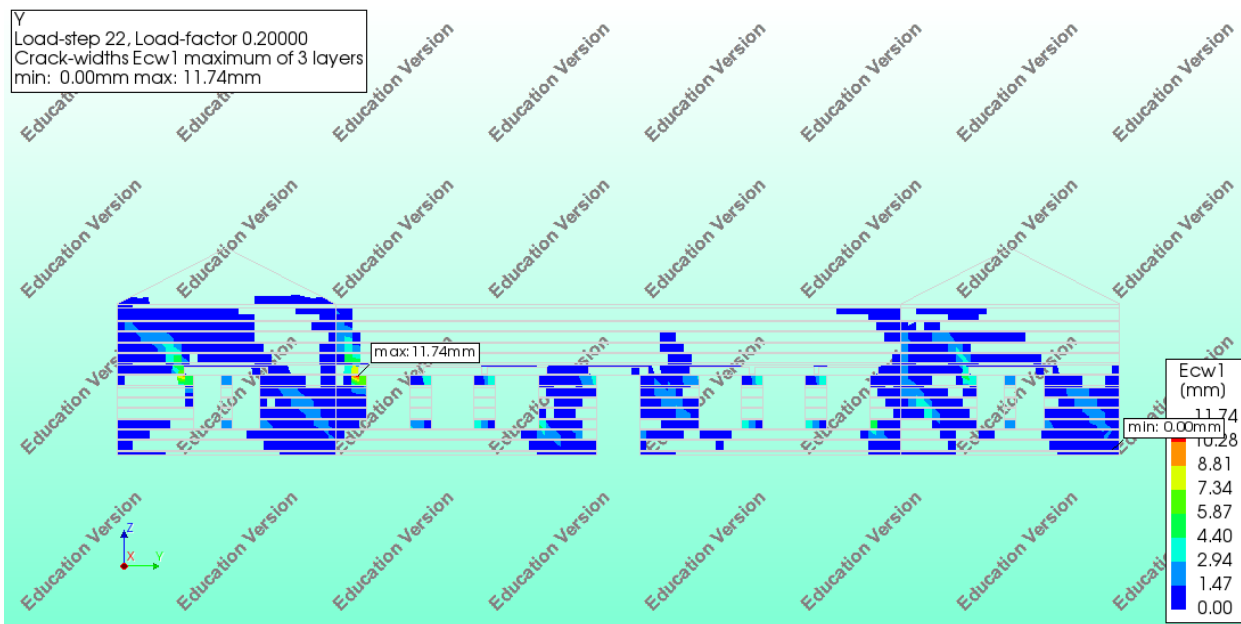
Εικόνα 150 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



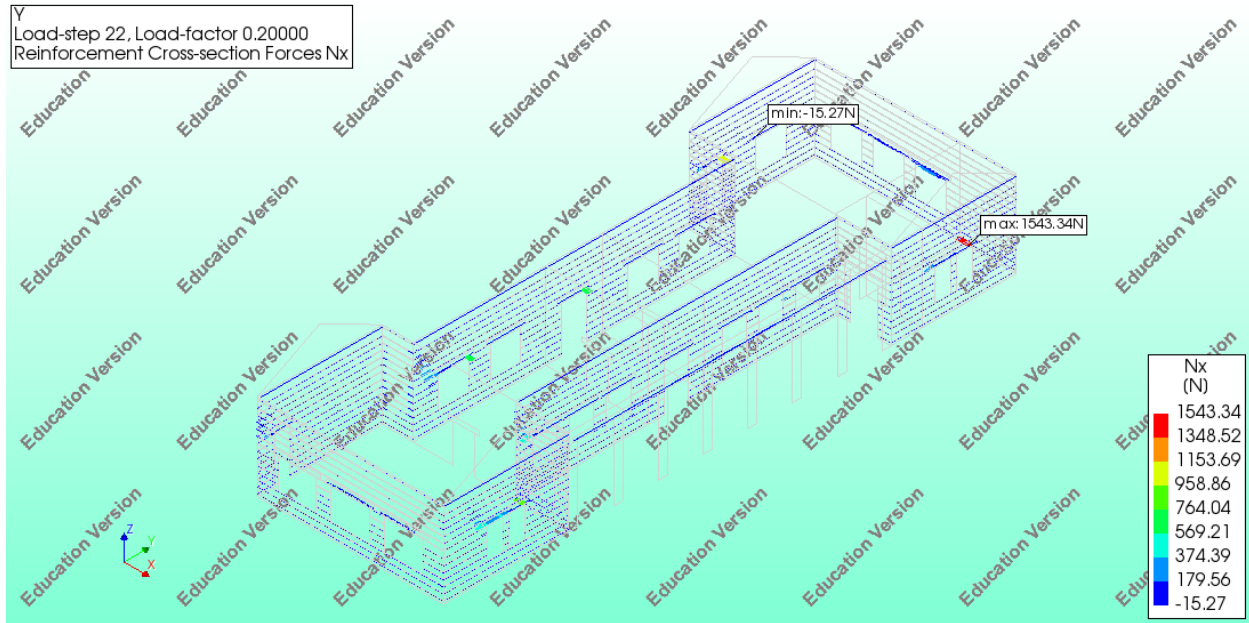
Εικόνα 151 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 152 Κύριες εφελκυστικές τάσεις για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



