



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:**

**ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ – ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ  
ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΛΕΟΝΤΑΡΙΟΥ  
ΑΡΚΑΔΙΑΣ**



**ΑΝΝΑ ΙΩΑΝΝΙΔΟΥ-ΚΑΤΗ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Β.ΚΟΥΜΟΥΣΗΣ  
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.**

**ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2015**









Στους γονείς και τις αδερφές μου



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και την ενίσχυση του φέροντος οργανισμού του σταθμού επιβατών του σιδηροδρομικού σταθμού Λεονταρίου Αρκαδίας. Πρόκειται για πετρόχτιστο κτίριο που χρονολογείται από τα τέλη του 19<sup>ου</sup> αιώνα, αλλά υπέστη σημαντικές βλάβες αργότερα κυρίως λόγω των πυρκαγιών της Πελοποννήσου το 2007. Με στόχο την ενίσχυση της άοπλης τοιχοποιίας του, αποτιμήθηκε αρχικά η φέρουσα ικανότητά του κατά την υπάρχουσα κατάσταση όπως επίσης και μετά από την εφαρμογή δύο διαφορετικών επεμβάσεων. Ακολούθησε η σύγκριση αυτών των επεμβάσεων ως προς την συμπεριφορά του κτίσματος όταν υποβάλλεται σε σεισμικές δράσεις. Στη συνέχεια συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα που προέκυψαν μέσω των διαφορετικών σεισμικών αναλύσεων που προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 8 και τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό.

Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζεται ο σιδηροδρομικός σταθμός στο σύνολό του και στη συνέχεια το συγκεκριμένο υπό μελέτη κτίριο τόσο κατά την αρχική όσο και κατά την υπάρχουσα κατάστασή του. Επίσης, καθορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας καθώς και τα φορτία που θα επιβληθούν στο φορέα. Στη συνέχεια παρουσιάζεται με λεπτομέρεια ο τρόπος προσομοίωσης του κτιρίου με βάση το λογισμικό SAP2000 v15.

Το δεύτερο κεφάλαιο αρχίζει με επισκόπηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία, με έμφαση στην ύπαρξη ή μη διαφραγματικής λειτουργίας ή διαζώματος. Επίσης, παρουσιάζονται οι διαφορετικές μέθοδοι σεισμικών αναλύσεων και η εφαρμογή τους στη συγκεκριμένη κατασκευή. Αρχικά περιγράφεται η δυναμική φασματική μέθοδος, η οποία εφαρμόζεται σύμφωνα με τις οδηγίες του ΕΚ8. Η δεύτερη μέθοδος ανάλυσης είναι η μη γραμμική στατική διαδικασία, η οποία εφαρμόστηκε σύμφωνα με την θεώρηση των ισοδύναμων επίπεδων πλαισίων. Στη συνέχεια με στόχο την δυναμική ανάλυση της κατασκευής, τίθεται το ζήτημα της επιλογής ενός συνδυασμού πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων που θα επιβληθούν στο κτίριο. Πιο συγκεκριμένα, αναφέρονται τα πιο σημαντικά κριτήρια για την επιλογή των κατάλληλων σεισμικών καταγραφών. Με βάση αυτά τα κριτήρια διαμορφώθηκε στη συνέχεια ένα αρχείο πραγματικών επιταχυνσιογραφημάτων, στα οποία πραγματοποιήθηκε αναγωγή σύμφωνα με την μέθοδο της φασματικής συμβατότητας.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι βασικότερες ενότητες του Ευρωκώδικα 6, ο οποίος χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία αλλά και για την αξιολόγηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κτιρίων. Εκτός από τον προσδιορισμό της αντοχής των τοίχων του κτιρίου έναντι των διάφορων μηχανισμών αστοχίας, περιγράφεται και ο τρόπος υπολογισμού των δυνάμεων των επίπεδων στοιχείων που ορίστηκαν στο SAP2000.

Το τέταρτο κεφάλαιο αποτιμά την υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου με στόχο να προσδιοριστούν τα προβλήματα που χρήζουν αντιμετώπισης, με στόχο να γίνει στη συνέχεια μια εύστοχη επιλογή των κατάλληλων μεθόδων ενίσχυσης. Η αξιολόγηση της συμπεριφοράς του κτιρίου κατά την υπάρχουσα κατάστασή του, πραγματοποιήθηκε μέσω φασματικής και μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.

Στο πέμπτο κεφάλαιο προτείνεται μια πρώτη επέμβαση στο κτίριο, ειδικότερα περιγράφεται η εφαρμογή ενεμάτων και αρμολογήματος στην εξωτερική τοιχοποιία του. Αναφέρονται τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά αυτής της επέμβασης, όπως επίσης τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της. Στη συνέχεια εκτιμήθηκε η αποτελεσματικότητα της εν λόγω ενίσχυσης μέσω της φασματικής ανάλυσης. Κατόπιν, μια ελαστική ανάλυση ιστορίας διερεύνησε διαφοροποιήσεις των αποτελεσμάτων που προέκυψαν, λαμβάνοντας υπόψη τον χρονικό παράγοντα. Τέλος, εξετάστηκε η εντός επιπέδου

παραμόρφωση του φορέα και προσδιορίστηκε η στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία θα βρεθεί το κτίριο μέσω της μη γραμμικής στατικής και δυναμικής ανάλυσης.

Στο έκτο κεφάλαιο προτείνεται μια δεύτερη επέμβαση για περαιτέρω αύξηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου υπό την επιβολή σεισμικής φόρτισης. Ειδικότερα, περιγράφεται η κατασκευή διαφράγματος στη στάθμη του δαπέδου του ορόφου όπως και διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στέψη του κτιρίου. Η ενίσχυση αξιολογήθηκε μέσω της φασματικής και της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, με στόχο να σχολιαστεί η αποτελεσματικότητά της.

Στο έβδομο και τελευταίο κεφάλαιο, πραγματοποιείται η σύγκριση των επεμβάσεων που εφαρμόστηκαν στο κτίριο. Αρχικά παρουσιάζεται η αύξηση της αντοχής της κατασκευής μετά από την εφαρμογή της 1<sup>ης</sup> ενίσχυσης και στη συνέχεια συγκρίνονται οι δύο ενισχύσεις μεταξύ τους. Τέλος, γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων της φασματικής και της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης και σχολιάζονται οι αποκλίσεις τους.

## ABSTRACT

This work concerns the strengthening of the railway station masonry building in Leontarion Peloponnese, built in the 19<sup>th</sup> century by Italian architects, which today stands significantly damaged. More particularly, the seismic behavior of the building is investigated regarding its present status and two different retrofitting proposals are compared for their effectiveness in enhancing the capacity of the building against earthquake excitation. It also examines how the different earthquake analyses methods, proposed by the Eurocodes and the Greek Seismic Code, compare in predicting the seismic behavior of this masonry building. Both linear and non-linear analyses methods are employed; the former relying upon response spectrum and elastic dynamic analyses and the latter upon the static push-over and inelastic dynamic analyses.

The first chapter presents the building's layout in its original and current condition and focuses on the pathology of the most significant damage. It also determines the material properties of the masonry walls as well as the applied loads. Finally, it presents a simulation of the building through the use of finite elements in SAP2000 v15. The second chapter presents an overview of previous general findings on the seismic behavior of masonry structures and especially with regard to the role of the presence or absence of diaphragms. It also describes the different earthquake analysis methods and their application upon the railway station. The response spectrum method is applied following the provisions of Eurocode 8. Then, the nonlinear static analysis is presented through the use of a lateral load of increasing magnitude and an equivalent frame model of the masonry walls is introduced. Aiming to perform time history analysis the issue of earthquake selection is further investigated. More particularly, the most important criteria for selecting strong ground motion records within the framework of the seismic assessment of structures are described. On the basis of these criteria a set of real accelerograms is formed for the specific structure which is properly scaled to fit spectral demands.

The third chapter presents the main features of Eurocode 6, which governs the design of new masonry structures but also the assessment of existing ones. In addition, the building's resistance against the different ultimate states is computed and the method for calculating the shell's forces using SAP2000 is explained. The fourth chapter provides an estimate of the seismic behavior of the existing building through the use of response spectrum and static pushover methods, in order to come up with a suitable retrofitting method. In the fifth chapter the main features of the first retrofitting method, concerning the injection of properly synthesized grout into the walls is described, along with its advantages and disadvantages. For a first estimate of its effectiveness the response spectrum method is implemented. Subsequently, a linear time-history analysis is applied in order to detect differences concerning the building's seismic response between static and dynamic analysis. Finally, the in-plane deformation of the unreinforced masonry walls is analyzed through non-linear static and dynamic analyses and the performance level of the structure is deduced. The sixth chapter describes an additional retrofitting intervention required for strengthening of the building's resistance against earthquake loading, as enforcement of only the first set of measures does not suffice. The method includes the use of diaphragms, whose contribution to the building's deformation is discussed. Finally, response spectrum and the non-linear static analysis are applied, in order to ascertain the effectiveness of diaphragms for this particular structure. The seventh chapter presents the final conclusions of the thesis by making comparisons between the two retrofitting methods as well as providing an overview of the differences between the static and dynamic analyses.



## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

	σελ.
<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....</b>	<b>v</b>
<b>1. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΛΕΟΝΤΑΡΙΟΥ ΑΡΚΑΔΙΑΣ.....</b>	<b>1</b>
1.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ.....	1
1.1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	1
1.1.2 Η ΑΡΧΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΕΠΙΒΑΤΩΝ.....	3
1.1.3 Η ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΕΠΙΒΑΤΩΝ.....	5
1.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΔΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	9
1.2.1 ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ.....	9
1.2.2 ΔΑΠΕΔΑ.....	11
1.2.3 ΣΤΕΓΗ.....	12
1.3 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	13
1.3.1 ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	13
1.3.2 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	19
1.4 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΞΥΛΟΥ.....	21
1.5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SAP2000.....	21
1.5.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ.....	21
1.5.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΑΝΑΚΑΤΑΣΚΕΥΗ.....	27
1.6 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	30
<b>2. Η ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ....</b>	<b>31</b>
2.1 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....	31
2.2 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΣΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΟΥΣ.....	33
2.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ.....	36
2.4 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ.....	39
2.4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	39
2.4.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ.....	43
2.5 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	53
2.5.1 ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΟΥ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΥ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ.....	53
2.5.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ.....	60
2.5.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ.....	63

<b>3. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΛΕΓΧΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ.....</b>	<b>66</b>
3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	66
3.2 ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ.....	68
3.2.1 ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ.....	69
3.2.2 ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ.....	72
3.3 ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ.....	75
3.4 ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	79
<b>4. ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ.....</b>	<b>83</b>
4.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	83
4.1.1 ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ.....	83
4.1.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ.....	84
4.1.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ.....	89
4.1.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ .....	90
4.1.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ.....	92
4.1.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	93
4.1.7 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ.....	95
4.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	96
4.2.1 ΕΠΙΠΕΔΟ Χ-Z.....	96
4.2.2 ΕΠΙΠΕΔΟ Υ-Z.....	103
4.3 ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	107
<b>5. ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΒΑΘΥ ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ (1<sup>η</sup> ΕΝΙΣΧΥΣΗ).....</b>	<b>108</b>
5.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ .....	108
5.1.1 ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ.....	108
5.1.2 ΕΝΕΣΕΙΣ Η΄ΕΜΠΟΤΙΣΜΟΙ.....	109
5.2 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	113
5.2.1 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΛΟΓΩ ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑΤΟΣ.....	113
5.2.2 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΛΟΓΩ ΕΝΕΜΑΤΩΝ.....	114
5.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΤΟ SAP2000.....	115
5.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	116
5.4.1 ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ.....	116
5.4.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ.....	117



5.4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ.....	118
5.4.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ.....	120
5.4.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ.....	123
5.4.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	125
5.4.7 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ.....	128
5.5 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	130
5.5.1 ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ.....	130
5.5.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ.....	131
5.5.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ.....	134
5.5.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ.....	137
5.5.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	138
5.5.6 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ.....	142
5.6 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	144
5.6.1 ΕΠΙΠΕΔΟ Χ-Ζ.....	144
5.6.2 ΕΠΙΠΕΔΟ Υ-Ζ.....	153
5.7. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	159
5.8 ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ.....	168
<b>6. ΔΙΑΖΩΜΑ ΣΤΗ ΣΤΕΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΟΡΟΦΟΥ (2<sup>η</sup> ΕΝΙΣΧΥΣΗ).....</b>	<b>169</b>
6.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ.....	169
6.1.1 ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΔΙΑΖΩΜΑΤΟΣ ΣΤΗ ΣΤΕΨΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	169
6.1.2 ΔΙΑΦΡΑΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΟΡΟΦΟΥ.....	171
6.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ ΣΤΟ SAP2000.....	173
6.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	175
6.3.1 ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ.....	175
6.3.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ.....	176
6.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ.....	178
6.3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ.....	180
6.3.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ.....	183
6.3.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	185
6.3.7 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ.....	188

6.4 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	189
6.4.1 ΕΠΙΠΕΔΟ Χ-Z.....	189
6.4.2 ΕΠΙΠΕΔΟ Υ-Z.....	197
6.5 ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ.....	202
<b>7. ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</b>	<b>203</b>
7.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	203
7.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	205
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>207</b>





## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1<sup>ο</sup>:

### ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΛΕΟΝΤΑΡΙΟΥ ΑΡΚΑΔΙΑΣ

#### 1.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ

##### 1.1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ο σιδηροδρομικός σταθμός του Λεονταρίου Αρκαδίας είναι χτισμένος δίπλα στο ποτάμι της Κουτοφαρίνας. Η κατασκευή του από Ιταλούς και Μαυροβούνιους τεχνίτες χρονολογείται μεταξύ του 1899 και του 1901. Ο σταθμός αποτελείται συνολικά από πέντε κτίρια: ένα διώροφο σταθμό επιβατών, μία ισόγεια αποθήκη, ένα ισόγειο μηχανοστάσιο και δύο ισόγειες κατοικίες. Όλα τα κτίρια είναι κατασκευασμένα από λιθοδομή και πιο συγκεκριμένα από πελεκητή πέτρα. Παραπέμπουν στην ιταλική και γαλλική αρχιτεκτονική, η οποία σφράγισε την αλλαγή του αιώνα. Ο σταθμός ανήκει στην σιδηροδρομική γραμμή Μύλων-Καλαμών και μπορεί να χαρακτηριστεί από τους πιο μεγάλους και φροντισμένους σταθμούς της Πελοποννήσου. Σήμερα στέκει ωστόσο εγκαταλελειμμένος και κατεστραμμένος από φωτιά.



Φωτογραφία 1.1: Σταθμός επιβατών<sup>1</sup>



Φωτογραφία 1.2: Μηχανοστάσιο<sup>2</sup>

Η σιδηροδρομική γραμμή Μύλων-Καλαμών κατασκευάστηκε στα πλαίσια του δικτύου «ΣΠΑΠ», το οποίο ένωνε τον Πειραιά και την Αθήνα με την Πελοπόννησο και το οποίο ξεκίνησε να κατασκευάζεται επί πρωθυπουργίας του Χαρίλαου Τρικούπη. Την 1<sup>η</sup> Δεκεμβρίου του 1882 γίνεται η ίδρυση της μετοχικής εταιρίας Σιδηροδρόμων Πειραιώς-Αθήνας-Πελοποννήσου και οι εργασίες για την κατασκευή των σιδηροδρομικών εγκαταστάσεων ξεκινούν άμεσα. Στη συνέχεια, τον Απρίλιο του 1887 γίνεται εισήγηση στη Βουλή από τον Χαρίλαο Τρικούπη για την κατασκευή της γραμμής Μύλων-Τριπόλεως-Καλαμών. Τον Δεκέμβριο του 1887 γίνεται η ψήφιση του σχετικού νόμου, ενώ τον Απρίλιο του 1888 η Βελγική Διεθνής Εταιρία Οικοδομών αναλαμβάνει ως ανάδοχος την κατασκευή του εν λόγω έργου. Ένα χρόνο μετά, ιδρύεται η Εταιρία Μεσημβρινών Σιδηροδρόμων

<sup>1</sup> Φωτογραφία από: «Κατασκευαστικό Λεύκωμα Σιδηροδρομικής Γραμμής Μύλων –Καλαμών», αρχείο Παύλου Αγατζά

<sup>2</sup> Φωτογραφία από: «Κατασκευαστικό Λεύκωμα Σιδηροδρομικής Γραμμής Μύλων –Καλαμών», αρχείο Παύλου Αγατζά

Ελλάδος (ΕΜΣΕ), που είναι γνωστή και με το όνομα Σιδηρόδρομοι Μύλων-Καλαμών (ΣΜΚ), στην οποία παραχωρείται το δικαίωμα της εκμετάλλευσης του έργου. Αρκετά χρόνια μετά, το 1954, οι «ΣΠΑΠ» κρατικοποιούνται και ενώνονται με τους Σιδηροδρόμους του Ελληνικού Κράτους το 1962. Κατά τη διάρκεια αυτής της ιστορικής πορείας, πραγματοποιήθηκε η αποπεράτωση δεκάδων έργων σε διάφορες περιοχές της Πελοποννήσου, δημιουργώντας τελικά ένα σιδηροδρομικό δίκτυο 750χλμ., το μεγαλύτερο μετρικά δίκτυο της Ευρώπης. Σύμφωνα με τα δεδομένα της εποχής, διακρίθηκε για την υποδειγματική του λειτουργία, καθώς χαρακτηρίστηκε καινοτόμο για τα μεταφορικά δεδομένα τόσο της Ελλάδας, όσο και της Ευρώπης.

Ο Σιδηροδρομικός Σταθμός του Λεονταρίου, όπως αναφέρθηκε παραπάνω αποτελεί έναν από τους μεγαλύτερους σταθμούς της γραμμής Μύλων-Καλαμών, κυρίως λόγω της γεωγραφικής του θέσης. Για αρκετά χρόνια εξεταζόταν το ζήτημα να γίνει η αφετηρία της επέκτασης του σιδηροδρόμου προς τη Σπάρτη, η οποία εκείνα τα χρόνια ήταν αποκομμένη από την Καλαμάτα καθώς δεν υπήρχε αμαξιτός δρόμος. Οι περιοχές οι οποίες συνδέονταν σιδηροδρομικά αποκτούσαν μεγάλο πλεονέκτημα, καθώς το τρένο ήταν βασικό μέσο μεταφοράς και επομένως τα οικονομικά οφέλη ήταν πολλά. Για τον λόγο αυτό, την αφετηρία της εν λόγω επέκτασης διεκδικούσε και η Τρίπολη, γεγονός το οποίο καθυστέρησε την λήψη οριστικής απόφασης και άρα την έναρξη των εργασιών. Από την άλλη μεριά, οι παράγοντες της Καλαμάτας ζητούσαν ο κόμβος να μετακινηθεί στο Λεοντάρι, κατ' αυτόν τον τρόπο το μήκος της γραμμής θα ήταν μικρότερο και κατ' επέκταση το έργο θα ήταν πιο οικονομικό. Από το 1925 λοιπόν, δεν ήταν πλέον το ζήτημα αν θα κατασκευαστεί η γραμμή, η οποία ήταν αναγκαία για οικονομικούς, εμπορικούς και κοινωνικούς λόγους, αλλά σε ποιο σημείο θα γινόταν η διακλάδωση.

Η αναγκαιότητα της σιδηροδρομικής επέκτασης προς την Σπάρτη είχε ήδη εκφραστεί αρκετά χρόνια πριν από το 1890 και την επικρατέστερη θέση για τη διακλάδωση αποτέλεσε ο σταθμός του Λεονταρίου. Τα πλεονεκτήματα ήταν πολλά, όπως το μικρότερο μήκος της γραμμής, το στερεότερο, ομαλότερο και ασφαλέστερο έδαφος, η υψομετρική διαφορά Λεονταρίου-Σπάρτης και η εξυπηρέτηση των κοντινών πυκνοκατοικημένων περιοχών, οι οποίες αντιμετώπιζαν δυσχέρεια στις μετακινήσεις τους. Παρ' όλες όμως τις προσπάθειες για την πραγματοποίηση της γραμμής είτε με αφετηρία την Τρίπολη είτε το Λεοντάρι, κανένα από τα δύο σχέδια δεν πραγματοποιήθηκαν ποτέ, χωρίς να είναι γνωστοί οι ακριβείς λόγοι. Ο σταθμός του Λεονταρίου παρ' όλα αυτά κατασκευάστηκε με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να έχει τη δυνατότητα να ανταποκριθεί σε μία επικείμενη διακλάδωση του δικτύου. Για τον λόγο αυτό τον πλαισιώνουν πέντε κτίρια για την κάλυψη όλων των αναγκών μίας σιδηροδρομικής αφετηρίας, σε αντίθεση με τους περισσότερους σταθμούς της γραμμής, οι οποίοι αποτελούνται από ένα μόνο σταθμό επιβατών.



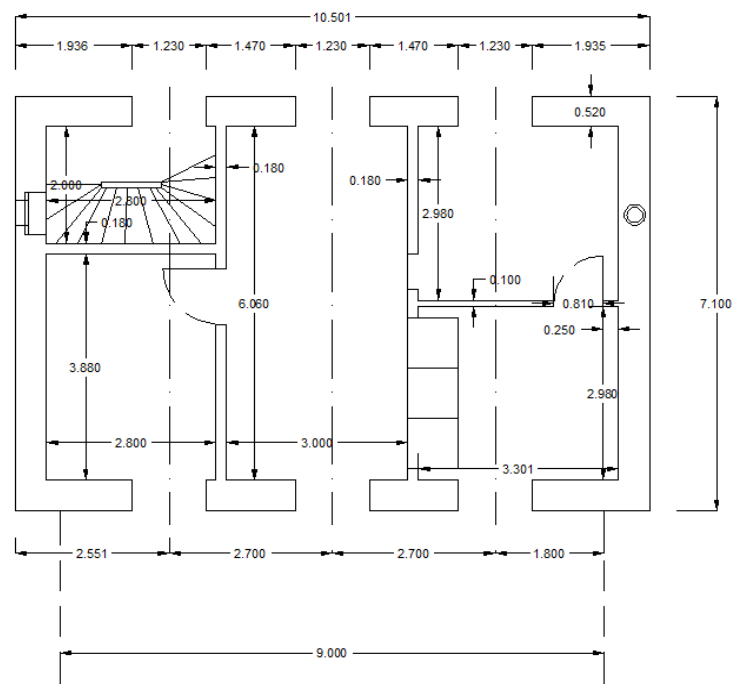
Φωτογραφία 1.3: Σιδηροδρομικός σταθμός Λεονταρίου (φωτογράφος: Δημητρώπουλος Παναγιώτης)

### 1.1.2 Η ΑΡΧΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΕΠΙΒΑΤΩΝ

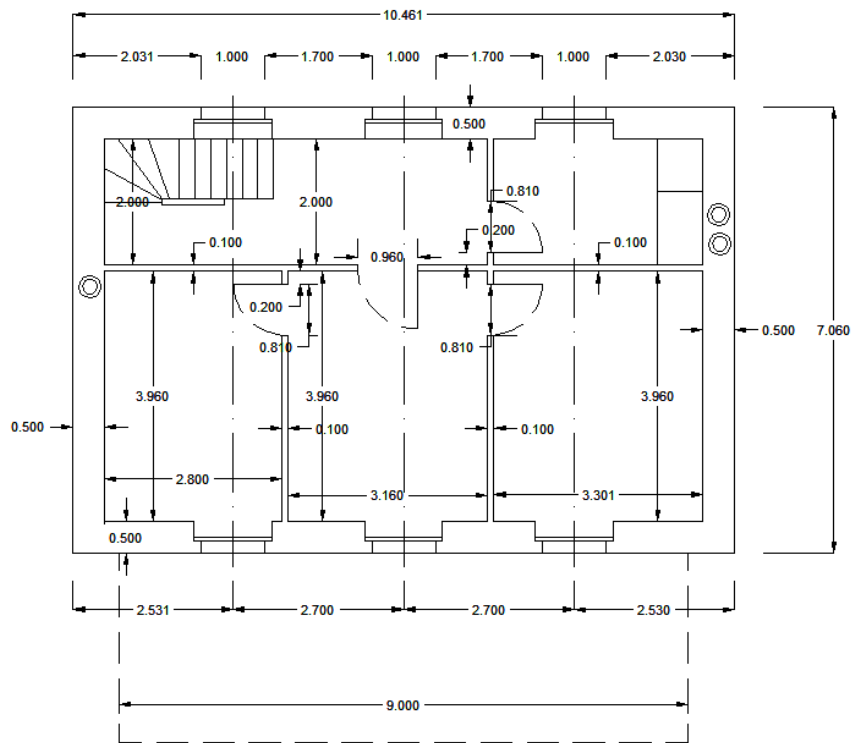


Φωτογραφία 1.4: Σταθμός επιβατών πριν την πυρκαγιά

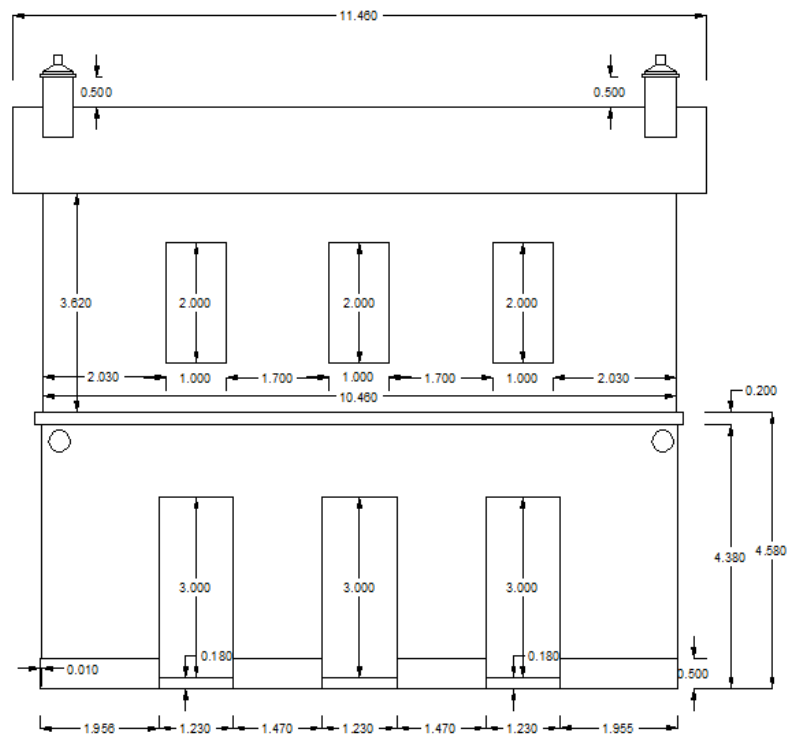
Στην εργασία αυτή θα εστιάσουμε ειδικότερα στο σταθμό επιβατών. Η κάτοψη του κτιρίου αυτού είναι ορθογωνική. Έχει μήκος 10,50m και πλάτος 7,10m, ενώ το εμβαδόν της υπολογίστηκε στα 74,55m<sup>2</sup>. Το κτίριο στην αρχική του κατάσταση αποτελούταν από λίθινους εξωτερικούς τοίχους και από οπτοπλινθοδομές στο εσωτερικό του. Τα δάπεδα του ισογείου και του ορόφου καθώς και η στέγη ήταν κατασκευασμένα από ξύλο. Επίσης, στον όροφο του κτιρίου οι διαχωριστικοί εσωτερικοί τοίχοι ήταν ξύλινοι. Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται τα αρχιτεκτονικά σχέδια της αρχικής κατάστασης του κτιρίου.



Σχέδιο 1.1: Κάτοψη ισογείου (αρχική κατάσταση)

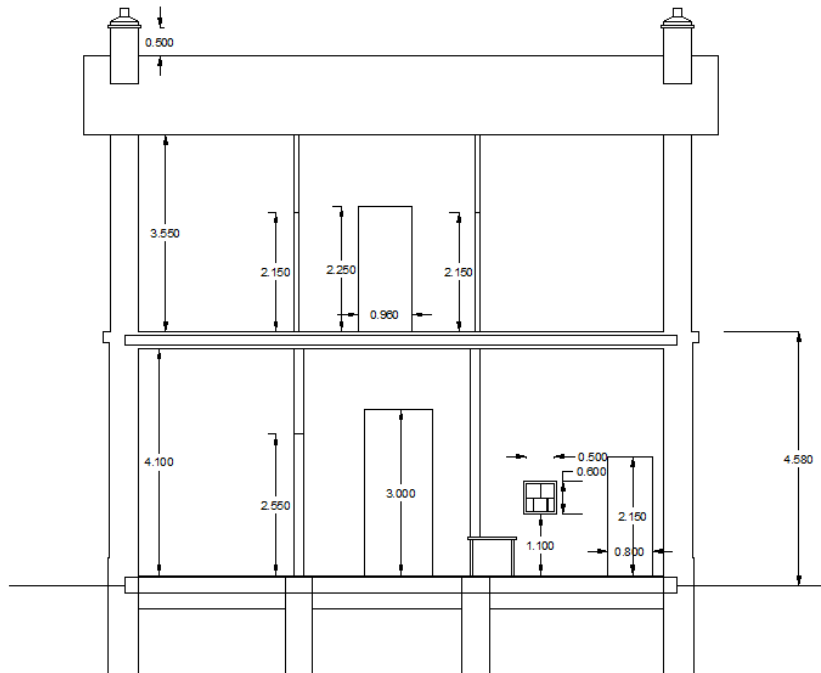


Σχέδιο 1.2: Κάτοψη ορόφου (αρχική κατάσταση)

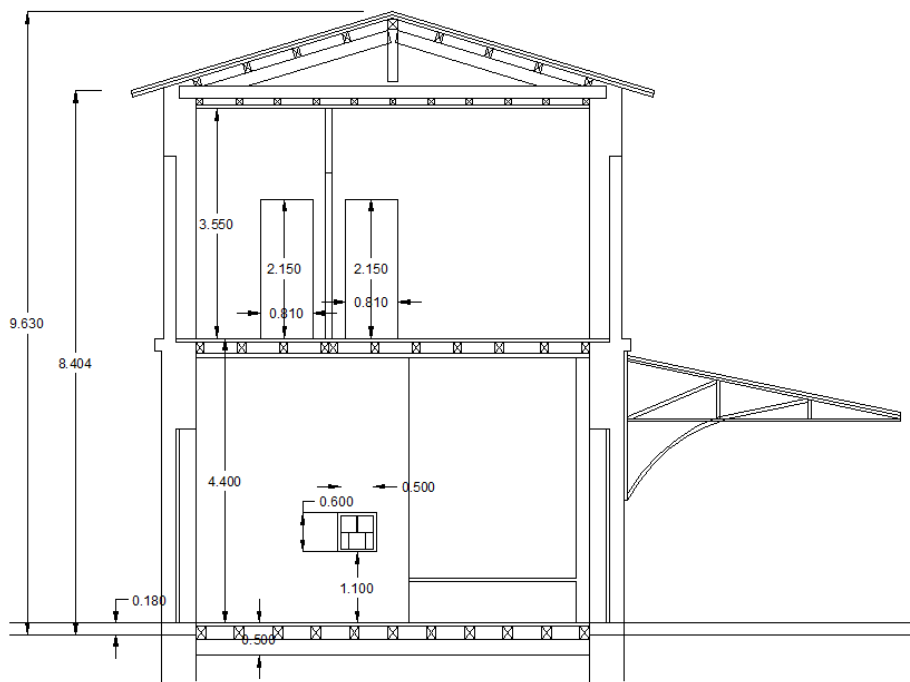


Σχέδιο 1.3: Κύρια όψη κτιρίου (αρχική κατάσταση)





Σχέδιο 1.4: Τομή κατά μήκος του κτιρίου (αρχική κατάσταση)



Σχέδιο 1.5: Τομή κατά πλάτος κτιρίου (αρχική κατάσταση)

### 1.1.2 Η ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΕΠΙΒΑΤΩΝ

Η υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου διαφέρει σε σχέση με την αρχική. Η στέγη, τα ξύλινα δάπεδα και οι ξύλινοι διαχωριστικοί τοίχοι έχουν καεί ολοσχερώς από τις πυρκαγιές της Πελοποννήσου το 2007. Ωστόσο είναι φανερό ότι ο φέρων οργανισμός του διατηρείται σε γενικές γραμμές σε καλή κατάσταση, ενώ η κατάσταση των κονιαμάτων δεν έχει

διερευνηθεί. Στις παρακάτω φωτογραφίες παρουσιάζεται η υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου.



Φωτογραφία 1.5: Κτίριο σταθμού επιβατών (υπάρχουσα κατάσταση)



Φωτογραφία 1.6: Κύρια όψη του κτιρίου (υπάρχουσα κατάσταση)





Φωτογραφία 1.7: Πλάγια όψη κτιρίου (υπάρχουσα κατάσταση)

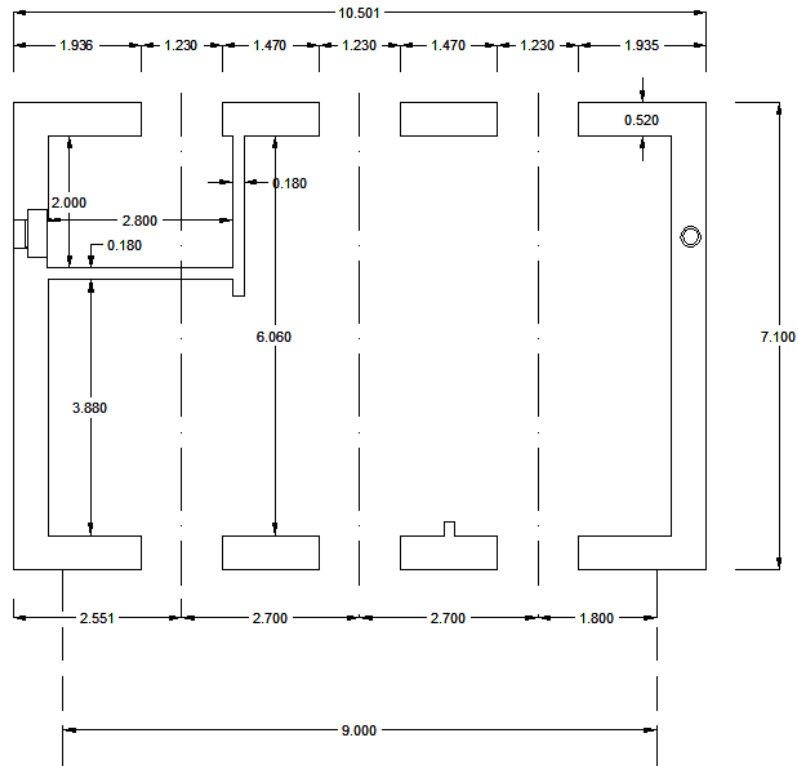


Φωτογραφία 1.8: Πίσω όψη κτιρίου (υπάρχουσα κατάσταση)

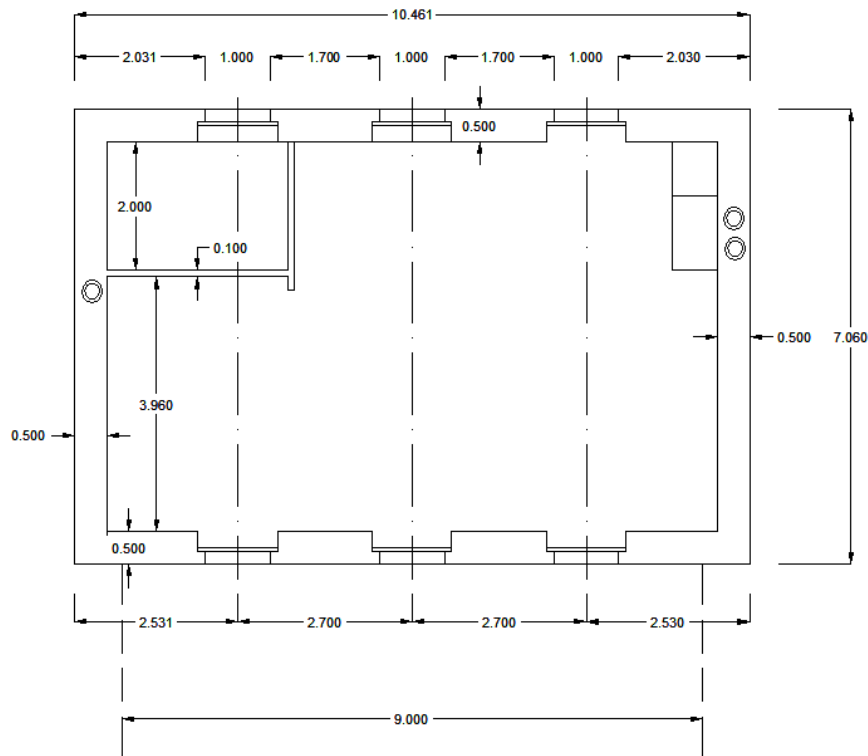


Φωτογραφία 1.9: Μπροστά και πλάγια όψη κτιρίου (υπάρχουσα κατάσταση)

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι αλλαγές στη δομή του κτιρίου μετά την κατάρρευση των ξύλινων αλλά και ορισμένων πλίνθινων τοίχων λόγω της πυρκαγιάς.



Σχέδιο 1.6: Κάτοψη ισογείου (υπάρχουσα κατάσταση)



Σχέδιο 1.7: Κάτοψη ορόφου (υπάρχουσα κατάσταση)

## 1.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΔΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

### 1.2.1 ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ

Το κτίριο αποτελείται από δύο ειδών τοιχοποιίες: λιθοδομή και πλινθοδομή.

#### Λίθινες τοιχοποιίες

Όλοι οι εξωτερικοί τοίχοι της κατασκευής είναι λίθινοι. Το πάχος τους (50 και 52cm) παραπέμπει σε μικτή κατά πλάτος (ή πάχος) τοιχοποιία, ή αλλιώς σε μία τρίστρωτη τοιχοποιία. Οι μικτές τοιχοποιίες αποτελούνται από διάφορες κατακόρυφες στρώσεις (συνήθως τρεις), με αποτέλεσμα η κάθε μία να παρουσιάζει διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες. Οι λίθινοι τοίχοι του κτιρίου αποτελούν μία συνήθη περίπτωση τρίστρωτης τοιχοποιίας, της οποίας οι δύο εξωτερικές κατακόρυφες στρώσεις εγκιβωτίζουν έναν πυρήνα από ασβεστοκονίαμα και κροκάλες. Όσον αφορά τις δύο στρώσεις που περικλείουν τον πυρήνα, η εξωτερική στρώση αποτελεί μία ημιλαξευμένη λιθοδομή ενώ η εσωτερική στρώση μία αργολιθοδομή. Η εξωτερική στρώση του τοίχου μπορεί να θεωρηθεί ημιλαξευμένη λιθοδομή λόγω της εμφανούς επεξεργασίας που έχουν υποστεί τα λιθοσώματα. Η εξωτερική όψη του κτιρίου μας επιτρέπει μάλιστα να την κατατάξουμε στις μωσαϊκές λιθοδομές, λόγω της πολυγωνικής μορφής των λίθων. Αντίθετα, η εσωτερική στρώση αποτελείται από ακατέργαστους ή ελαφρώς κατεργασμένους λίθους, οι οποίοι παραπέμπουν σε αργολιθοδομή.

Οι μικτοί φέροντες εξωτερικοί τοίχοι παρουσιάζουν διάφορα μειονεκτήματα λόγω της πολυστρωματικής δομής τους. Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, οι στρώσεις του



τοιχίου παρουσιάζουν μεταξύ τους διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά, όπως για παράδειγμα διαφορετικό ερπυστικό συντελεστή. Το γεγονός αυτό μπορεί να δημιουργήσει προβλήματα, αφού είναι πιθανό με την πάροδο του χρόνου τα κατακόρυφα φορτία να μεταφέρονται μόνο από τη μία στρώση και άρα να ακολουθήσει θλιπτική αστοχία του τοιχίου. Τέλος, η σεισμική συμπεριφορά των πολυστρωματικών τοιχίων έχει αποδειχτεί ότι δεν είναι ικανοποιητική. Θα εξεταστεί όμως λεπτομερέστερα στα επόμενα κεφάλαια.



Φωτογραφία 1.10: Εξωτερική στρώση λιθοδομής (μωσαϊκή λιθοδομή)



Φωτογραφία 1.11: Εσωτερική στρώση λιθοδομής (αργολιθοδομή)

### Πλινθοδομές

Όλοι οι εσωτερικοί τοίχοι του κτίσματος είναι κατασκευασμένοι από τεχνητούς λίθους, για αυτό τον λόγο μπορούν να χαρακτηριστούν και ως πλινθοδομές. Πιο συγκεκριμένα, οι εσωτερικές τοιχοποιίες είναι κατασκευασμένες από συμπαγή τούβλα και άρα μπορούμε να τις κατατάξουμε στην κατηγορία των οπτοπλινθοδομών. Σύμφωνα με τα αρχικά σχέδια του κτιρίου, στο εσωτερικό του κτίσματος υπήρχαν οπτοπλινθοδομές πάχους 10 και 18cm. Ωστόσο κατά την υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου έχουν διασωθεί μόνο οι τοίχοι του κλιμακοστασίου πάχους 18cm.



Φωτογραφία 1.12: Εσωτερικοί τοίχοι από συμπαγή τούβλα (υπάρχουσα κατάσταση)

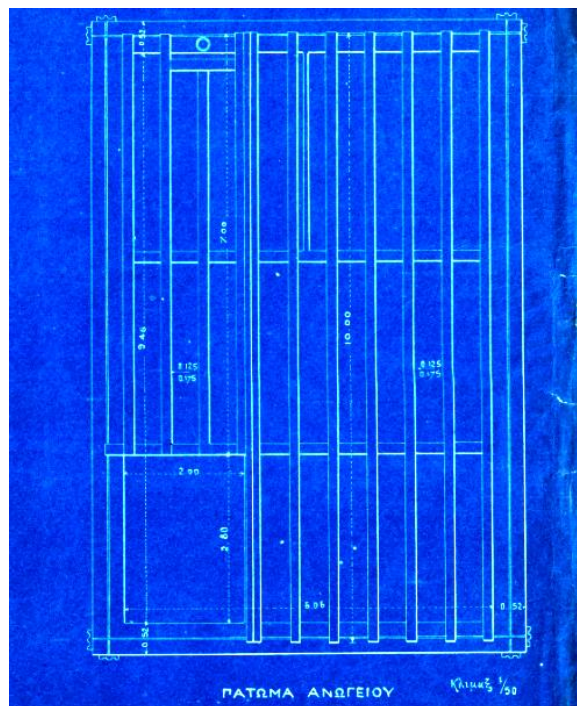


Φωτογραφία 1.13: Τοίχοι κλιμακοστασίου (υπάρχουσα κατάσταση)

## 1.2.2 ΔΑΠΕΔΑ

### Δάπεδο ορόφου

Σύμφωνα με τα σχέδια της αρχικής κατασκευής, το δάπεδο του ορόφου αποτελείται από 11 ξύλινες δοκούς διαστάσεων 12,5 X 17,5cm. Οι δοκοί αυτές στηρίζονται στο εσωτερικό των εξωτερικών τοίχων μέσω οπών-δοκοθήκες που έχουν διαμορφωθεί ειδικά για αυτή την περίπτωση. Πάνω από τα δοκάρια θεωρείται ότι είναι καρφωμένες σανίδες πάχους 4cm. Λόγω της πυρκαγιάς που έχει υποστεί το κτίριο, το ξύλινο δάπεδο έχει καταστραφεί ολοσχερώς και επομένως δεν λαμβάνεται υπόψη κατά τον έλεγχο της υπάρχουσας κατάστασης. Ωστόσο, το αναλυτικό σχέδιο του δαπέδου του ορόφου θα χρησιμοποιηθεί κατά την πρόταση ανακατασκευής του κτιρίου.



Σχέδιο 1.8: Δάπεδο ορόφου (από το αρχείο του Υπουργείου Πολιτισμού)

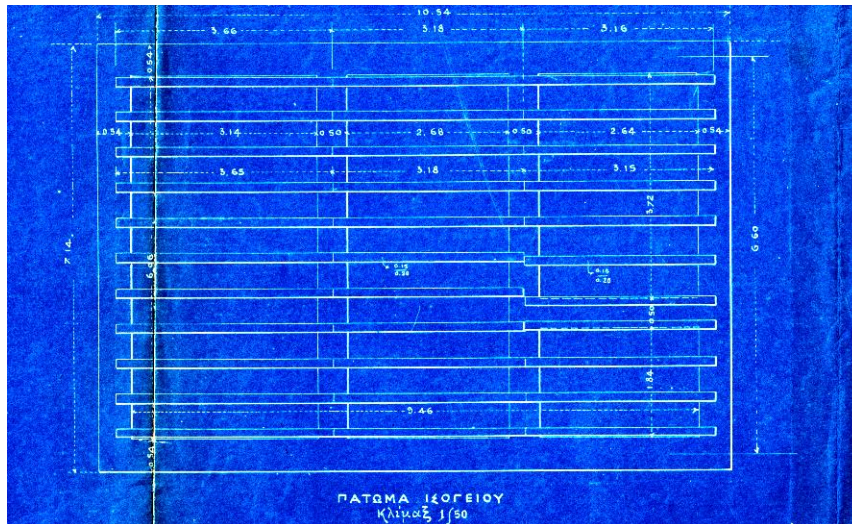


Φωτογραφίες 1.14-1.15: Οπές λίθινων τοίχων-δοκοθήκες για την στήριξη των ξύλινων δοκαριών του δαπέδου



## Δάπεδο ισογείου

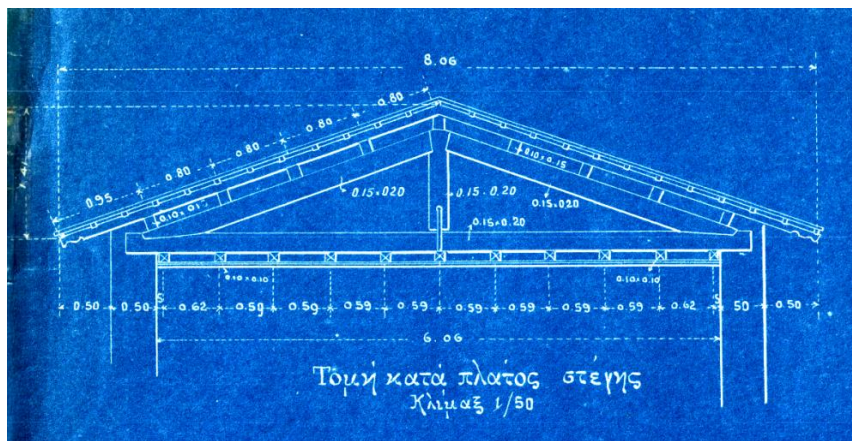
Το δάπεδο του ισογείου έχει καταστραφεί και αυτό από την πυρκαγιά. Τα σχέδια όμως που παραχωρήθηκαν από το Υπουργείο Πολιτισμού θα χρησιμεύσουν για την ανακατασκευή του. Πρέπει να σημειωθεί ότι το εν λόγω δάπεδο δεν υφίσταται και συνεπώς δεν φέρει φορτία, οπότε δεν προσομοιώνεται στο λογισμικό SAP2000. Ωστόσο παρουσιάζεται ο τρόπος ανακατασκευής του για λόγους πληρότητας. Στη συνέχεια ακολουθεί το λεπτομερές σχέδιο του δαπέδου του ισογείου, το οποίο παρουσιάζει την διάταξη των ξύλινων δοκαριών διαστάσεων 15 X 20cm.



Σχέδιο 1.9: Δάπεδο ισογείου (από το αρχείο του Υπουργείου Πολιτισμού)

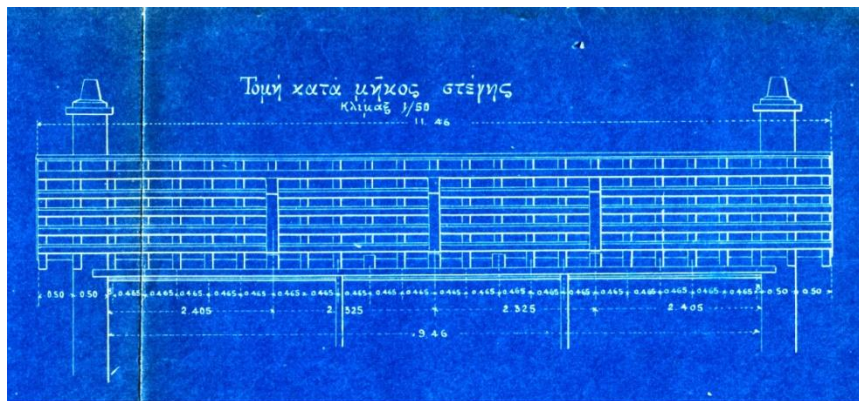
### 1.2.3 ΣΤΕΓΗ

Τα αρχικά σχέδια του κτιρίου παρουσιάζουν μία δίριχτη στέγη, η οποία στηρίζεται στη στέψη της κατασκευής. Η στέγη αυτή έχει καταστραφεί ολοσχερώς από την πυρκαγιά, ωστόσο θα ανακατασκευαστεί πλήρως ώστε να μπορέσουμε να προχωρήσουμε στις ενισχύσεις του κτιρίου. Το στατικό σύστημα της στέγης παρουσιάζεται στα παρακάτω σχέδια. Οι συνδέσεις των ξύλινων στοιχείων πραγματοποιούνται μέσω καρφιών.



Σχέδιο 1.10: Τομή κατά πλάτος στέγης (από το αρχείο του Υπουργείου Πολιτισμού)





Σχέδιο 1.11: Τμή κατά μήκος στέγης (από το αρχείο του Υπουργείου Πολιτισμού)

### 1.3 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας είναι γνωστό ότι εξαρτώνται από:

- i. την γεωμετρία των λιθοσωμάτων
- ii. την αντοχή των λιθοσωμάτων και του κονιάματος
- iii. τις παραμορφώσεις των λιθοσωμάτων και του κονιάματος
- iv. το πάχος των οριζόντιων αρμών σε σχέση με το ύψος των λιθοσωμάτων
- v. τον συνολικό όγκο του κονιάματος σε σχέση με τον όγκο της τοιχοποιίας
- vi. την υδροαπορροφητικότητα των υλικών
- vii. το σύστημα δομήσεως
- viii. την ποιότητα δομήσεως

#### 1.3.1 ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

##### Πειραματικοί τρόποι προσδιορισμού

Υπάρχουν τρεις βασικοί τρόποι με τους οποίους μπορούμε να εξάγουμε πειραματικά αποτελέσματα για την εκάστοτε τοιχοποιία που μελετάμε, έτσι ώστε να προσδιορίσουμε την θλιπτική της αντοχή. Οι πρώτοι δύο τρόποι σχετίζονται με την απόσπαση είτε ολόκληρων κομματιών του τοίχου είτε λιθοσωμάτων, ενώ ο τρίτος τρόπος συμπεριλαμβάνει επί τόπου μέτρηση της αντοχής του τοίχου δίχως να αφαιρέσουμε κάποιο κομμάτι του.