Εικόνα 153 Εύρος ρωγμής για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση για σεισμό Ζώνης 3



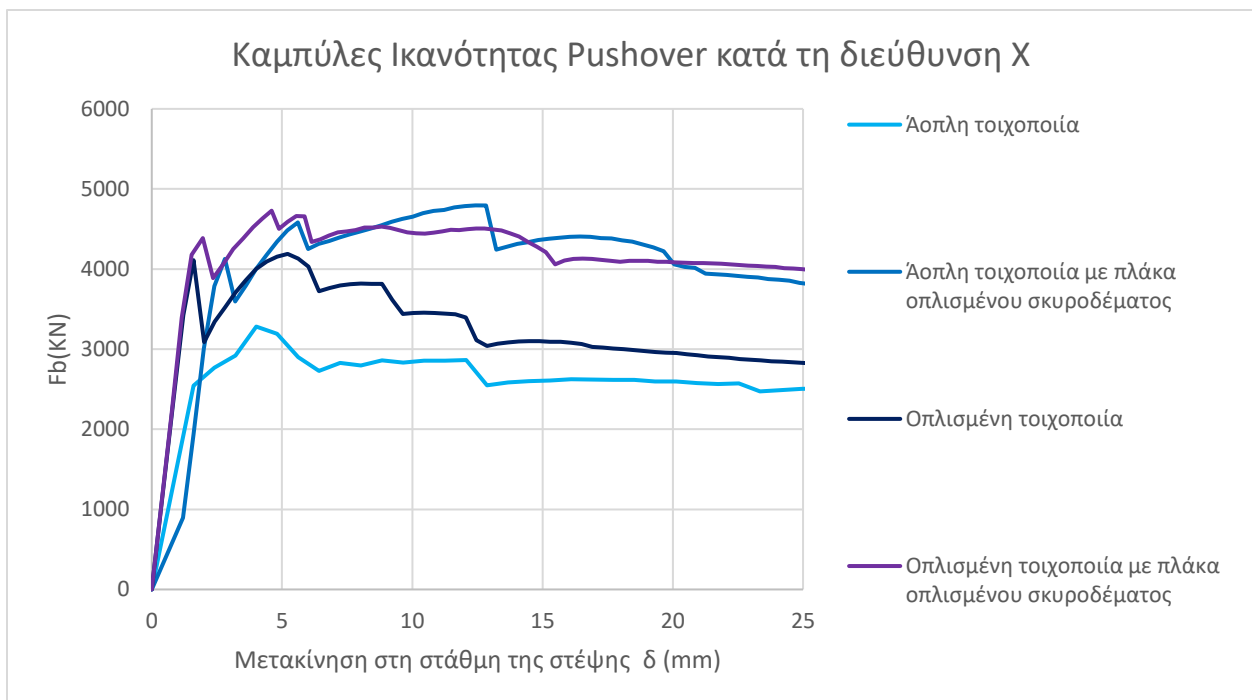
Εικόνα 154 Εφελκυστική δύναμη που αναλαμβάνει ο οπλισμός των οριζοντίων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