Ο πρώτος τρόπος εξαγωγής πειραματικών αποτελεσμάτων προϋποθέτει την αφαίρεση ολόκληρου κομματιού του τοίχου-καρότο, το οποίο στη συνέχεια θα οδηγηθεί αυτούσιο στο εργαστήριο για να υποβληθεί σε δοκιμές. Είναι απαραίτητο να προσεχθεί ότι οι διαστάσεις του ύψους του δοκιμίου θα πρέπει να είναι σχεδόν διπλάσιες του πάχους του, καθώς επίσης ότι πρέπει να συμπεριλαμβάνει τουλάχιστον δύο οριζόντιους αρμούς. Παρ' όλο που η διαδικασία αυτή είναι δυνατό να δώσει πολύ ικανοποιητικά αποτελέσματα, η θλιπτική αντοχή που λαμβάνεται στο τέλος είναι μειωμένη σε σχέση με την πραγματική, λόγω των καταπονήσεων που έχει υποστεί το δοκίμιο κατά την απόσπασή του, ενώ δεν είναι λίγες οι φορές που δεν είναι δυνατή η λήψη συμπαγούς δοκιμίου.

Ο δεύτερος τρόπος σχετίζεται με την κατασκευή ενός δοκιμίου από λιθοσώματα τα οποία αφαιρέθηκαν από την κατασκευή και με την εκ νέου δημιουργία κονιάματος. Η

σύνθεση του κονιάματος θα γίνει με βάση τη χημική ανάλυση του ήδη υπάρχοντος. Ωστόσο, μία τέτοια μέθοδος για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής του τοίχου δεν είναι ικανή να συμπεριλάβει τα φαινόμενα του ερπυσμού, της υγρασίας και της θερμοκρασίας. Τα αποτελέσματα λοιπόν που θα εξαχθούν δεν είναι απολύτως αξιόπιστα.

Ο τρίτος και τελευταίος τρόπος μέτρησης της αντοχής της τοιχοποιίας γίνεται με τη βοήθεια επίπεδων γρύλων. Σε απόσταση τεσσάρων με έξι στρώσεων διανοίγονται δύο σχισμές στο κονιάμα, μέσα από τις οποίες θα περάσουν οι επίπεδοι γρύλοι. Στη συνέχεια, θα ασκηθεί πίεση στους γρύλους, αυξάνοντας σταδιακά την κατακόρυφη τάση μέχρι αστοχίας της τοιχοποιίας. Κατ' αυτόν τον τρόπο είναι δυνατό να εκτιμηθεί η θλιπτική αντοχή του τοίχου καθώς και το μέτρο ελαστικότητας. Μειονέκτημα της συγκεκριμένης διαδικασίας είναι ότι αρκετές φορές οι γρύλοι δεν είναι ικανοί να αναπτύξουν τόσο μεγάλες πιέσεις έτσι ώστε να προκληθεί αστοχία. <sup>[14]</sup>

### Εμπειρικές σχέσεις

Οι παραπάνω πειραματικοί τρόποι είναι δαπανηροί και συνήθως δεν εφαρμόζονται στην πράξη. Γι' αυτόν τον λόγο έχουν αναπτυχθεί πολλές ημιεμπειρικές σχέσεις για τον υπολογισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας, λαμβάνοντας υπόψη τα επί μέρους χαρακτηριστικά των υλικών της. Οι βασικότεροι παράμετροι που πρέπει να εκτιμηθούν εξ αρχής είναι η αντοχή σε θλίψη του κονιάματος και των λιθοσωμάτων.

Η τοιχοποιία αποτελείται από συνδετικό κονιάμα, το οποίο δίνει τη δυνατότητα μεταφοράς με ασφάλεια των φορτίων στο έδαφος. Τα κονιάματα αρχικά αποτελούνταν από άσβεστο, χώμα και μερικές φορές από κεραμικά θραύσματα ή ηφαιστειακή τέφρα. Στη συνέχεια το χώμα αντικαταστάθηκε από άμμο και αργότερα προστέθηκε το τσιμέντο, το οποίο αύξησε αισθητά την αντοχή. Γενικά, είναι επιθυμητό η αντοχή του κονιάματος να μην υπερβαίνει την αντοχή των τοιχοσωμάτων, έτσι ώστε να αποφεύγεται η ψαθυρή αστοχία των λιθοσωμάτων. Για την παρούσα εργασία η αντοχή του κονιάματος εκτιμήθηκε στο  $f_m=1\text{MPa}$ , δηλαδή πρόκειται για κονιάμα χαμηλής αντοχής. Η εκτίμηση αυτή προκύπτει κυρίως λόγω της εποχής που χρονολογείται η κατασκευή του σταθμού, αξίζει όμως να σημειωθεί ότι είναι μία συντηρητική τιμή, που θεωρήθηκε και λόγω της πυρκαγιάς.

Οι εξωτερικοί τοίχοι των κτιρίων του σιδηροδρομικού σταθμού είναι δομημένοι από φυσικούς λίθους, ενώ οι εσωτερικοί τοίχοι από συμπαγείς οπτόπλινθους. Προκειμένου να εκτιμηθεί η μέση αντοχή σε θλίψη των τοιχοσωμάτων των εξωτερικών τοίχων της κατασκευής, χρησιμοποιήθηκε ο παρακάτω πίνακας:

Κατηγορία	Είδος Λίθου	Θλιπτική Αντοχή (kg/cm <sup>2</sup> )
A	Ασβεστόλιθοι και Τραβερίνης	200
B	Ελαφροί Ψαμμίτες με αργιλώδη συνδετική ύλη	300
C	Σκληροί Ασβεστόλιθοι Δολομίτες, Μάρμαρα Βασαλτική Λάβα	500
D	Ψαμμίτες από άμμο χαλαζίακη	800
E	Γρανίτης Συκνίτης Διορίτης	1200

Πίνακας 1.1: Ελάχιστη μέση θλιπτική αντοχή φυσικών πετρωμάτων <sup>[11]</sup>

Για να εκτιμηθεί η μέση θλιπτική αντοχή των συμπαγών τούβλων των εξωτερικών τοίχων, χρησιμοποιήθηκε ο εξής πίνακας:

Είδος τούβλου	Φαινόμενη πυκνότητα (Kg/m <sup>3</sup> )	Ολικό πορώδες (% κ.ό.)	Υδροαπορρόφηση μετά από 24 h εμβάπτιση στο νερό (% κ.β.)	Συντελεστής θερμικής διαστολής (°C) × 10 <sup>-6</sup>	Συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας (W/m*K)	Μέση αντοχή σε θλίψη (MPa)
Συμπαγές	1500±2300 (= 1900)	10÷50	7÷15	4÷8	0,40÷0,70	15÷50
Διάτρητο	950±1300 (ρ = 1100)				0,20÷0,35	A:≥5 B:≥4 και ελάχιστο 3,2
Μπλόκιο	750±900 (ρ = 800)				0,17÷0,20	Γ:≥3 και ελαχ. 2,5 (για ελαφρά επένδυση 1,5)

Πίνακας 1.2: Βασικές ιδιότητες τούβλων <sup>[6]</sup>

Το φυσικό πέτρωμα της κατασκευής είναι ο ασβεστόλιθος, οπότε το είδος του λίθου κατατάσσεται στην κατηγορία A με ελάχιστη μέση θλιπτική αντοχή  $f_{bc}=20$  MPa. Στη συνέχεια αυτή η μέση θλιπτική αντοχή θα πρέπει να αναχθεί σε αντοχή ενός ξηρού ισοδύναμου λιθοσώματος ύψους και πλάτους 100mm. Η αναγωγή θα γίνει με τη βοήθεια ενός συντελεστή  $\delta$ , ο οποίος υπολογίζεται σύμφωνα με τις διαστάσεις των λίθων της τοιχοποιίας. Είναι προφανές ότι οι φυσικοί λίθοι έχουν ακανόνιστο σχήμα και το ύψος και το πλάτος τους διαφέρει από λίθο σε λίθο. Για τον λόγο αυτό επιλέχθηκε ένα μέσο μέγεθος για τα λιθοσώματα 200X150mm, το οποίο δίνει την τιμή  $\delta=1$  σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

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

Σημείωση: Επιτρέπεται να γίνεται γραμμική παρεμβολή

Πίνακας 1.3: Συντελεστής  $\delta$

Επομένως, η ανηγμένη θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων παραμένει στα  $f_b=20$  MPa. Η ίδια διαδικασία ακολουθείται και για τους συμπαγείς οπτόπλινθους, για τους οποίους θα γίνει αρχικά η συντηρητική εκτίμηση της μέσης θλιπτικής αντοχής στα  $f_{bc}=15$  MPa και στη συνέχεια θα γίνει η αναγωγή. Οι διαστάσεις των συμπαγών πλίνθων είναι 50X150mm, άρα  $\delta=0,70$  και  $f_b=10,5$ MPa.

Έχοντας υπολογίσει ξεχωριστά τις θλιπτικές αντοχές των υλικών της τοιχοποιίας, το επόμενο βήμα είναι να εφαρμόσουμε τις ημειπειρικές σχέσεις που δίνουν την αντοχή του τοίχου σε θλίψη. Έχουν εκφραστεί πολλοί τύποι οι οποίοι υπολογίζουν την αντοχή που ζητάμε. Γι' αυτόν τον λόγο επιλέχθηκε να εξάγουμε τον μέσο όρο όλων των αποτελεσμάτων, έτσι ώστε να πλησιάσουμε όσο γίνεται την πραγματικότητα. Επίσης, ορισμένες σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν παρακάτω περιλαμβάνουν πέρα από τις αντοχές  $f_b$  και  $f_m$  και άλλες παραμέτρους, οι οποίες είναι απαραίτητο να εξηγηθούν και να προσδιοριστούν.

- α** Συντελεστής που εκφράζει την επιρροή της μορφής του λιθοσώματος και του τρόπου δομήσεως. Για λίθους με μέτρια ακανονικότητα (ημιλαξευτούς)  $\alpha=1,5\text{MPa}$  ενώ  $\alpha=0\text{MPa}$  για τούβλα.
- β** Συντελεστής που εκφράζει την επιρροή της ποιότητας του κονιάματος και διαφέρει ανάλογα με το είδος της τοιχοποιίας (λιθοδομή ή πλινθοδομή). Ισχύει ότι  $\beta=0,5$  για λιθοδομές και  $\beta=1,0$  για πλινθοδομές.
- κ** Το ποσοστό κατ' όγκο του κονιάματος στην τοιχοποιία (=όγκος κονιάματος/όγκος τοιχοποιίας). Εκτιμήθηκε ότι  $\kappa=0,10$ .
- κ<sub>ο</sub>** Το μέγιστο ποσοστό κονιάματος που θεωρείται ότι δεν προκαλεί μείωση στην αντοχή του τοίχου και εξαρτάται από το είδος της τοιχοποιίας. Για ημιλαξευτές πέτρες  $\kappa_ο=0,20$  ενώ για συμπαγή τούβλα  $\kappa_ο=0,30$ .
- ξ** Συντελεστής που εκφράζει την επιρροή του πάχους των αρμών και του όγκου του κονιάματος και υπολογίζεται με βάση τον τύπο:
- $$\xi=1/(1+3,5(\kappa-\kappa_ο)) \quad (1.1)$$
- Για τη λιθοδομή  $\xi=1,54$  ενώ για οπτοπλινθοδομή  $\xi=1$ .
- K** Συντελεστής που εξαρτάται από την ομάδα του λιθοσώματος και του κονιάματος και υπολογίζεται με βάση τον Πίνακα 1.5 (EK6). Οι φυσικοί λίθοι της εξωτερικής τοιχοποιίας ανήκουν στην ομάδα 1 όπως και τα συμπαγή τούβλα. Η γενική κατάταξη των λιθοσωμάτων σε ομάδες παρουσιάζεται στον Πίνακα 1.4. Το κονίαμα της κατασκευής χαρακτηρίζεται ως κονίαμα γενικής εφαρμογής. Άρα σύμφωνα με τα παραπάνω  $K=0,50$ .
- h<sub>w</sub>** Το ύψος του τοίχου, λαμβάνεται το μέγιστο ύψος  $h_w=9,63\text{m}$ .
- b<sub>w</sub>** Το πάχος του τοίχου,  $b_w=0,52\text{m}$ .

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

Σημειώσεις:  
1. Σύνθετο πάχος είναι το πάχος όλων των κελυφών και των τοιχωμάτων, μετρούμενο οριζόντιας επί όλης της διαστάσεως του λιθοσώματος κατά ορθή γωνία ως προς την όψη του λιθοσώματος. Στην περίπτωση κωνικών ή κυνελειοειδών κενών, θα χρησιμοποιείται η μέση τιμή του πάχους των κελυφών και των τοιχωμάτων. Ο έλεγχος πρέπει να εκλαμβάνεται ως δοκιμή χαρακτηρισμού και απαιτείται να επαναλαμβάνεται μόνον στην περίπτωση μεγάλων τροποποιήσεων στον σχεδιασμό των διαστάσεων των λιθοσωμάτων.  
2. Ο όρος περιλαμβάνει το σκυρόδεμα με αδρανή, καθώς και το αυτόκλειστο κυνελειοειδές σκυρόδεμα.

Πίνακας 1.4: Απαιτήσεις για την κατάταξη των λιθοσωμάτων σε ομάδες (EC6: Πίνακας 3.1)

Υλικό λιθοσώματος		Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>0,15</sup> (οριζόντιος αρμός ≤ 3mm)	Ελαφροκονίαμα με πυκνότητα	
				600 ≤ ρ ≤ 700 Kg/m <sup>3</sup>	700 ≤ ρ ≤ 1500 Kg/m <sup>3</sup>
Άργιλος	Ομάδα 1	0,50	0,75	0,30	0,40
	Ομάδα 2	0,45	0,55	0,30	0,40
	Ομάδα 3	0,40	0,45	0,20	0,25
	Ομάδα 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Πυριτικό Ασβέστιο	Ομάδα 1	0,50	0,80	‡	‡
	Ομάδα 2	0,45	0,55	‡	‡
Σκυρόδεμα με αδρανή	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 2	0,45	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 3	0,40	0,60	‡	‡
	Ομάδα 4	0,35	‡	‡	‡
Αυτόκλειστο κυνελειοειδές σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Τεχνητοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	0,75	‡	‡
Λαξενοί φυσικοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	‡	‡	‡

‡ Συνδυασμός κονιάματος/λιθοσώματος ο οποίος συνήθως δεν εφαρμόζεται. Δεν δίδεται σχετική τιμή του K.

Πίνακας 1.5: Τιμές του μειωτικού συντελεστή K (EC6)

Έχοντας προσδιορίσει όλες τις απαραίτητες μεταβλητές για τον υπολογισμό της αντοχής σε θλίψη της τοιχοποιίας, παρατίθενται τα αποτελέσματα.

➤ **Εξωτερική τοιχοποιία (λιθοδομή)**

ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΜΙΑΣ ΣΤΩΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ			
	Τύποι	Περιορισμοί	f <sub>wc</sub> (MPa)
Henry, 1981	$f_{wc}=f_b^{1/2}$	-	4,47
	$f_{wc}=f_m^{1/3}$	-	1,00
	$f_{wc}=f_m^{1/4}$	-	1,00
Τάσιος, 1983	$f_{wc}=f_b/6+\sqrt{(f_b+f_m)/4-f_m/20}+1,4$	-	5,83
Τάσιος, 1985	$f_{wc}=(1-0,8\alpha^{1/3})\cdot f_b$	$f_b \leq f_m$	-
	$f_{wc}=(1-0,8\alpha^{1/3})\cdot \{f_m+0,4\cdot (f_b-f_m)\}$	$f_b \geq f_m$	0,72
Τάσιος, Χρονόπουλος 1985	$f_{wc}=\xi\cdot(2/3)\cdot\sqrt{f_b-\alpha-\beta\cdot f_m}$	-	1,51
Τάσιος, 1986	$f_{wc}=(2/3)\cdot\sqrt{f_b-\alpha-\beta\cdot f_m}$	-	0,98
Ευρωκώδικας 6	$f_{wc}=K\cdot f_b^{0,7}\cdot f_m^{0,3}$	$f_b \leq 75\text{MPa}$	4,07
		$f_m \leq 20\text{MPa}$	
		$f_m \leq 2\cdot f_b$	
O.Graf	$f_{wc}=f_b\cdot(4+0,1\cdot f_m)/(12+5\cdot h_w/b_w)+2$	-	2,78
Brocker, 1961	$f_{wc}=0,7\cdot f_b^{1/2}\cdot f_m^{1/3}$	-	3,13

Πίνακας 1.6: Θλιπτική αντοχή εξωτερικών στρώσεων λιθοδομών

Από τους παραπάνω υπολογισμούς προκύπτει ο μέσος όρος της θλιπτικής αντοχής  $f_{wc}=2,55\text{MPa}$ . Πρέπει να σημειωθεί ότι η εξωτερική τοιχοποιία που εξετάζουμε είναι τρίστρωτη, επομένως οι παρακάτω σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν δίνουν την αντοχή της μίας στρώσης του τοίχου. Ο προσδιορισμός της αντοχής της τρίστρωτης τοιχοποιίας είναι συνάρτηση της αντοχής των εξωτερικών παρειών και της ενδιάμεσης στρώσης πλήρωσης. Άρα, η θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας δίνεται από την εμπειρική σχέση:

$$f_{wo}=(2\cdot\lambda_e\cdot\delta\cdot f_{wc,e}+\lambda_i\cdot f_{wc,i})/(1+2\cdot\delta) \quad (1.2)$$

όπου:

- $f_{wc,e}$  η θλιπτική αντοχή της εξωτερικής στρώσης
- $f_{wc,i}$  η θλιπτική αντοχή της εσωτερικής στρώσης
- $\delta$  ο λόγος των παχών των στρώσεων ( $t_e/t_i=1,00$ )
- $\zeta_e$   $=E_w/e/f_{wc,e}$

Για καλοδομημένη λιθοδομή ή οπτοπλιθοδομή:  $\zeta_e=1000$

Για αργολιθοδομή:  $\zeta_e=500$

Για λαξευτή λιθοδομή:  $\zeta_e=1500$

- $\lambda_i, \lambda_e$  εμπειρικοί συντελεστές, οι οποίοι θα ληφθούν ίσοι με τη μονάδα

Ο συντελεστής  $\zeta_e$  θα προσδιοριστεί θεωρώντας ότι η κατασκευή αποτελεί μία καλοδομημένη λιθοδομή, δηλαδή  $\zeta_e=1000$ . Επίσης, για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της εξωτερικής στρώσης της τοιχοποιίας, χρησιμοποιείται ο παρακάτω τύπος:

$$f_{wc,i} \approx f_o * e^{-10n_i} \quad (1.3)$$

όπου:

- $f_o$  = 35MPa για κονίαμα πολύ καλής ποιότητας  
 = 20MPa για κονίαμα μέτριας ποιότητας  
 = 10MPa για κονίαμα κακής ποιότητας
- $n_i$  ανάλογα με το μέγεθος των αδρανών που υπάρχουν μέσα στην εξωτερική στρώση, η τιμή του κυμαίνεται ανάμεσα στο 0,25 και 0,45

Στη συγκεκριμένη περίπτωση θα θεωρήσουμε κονίαμα κακής ποιότητας, λόγω της εποχής που χρονολογείται η κατασκευή, καθώς επίσης θα χρησιμοποιήσουμε μία μέση τιμή για το  $n_i$  (=0,35). Σύμφωνα με τα παραπάνω, θα προκύψει η τιμή της θλιπτικής αντοχής της τριστηρωτής τοιχοποιίας  $f_{wo}=1,80$ MPa.

### ➤ Εσωτερική τοιχοποιία (πλινθοδομή)

	ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ		
	Τύποι	Περιορισμοί	$f_{wc}$ (MPa)
<b>Henry, 1981</b>	$f_{wc}=f_b^{1/2}$	-	3,24
	$f_{wc}=f_m^{1/3}$	-	1,00
	$f_{wc}=f_m^{1/4}$	-	1,00
<b>Τάσιος, 1983</b>	$f_{wc}=f_b/6+\sqrt{(f_b+f_m)/4-f_m/20}+1,4$	-	3,95
<b>Τάσιος, 1985</b>	$f_{wc}=(1-0,8*\alpha^{1/3})*f_b$	$f_b \leq f_m$	-
	$f_{wc}=(1-0,8*\alpha^{1/3})*\{f_m+0,4*(f_b-f_m)\}$	$f_b \geq f_m$	4,80
<b>Τάσιος, Χρονόπουλος 1985</b>	$f_{wc}=\xi*(2/3)*\sqrt{f_b-\alpha-\beta*f_m}$	-	1,53
<b>Τάσιος, 1986</b>	$f_{wc}=(2/3)*\sqrt{f_b-\alpha-\beta*f_m}$	-	2,06
<b>Ευρωκώδικας 6</b>	$f_{wc}=K*f_b^{0,7}*f_m^{0,3}$	$f_b \leq 75$ MPa	2,59
		$f_m \leq 20$ MPa	
		$f_m \leq 2*f_b$	
<b>O.Graf</b>	$f_{wc}=f_b*(4+0,1*f_m)/(12+5*h_w/b_w)+2$	-	2,15
<b>Brockner, 1961</b>	$f_{wc}=0,7*f_b^{1/2}*f_m^{1/3}$	-	2,27

Πίνακας 1.7: Θλιπτική αντοχή εσωτερικών πλινθοδομών

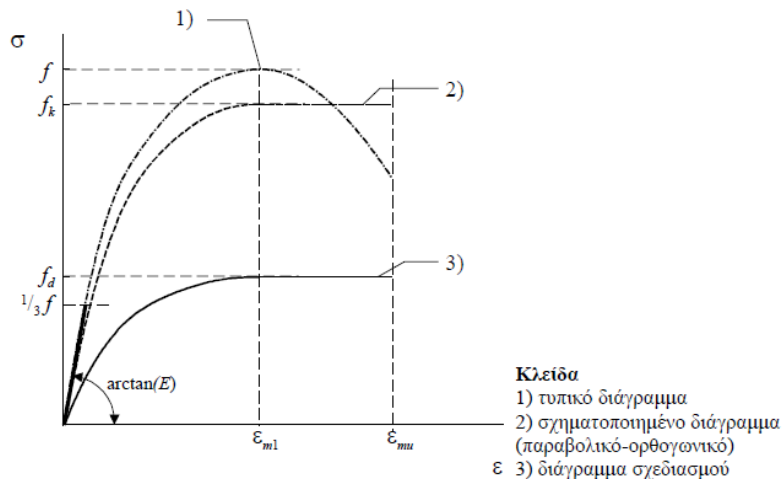
Σύμφωνα με τους παραπάνω υπολογισμούς, προκύπτει μία μέση αντοχή για την πλινθοδομή  $f_{wc}=2,45$ MPa, η οποία θα χρησιμοποιηθεί αργότερα για την αποτίμηση της συμπεριφοράς του κτιρίου.

### 1.3.2 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να προσδιοριστεί είτε πειραματικά είτε θεωρητικά. Όσον αφορά τον πειραματικό υπολογισμό, άλλοτε λαμβάνεται το εφαπτομενικό και άλλοτε το τέμνον μέτρο της καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων, με αποτέλεσμα να δημιουργείται

μεγάλη διασπορά των τιμών του μέτρου ελαστικότητας. Ο Ευρωκώδικας 6 προτείνει τον πειραματικό προσδιορισμό της καμπύλης τάσεων παραμορφώσεων κατά το πρότυπο EN 1052-1 και τον υπολογισμό του βραχυχρόνιου τέμνοντος μέτρου ελαστικότητας για τάση  $(1/3)*f_{wc}$ . Σε αυτή την περίπτωση παραλείπεται το πρώτο 5% της καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων, διότι θεωρείται ότι επηρεάζεται έντονα από τον τρόπο επιβολής του φορτίου καθώς και από τις τοπικές συνθήκες.

EN 1996-1-1



Σχήμα 1.1: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων της τοιχοποιίας υπό θλίψη (EC6)

Στη συγκεκριμένη περίπτωση όμως, όπου δεν έχουμε την δυνατότητα συγκέντρωσης πειραματικών αποτελεσμάτων, το βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας θα υπολογιστεί σύμφωνα με τις παρακάτω θεωρητικές σχέσεις και στη συνέχεια θα προσδιοριστεί ο μέσος όρος τους. Υπάρχουν πολλοί τύποι θεωρητικού υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας, από τους οποίους οι επικρατέστεροι είναι εκείνοι που ορίζουν το μέτρο ελαστικότητας ως πολλαπλάσιο της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας.

### ➤ Εξωτερική τοιχοποιία (λιθοδομή)

	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	
	Τύποι	E (MPa)
<b>Wesche, 1974</b>	$E_w = k \cdot E_b$	357,0
<b>Henry, 1981</b>	$E_w = 400 \div 1000 f_{wc}$	1260,6
<b>Mauerwerk Kalender, 1982</b>	$E_w = 550 \div 800 f_{wc}$	1215,5
<b>CIB, 1958 και EC6</b>	$E_w = 1000 \cdot f_k$	1800,8

Πίνακας 1.8: Μέτρο ελαστικότητας εξωτερικής λιθοδομής

Όπου:

$$E_b = 300 \div 400 \cdot f_{wc}$$

$$K = 0,4 \div 0,9 \text{ για αύξουσα αντοχή κονιάματος (θα χρησιμοποιηθεί η τιμή 0,4)}$$

Έχοντας υπολογίσει τον μέσο όρο των παραπάνω τιμών, το μέτρο ελαστικότητας της εξωτερικής τοιχοποιίας θα προσδιοριστεί στα  $E=1100\text{MPa}$ .