## 8. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

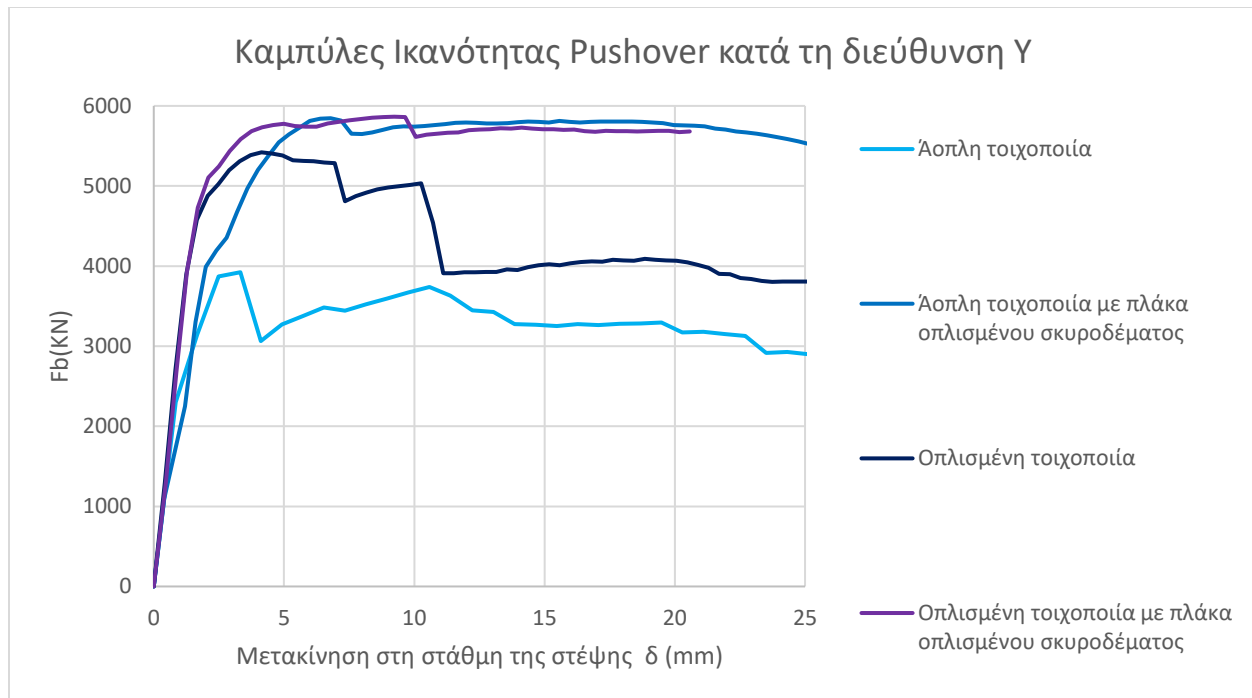
Στα πλαίσια των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν μελετήθηκε η απόκριση του τετρατάξου δημοτικού σχολείου της Τήνου για τέσσερα διαφορετικά προσομοιώματα:

1. Άοπλη τοιχοποιία με πάχος εξωτερικών τοίχων 70cm
2. Άοπλη τοιχοποιία με πάχος εξωτερικών τοίχων 70cm και προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 20 cm
3. Οπλισμένη τοιχοποιία με προσθήκη σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος
4. Οπλισμένη τοιχοποιία με προσθήκη σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος και προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 20 cm

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα των μη γραμμικών αναλύσεων για τα προσομοιώματα που αναφέρθηκαν και για κόμβους αναφοράς οι οποίοι βρίσκονται στη στάθμη της στέψης.