➤ **Εσωτερική τοιχοποιία (πλινθοδομή)**

	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	
	Τύποι	E (MPa)
<b>Wesche, 1974</b>	$E_w = k \cdot E_b$	344,3
<b>Henry, 1981</b>	$E_w = 400 \div 1000 f_{wc}$	1721,3
<b>Mauerwerk Kalender, 1982</b>	$E_w = 550 \div 800 f_{wc}$	1659,8
<b>CIB, 1958 και EC6</b>	$E_w = 1000 \cdot f_k$	2459,0
<b>Chuxian, 1984</b>	$E_w = 115 \cdot f_{wc}^{3/2}$	443,4

Πίνακας 1.9: Μέτρο ελαστικότητας εσωτερικών πλινθοδομών

Σε την περίπτωση αυτή προστίθεται και ο τύπος του Chuxian (1984), ο οποίος ισχύει μόνο για πλινθοδομές. Από τον υπολογισμό του μέσου όρου των παραπάνω τιμών, το μέτρο ελαστικότητας των εσωτερικών τοίχων θα προσδιοριστεί στα  $E=1320\text{MPa}$ .

#### 1.4 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΞΥΛΟΥ

Ο παρακάτω πίνακας παρουσιάζει τα μηχανικά χαρακτηριστικά του ξύλου:

<b>Είδος Δομικής Ξυλείας</b>	Φυλλοβόλα
<b>Κατηγορία Αντοχής</b>	D50
<b>Πυκνότητα (<math>t/m^3</math>)</b>	0,65
<b>Ειδικό Βάρος (<math>KN/m^3</math>)</b>	6,38
<b>Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)</b>	14

Πίνακας 1.10: Χαρακτηριστικά δομικής ξυλείας

#### 1.5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SAP2000

Η προσομοίωση του κτιρίου έγινε μέσω του προγράμματος SAP2000 v15. Παρακάτω αναφέρονται οι λεπτομέρειες προσομοίωσης για κάθε δομικό στοιχείο του κτιρίου.

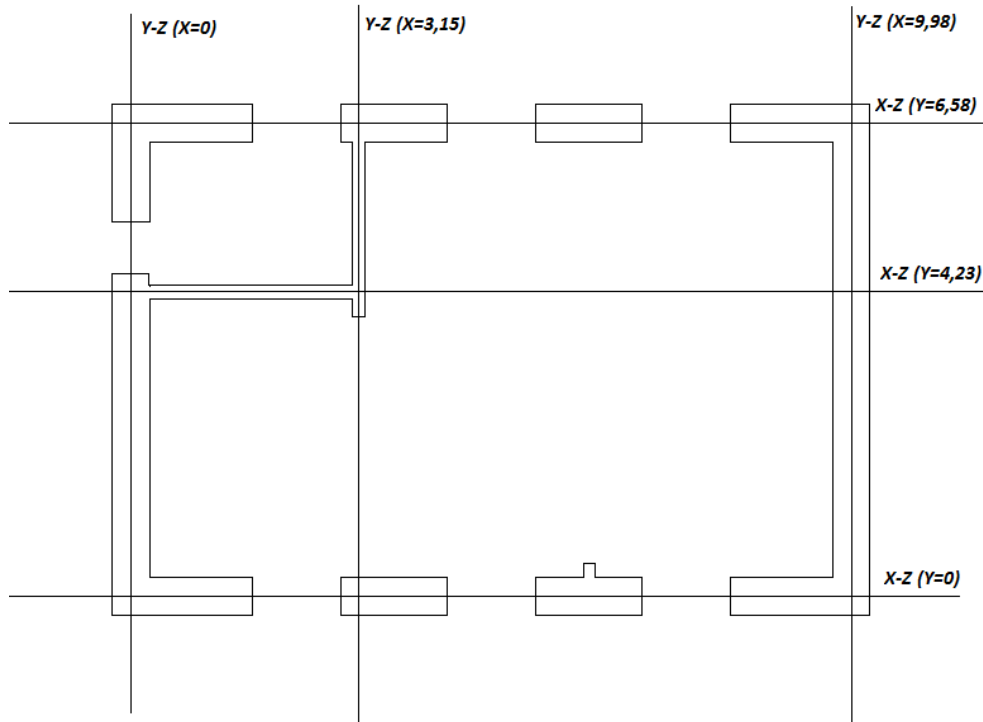
##### 1.5.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Οι εξωτερικές λίθινες τοιχοποιίες προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία Area Elements → Shell Thick. Προσδιορίστηκαν δύο ειδών επιφανειακά στοιχεία ανάλογα με το πάχος των εξωτερικών τοίχων, δηλαδή με πάχος 0,52 στο ισόγειο (τοίχος isogείου) και 0,50 στον όροφο (τοίχος οροφου). Το υλικό από το οποίο αποτελούνται είναι το Masonry (ext), στο οποίο αποδόθηκαν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εξωτερικής τοιχοποιίας που υπολογίστηκαν στην προηγούμενη ενότητα. Οι εσωτερικές τοιχοποιίες από συμπαγή τούβλα προσομοιώθηκαν επίσης από επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία πάχους 0,18m (εσωτερικοί τοίχοι), στα οποία αποδόθηκαν τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού Masonry (int).

Εικόνα 1.1: Προσδιορισμός υλικών στο SAP2000

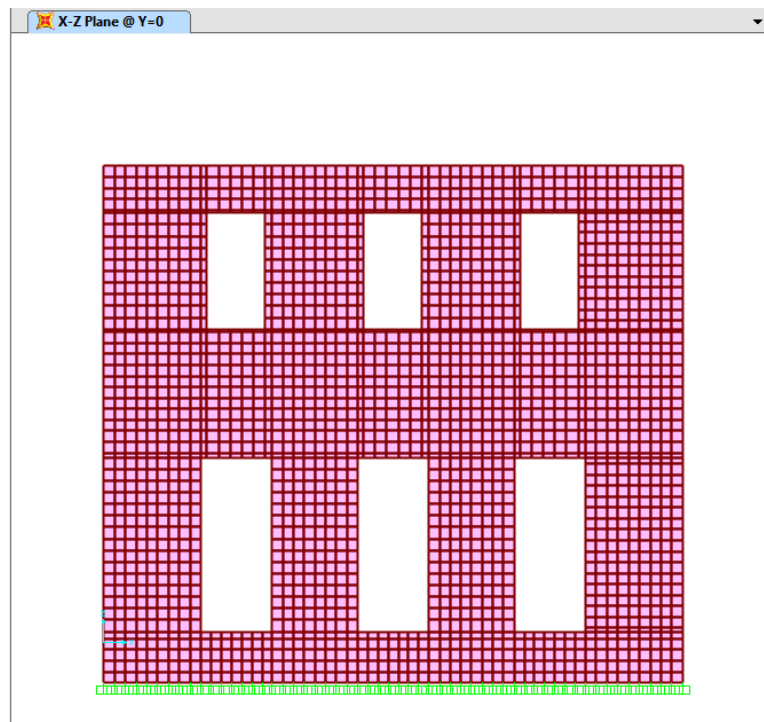
Εικόνα 1.2: Προσδιορισμός επιφανειακών στοιχείων

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται το σύστημα συντεταγμένων με τον οποίο προσομοιώθηκαν οι όψεις του κτιρίου στο λογισμικό SAP2000. Πρέπει να σημειωθεί ότι δεν έχουν ληφθεί υπόψη τοιχοποιίες πάχους 10cm, διότι θεωρείται ότι η συμβολή τους στο στατικό σύστημα του κτιρίου είναι αμελητέα.



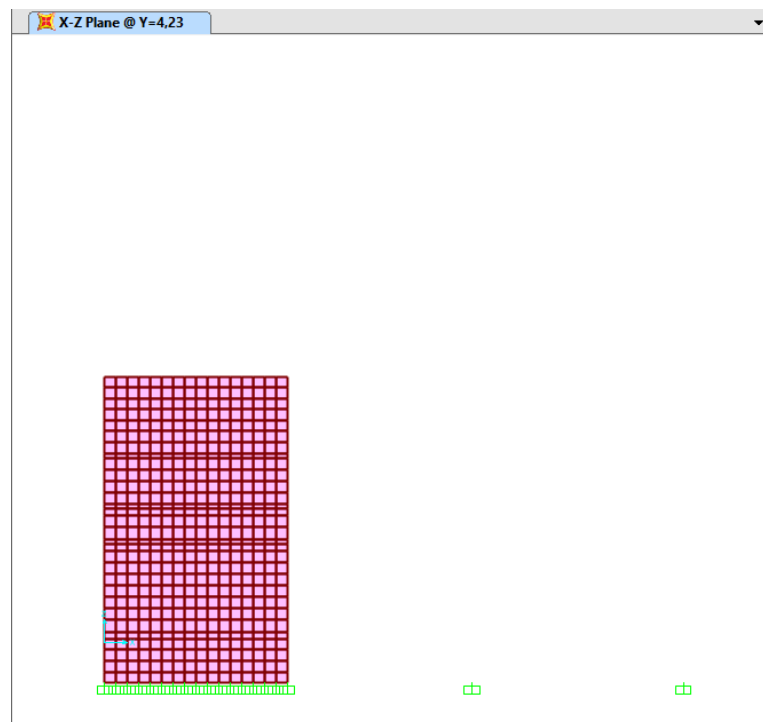
Σχέδιο 1.12: Σύστημα συντεταγμένων υπάρχουσας κατάστασης κτιρίου

Επίπεδο X-Z (Y=0):



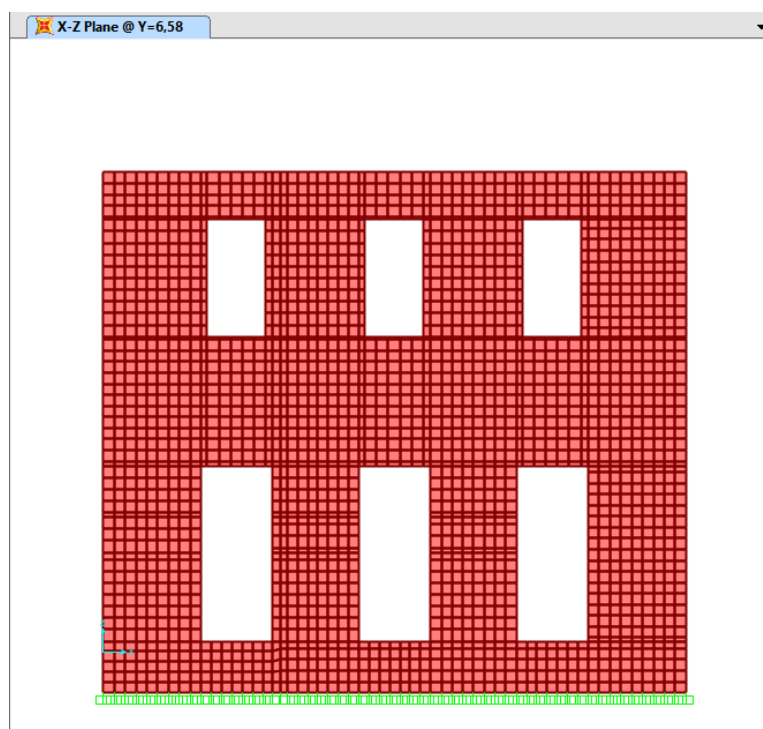
Εικόνα 1.3: Προσομίωση επιπέδου X-Z (Y=0) στο SAP2000

Επίπεδο X-Z (Y=4,23):



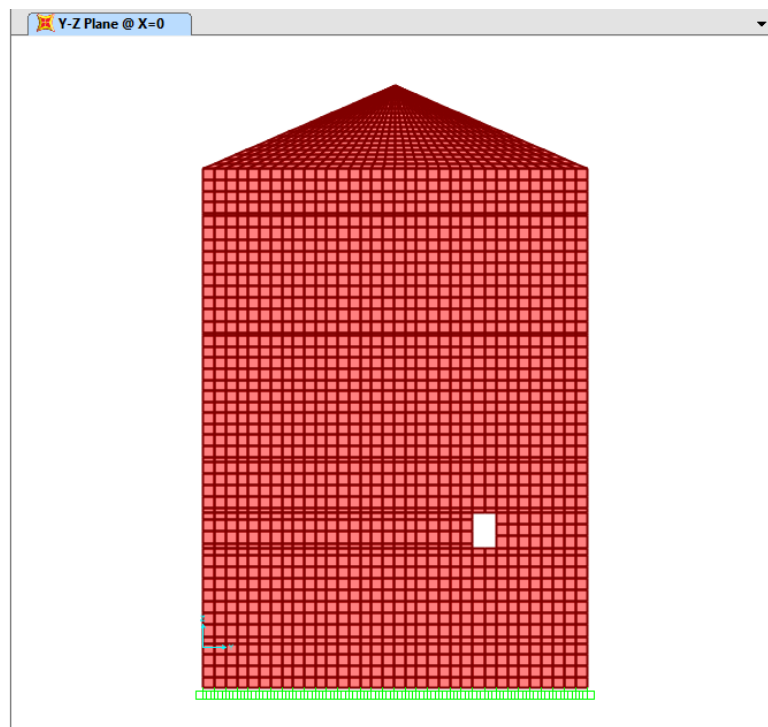
Εικόνα 1.4: Προσομοίωση επιπέδου X-Z (Y=4,23) στο SAP2000

Επίπεδο X-Z (Y=6,58):



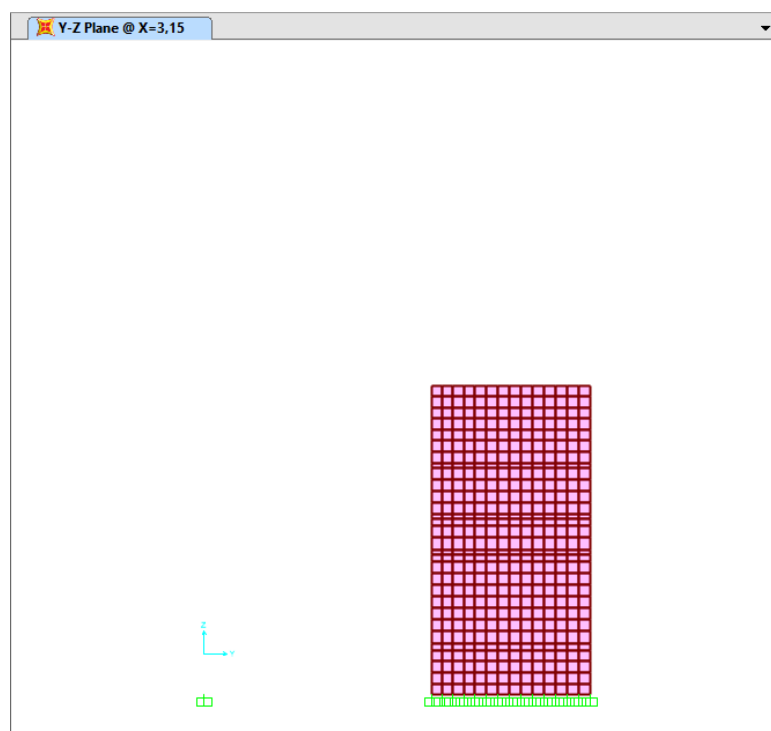
Εικόνα 1.5: Προσομοίωση επιπέδου X-Z (Y=6,58) στο SAP2000

Επίπεδο Y-Z (X=0):

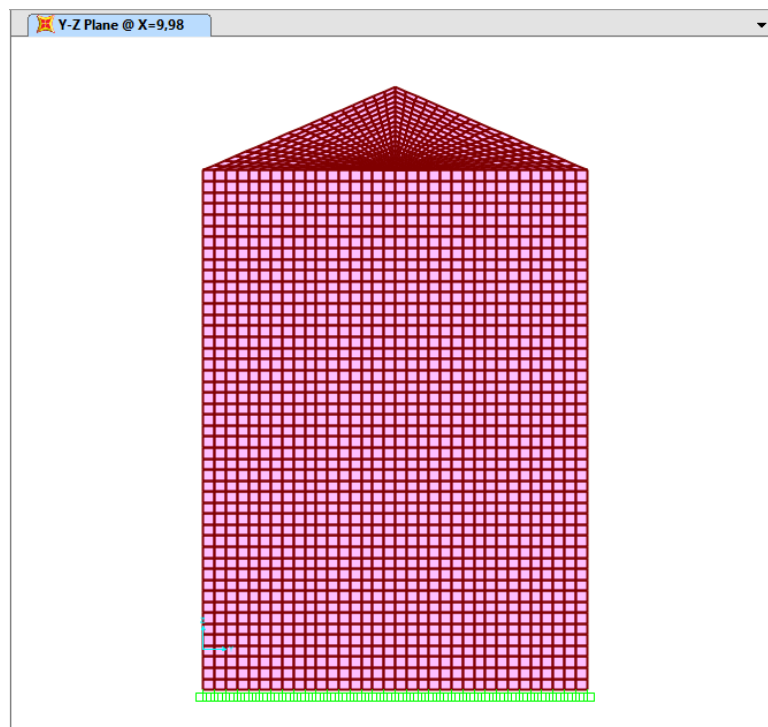


Εικόνα 1.6: Προσομοίωση επιπέδου Y-Z (X=0) στο SAP2000

Επίπεδο Y-Z (X=3,15):

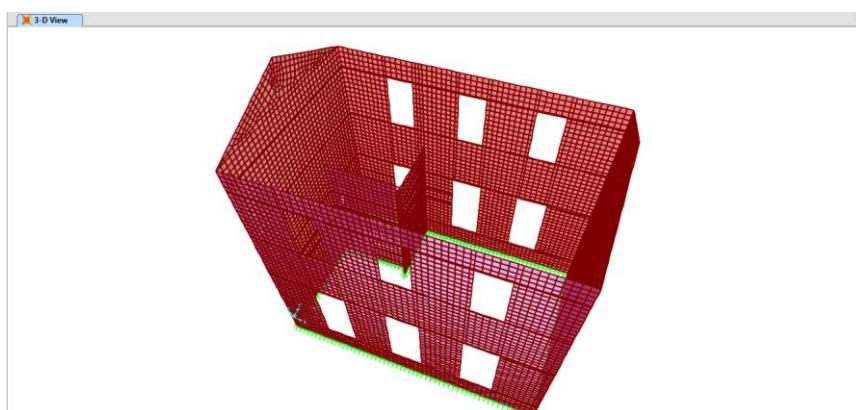


Εικόνα 1.7: Προσομοίωση επιπέδου Y-Z (X=3,15) στο SAP2000

Επίπεδο Y-Z (X=9,98):

Εικόνα 1.8: Προσομοίωση επιπέδου Y-Z (X=9,98) στο SAP2000

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται η συνολική προσομοίωση του φορέα σε τρεις διαστάσεις με λογισμικό SAP2000 v15. Ο φορέας αποτελείται από 9025 επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, των οποίων οι διαστάσεις των πλευρών δεν ξεπερνούν τα 20cm. Τα περισσότερα στοιχεία αποτελούνται από 4 κόμβους, με εξαίρεση κάποια στοιχεία 3 κόμβων τα οποία βρίσκονται στο αέτωμα και δημιουργήθηκαν αναγκαστικά λόγω της γεωμετρίας του. Επίσης, η στήριξη του φορέα στο έδαφος υλοποιείται με πακτώσεις, οι οποίες τοποθετούνται στη στάθμη θεμελίωσης, δηλαδή στα 70cm κάτω από τη στάθμη του φυσικού εδάφους (πραγματοποιήθηκε μία λογική υπόθεση λόγω έλλειψης στοιχείων σχετικά με τη θεμελίωση). Σημειώνεται ότι στον συγκεκριμένο φορέα που αντιπροσωπεύει την υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου δεν συμπεριλαμβάνονται η στέγη και το ξύλινο δάπεδο του ορόφου.

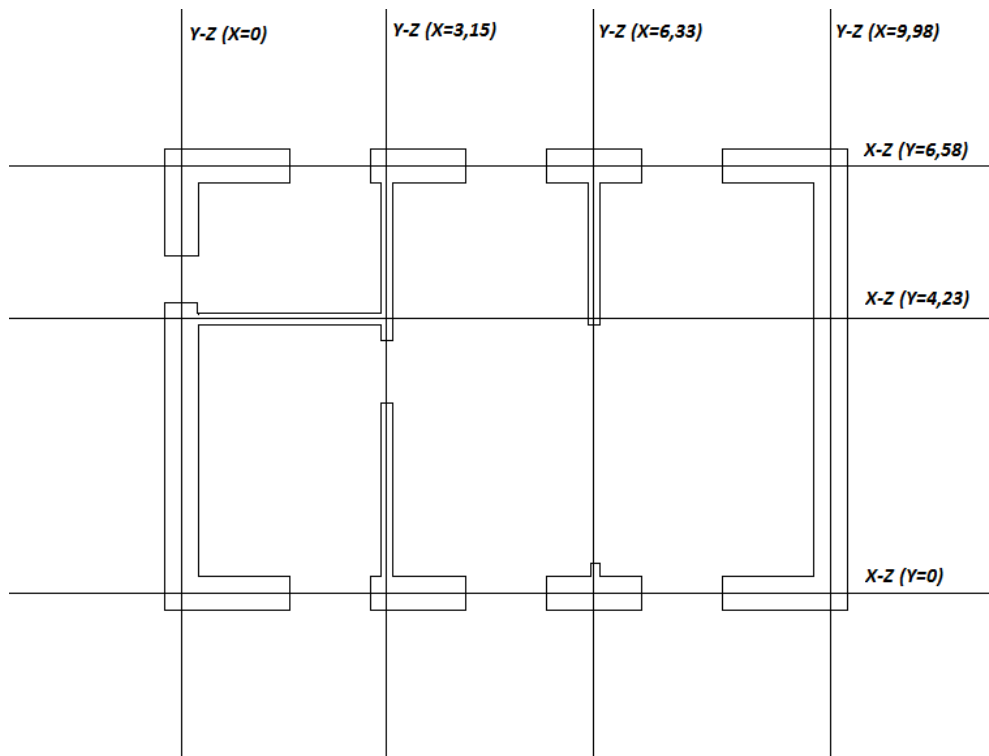


Εικόνα 1.9: Διακριτοποίηση του φορέα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (υπάρχουσα κατάσταση)

### 1.5.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΑΝΑΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

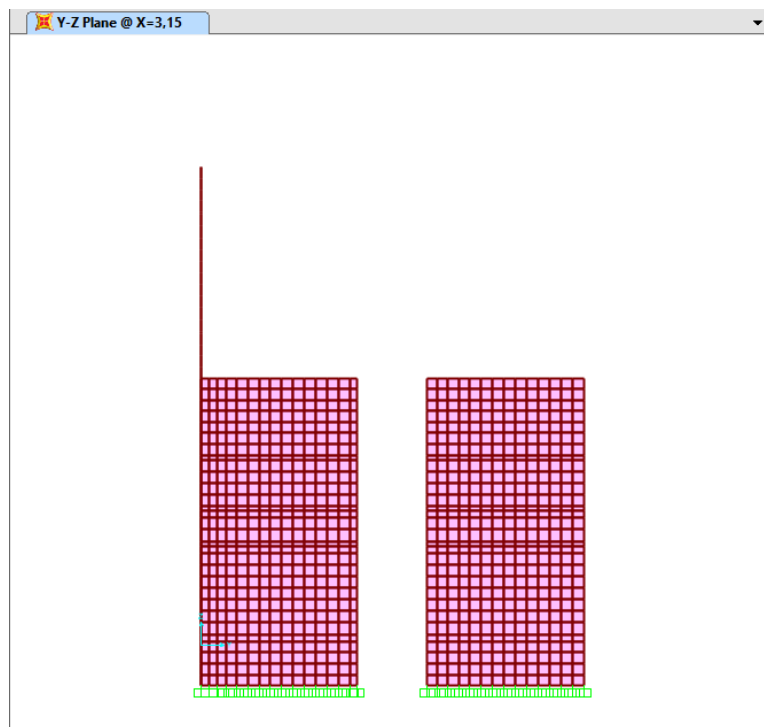
Στόχος της συγκεκριμένης εργασίας είναι η ανακατασκευή του κτιρίου του σταθμού και η ενίσχυσή του με σκοπό την εξασφάλιση της αντοχής έναντι των αναμενόμενων σεισμικών δράσεων. Η ενίσχυση του κτιρίου θα αναλυθεί σε επόμενο κεφάλαιο. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ενισχυμένων τοιχοποιιών θα είναι διαφορετικά σε σχέση με εκείνα που έχουν ήδη υπολογιστεί σε προηγούμενη ενότητα. Στην συγκεκριμένη ενότητα όμως θα παρουσιαστεί μόνο η προσομοίωση της γεωμετρίας του φορέα μετά την ανακατασκευή του κτιρίου.

Η ανακατασκευή του κτιρίου θα γίνει σύμφωνα με τα σχέδια της αρχικής του κατάστασης, τα οποία παρουσιάζονται σε προηγούμενη ενότητα. Πιο συγκεκριμένα, θα ανακατασκευαστούν οι εσωτερικοί τοίχοι του ισογείου πάχους 18cm, όπως επίσης το ξύλινο δάπεδο του ορόφου και η ξύλινη στέγη. Όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη ενότητα, αγνοούνται οι τοίχοι πάχους 10cm όπως επίσης και οι ξύλινοι διαχωριστικοί τοίχοι, διότι η συμβολή τους θεωρείται αμελητέα στο στατικό σύστημα. Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται το σύστημα συντεταγμένων σύμφωνα με το οποίο έγινε η προσομοίωση της ανακατασκευής του κτιρίου στο λογισμικό SAP2000.