Αναφορικά με τα παραπάνω διαγράμματα παρατηρούμε ότι το προσομοίωμα με την άοπλη τοιχοποιία παρουσιάζει μειωμένη αντίσταση σε σεισμικά φορτία σε σύγκριση με τα υπόλοιπα προσομοιώματα που εξετάστηκαν. Με την προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος αυξάνεται αισθητά η δυσκαμψία καθώς και η τέμνουσα και η μετακίνηση αστοχίας του δομήματος. Το προσομοίωμα με την οπλισμένη τοιχοποιία παρουσιάζει αυξημένη δυσκαμψία και τέμνουσα αστοχίας σε σύγκριση με το αντίστοιχο της άοπλης τοιχοποιίας, ωστόσο η πλαστικότητα της κατασκευής μειώνεται αισθητά. Τέλος ενδιαφέρον παρουσιάζουν και τα αποτελέσματα του προσομοιώματος με οπλισμένη τοιχοποιία το οποίο έχει ενισχυθεί με πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Παρατηρούμε ότι σε αυτή την περίπτωση μετά την ενίσχυση δεν διαφοροποιείται αισθητά η δυσκαμψία της κατασκευής ενώ η τέμνουσα και η μετακίνηση αστοχίας παρουσιάζουν μείωση.

## 9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στα πλαίσια της εργασίας αυτής εξετάσθηκε αρχικά η συμπεριφορά του υπό μελέτη κτιρίου από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία σε σεισμική διέγερση. Στη συνέχεια λαμβάνοντας υπόψη τις Λεπτομέρειες Αντισεισμικών Κατασκευών του Υπουργείου Παιδείας του 1964 μελετήθηκε εξίσου η απόκριση του δομήματος στην περίπτωση της οπλισμένης τοιχοποιίας. Τέλος διερευνήθηκε η σημασία της ύπαρξης διαφράγματος στη στάθμη της στέψης του κτιρίου και για τις δύο περιπτώσεις που αναφέρθηκαν.

Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των αναλύσεων προέκυψε ότι:

- Από την ιδιομορφική ανάλυση του προσομοιώματος από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία προκύπτει ότι σε μεγάλο πλήθος ιδιομορφών ενεργοποιείται μικρό ποσοστό της συνολικής μάζας της κατασκευής. Αυτό οφείλεται αρχικά στο γεγονός ότι είτε συμμετέχει κυρίως η ξύλινη στέγη, η μάζα της οποίας αποτελεί μικρό ποσοστό της συνολικής μάζας του δομήματος, είτε κάποιος μεμονωμένος τοίχος. Έτσι στο προσομοίωμα όπου δεν εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία για την ενεργοποίηση του 75% της μάζας κατά τη διεύθυνση X απαιτούνται 59 ιδιομορφές ενώ κατά τη διεύθυνση Y απαιτούνται 24 ιδιομορφές.
- Στο προσομοίωμα όπου εξετάζεται η απόκριση του φορέα από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία μετά την προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 20cm, στη στάθμη της στέψης της κατασκευής, παρατηρήθηκε αρχικά ότι βελτιώνεται σημαντικά η απόκριση του υπό εξέταση κτιρίου από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι στο αντίστοιχο βήμα της ανελαστικής ανάλυσης για στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε επιτάχυνση Ζώνης 3 παρατηρείται ελάττωση της μέγιστης τιμής του εύρους ρωγμής κατά 16.68%. Επιπλέον με την προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος, και συνεπώς την εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας, παρατηρείται ότι οι θεμελιώδεις ιδιομορφές του φορέα ενεργοποιούν μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής μάζας του κτιρίου με συνέπεια την καλύτερη προσέγγιση της δυναμικής απόκρισης του δομήματος. Πιο

συγκεκριμένα παρατηρείται αισθητή μείωση του απαιτούμενου πλήθους ιδιομορφών για την ενεργοποίηση του 75% της μάζας της κατασκευής το οποίο αντιστοιχεί σε 4 ιδιομορφές για κάθε διεύθυνση.