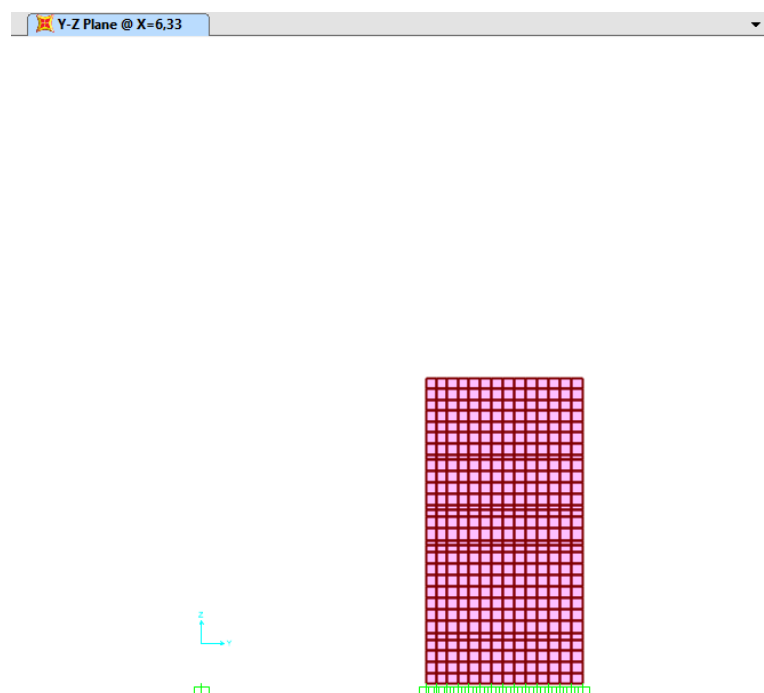


Σχέδιο 1.13: Σύστημα συντεταγμένων μετά την ανακατασκευή του κτιρίου

Σύμφωνα με το Σχέδιο 1.13, οι αλλαγές σε σχέση με την προσομοίωση της υπάρχουσας κατάστασης του κτιρίου είναι οι εξής:

Επίπεδο Y-Z (X=3,15):

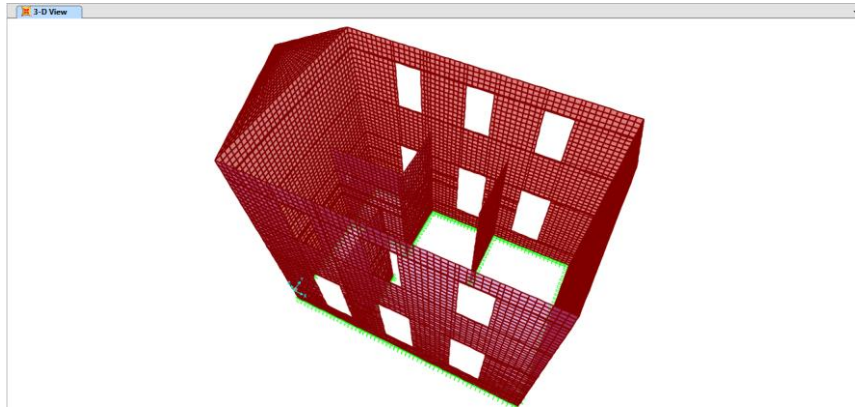
Εικόνα 1.10: Προσομοίωση επιπέδου Y-Z (X=3,15) στο SAP2000

Επίπεδο Y-Z (X=6,33):

Εικόνα 1.11: Προσομοίωση επιπέδου Y-Z (X=6,33) στο SAP2000



Στην Εικόνα 1.12 παρουσιάζεται ο φέρων οργανισμός του κτιρίου μετά την ανακατασκευή του. Χρησιμοποιήθηκαν 10.839 επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (τριών και τεσσάρων κόμβων) με μέγιστη διάσταση πλευρών 20cm. Σημειώνεται ότι το ξύλινο δάπεδο και η ξύλινη στέγη ελήφθησαν υπόψη μέσω των ιδίων βαρών τους και άρα δεν απεικονίζονται στην πιο κάτω εικόνα. Πιο αναλυτικά τα φορτία αυτά και ο τρόπος επιβολής τους θα αναφερθούν στην επόμενη ενότητα.



Εικόνα 1.12: Διακριτοποίηση του φορέα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (μετά την ανακατασκευή)

## 1.5 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

**Μόνιμο Φορτίο Τοιχοποιίας:** Τα ίδια βάρη των τοιχοποιιών ελήφθησαν υπόψη μέσω του ειδικού τους βάρους, το οποίο προσδιορίστηκε στις ιδιότητες των υλικών. Στη συνέχεια υπολογίστηκε αυτόματα από το πρόγραμμα και αποδόθηκε στη φόρτιση DEAD.

**Φορτία δαπέδου ορόφου:** Το μόνιμο φορτίο των ξύλινων δοκαριών και του σανιδώματος όπως και το κινητό φορτίο των δαπέδων ελήφθησαν υπόψη στο φορέα μέσω των αντιδράσεων των αμφιέριστων δοκαριών. Πιο συγκεκριμένα, ως δεδομένα, εκτός του ειδικού βάρους του ξύλου, ελήφθησαν οι διαστάσεις των διατομών των ξύλινων δοκαριών (12,5 X 17,5 cm) και το πάχος του σανιδώματος (4cm). Το κινητό φορτίο του δαπέδου προσδιορίστηκε στα 3KN/m<sup>2</sup>. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού των αντιδράσεων του ξύλινου δαπέδου. Οι αντιδράσεις των μόνιμων φορτίων αποδόθηκαν στη φόρτιση DEAD (wood) και των κινητών φορτίων στη φόρτιση LIVE.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ Χ(m)	ΜΗΚΟΣ (m)	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ	ΠΛΑΤΟΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ (m)	ΜΟΝΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ (KN/m)	ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ (KN/m)	ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΑΜΦΙΕΡΙΣΤΩΝ ΞΥΛΙΝΩΝ ΔΟΚΑΡΙΩΝ	
							ΛΟΓΩ ΜΟΝΙΜΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ: Vg(KN)	ΛΟΓΩ ΚΙΝΗΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ: Vq(KN)
-	0,000	-	-	-	-	-	-	-
1	0,323	6,83	0,323	0,638	0,30	1,91	1,03	6,54
2	0,953	6,83	0,630	0,630	0,30	1,89	1,03	6,45
3	1,583	6,83	0,630	0,630	0,30	1,89	1,03	6,45
4	2,213	6,83	0,630	0,630	0,30	1,89	1,03	6,45
5	2,843	9,98	0,630	0,630	0,30	1,89	1,50	9,43
6	3,473	9,98	0,630	0,630	0,30	1,89	1,50	9,43
7	4,103	9,98	0,630	0,378	0,24	1,13	1,18	5,65
8	4,228	9,98	0,125	0,401	0,24	1,20	1,21	6,00
9	4,904	9,98	0,676	0,676	0,31	2,03	1,56	10,12
10	5,580	9,98	0,676	0,676	0,31	2,03	1,56	10,12
11	6,256	9,98	0,676	0,661	0,31	1,98	1,54	9,90
-	6,579	-	0,323	-	-	-	-	-

Πίνακας 1.11 Μόνιμα και κινητά φορτία ξύλινου δαπέδου

**Φορτία Στέγης:** Ως μία καλή προσέγγιση θεωρήθηκε ένα μόνιμο φορτίο στέγης 1,50KN/m<sup>2</sup> και κινητό φορτίο χιονιού 0,40KN/m<sup>2</sup>. Η στέγη του κτίσματος είναι δίριχτη και επομένως τα φορτία αυτά κατανεμήθηκαν στις τοιχοποιίες στις οποίες στηρίζεται η στέγη, δηλαδή στους τοίχους των επιπέδων Χ-Z Y=0 και Y=6,58. Το μόνιμο φορτίο που αποδόθηκε σε κάθε μία από τις δύο αυτές όψεις είναι 5,33KN/m(DEAD(wood)) και το κινητό φορτίο είναι 1,42KN/m (LIVE).

**Σεισμικά Φορτία:** Οι σεισμικές φορτίσεις που θα εφαρμοστούν στην κατασκευή εξαρτώνται άμεσα από την μέθοδο σεισμικής ανάλυσης που θα ακολουθηθεί. Οι μέθοδοι που θα χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση της κατασκευής περιγράφονται αναλυτικά στο επόμενο κεφάλαιο. Εδώ όμως θα περιγραφούν οι σεισμικοί φορτικοί συνδυασμοί, που ορίστηκαν στο λογισμικό SAP2000.

Σεισμικός Συνδυασμός με κύρια διεύθυνση Χ → SEISMIKOS Χ:

$$1,00*DEAD+1,00*DEAD(wood)+0,30*LIVE+1,00*SEISMOS Χ+0,30*SEISMOS Y$$

Σεισμικός Συνδυασμός με κύρια διεύθυνση Y → SEISMIKOS Y:

$$1,00*DEAD+1,00*DEAD(wood)+0,30*LIVE+1,00*SEISMOS Y+0,30*SEISMOS X$$

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2<sup>ο</sup>:

### Η ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

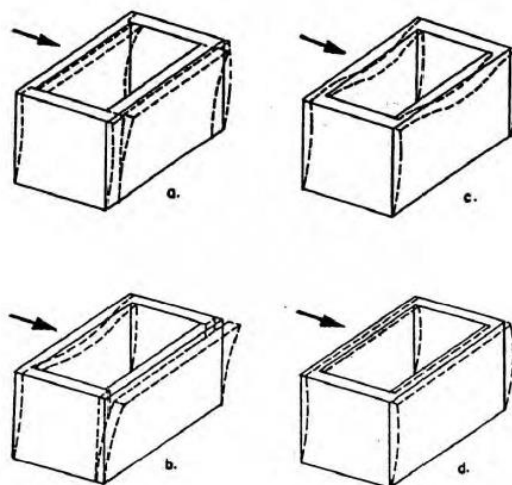
#### 2.1 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

Ουσιαστική γνώση γύρω από την σεισμική συμπεριφορά των υφιστάμενων κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία δεν υπήρχε μέχρι πρόσφατα. Οι ενισχύσεις κτιρίων που είχαν υποστεί βλάβες λόγω σεισμικών διεγέρσεων πραγματοποιούνταν από τους μηχανικούς πιο πολύ βάση της διαίσθησης και δεν βασίζονταν στην μελέτη των αιτιών που τις προκάλεσαν. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών των τοίχων ήταν δύσκολο να προσδιοριστούν με ικανοποιητική ακρίβεια, όπως επίσης ήταν άγνωστη η συμπεριφορά του κτιρίου ως συνόλου πριν και μετά την επέμβαση.

Με το πέρασμα των χρόνων όμως, η πιο συστηματική μελέτη των σεισμικών βλαβών καθώς και η συμβολή των ηλεκτρονικών προγραμμάτων, οδήγησαν στη συγκέντρωση των βασικότερων στοιχείων που επηρεάζουν την σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων από τοιχοποιία. Αυτά είναι:

- i. Ο τύπος των δαπέδων και των στεγών ως προς την επίτευξη της διαφραγματικής λειτουργίας (καθορίζουν το βαθμό συμμετοχής των τοίχων στην σεισμική απόκριση του κτιρίου)
- ii. Ο τύπος της φέρουσας τοιχοποιίας
- iii. Ο βαθμός σύνδεσης των εγκάρσιων τοίχων
- iv. Η ύπαρξη ή μη, καθώς και ο τύπος των διαζωμάτων

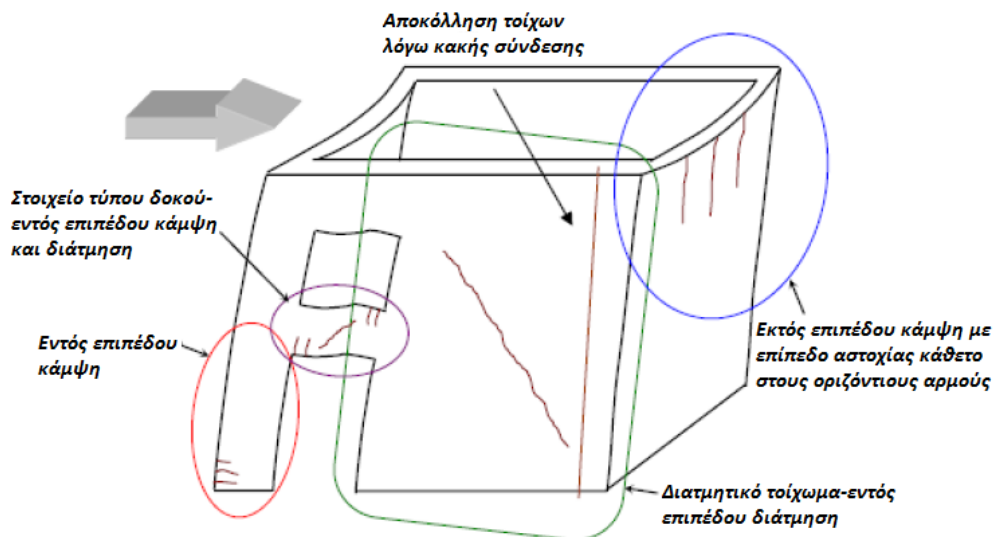
Το είδος του διαφράγματος που υπάρχει σε κάθε κτίριο καθορίζει σε σημαντικό βαθμό την συμπεριφορά του έναντι των σεισμικών δυνάμεων. Όταν δεν υπάρχει διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες των ορόφων και στη στέψη του κτιρίου, οι τοίχοι είναι ασύνδετοι μεταξύ τους και παραμορφώνονται ανεξάρτητα. Οι τοιχοποιίες που βρίσκονται κατά την διεύθυνση του σεισμού καταπονούνται σε κάμψη και διάτμηση ταυτόχρονα.



Εικόνα 2.1: Διαφορετικοί τρόποι σεισμικής απόκρισης κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία <sup>[11]</sup>

Στην Εικόνα 2.1 παρουσιάζονται οι τέσσερις βασικότερες μορφές απόκρισης ενός κτιρίου από άοπλη τοιχοποιία, έχοντας ως κριτήριο την ύπαρξη ή μη διαφράγματος ή διαζώματος στη στέψη. Οι περιπτώσεις a και b αναφέρονται σε πλήρη απουσία διαφραγματικής λειτουργίας, όπου οι τοίχοι μετά την αποκόλλησή τους λειτουργούν ανεξάρτητα. Η παραμόρφωση κάθε τοίχου που βρίσκεται εγκάρσια στη διεύθυνση του σεισμού είναι καμπτική ενώ για τους τοίχους που βρίσκονται παράλληλα στη διεύθυνση του σεισμού είναι καμπτοδιατμητική. Σε αυτή την περίπτωση η εκτός επιπέδου λειτουργία των τοίχων που βρίσκονται κάθετα στην διεύθυνση του σεισμού είναι η πιο κρίσιμη και επομένως εκεί χρειάζεται να δοθεί και η περισσότερη προσοχή. Η περίπτωση c αναφέρεται στην ύπαρξη περιμετρικού διαζώματος αλλά όχι διαφράγματος. Υπό τις σεισμικές φορτίσεις επιτυγχάνεται η επαρκής σύνδεση των τοίχων στις γωνίες και επομένως αποφεύγεται η αποκόλλησή τους. Ωστόσο η μικρή εγκάρσια δυσκαμψία του διαζώματος δεν είναι αρκετή για να αποτρέψει την εκτός επιπέδου κάμψη των τοίχων εγκάρσια στη διεύθυνση του σεισμού. Σύμφωνα με τα παραπάνω, η εκτός επιπέδου λειτουργία των εγκάρσιων τοίχων της περίπτωσης c αντιστοιχεί με τη λειτουργία τριέρειστης πλάκας σε κατακόρυφο επίπεδο. Η περίπτωση d αντιστοιχεί στην περίπτωση της πλήρους διαφραγματικής λειτουργίας στη στέψη του κτιρίου, η οποία εξασφαλίζει ίση μετακίνηση σε όλη τη στέψη του κτιρίου. Έχει ως συνέπεια την μείωση της έντασης της κατασκευής λόγω της κατανομής της αδρανειακής δύναμης ανάλογα με την δυσκαμψία των τοίχων παράλληλα στη διεύθυνση του σεισμού. Επίσης με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται η λειτουργία των πεσσών ως πλάκες και όχι ως πρόβολοι, όπως στην περίπτωση a.

Στην Εικόνα 2.2 παρουσιάζονται οι χαρακτηριστικοί τρόποι αστοχίας ενός κτιρίου άοπλης τοιχοποιίας υπό την επίδραση σεισμικών δράσεων. Είναι φανερό πως η συνολική συμπεριφορά της σεισμικής έντασης και παραμόρφωσης αποτελεί ένα πολύπλοκο και μοναδικό πρόβλημα για κάθε κτίριο.



Εικόνα 2.2: Βλάβες κτιρίου από τοιχοποιία υπό οριζόντια εναλλασσόμενη φόρτιση

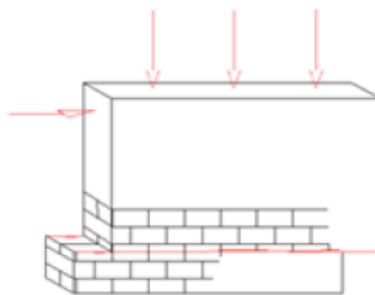
## 2.2 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΣΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΟΥΣ

Κατά την σεισμική καταπόνηση μίας κατασκευής από άοπλη τοιχοποιία, οι τοίχοι θα υποστούν υψηλές καμπτικές και διατμητικές τάσεις οι οποίες είναι πιθανό να ξεπεράσουν την ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς του υλικού. Επομένως οι φέροντες τοίχοι, οι οποίοι θα αναλάβουν την σεισμική φόρτιση, θα αναπτύξουν βλάβες. Σε περίπτωση που το κτίριο δεν έχει σχεδιαστεί κατάλληλα έτσι ώστε να μπορεί να αντέξει ανελαστικές παραμορφώσεις απορροφώντας ενέργεια, τότε θα προκληθούν βαριές βλάβες που μπορεί να οδηγήσουν ακόμα και σε κατάρρευση.

Σύμφωνα με μελέτες που έχουν πραγματοποιηθεί για την ανάλυση των σεισμικών βλαβών, έχουν προσδιοριστεί τρεις μηχανισμοί αστοχίας για μεμονωμένους τοίχους οι οποίοι υπόκεινται σε σεισμικές δράσεις εντός του επιπέδου τους. Οι μηχανισμοί αστοχίας εξαρτώνται από την γεωμετρία των τοίχων (λόγος ύψους προς πάχος), την ποιότητα των υλικών, τον τρόπο στήριξης καθώς και τα φορτία που δρουν στον τοίχο.

### 1) Διατμητική Ολίσθηση:

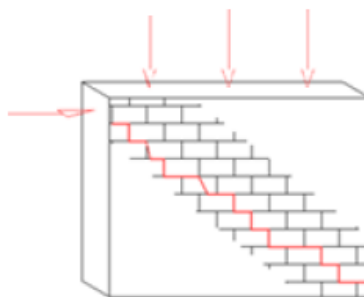
Συνήθως πραγματοποιείται σε περιπτώσεις μικρών κατακόρυφων φορτίων και κονιάματος χαμηλής ποιότητας. Τα σεισμικά φορτία προκαλούν τον διαχωρισμό του τοίχου σε δύο μέρη, εκ των οποίων το άνω μέρος ολισθαίνει κατά μήκος ενός οριζόντιου αρμού κονιάματος.



Εικόνα 2.3: Διατμητική ολίσθηση

### 2) Διατμητική Αστοχία:

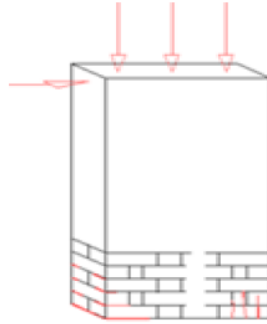
Αποτελεί την πιο τυπική μορφή αστοχίας των τοίχων που υπόκεινται σε σεισμικά φορτία. Ο συνδυασμός των κατακόρυφων και των οριζόντιων φορτίων προκαλεί εφελκυστικές τάσεις, οι οποίες ξεπερνούν την εφελκυστική αντοχή του υλικού. Ο συγκεκριμένος μηχανισμός αστοχίας έχει ως βασικό χαρακτηριστικό τις διαγώνιες ρωγμές, οι οποίες μπορούν είτε να ακολουθούν τους αρμούς, είτε να διαπερνούν τα λιθοσώματα είτε και τα δύο.



Εικόνα 2.4: Διατμητική αστοχία

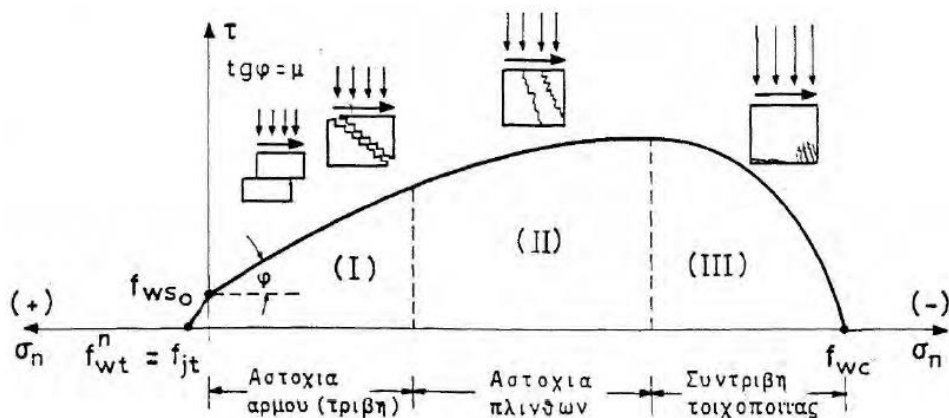
### 3) Καμπτική Αστοχία:

Καμπτική αστοχία συνήθως προκαλείται σε περιπτώσεις αυξημένης διατμητικής αντίστασης, υψηλού λόγου ροπής/τέμνουσας και λόγου ύψους προς μήκος μεγαλύτερο του 2. Κατά τον μηχανισμό αυτό πραγματοποιείται θραύση των θλιβόμενων περιοχών στα άκρα των τοίχων.



Εικόνα 2.5: Καμπτική αστοχία (εντός επιπέδου)

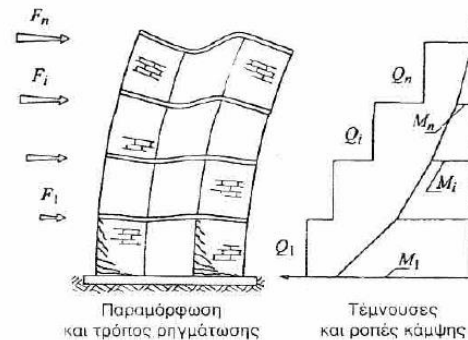
Ενδιαφέρον παρουσιάζει η περιβάλλουσα αστοχίας της τοιχοποιίας υπό τον συνδυασμό ορθών και διατμητικών τάσεων ( $\sigma, \tau$ ). Το κομμάτι που αναφέρεται σε θλιπτικές ορθές τάσεις είναι χωρισμένο σε τρία επί μέρους τμήματα. Στην περίπτωση χαμηλών θλιπτικών τάσεων, δηλαδή όταν βρισκόμαστε στο πρώτο τμήμα (περιοχή I), οι μορφές αστοχίας που αναμένουμε οφείλονται στον μηχανισμό τριβής-ολίσθησης και στην κλιμακωτή αποκόλληση και ολίσθηση των κατακόρυφων και των οριζόντιων αρμών. Το δεύτερο τμήμα της περιβάλλουσας αστοχίας (περιοχή II) αναφέρεται σε μέσες τάσεις, οι οποίες συνήθως προκαλούν λοξή ρηγματώση που διαπερνά τα λιθοσώματα. Αυτή η μορφή αστοχίας παρουσιάζεται κυρίως σε περιπτώσεις πεσσών που βρίσκονται μεταξύ ανοιγμάτων. Καθώς προχωράμε σε μεγαλύτερες τάσεις (περιοχή III) η μορφή αστοχίας που αναμένουμε είναι η καμπτική, η οποία προηγείται της διατμητικής. Όσον αφορά την περίπτωση ορθών εφελκυστικών τάσεων, η περιβάλλουσα αστοχίας σε εκείνο το σημείο παρουσιάζει μία σχεδόν ευθεία γραμμή με έντονη κλίση και συνήθως ισχύει  $f_{wso} > f_{jt}$ . Το διάγραμμα που ακολουθεί παρουσιάζει μία τυπική μορφή της περιβάλλουσας αστοχίας τοιχοποιίας που υπόκειται σε ορθές και διατμητικές τάσεις. Η πραγματική μορφή μίας τέτοιας καμπύλης εξαρτάται άμεσα από τα μηχανικά χαρακτηριστικά και το σχήμα των λίθων όπως επίσης την ποιότητα του κονιάματος.



Σχήμα 2.1: Τυπική μορφή περιβάλλουσας αστοχίας ( $\sigma, \tau$ ) τοιχοποιίας <sup>[11]</sup>

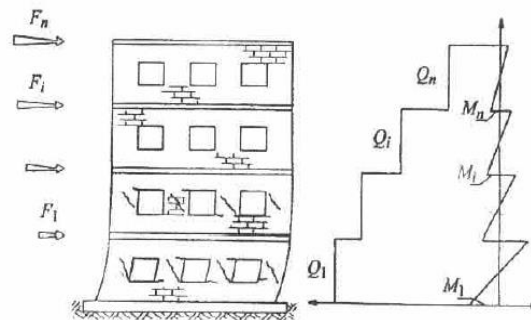
Πέρα από την μελέτη των μηχανισμών αστοχίας των μεμονωμένων τοίχων, είναι σημαντική και η ανάλυση της συμπεριφοράς των τοίχων ενός κτιρίου συνολικά. Η συμπεριφορά μίας κατασκευής από τοιχοποιία όταν υπόκειται σε οριζόντια φόρτιση στο επίπεδο της εξαρτάται τόσο από την ύπαρξη ή μη διαφραγματικής λειτουργίας όσο και από το μέγεθος και τη θέση των ανοιγμάτων. Επομένως, διακρίνονται τρεις βασικές μορφές έντασης και παραμόρφωσης.

Η **πρώτη περίπτωση** είναι εκείνη που αντιστοιχεί στη θεώρηση της συμπεριφοράς του κτιρίου ως διατμητικού προβόλου. Αυτή την περίπτωση την συναντάμε συνήθως σε κτίρια με εύκαμπτα πατώματα, τα οποία δεν έχουν την δυνατότητα μεταφοράς ροπών. Το σχήμα στα δεξιά παρουσιάζει τον τρόπο ρηγμάτωσης μίας τέτοιας κατασκευής.



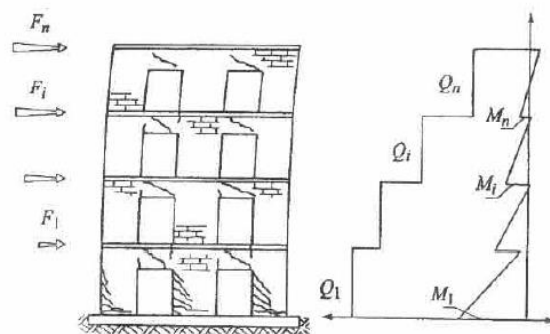
Εικόνα 2.6: Κτίριο-διατμητικός πρόβολος <sup>[1]</sup>

Η **δεύτερη περίπτωση** αφορά τοιχοποιίες με μικρά ανοίγματα, όπου οι πεσσοί συνδέονται μεταξύ τους με ισχυρά ανώφλια. Εκτός από την περίπτωση των μικρών ανοιγμάτων σε αυτή την κατηγορία ανήκουν κτίρια με πλάκες και ανώφλια (σενάζ) από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε τέτοιες περιπτώσεις οι πεσσοί αποτελούν το αδύνατο σημείο της κατασκευής. Οι βλάβες που προκαλούνται σε κτίρια αυτού του τύπου βαίνουν αυξανόμενες από τη στέψη προς τη βάση του κτιρίου, λόγω της αύξησης της τέμνουσας.



Εικόνα 2.7: Συζευγμένα τοιχώματα, ισχυρά ανώφλια-αδύναμοι πεσσοί <sup>[1]</sup>

Η **τρίτη περίπτωση** αφορά κτίρια στα οποία το μήκος των ανοιγμάτων είναι σημαντικό σε σχέση με το μήκος του τοίχου ή το ύψος των ανοιγμάτων είναι μικρό αλλά δεν υπάρχει κάποιου είδους διάφραγμα ή διάζωμα. Σε αυτή την περίπτωση τα ανώφλια αποτελούν το αδύνατο σημείο της τοιχοποιίας. Το είδος της ρηγμάτωσης που αναπτύσσεται στα κτίρια αυτής της κατηγορίας είναι συνήθως καμπτικές ρωγμές στα ανώφλια και διατμητικές ρωγμές στους πεσσοί.

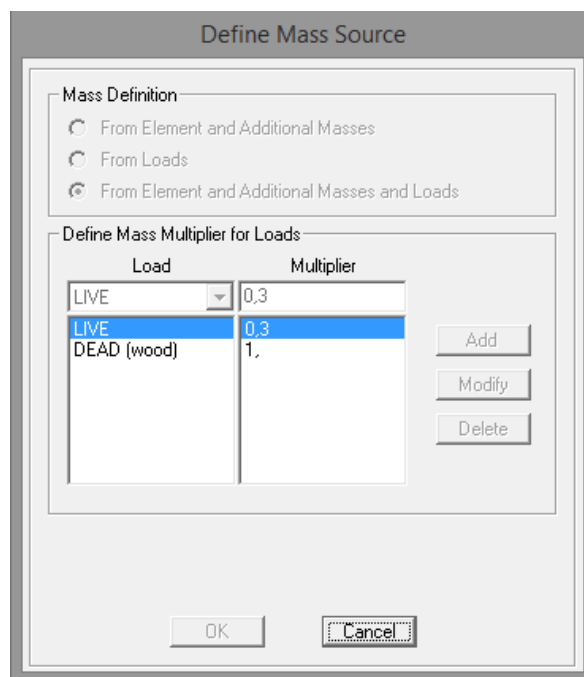


Εικόνα 2.8: Συζευγμένα τοιχώματα, ισχυροί πεσσοί-αδύναμα ανώφλια <sup>[1]</sup>

### 2.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η δυναμική φασματική μέθοδος βασίζεται στο ότι η ανάλυση των κατασκευών πραγματοποιείται με βάση τις μέγιστες δυνάμεις και παραμορφώσεις που είναι πιθανό να συμβούν. Η απαιτούμενη μέγιστη απόκριση της κατασκευής προσδιορίζεται μέσω ενός φάσματος απόκρισης σχεδιασμού. Η αντιμετώπιση αυτή συμπεριλαμβάνει την επαλληλία των μέγιστων τιμών των ιδιομορφικών αποκρίσεων. Το πλεονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι ότι παρέχει την δυνατότητα του απευθείας υπολογισμού των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων ακόμα και στην ανελαστική κατάσταση χρησιμοποιώντας τον συντελεστή συμπεριφοράς  $\eta$ . Ωστόσο, πρόβλημα αποτελεί η επαλληλία των μέγιστων τιμών των επιμέρους ιδιομορφικών αποκρίσεων, διότι τα μεγέθη που προκύπτουν δεν πραγματοποιούνται ταυτοχρόνως και άρα δεν μπορεί να γίνει με μία απλή άθροιση. Στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκε η τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών σύμφωνα με τον κανόνα SRSS, που θεωρείται ότι μπορεί να δώσει ικανοποιητικά αποτελέσματα.

Χρησιμοποιώντας το λογισμικό SAP2000 v15, θα οριστεί αρχικά η ταλαντούμενη μάζα του συστήματος, σύμφωνα με τον συνδυασμό φορτίων  $G+0,3Q$ . Οι επιλογές Define→Mass Source δίνουν την δυνατότητα να ορίσει ο χρήστης του προγράμματος τον τρόπο με τον οποίο θα υπολογίζεται η μάζα της κατασκευής. Στην συγκεκριμένη περίπτωση ορίστηκε να υπολογίζεται από το βάρος των στοιχείων και από τις φορτίσεις LIVE και DEAD (wood), με τους αντίστοιχους συντελεστές τους.



Εικόνα 2.9: Ορισμός ταλαντούμενης μάζας κτιρίου

Στη συνέχεια θα οριστεί το φάσμα σχεδιασμού με βάση το οποίο θα γίνει η ανάλυση. Θα χρησιμοποιηθεί το φάσμα του ΕΚ8 τύπου 1. Αρχικά θα προσδιοριστεί η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας που ανήκει το κτίριο. Σύμφωνα με τους χάρτες και τα δεδομένα του ΕΑΚ ο σιδηροδρομικός σταθμός ανήκει στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, άρα έχουμε σεισμική επιτάχυνση εδάφους  $a_{gr}=0,24g$ . Στη συνέχεια η κατηγορία σπουδαιότητας αποφασίστηκε με βάση τον παρακάτω πίνακα:



Κατηγορία Σπουδαιότητας		$\gamma_1$
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Πίνακας 2.1: Κατηγορία σπουδαιότητας <sup>[4]</sup>

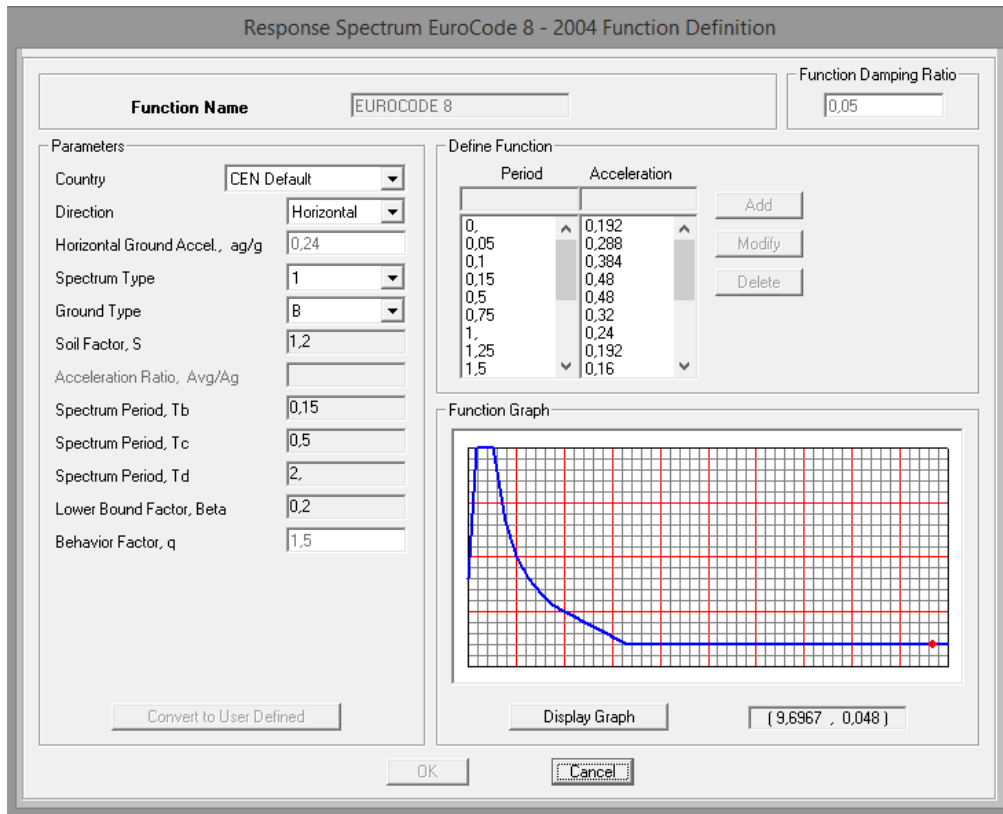
Σύμφωνα με τον πίνακα αποφασίστηκε ότι το κτίριο ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας Σ2 με  $\gamma_1=1,00$ . Στη συνέχεια είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της κατηγορίας του εδάφους. Ο σιδηροδρομικός σταθμός βρίσκεται στη δυτική Αρκαδία, της οποίας το γεωλογικό προφίλ χαρακτηρίζεται από εναλλαγές ασβεστόλιθου και φλύσχη. Ο φλύσχος αποτελεί ένα λιθολογικό σχηματισμό αργίλων, ψαμμιτών, μαργών, ασβεστόλιθων και κροκαλοπαγών. Τα στρώματα του φλύσχη είναι πτυχωμένα και επομένως τεκτονικά καταπονημένα με πολλαπλές ρωγμές και θρυμματισμούς. Γνωρίζοντας τις γεωλογικές συνθήκες της περιοχής, χρησιμοποιήθηκε ο παρακάτω πίνακας του ΕΑΚ για την κατάταξη του εδάφους.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσπασθωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ( $I_p > 50$ ) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]). Απότομες κλίσεις καλυπόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεριφοράς ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον ΕΑΚ <sup>[4]</sup>

➤ **Προσδιορισμός φάσματος σχεδιασμού (EK8) στο SAP2000:**

Ορίστηκε η κατηγορία B ως καταλληλότερη για την προσομοίωση των εδαφικών χαρακτηριστικών του εδάφους. Γνωρίζοντας όλες της παραμέτρους που είναι απαραίτητες για τον υπολογισμό του φάσματος σχεδιασμού του EK8, χρησιμοποιήθηκαν οι εντολές Define→Functions→Response Spectrum για να προσδιορίσουμε το φάσμα αυτό. Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται ο ορισμός του φάσματος απόκρισης στο SAP2000 που θα χρησιμοποιηθεί αργότερα στην φασματική ανάλυση.



Εικόνα 2.10: Ορισμός φάσματος EK8 στο λογισμικό SAP2000

Το τελευταίο βήμα αφορά τον καθορισμό του αριθμού των ιδιομορφών που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνονται υποχρεωτικά τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των δρώντων μαζών  $\Sigma M_i$  να φτάσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας. Επομένως, με αυτόν τον τρόπο προσδιορίζονται οι ιδιομορφές της κατασκευής και άρα οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιοσυχνότητές της.

## 2.4 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ

### 2.4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων μέσω των ελαστικών αναλύσεων με μειωμένες δυνάμεις, σύμφωνα με τους υπάρχοντες κανονισμούς, έχει αρχίσει να αμφισβητείται από τους μηχανικούς ως η μοναδική μέθοδος ανάλυσης. Θεωρείται ότι οι ελαστικές αναλύσεις δεν έχουν την δυνατότητα να συμπεριλάβουν σημαντικά χαρακτηριστικά της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών οι οποίες υπόκεινται σε σοβαρές σεισμικές διεγέρσεις. Τα τελευταία χρόνια έχουν αναπτυχθεί διαδικασίες, οι οποίες θεωρούν την συμπεριφορά της κατασκευής σαφώς ανελαστική. Η μη γραμμική δυναμική χρονική ανάλυση και η μη γραμμική στατική ανάλυση αποτελούν τις πιο διαδεδομένες διαδικασίες για την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης μίας ανελαστικής κατασκευής.

Η μέθοδος της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης ή αλλιώς της πλευρικής ώθησης pushover είναι η κυρίαρχη μέθοδος ανάλυσης της σεισμικής συμπεριφοράς ενός ελαστοπλαστικού κτιρίου, κυρίως λόγω της απλότητάς της. Η αναφορά της μεθόδου pushover ως στατική διαδικασία αναφέρεται στο γεγονός ότι χρησιμοποιείται μία στατική μέθοδος για την περιγραφή ενός δυναμικού φαινομένου. Το πλεονέκτημά της είναι ότι μπορεί να άμεσα υποδείξει τα σημεία πλαστικοποίησης της κατασκευής, σε αντίθεση με την φασματική ανάλυση όπου υιοθετείται ένας συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  για να ληφθεί υπόψη η ανελαστικότητα του υλικού. Σύμφωνα με την μη γραμμική στατική διαδικασία, η κατασκευή υπόκειται πρώτα σε φορτία βαρύτητας και ύστερα σε μονοτονικά αυξανόμενες πλευρικές δυνάμεις με μία συγκεκριμένη καθ' ύψος κατανομή, έως ότου συμβεί μία προκαθορισμένη μετατόπιση-στόχος. Η παραμόρφωση-στόχος καθορίζεται από την παραμόρφωση ενός ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος, που προκύπτει από την καμπύλη ικανότητας pushover. Η καμπύλη αυτή αποτελεί ουσιαστικά μία γραφική παράσταση της τέμνουσας βάσης συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής της κατασκευής. Για τον προσδιορισμό της καμπύλης pushover, θα πρέπει να ληφθούν τουλάχιστον δύο κατανομές δυνάμεων. Η πρώτη θα πρέπει να επιλεγεί μεταξύ των: τη κατανομή της πρώτης ιδιομορφής, την κατανομή ισοδύναμης πλευρικής ώθησης και την κατανομή RSA. Η δεύτερη μπορεί να είναι είτε η ομοιόμορφη κατανομή είτε μία προσαρμοζόμενη. Πιο αναλυτικά αναφέρονται παρακάτω οι τρεις από αυτές.

Γενική σχέση κατανομής σεισμικών δυνάμεων ανά όροφο  $j$ :

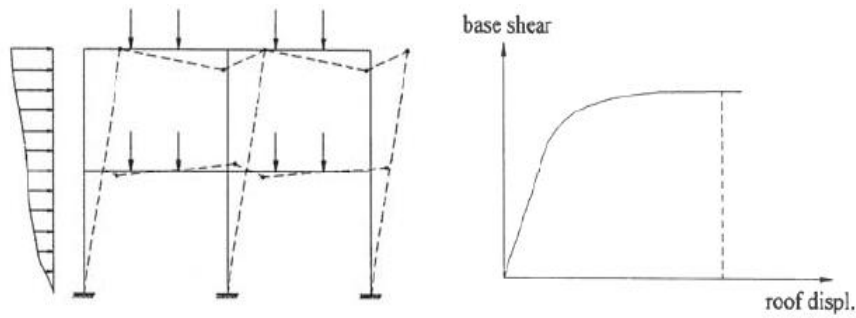
$$F_j = F_b \cdot s_j^* / \sum_{i=1}^n s_i \quad (2.1)$$

όπου:

$F_b$  η τέμνουσα βάσης της κατασκευής

$s_j$  ορίζεται ανάλογα με το είδος της κατανομής που θεωρήσαμε

- 1) Κατανομή της πρώτης ιδιομορφής:  $s_j^* = m_j \Phi_{j1}$ , όπου  $m_j$  είναι η μάζα και  $\Phi_{j1}$  η τιμή της ιδιομορφής στον  $j$ -οστό όροφο.
- 2) Κατανομή ισοδύναμης πλευρικής δύναμης:  $s_j^* = m_j h_j$ , όπου  $m_j$  είναι η μάζα και  $h_j$  το ύψος του  $j$ -οστού ορόφου από την βάση της κατασκευής.
- 3) Ομοιόμορφη κατανομή:  $s_j^* = m_j$ , όπου  $m_j$  είναι η μάζα του  $j$ -οστού ορόφου.



Εικόνα 2.11: Αναπαράσταση της ανάλυσης pushover <sup>[15]</sup>

Ο στόχος της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας είναι η κατανόηση του μηχανισμού κατάρρευσης του κτιρίου όταν αυτό υπόκειται σε σεισμικές δράσεις. Μέσω αυτής της διαδικασίας καθορίζονται οι μετατοπίσεις της κατασκευής μετά από την επιβολή του σεισμού σχεδιασμού του ΕΚ8 σύμφωνα με την μέθοδο N2. Για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου, το πολυβάθμιο σύστημα θα πρέπει να μετατραπεί σε ισοδύναμο μονοβάθμιο και να εκφραστεί σε φασματικές επιταχύνσεις ( $S_a$ ) και μετακινήσεις ( $S_d$ ), δηλαδή η καμπύλη ικανότητας να μετατραπεί σε ένα διάγραμμα ADRS ως εξής:

$$S_a = F_b / (\alpha \cdot m_{ολ}) \quad (2.2)$$

$$S_d = \Delta_{top} / (\Gamma \cdot \Phi_{top}) \quad (2.3)$$

Όπου:

$$m_{ολ} = \sum m_j \quad (2.4)$$

$$\Gamma = (\sum m_j \cdot \Phi_j) / \sum (m_j \cdot \Phi_j^2) \quad (2.5)$$

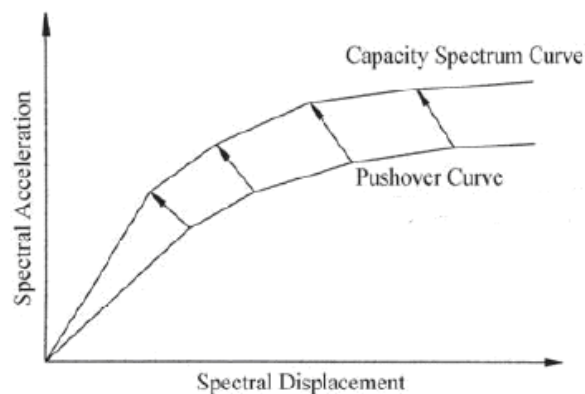
$$m^* = \sum m_j \cdot \Phi_j \quad (2.6)$$

$$\alpha = (\sum m_j \cdot \Phi_j)^2 / (m_{ολ} \cdot \sum (m_j \cdot \Phi_j^2)) = \Gamma \cdot m^* / m_{ολ} \quad (2.7)$$

$F_b$  τέμνουσα βάσης

$\Delta_{top}$  μετακίνηση κόμβου αναφοράς (συνήθως κόμβου κορυφής)

$\Phi_{top}$  τιμή της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής στον κόμβο αναφοράς (συνήθως ίσο με 1)



Σχήμα 2.2: Μετατροπή καμπύλης ικανότητας pushover σε φάσμα ικανότητας (ADRS) ισοδύναμου μονοβαθμίου <sup>[15]</sup>

Στη συνέχεια το φάσμα ικανότητας ADRS που προέκυψε, θα μετατραπεί σε διγραμμικό σύμφωνα με την μέθοδο που προτείνει ο ΕΚ8. Βασική προϋπόθεση αυτής της μετατροπής είναι ότι το εμβαδό του φάσματος ικανότητας μέχρι το σημείο μέγιστης επιτάχυνσης πρέπει να είναι ίσο με το εμβαδό του διγραμμικού διαγράμματος. Με αυτόν τον τρόπο υπολογίζεται η φασματική μετατόπιση ( $S_{dy}$ ) που αντιστοιχεί στο όριο διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος:

$$S_{dy} = 2 * (S_{d,max} - E / S_{ay}) \quad (2.8)$$

όπου:

$S_{d,max}$	μετατόπιση φάσματος ικανότητας ADRS, που αντιστοιχεί στη μέγιστη επιτάχυνση
$E$	εμβαδό φάσματος ικανότητας ADRS μέχρι το σημείο μέγιστης επιτάχυνσης
$S_{ay}$	μέγιστη επιτάχυνση από το φάσμα ικανότητας, η οποία κατά τον ΕΚ8 αντιστοιχεί στην επιτάχυνση διαρροής

Έχοντας σχεδιάσει το διγραμμικό φάσμα ικανότητας ADRS, υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος και η ελαστική μέγιστη επιτάχυνση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8. Στη συνέχεια υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς καθώς και η πλαστιμότητα της κατασκευής ανάλογα με την παραδοχή ίσων ενεργειών ή μετατοπίσεων.

$$T^* = 2 * \pi * \sqrt{(S_{dy} / S_{ay})} \quad (2.9)$$

$$R_\mu = S_{a,el}(T^*, \zeta=5\%) / S_{ay} \quad (2.10)$$

$$\mu = (R_\mu - 1) * T_o / T^* + 1 \quad \text{αν } T^* \leq T_o \quad (2.11)$$

$$\mu = R_\mu \quad \text{αν } T^* \geq T_o \quad (2.12)$$

$$T_o \approx T_c \quad (2.13) \quad (\text{παραδοχή})$$

όπου:

$R_\mu$	συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
$\mu$	δείκτης πλαστιμότητας της κατασκευής

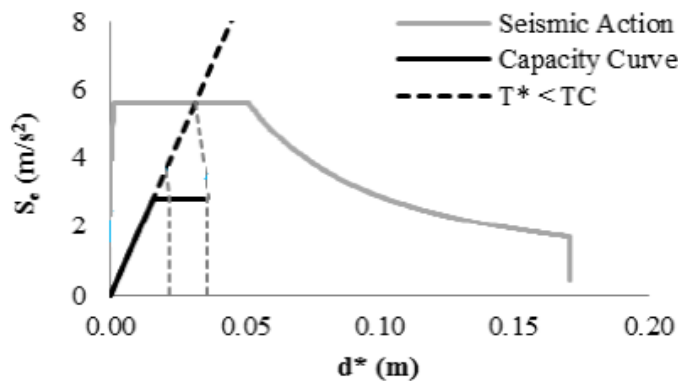
Επομένως η μετακίνηση στόχος της κορυφής της κατασκευής υπολογίζεται ως εξής:

$$S_{d,target} = \mu * S_{dy} \quad (2.14)$$

$$\Delta_{top,target} = \Gamma * \Phi_{top} * S_{d,target} \quad (2.15)$$

όπου:

$S_{d,target}$	φασματική μετατόπιση στόχος ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος
$\Delta_{top,target}$	μετατόπιση στόχος κορυφής κατασκευής



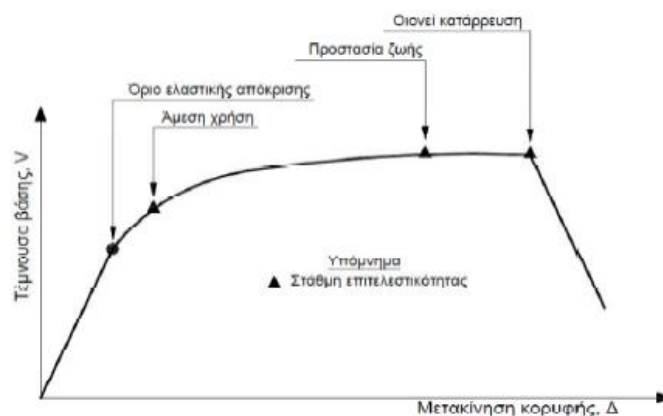
Σχήμα 2.3: Φάσμα ADRS-Μέθοδος N2 <sup>[31]</sup>

Για τον προσδιορισμό της κατάστασης που θα βρεθεί η κατασκευή, ορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας ανάλογα με τον βαθμό βλάβης: η στάθμη Περιορισμένων Βλαβών (Limited Damage-LD), η Στάθμη Σημαντικών Βλαβών (Significant Damage-SD) και η Στάθμη Οιονεί Κατάρρευσης (Near Collapse-NC).