- Από τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης του προσομοιώματος από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία είναι σαφές ότι η κατασκευή παρουσιάζει ελαφρώς μεγαλύτερη αντοχή κατά τη διεύθυνση Y σε σύγκριση με τη X διεύθυνση, γεγονός που μπορεί να αποδοθεί το μεγάλο ποσοστό ανοιγμάτων που παρατηρούνται στις τοιχοποιίες της ανατολικής και δυτική όψης της κατασκευής. Επιπλέον από τις καμπύλες ικανότητας κατά τη διεύθυνση X και Y παρατηρείται ότι η στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμένων βλαβών δεν ικανοποιείται για κανέναν από τους σεισμούς σχεδιασμού . Αντίθετα η στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών βλαβών ικανοποιείται για τις σεισμικές Ζώνες 1 και 2. Τέλος από την στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό Ζώνης 3 βλέπουμε ότι η κατασκευή έχει υπερβεί τα όρια της στάθμης Οιονεί κατάρρευσης.
- Από τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης του προσομοιώματος από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία με προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος παρατηρείται ότι η στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμένων βλαβών δεν ικανοποιείται για κανέναν από τους σεισμούς σχεδιασμού ενώ η στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών βλαβών ικανοποιείται για όλους τους σεισμικούς συνδιασμούς..
- Από τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης του προσομοιώματος από οπλισμένη φέρουσα τοιχοποιία παρατηρείται ότι η στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμένων βλαβών δεν ικανοποιείται για κανέναν από τους σεισμούς σχεδιασμού. Αντίθετα η στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών βλαβών ικανοποιείται για τις σεισμικές Ζώνες 1 και 2 ενώ οι απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας Οιονεί κατάρρευση δεν ικανοποιούνται για σεισμό Ζώνης 3.

- Από τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης του προσομοιώματος από οπλισμένη φέρουσα τοιχοποιία με πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, από την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής κατά τη διεύθυνση Υ, παρατηρείται ότι συμπεριφορά της κατασκευής πλησιάζει την ελαστοπλαστική συμπεριφορά καθώς μέχρι τη μετακίνηση κορυφής 40mm δεν παρατηρείται πτώση της τέμνουσας αντοχής στο 80%.
- Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για τα προσομοιώματα από άοπλη και οπλισμένη τοιχοποιία προέκυψε ότι στην περίπτωση όπου η τοιχοποιία εμπεριέχει οριζόντια στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος αυξάνεται η τέμνουσα αστοχίας κατά 40.68% ενώ η μετακίνηση αστοχίας μειώνεται κατά 49.83%
- Από τα διαγράμματα των καμπυλών ικανότητας παρατηρούμε ότι το προσομοίωμα με την άοπλη τοιχοποιία παρουσιάζει την δυσμενέστερη συμπεριφορά. Μετά την προσθήκη των οριζοντίων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος η απόκριση της κατασκευής βελτιώνεται αισθητά κυρίως όσον αφορά την τέμνουσα αστοχίας. Ενώ ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι μετά την προσθήκη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος τα προσομοιώματα από άοπλη και οπλισμένη τοιχοποιία έχουν αντίστοιχη σεισμική συμπεριφορά.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

**A. B. Braga , P. B. Lourenço, N. Mendes (2018) :** Seismic Assessment of the Medieval Armenian Church in Armenian Church in Famagusta , ANNALS OF GEOPHYSICS, 61, 2018; Doi: 10.4401/ag-7976, Cyprus , pp 11 – 15

D. V. Oliveira (2000) : Mechanical Characterization of Stone and Brick Masonry

**E. Vintzileou (2011) :** Three-Leaf Masonry in Compression, Before and After Grouting: A Review of Literature, International Journal of Architectural Heritage, 5:4-5, 513-538, DOI: 10.1080/15583058.2011.557137, pp 516 - 523

**F. Ferretti, A. Incerti, A. R. Tilocca & C. Mazzotti :** In-Plane Shear Behavior of Stone Masonry Panels Strengthened through Grout Injection and Fiber Reinforced Cementitious Matrices, International Journal of Architectural Heritage, DOI: 10.1080/15583058.2019.1675803,

**F. V. Karantoni, M. L. Papadopoulos & S. J. Pantazopoulou (2016) :** Simple Seismic Assessment of Traditional Unreinforced Masonry Buildings, International Journal of Architectural Heritage, 10:8, 1055-1077, DOI: 10.1080/15583058.2016.1183062, pp 1065-1066

**H. Derakhshan, Y. Nakamura, M. C. Griffith, M. Dhanasekar (2020) :** Simplified calculation of roof accelerations in existing low-rise symmetric unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms, Article in Bulletin of Earthquake Engineering, DOI: 10.1007/s10518-020-00823-1, pp 3387 - 3396