**Περιορισμένες Βλάβες (LD):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες και η διαρροή των στοιχείων δεν έχει εκταθεί σε μεγάλο βαθμό και επομένως διατηρείται η αντοχή και η δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι ελάχιστες. <sup>[5]</sup>

**Σημαντικές Βλάβες (SD):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες βλάβες αλλά επισκευάσιμες. Τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και άρα είναι σε θέση να παραλάβουν τα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις είναι μετρίου μεγέθους και η κατασκευή είναι πλέον σε θέση να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. <sup>[5]</sup>

**Οιονεί Κατάρρευση (NC):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές (μη επισκευάσιμες κατά την πλειονότητά τους) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς όμως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμα και για μετασεισμούς μέτριας έντασης. <sup>[5]</sup>



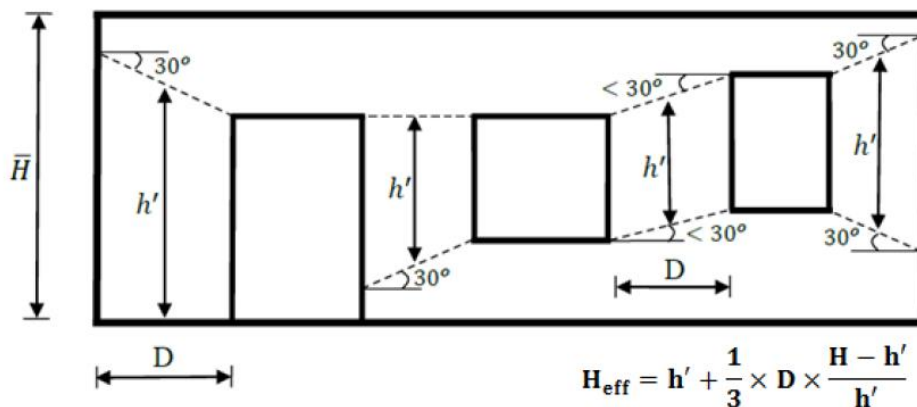
Σχήμα 2.4: Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης pushover

## 2.4.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ

Για την εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής μεθόδου χρησιμοποιήθηκε και πάλι το λογισμικό SAP2000 v15 και το κτίριο προσομοιώθηκε σύμφωνα με την θεώρηση των επίπεδων ισοδύναμων πλαισίων. Σύμφωνα με τη θεώρηση αυτή ο τρισδιάστατος φορέας διαχωρίζεται σε επίπεδα πλαίσια παράλληλα προς τη διεύθυνση των σεισμικών δυνάμεων. Σημειώνεται ότι η συγκεκριμένη μέθοδος αγνοεί την συμμετοχή των πλαισίων κατά την εγκάρσια έννοια. Επομένως, για την κατανόηση της πλήρους συμπεριφοράς του φορέα θα πρέπει να ληφθούν υπόψη άλλες μέθοδοι για τον εκτός επιπέδου έλεγχο του κελύφους της τοιχοποιίας.

### ➤ Γεωμετρική Προσομοίωση

Τα κατακόρυφα στοιχεία των πλαισίων έχουν τις διαστάσεις και τις ιδιότητες των αρηγάτων τοίχων και προσομοιώνονται στο κέντρο βάρους τους. Ομοίως και για τα οριζόντια στοιχεία τα οποία έχουν διαστάσεις διατομών ίσες με εκείνες των υπέρθυρων. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η αλληλοεξαρτώμενη συμπεριφορά των πεσσών και των υπερθύρων, τα κατακόρυφα και τα οριζόντια στοιχεία θεωρείται ότι συνδέονται με κόμβους άπειρης δυσκαμψίας. Αυτό σημαίνει ότι τα άκρα των στοιχείων για ένα προκαθορισμένο μήκος θα πρέπει να προσομοιωθούν ως τελείως άκαμπτα. Θέτοντας αυτόν τον περιορισμό, συνεπάγεται ότι το μήκος των επίπεδων στοιχείων δεν θα είναι εκείνο που ορίζεται από κόμβο σε κόμβο, αλλά ένα ενεργό μήκος. Το ενεργό μήκος των οριζόντιων στοιχείων ισούται με το καθαρό μήκος των ανοιγμάτων. Το ενεργό μήκος όμως των κατακόρυφων στοιχείων θα υπολογιστεί στη συγκεκριμένη περίπτωση σύμφωνα με την εμπειρική προσέγγιση του Dolce (1989), η οποία περιγράφεται στην Εικόνα 2.12.



Εικόνα 2.12: Ορισμός ενεργού μήκους (Dolce, 1989) <sup>[31]</sup>

Όπου:  $H_{\text{eff}}$  ενεργό μήκος κατακόρυφων στοιχείων

Στο λογισμικό SAP2000 η εντολή που χρησιμοποιήθηκε για τον ορισμό των άκαμπτων περιοχών γύρω από τους κόμβους είναι Assign → Frame → End (Length) Offsets. Στην εικόνα που ακολουθεί παρουσιάζεται ο τρόπος με τον οποίο προσομοιώθηκε η τοιχοποιία των επιπέδων X-Z (Y=0) και X-Z (Y=6,58), σε ότι αφορά τις διαστάσεις των στοιχείων και τα ενεργά μήκη τους. Σημειώνεται ότι οι εξωτερικές τοιχοποιίες των επιπέδων Y-Z, θα προσομοιωθούν ως πρόβολοι αμελώντας τα παράθυρα και επομένως το ενεργό μήκος τους είναι το συνολικό τους ύψος. Η παράλειψη της συμβολής του μικρού παραθύρου που βρίσκεται στο επίπεδο Y-Z (X=0) είναι εύλογη, διότι όπως θα παρατηρηθεί



και σε επόμενα κεφάλαια μέσω της ανάλυσης του διακριτοποιημένου φορέα δεν παρουσιάζει σημαντική συγκέντρωση τάσεων.

Επίπεδο X-Z (για  $Y=0$  ή  $Y=6,58$ ):



Εικόνα 2.13: Ισοδύναμο πλαίσιο τοιχοποιίας επιπέδου X-Z ( $Y=0$  ή  $Y=6,58$ )

Στην Εικόνα 2.13 παρουσιάζεται ο ισοδύναμος πλαισιακός φορέας του εν λόγω επιπέδου. Δίπλα σε κάθε στοιχείο αναγράφονται οι διαστάσεις του. Οι μαυρισμένες περιοχές γύρω από τους κόμβους υποδηλώνουν τα άκαμπτα μήκη των στοιχείων, ενώ τα ενεργά μήκη των στοιχείων είναι σημειωμένα με κόκκινο χρώμα. Αναλυτικότερα ο τρόπος υπολογισμού για τα ενεργά μήκη δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

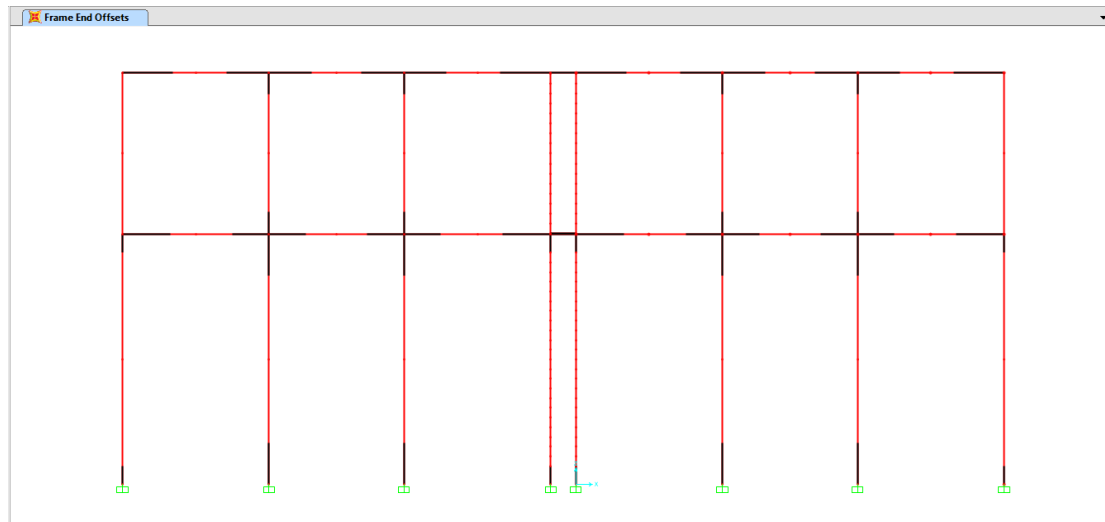
ΕΠΙΠΕΔΟ X-Z ( $Y=0$ ή $Y=6,58$ )					
ΤΟΙΧΟΣ	D (m)	t (m)	h' (m)	Heff (m)	Frame End Offsets (m)
0,1935 X 0,51	1,935	0,51	4,118	4,255	0,368
1,47 X 0,51	1,470	0,51	3,000	3,325	0,832
2,03 X 0,51	2,030	0,51	3,172	3,182	0,019
1,70 X 0,51	1,700	0,51	2,000	2,346	0,437

Πίνακας 2.3: Ενεργά μήκη κατακόρυφων στοιχείων επιπέδου X-Z ( $Y=0$  ή  $Y=6,58$ )

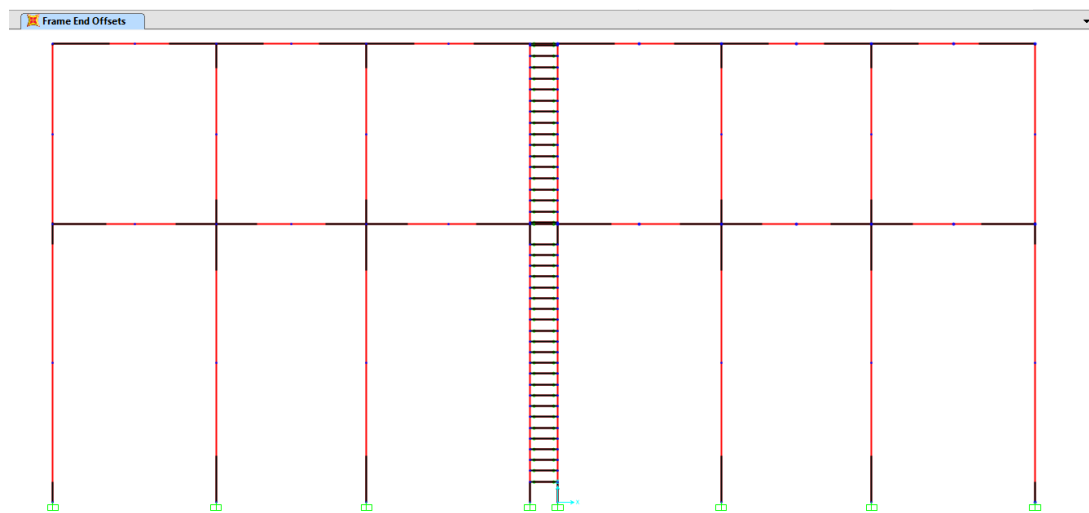
Για την εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας στον συνολικό φορέα εφαρμόστηκε μία προσεγγιστική μέθοδος. Θεωρήθηκε ότι κατά την διεύθυνση X και Y, την σεισμική δράση αναλαμβάνουν μόνο οι εξωτερικοί τοίχοι, αμελώντας την συμβολή των εσωτερικών πλινθοδομών. Με αυτόν τον τρόπο (της θεώρησης πλήρους συμμετρικού φορέα) αγνοείται η στρέψη του κτιρίου, η οποία όμως στην συγκεκριμένη περίπτωση θεωρείται αμελητέα και επομένως η προσέγγιση αυτή δεν θα αλλοιώσει σε σημαντικό βαθμό το πραγματικό αποτέλεσμα. Επίσης, αυτή η θεώρηση αποτελεί μία συντηρητική προσέγγιση η οποία όμως είναι υπέρ της ασφαλείας. Επομένως, δημιουργήθηκαν δύο στατικά μοντέλα, έτσι ώστε να εξάγουμε μία καμπύλη ικανότητας pushover κατά τη

διεύθυνση X και μία κατά την διεύθυνση Y. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί όμως ως προς τον τρόπο σύνδεσης των ισοδύναμων επίπεδων πλαισίων κατά μία διεύθυνση. Η σύνδεσή τους εξαρτάται από την ύπαρξη ή μη διαφραγματική λειτουργίας και παρουσιάζεται στις παρακάτω εικόνες.

Προσομοίωση δυσκαμψίας φορέα κατά X:



Εικόνα 2.14: Στατικό σύστημα φορέα για την εφαρμογή πλευρικής ώθησης κατά X (ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας)

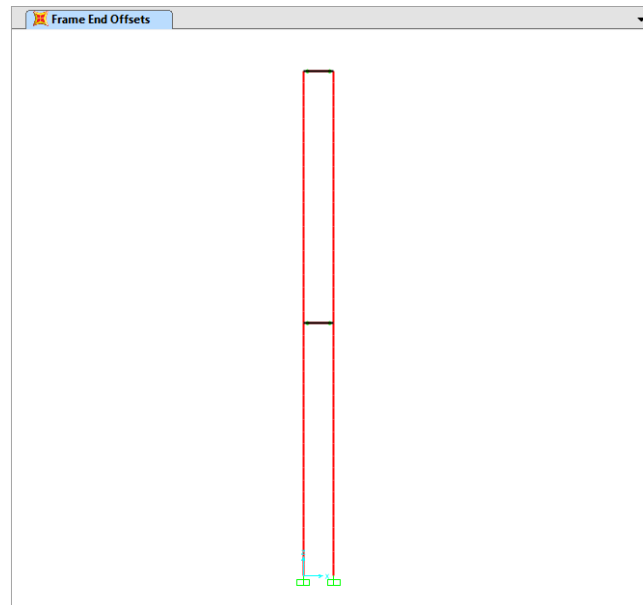


Εικόνα 2.15: Στατικό σύστημα φορέα για την εφαρμογή πλευρικής ώθησης κατά X (χωρίς την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας)

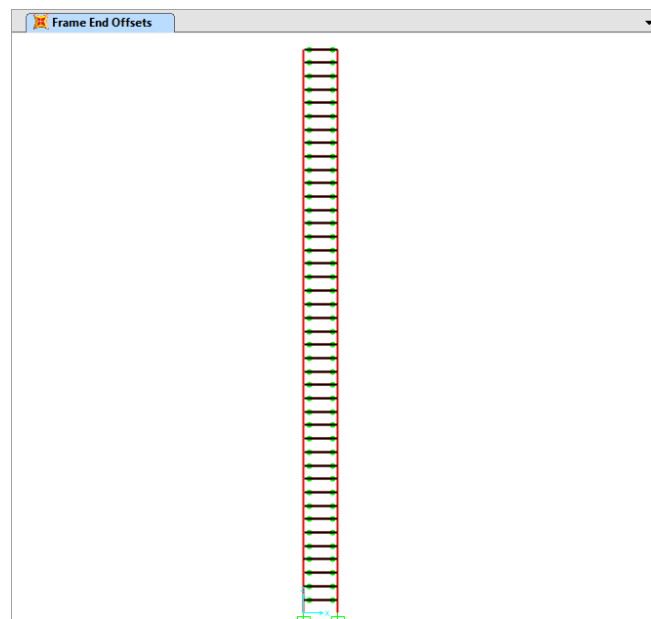
Όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω, πραγματοποιήθηκε μία απλοποιημένη θεώρηση κατά την οποία οι εξωτερικές λίθινες τοιχοποιίες της διεύθυνσης X, αναλαμβάνουν το σύνολο της πλευρικής ώθησης. Η θεώρηση των ισοδύναμων επίπεδων πλαισίων καθιστά αναγκαία την χρήση άκαμπτων αμφιαρθρωτών στοιχείων έτσι ώστε να δημιουργηθεί ένας επίπεδος φορέας, ο οποίος θα κατανέμει ισάξια την σεισμική ώθηση στα δύο πλαίσια που αντιπροσωπεύουν τις τοιχοποιίες των επιπέδων X-Z ( $Y=0$ ) και X-Z ( $Y=6,58$ ). Σε περίπτωση διαφραγματικής λειτουργίας στη στάθμη του ορόφου και στη στέψη του κτιρίου, η

συνδεσμολογία των δύο πλαισίων θα μπορούσε να προσομοιωθεί με δύο άκαμπτα αμφιαρθρωτά στοιχεία στις εν λόγω στάθμες. Αντίθετα, στη περίπτωση που δεν υπάρχει διάφραγμα δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί κάτι τέτοιο και για τον λόγο αυτό τα κατακόρυφα στοιχεία που πρέπει να συνδεθούν διακριτοποιούνται σε επί μέρους τμήματα μήκους το πολύ 20cm. Στη συνέχεια, τα δύο πλαίσια συνδέονται με άκαμπτα αμφιαρθρωτά στοιχεία περίπου ανά 20cm καθ ύψος.

#### Προσομοίωση δυσκαμψίας φορέα κατά Y :



Εικόνα 2.16: Στατικό σύστημα φορέα για την εφαρμογή πλευρικής ώθησης κατά Y (ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας)



Εικόνα 2.17: Στατικό σύστημα φορέα για την εφαρμογή πλευρικής ώθησης κατά Y (χωρίς την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας)

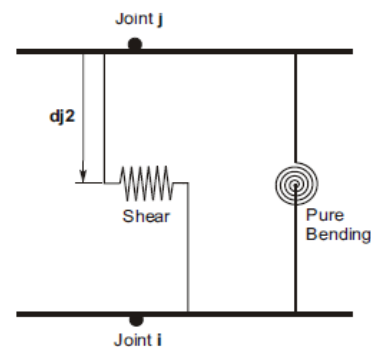
Με την ίδια λογική προσομοιώθηκε και η δυσκαμψία του κτιρίου κατά τη διεύθυνση Y. Οι τοιχοποιίες των επιπέδων Y-Z ( $X=0$ ) και Y-Z ( $X=9,98$ ) προσομοιώθηκαν ως πρόβολοι και στη συνέχεια χωρίστηκαν είτε σε δύο τμήματα είτε σε διακριτά τμήματα το πολύ 20cm, διαστάσεων 7,10 X 0,51m. Η σύνδεσή τους πραγματοποιήθηκε και πάλι με άκαμπτα αμφιαρθρωτά στοιχεία.

### ➤ Προσομοίωση Ανελαστικότητας Υλικού

Η κατασκευές από τοιχοποιία είναι γνωστό ότι παρουσιάζουν έντονη ανομοιογένεια και ότι η συμπεριφορά του υλικού αυτού είναι ανισότροπη. Αυτή η ανομοιογένεια των κατασκευών από άοπλη τοιχοποιία, εξαρτάται άμεσα τόσο από το είδος των λιθοσωμάτων και του κονιάματος όσο και από το στατικό σύστημα. Ωστόσο, προσομοιώνοντας την κατασκευή με την μέθοδο των ισοδύναμων επίπεδων πλαισίων η συμπεριφορά της τοιχοποιίας εξιδανικεύεται σε ομοιογενή και το υλικό ως ισότροπο με συγκεκριμένο μέτρο ελαστικότητας  $E$  και συντελεστή Poisson  $\nu$ . Επομένως, ορίστηκαν γραμμικώς ελαστικά κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία και για την προσομοίωση της μη γραμμικότητας του υλικού θεωρήθηκε συγκεντρωμένη πλαστιμότητα σε καθορισμένους κόμβους. Αυτό σημαίνει πως τα μέλη της κατασκευής υποβαλλόμενα σε σεισμική φόρτιση, θα αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε προκαθορισμένες περιοχές πεπερασμένου μήκους ή αλλιώς στους πλαστικούς κόμβους. Οι κόμβοι αυτοί, ανάλογα με τη θέση τους στο πλαίσιο, πρέπει να έχουν συμπεριφορά που να είναι σύμφωνη με τους μηχανισμούς αστοχίας (εντός επιπέδου) των μεμονωμένων τοίχων, οι οποίοι έχουν ήδη αναλυθεί σε προηγούμενη ενότητα. Οι μηχανισμοί αυτοί είναι ο μηχανισμός διατμητικής ολίσθησης, διατμητικής αστοχίας και καμπτικής αστοχίας με ταυτόχρονη σύνθλιψη στη θλιβόμενη γωνία του τοίχου. Η ανελαστικότητα του υλικού σε προκαθορισμένους πλαστικούς κόμβους προσομοιώνεται με τη χρήση στροφικών ή διατμητικών ελατηρίων και τα οποία διέπονται από διαγράμματα έντασης-παραμόρφωσης.

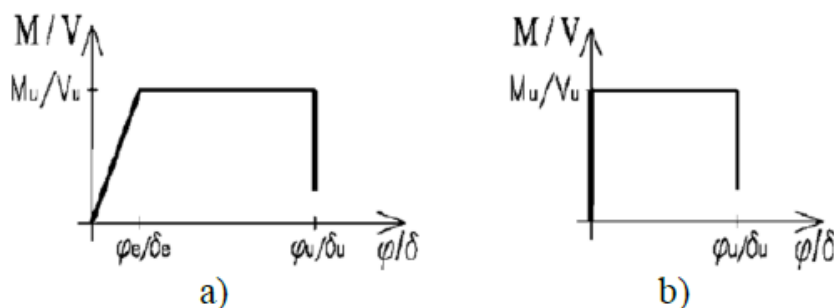


Εικόνα 2.18: Συγκεντρωμένη πλαστιμότητα



Εικόνα 2.19: Ελαστοπλαστικά ελατήρια

Το μοντέλο των ισοδύναμων πλαισίων διαμορφώθηκε με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε τα κατακόρυφα στοιχεία να παρουσιάζουν μία ελαστοπλαστική συμπεριφορά η οποία ακολουθείται από μία ξαφνική απώλεια της φέρουσας ικανότητάς. Για να γίνει κάτι τέτοιο, ορίστηκαν καμπτικοί κόμβοι (flexural hinges) στα άκρα των κατακόρυφων στοιχείων και διατμητικοί κόμβοι (shear hinges) στα μέσα των στοιχείων αυτών. Θεωρήθηκε επίσης, ότι οι πλαστικοί κόμβοι της τοιχοποιίας έχουν μία άκαμπτη πλήρως πλαστική συμπεριφορά.



Σχήμα 2.5: Κατακόρυφα στοιχεία τοιχοποιίας (Pasticier,2008): a) Ελαστοπλαστική συμπεριφορά στοιχείου, b) Πλαστική συμπεριφορά κόμβου <sup>[31]</sup>

Καμπτική αστοχία συμβαίνει όταν οποιοδήποτε από τα δύο άκρα του ενεργού μήκους του κατακόρυφου στοιχείου ξεπεράσει μία συγκεκριμένη τιμή  $M_u$ . Στο τρίτο κομμάτι του Ευρωκώδικα 8, το οποίο αναφέρεται σε ενισχύσεις κτιρίων έναντι σεισμικών δυνάμεων, υποδεικνύεται η εξής σχέση που αφορά την καμπτική αστοχία του τοίχου:

$$V_f = (D \cdot P) / (2 \cdot H_{eff}) \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d) \quad (2.16)$$

Όπου:

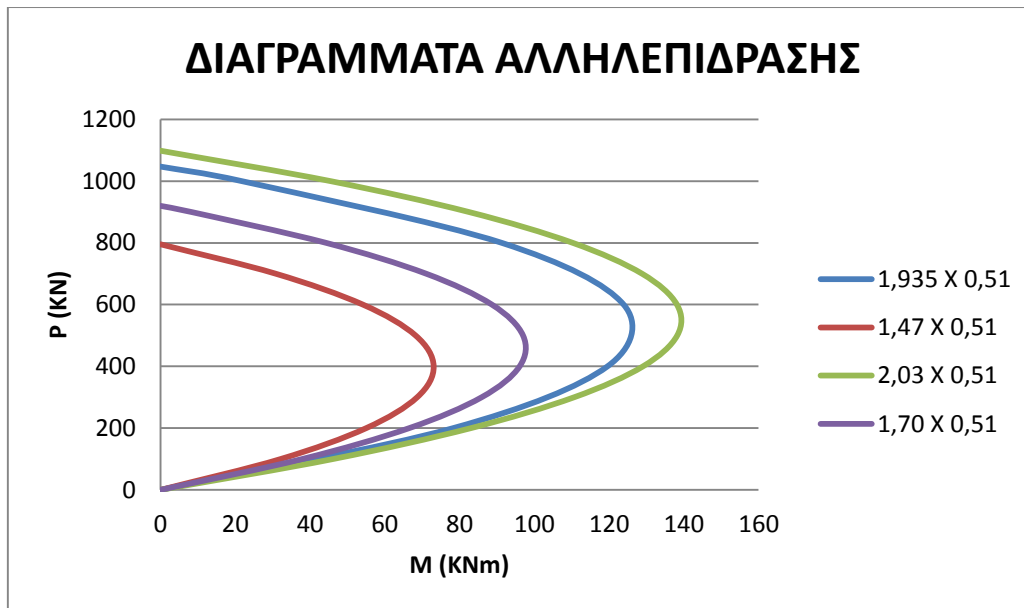
- P** το κατακόρυφο φορτίο που δρα στο στοιχείο
  - D** το πλάτος του τοίχου
  - t** το πάχος του τοίχου
  - f<sub>d</sub>** η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του τοίχου
  - H<sub>eff</sub>** το ενεργό μήκος του στοιχείου
  - v<sub>d</sub>** το κανονικοποιημένο αξονικό φορτίο
- $$v_d = P / (D \cdot t \cdot f_d) \quad (2.17)$$

Η παραπάνω σχέση σύμφωνα με τον ΕΚ8 αναφέρεται στην κατάσταση «Σημαντικών Βλαβών (SD)» και αντιστοιχεί σε μετακίνηση  $\delta$  η οποία είναι ίση με το 0,8% του ενεργού μήκους του στοιχείου. Για να ορίσουμε όμως το διάγραμμα ροπής-στροφής των πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να υπολογίσουμε την αντίστοιχη ροπή και στροφή στα άκρα των στοιχείων. Όταν έχουμε αμφίπακτα στοιχεία ισχύουν οι παρακάτω γνωστές σχέσεις:

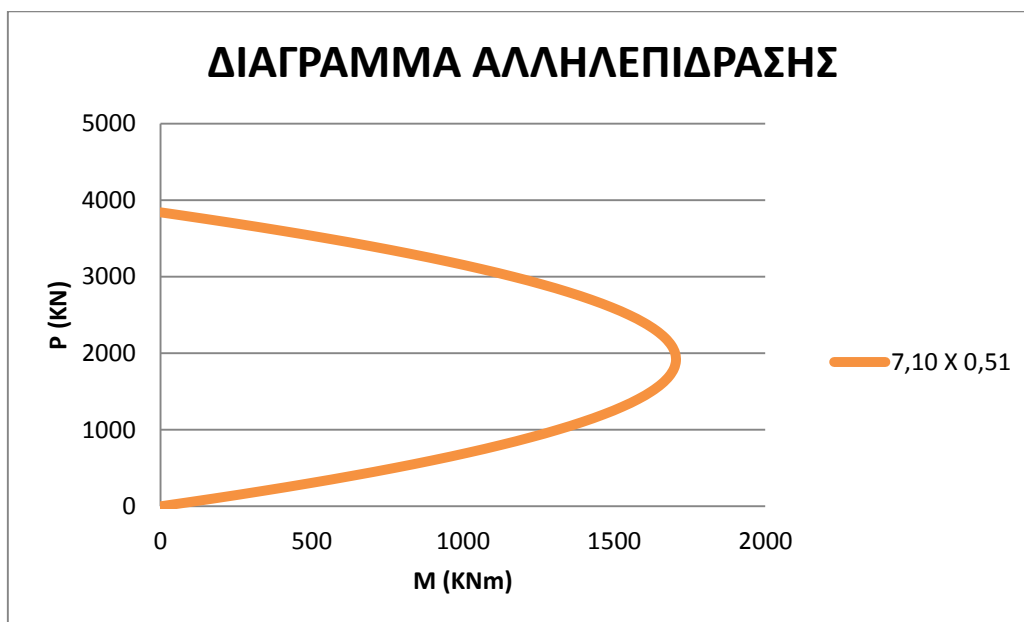
$$M_f = V_f \cdot H_{eff} / 2 \quad (2.18)$$

$$\phi = \arctan(\delta / L_s) \quad (2.19) \quad \text{όπου: } L_s = H_{eff} / 2$$

Χρησιμοποιώντας την σχέση (2.16) του ΕΚ8 και την (2.18), σχεδιάστηκαν τα παρακάτω διαγράμματα αλληλεπίδρασης για κάθε κατακόρυφο στοιχείο:



Σχήμα 2.6: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου X-Z



Σχήμα 2.7: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Y-Z

Για τον προσδιορισμό του διαγράμματος του Σχήματος 2.5b θα πρέπει να υπολογιστεί το σημείο «Οιονεί Κατάρρευσης (NC)», το οποίο βασίζεται στην παραδοχή ότι η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σημείο SD αποτελεί το 70% της μετακίνησης στο σημείο NC. Ανάλογα με το μοντέλο της ανάλυσης (πριν και μετά την ανακατασκευή) και το είδος της ενίσχυσης (με ή χωρίς διάφραγμα), υπολογίζονται τα σημεία του διαγράμματος M-φ.