**J. Bommer, J. D. Bray, K. Pitilakis, S. Yasuda (2014) :** Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology, Editor Atilla Ansal School of Engineering Ozyegin University Istanbul, Turkey , pp 269 - 303

**M. Jianmeng, Z. Changhai, X. Lili (2008) :** An Improved Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands of Structures, Earthquake Engineering and Engineering Vibration Vol.7, No.1 DOI: 10.1007/s11803-008-0786-y, pp 26 - 30

**MAGENES. G, PENNA. A, GALASCO. A, ROTA. M (2010) :** Experimental characterisation of stone masonry mechanical properties, 8th International Masonry Conference , Dresden , pp 251 - 256

**Mangia. L , Ghisaasi. B , Sayin. E , Onat. O , Lourenço P. B. (2016) :** Pushover Analysis of Historical Elti Hatun Mosque, 12th International Congress of Advances in Civil Engineering, pp 3 - 7

**N. Naeimi , M. A. Moustafa (2020) :** Pushover Analysis and Seismic Response of UHPC Two-Column Bridge Bent. 2nd International Interactive Symposium on UHPC, Albany, NY, United States. ffhal-02552992, pp 7 - 9

**P.K.V.R. Padalu, Y. Singh , S. Das :** Experimental investigation of out-of-plane behaviour of URM wallettes strengthened using welded wire mesh, Journal homepage: [www.elsevier.com/locate/conbuildmat](http://www.elsevier.com/locate/conbuildmat), pp 1138 – 1150

**Peralta, D. F. (2003) :** Seismic Performance of Rehabilitated Wood Diaphragms, Ph.D. thesis, Texas A&M University, College Station, Texas , pp 228-249

**R. K. Adhikari , D. F. D’Ayala (2019) :** Applied Element Modelling and Pushover Analysis of Unreinforced Masonry Buildings With Flexible Roof Diaphragm, Proceedings of the 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, pp 8 - 13

**V. Nikolopoulou, C.-E. Adami, D. Karagiannaki, E. Vintzileou & A. Miltiadou-Fezans :** Grouts for strengthening two- and three-leaf stone masonry, made with earthen mortars , International Journal of Architectural Heritage, 13:5, 663-678, DOI: 10.1080/15583058.2018.1463414, pp 664 - 670

**Y. Nakamura, H. Derakhshan, G. Magenes & M. C. Griffith (2016) :** Influence of Diaphragm Flexibility on Seismic Response of Unreinforced Masonry Buildings, Journal of Earthquake Engineering, 21:6, 935-960, DOI: 10.1080/13632469.2016.1190799, pp 941-947

**Ζήρα Γ., Ψάλτη Ε. , Πανταζοπούλου Σ, Παπαδόπουλος Μ :** Αξιολόγηση Μεθόδων Σεισμικής Αποτίμησης Παραδοσιακών Κατασκευών από Φέρουσα Τοιχοποιία- Εφαρμογή στην Παλιά Πόλη της Ξάνθης, pp 6 - 7

**Ιγνατάκης. Χ , Στυλιανίδης. Κ :** Σημειώσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδος, Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας : Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία Κανονισμός – Βλάβες – Αποκατάσταση , pp 32-40

**Καλαφάτη. Ε (1988) :** Τα Σχολικά Κτίρια Της Πρωτοβάθμιας Εκπαίδευσης 1821-1929 , Εκδόσεις Γενικής Γραμματείας Νέας Γενιάς, pp 160 - 170

**Μ. Β. Βασιλειάδη , Σ. Η. Δρίτσος , Ε. V. Muho (2018) :** Διερεύνηση επιρροής διαφραγμάτων σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία σύμφωνα με το σχέδιο του Κ.Α.Δ.Ε.Τ. , pp 8 - 12

**Παρδαλόπουλος Σ. Ι. , Πανταζοπούλου Σ. Ι. , Ιγνατάκης. Χ :** Εφαρμογή Μεθοδολογίας Σεισμικής Αποτίμησης Κτιρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία σε Νεοκλασικό Κτίριο του 20ου Αιώνα, pp 3-10

**Τάσιος Θ. Π. (2012-2013) :** “Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων” , Εκδόσεις Συμμετρία , Athens, Greece (in Greek).