Διατμητική αστοχία συμβαίνει όταν το μέσο του κατακόρυφου στοιχείου ξεπεράσει μία συγκεκριμένη τιμή  $V_u$ , η οποία αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευσης». Η διατμητική αστοχία στη στάθμη «Σημαντικών Βλαβών» σύμφωνα με τον ΕΚ8 υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση.

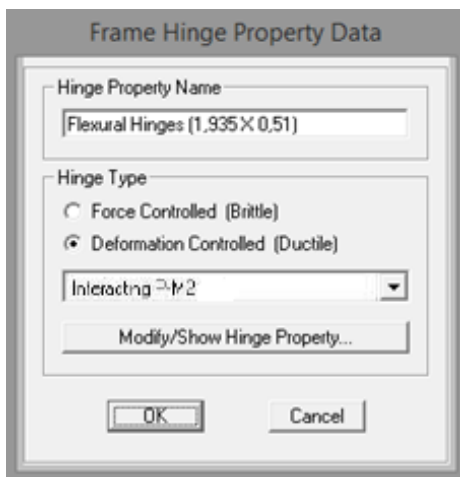
$$V_f = f_{vd} \cdot D \cdot t \quad (2.20)$$

Όπου:

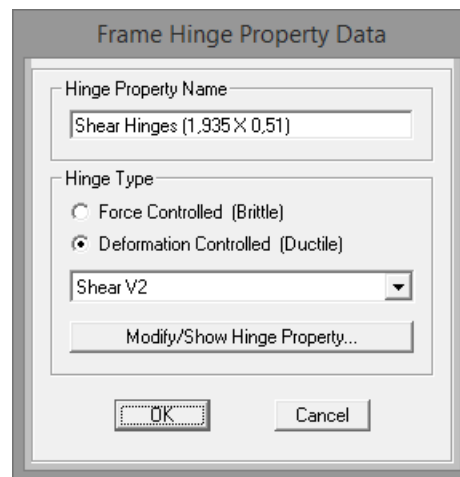
- $f_{vd}$  η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του τοίχου (EK6)  
**D** το πλάτος του τοίχου  
**t** το πλάτος του τοίχου

Ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής σχεδιασμού σύμφωνα με τον EK6, θα αναλυθεί στο επόμενο κεφάλαιο όπου περιγράφονται οι διατάξεις του EK6. Όσον αφορά την μετακίνηση που αντιστοιχεί στην παραπάνω τέμνουσα για την στάθμη επιτελεστικότητας SD, αυτή σύμφωνα με τον EK8 ισούται με το 0,4% του ενεργού μήκους του κατακόρυφου στοιχείου. Για τον προσδιορισμό του διαγράμματος V-δ θα ληφθεί υπόψη και πάλι ότι η μετακίνηση της στάθμης SD αποτελεί το 70% της μετακίνησης στη στάθμη NC.

Η ανελαστικότητα των κατακόρυφων στοιχείων θα εισαχθεί στο SAP2000 ορίζοντας καμπτικούς (flexural hinges) και διατμητικούς (shear hinges) ανελαστικούς κόμβους. Τα διαγράμματα M-φ και V-δ που θα διέπουν τους κόμβους αυτούς ορίζονται μέσω της εντολής Define→Section Properties→Hinge Properties.



Εικόνα 2.20: Ορισμός καμπτικών πλαστικών κόμβων



Εικόνα 2.21: Ορισμός διατμητικών πλαστικών κόμβων

Τα διαγράμματα έντασης-παραμόρφωσης, τα οποία καθορίζουν τις ιδιότητες των πλαστικών κόμβων, μπορούν να εμφανίσουν μετελαστικό κλάδο με μηδενική (FEMA 356 και ATC 40) ή με μη μηδενική κλίση (KAN.ΕΠΕ.). Στην συγκεκριμένη περίπτωση (βλ. Σχήμα 2.5b) επιλέχθηκε η χρήση διαγραμμάτων M-φ και V-δ με μηδενική κλίση. Οι κλάδοι που καθορίζουν την μορφή ενός διαγράμματος έντασης παραμόρφωσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.8 και περιγράφονται ως εξής:

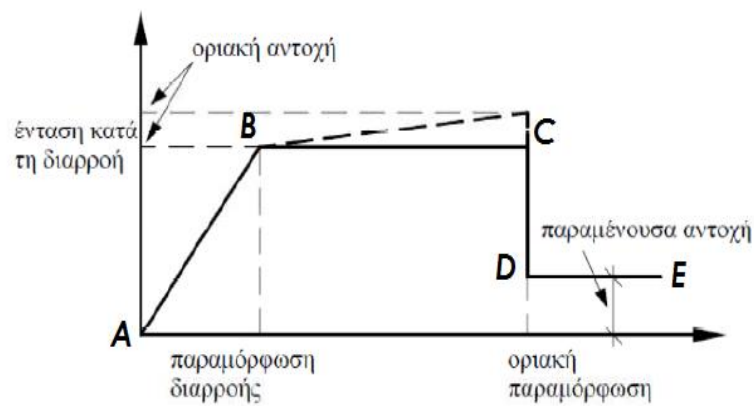
**Κλάδος AB:** Εκφράζει την ελαστική απόκριση της διατομής έως το σημείο διαρροής της.

**Κλάδος BC:** Λόγω του σιδηροπλισμού η διατομή είναι πιθανό να παρουσιάζει φαινόμενα κράτυνσης (εδώ  $M_v = M_u$  και  $V_v = V_u$ ).

**Κλάδος CD:** Παρουσιάζει την πλαστική παραμόρφωση και την απότομη πτώση της αντοχής.

**Κλάδος DE:** Εκφράζει την παραμένουσα αντοχή που διατηρεί η διατομή μέχρι ένα επίπεδο παραμόρφωσης.





Σχήμα 2.8: Θεωρητική καμπύλη έντασης παραμόρφωσης

Οι εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζουν τον τρόπο με τον οποίο ορίστηκαν τα διαγράμματα έντασης-παραμόρφωσης στο SAP2000.

Frame Hinge Property Data for Flexural Hinges (1,935 X 0,51) - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-15,16	-0,0168
D	-15,16	-0,0112
C	-75,79	-0,0112
B	-75,79	0
A	0	0
B	75,79	0
C	75,79	0,0112
D	15,16	0,0112
E	15,16	0,0168

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF [ 1, ] Positive Negative

Use Yield Rotation Rotation SF [ 1, ] Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy [ 0, ] Positive Negative

Life Safety [ 7,800E-03 ] Positive Negative

Collapse Prevention [ 0,0112 ] Positive Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length [ ]

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type [ Isotropic ]

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Εικόνα 2.22: Προσδιορισμός διαγράμματος Μ-φ

Frame Hinge Property Data for Shear Hinges (1,935 X 0,51) - Shear V2

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E	-20,13	-0,0365
D	-20,13	-0,0243
C	-100,66	-0,0243
B	-100,66	0
A	0	0
B	100,66	0
C	100,66	0,0243
D	20,13	0,0243
E	20,13	0,0365

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF [ 1, ] Positive Negative

Use Yield Disp Disp SF [ 1, ] Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy [ 0, ] Positive Negative

Life Safety [ 0,017 ] Positive Negative

Collapse Prevention [ 0,0243 ] Positive Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length [ ]

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type [ Isotropic ]

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

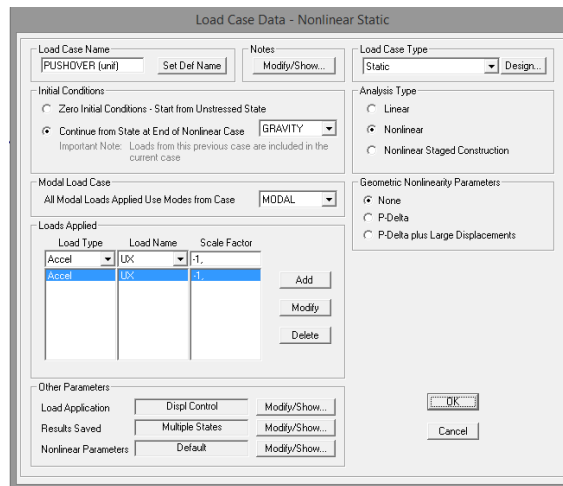
OK Cancel

Εικόνα 2.23: Προσδιορισμός διαγράμματος V-δ

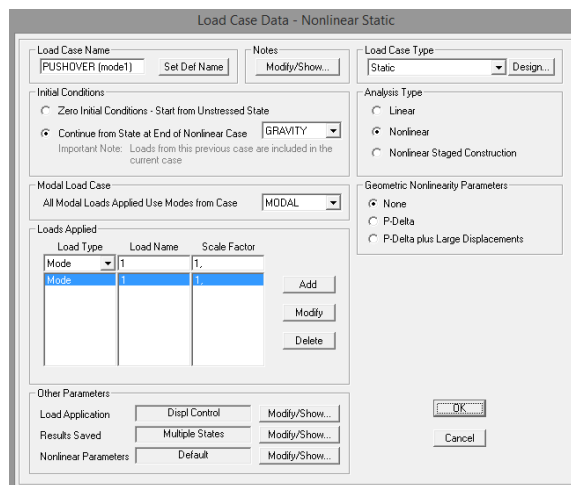
Όσον αφορά τα ανώφλια, αυτά θα προσομοιωθούν ως τελείως ελαστικά. Ο λόγος που θα γίνει κάτι τέτοιο είναι γιατί το μήκος των ανοιγμάτων είναι σχετικά μικρό σε σχέση με το μήκος του τοίχου και άρα αποκλείεται η περίπτωση των αδύναμων υπέρθυρων (περίπτωση 3), που αναλύθηκε στην αρχή του αυτού του κεφαλαίου. Με βάση αυτή την παραδοχή, ο μηχανισμός αστοχίας του κτιρίου αφορά αποκλειστικά την συμπεριφορά των πεσσών ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι διαφράγματος ή διαζώματος.

### ➤ Εφαρμογή μη γραμμικής στατικής ανάλυσης στο SAP2000:

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, είναι προτιμότερο η μη γραμμική στατική διαδικασία να εφαρμόζεται για δύο περιπτώσεις κατανομής φορτίων. Στη συγκεκριμένη περίπτωση επιλέχθηκαν η ομοιόμορφη κατανομή (PUSHOVER(unif.)) και η κατανομή των φορτίων σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (PUSHOVER(mode1)). Οι φορτίσεις αυτές ορίστηκαν στο SAP2000 ως εξής:



Εικόνα 2.24: Προσδιορισμός ομοιόμορφης κατανομής πλευρικών ωθήσεων στο SAP2000



Εικόνα 2.25: Προσδιορισμός κατανομής πλευρικών ωθήσεων σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή

Στη συνέχεια επιλέχθηκε η εντολή Load Application → Displacement Control → Use Monitored Displacement, έτσι ώστε η καμπύλη ικανότητας pushover να παραχθεί με τη μέθοδο των ελεγχόμενων μετακινήσεων.

## 2.5 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 2.5.1 ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΟΥ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΥ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ

Η φασματική μέθοδος, που αναλύθηκε στην προηγούμενη ενότητα, έχει ως βασικό χαρακτηριστικό την απουσία του χρονικού παράγοντα. Για τον λόγο αυτό θεωρείται σκόπιμο να πραγματοποιηθεί μία ανάλυση χρονοϊστορίας με βάση πραγματικές καταγραφές, έτσι ώστε το αποτέλεσμα της ανάλυσης να είναι όσο το δυνατόν αντιπροσωπευτικότερο της σεισμικής δραστηριότητας της περιοχής του δομήματος. Επομένως, για την ανάλυση της χρονοϊστορίας θα πρέπει να γίνει η επιλογή της κατάλληλης σεισμικής διέγερσης ή του κατάλληλου συνδυασμού διεγέρσεων που θα εφαρμοστούν στο κτίριο. Η επιλογή του κατάλληλου συνδυασμού εδαφικών επιταχύνσεων αποτελεί ένα ιδιαίτερο πρόβλημα, διότι παρόλο που οι περισσότεροι κανονισμοί αναφέρουν αναλυτικά τους κανόνες υπό τους οποίους θα πρέπει να πραγματοποιείται η ανάλυση χρονοϊστορίας, παραμένει στην κρίση του μηχανικού ο τρόπος επιλογής των διεγέρσεων αυτών. Αυτή είναι μία διαδικασία που μπορεί να φαίνεται εύκολη και τυποποιημένη, δεν παύει όμως να παρουσιάζει ιδιαίτερη δυσκολία ως προς την προσπάθεια να ελαττωθεί η απόκλιση των αποτελεσμάτων σε σχέση με εκείνα της ήδη υπολογισμένης απόκρισης της κατασκευής. Τα βασικότερα κριτήρια σύμφωνα με τα οποία πρέπει να γίνεται η επιλογή είναι τα εξής:

- **Το μέγεθος του σεισμού (M) και η απόσταση της κατασκευής από τη σεισμική πηγή (R):**

Το μέγεθος του σεισμού καθώς και η απόστασή του από την κατασκευή είναι οι πιο διαδεδομένοι παράγοντες για την επιλογή των κατάλληλων επιταχυνσιογραφημάτων. Συνήθως η επιλογή γίνεται θέτοντας ένα μικρό εύρος γύρω από τα αναμενόμενα μεγέθη ( $M \pm \Delta M$ ,  $R \pm \Delta R$ ). Με αυτόν τον τρόπο απομονώνονται οι σεισμικές διεγέρσεις που ικανοποιούν ταυτοχρόνως τα διαστήματα αυτά. Έρευνες έχουν δείξει πως όσο μικρότερο γίνεται το εύρος του μεγέθους του σεισμού (M), τόσο το εύρος της απόστασης (R) μπορεί να αυξηθεί. Παρόλα αυτά, πρόσφατες έρευνες αμφισβητούν την αποτελεσματικότητα του κριτηρίου αυτού (M,R), κυρίως λόγω της αστάθειας που παρατηρήθηκε στα αποτελέσματα των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων. Το συμπέρασμα των ερευνών αυτών ήταν πως η απόσταση της κατασκευής από τη σεισμική πηγή αποτελεί ασήμαντο παράγοντα κατά την επιλογή των κατάλληλων επιταχυνσιογραφημάτων. Επίσης το μέγεθος της σεισμικής διέγερσης αποδείχτηκε πως μπορεί να αποτελέσει κριτήριο, όχι όμως τόσο ισχυρό. Επομένως, για τους παραπάνω λόγους το μέγεθος του σεισμού μπορεί να αποτελέσει ένα αποδεκτό κριτήριο για το αρχικό ξεσκαρτάρισμα των επιταχυνσιογραφημάτων ενώ η απόσταση μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως δευτερεύον κριτήριο.

- **Τα εδαφικά χαρακτηριστικά της περιοχής του δομήματος (S):**

Τα εδαφικά χαρακτηριστικά συμπεριλαμβάνουν τις σεισμοτεκτονικές, τις γεωλογικές και τις εδαφοδυναμικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή της υπό μελέτη κατασκευής. Είναι γνωστό πως το γεωτεχνικό προφίλ μπορεί να επηρεάσει σημαντικά την σεισμική δραστηριότητα μιας περιοχής, τροποποιώντας το πλάτος της εδαφικής επιτάχυνσης όπως και το φάσμα απόκρισης. Για να μπορέσουμε να χρησιμοποιήσουμε τα εδαφικά χαρακτηριστικά ως κριτήριο, θα πρέπει να γνωρίζουμε την κατάταξη του εδάφους καθώς και τις καταγεγραμμένες σεισμικές διεγέρσεις της περιοχής (προσοχή στην εγκυρότητα του σταθμού καταγραφής), τα οποία θα πρέπει να χαρακτηρίζονται από έναν υψηλό βαθμό εμπιστοσύνης. Η κατάταξη του εδάφους πραγματοποιείται με βάση την ταχύτητα  $V_{s,30}$ , η

οποία αντιπροσωπεύει την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m του εδάφους. Πρέπει να δοθεί προσοχή κατά τη διάρκεια της επιλογής, διότι πολλές φορές όταν χρησιμοποιούμε το εν λόγω κριτήριο σε συνδυασμό με τα δύο παραπάνω (M,R,S), υπάρχει περίπτωση να μειωθούν τόσο πολύ οι επιλογές ώστε να μην συγκεντρώνεται ικανοποιητικός αριθμός καταγραφών για να προχωρήσουμε στην ανάλυση. Σε τέτοια περίπτωση θα πρέπει να αυξάνεται το εύρος των ταχυτήτων  $V_{s,30}$  που θεωρείται αποδεκτό.

- **Η διάρκεια του σεισμού:**

Η διάρκεια του σεισμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως συμπληρωματικό κριτήριο και επηρεάζει με διαφορετικό τρόπο τα αποτελέσματα ανάλογα με την μέθοδο ανάλυσης που πραγματοποιείται. Για παράδειγμα για την μελέτη των βλαβών που προκύπτουν από αναλύσεις οι οποίες βασίζονται στη μέγιστη δυνατή απόκριση της κατασκευής, το κριτήριο της διάρκειας του σεισμού δεν παίζει κανέναν απολύτως ρόλο. Αντίθετα, σε περιπτώσεις που εξετάζεται η υστερητική ενέργεια που απορροφάται ή όταν πραγματοποιείται έλεγχος σε κόπωση, η σημασία της διάρκειας του σεισμού δεν είναι μηδαμινή. Για την χρησιμοποίηση της διάρκειας του σεισμού ως κριτήριο θα πρέπει να δίνεται προσοχή και στη μορφή της ίδιας της κατασκευής. Κατασκευές οι οποίες παρουσιάζουν υποβάθμιση της δυσκαμψίας τους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, είναι λογικό να είναι ευαίσθητες ως προς τον αριθμό των κύκλων άρα και ως προς την διάρκεια του σεισμού. Στους περισσότερους κανονισμούς αναφέρεται πως η απαιτούμενη διάρκεια του σεισμού θα πρέπει να είναι σύμφωνη με τις εδαφικές συνθήκες, δηλαδή με το βαθμό σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής του δομήματος. Όπως και να χει, η ενσωμάτωση της διάρκειας του σεισμού ως κριτήριο στην διαδικασία επιλογής των κατάλληλων σεισμικών καταγραφών, θα πρέπει πάντα να δικαιολογείται με προσοχή.

- **Ο λόγος της επιτάχυνσης προς την ταχύτητα ( $\alpha/u$ ):**

Ο λόγος της μέγιστης επιτάχυνσης προς τη μέγιστη ταχύτητα έχει προταθεί ως ένα συμπληρωματικό κριτήριο για την επιλογή των κατάλληλων διεγέρσεων. Ο Tso και ο Sawada μελετώντας την επιρροή του λόγου αυτού, κατέληξαν πως συνδέεται με το μέγεθος του σεισμού, την απόσταση της κατασκευής από τη σεισμική πηγή καθώς και με την συχνότητα των επιταχυνσιογραφημάτων. Ορίστηκαν τρεις βασικές κατηγορίες επιταχυνσιογραφημάτων. Πρώτον εκείνες που χαρακτηρίζονται από «χαμηλούς» λόγους μέγιστης επιτάχυνσης προς μέγιστης ταχύτητας, δηλαδή με  $\alpha/u < 0,80 \text{ g/m/s}$ . Η δεύτερη κατηγορία χαρακτηρίστηκε ως «μέση» με λόγους που κυμαίνονται στο διάστημα  $0,80 < \alpha/u < 1,20 \text{ g/m/s}$ , ενώ η τρίτη θεωρείται ότι συμπεριλαμβάνει «υψηλούς» λόγους, δηλαδή  $\alpha/u > 1,20 \text{ g/m/s}$ . Οι παραπάνω κατηγορίες είναι ανεξάρτητες από τα χαρακτηριστικά της περιοχής του δομήματος και μπορούν να δώσουν ένα συντηρητικό άνω όριο για τις αναμενόμενες σεισμικές διεγέρσεις. Άρα, ο λόγος  $\alpha/u$  δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως μοναδικό κριτήριο, παρά μόνο ως συμπληρωματικό για να προσδιορίσει ένα ανώτατο όριο.

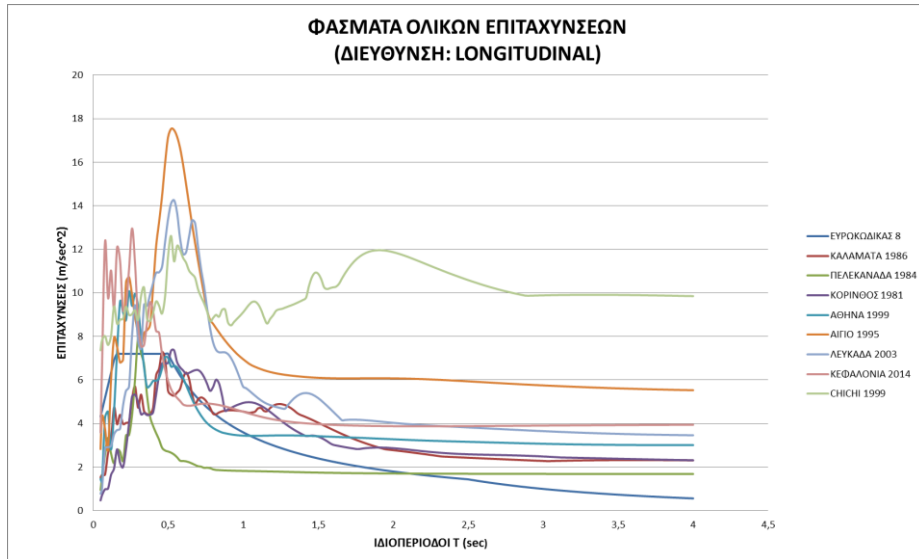
Οι περισσότεροι κανονισμοί, επιτρέπουν την χρησιμοποίηση είτε πραγματικών είτε συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων. Ορισμένοι από αυτούς όπως ο ΕΚ8 και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτούν την χρησιμοποίηση άνω των 3 ενώ άλλοι όπως ο ΕΑΚ άνω των 5 διαφορετικών επιταχυνσιογραφημάτων (ή ζευγών επιταχυνσιογραφημάτων για ανάλυση στο χώρο). Όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν τελικά στους ελέγχους, οι περισσότεροι κανονισμοί όπως ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιτρέπουν την χρησιμοποίηση της μέσης τιμής κάθε μεγέθους, η οποία θα προκύψει συνδυάζοντας τα αποτελέσματα 7 τουλάχιστον σεισμικών καταγραφών. Διαφορετικά, σε περίπτωση που χρησιμοποιηθούν λιγότερες από 7 καταγραφές θα πρέπει ο έλεγχος να γίνει για την μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους από την ανάλυση της ιστορίας (και τα αντίστοιχα ταυτοχρόνως δρώντα μεγέθη).

Ο στόχος είναι να είναι εφικτή η σύγκριση των αποτελεσμάτων με αυτά που προέκυψαν από την δυναμική φασματική μέθοδο. Για τον λόγο αυτό θα γίνει αναγωγή των επιταχυνσιογραφημάτων, έτσι ώστε να ληφθούν υπόψη τόσο τα χαρακτηριστικά των σεισμικών διεγέρσεων που θα επιλεγούν, όσο και τα χαρακτηριστικά του κτιρίου στην ανελαστική του κατάσταση. Η αναγωγή αυτή θα γίνει με βάση το ανελαστικό φάσμα απόκρισης του Ευρωκώδικα 8 και ένα μέσο φάσμα που θα προκύψει από τις πραγματικές σεισμικές καταγραφές. Στόχος είναι να «ταιριάξουν» τα δύο αυτά φάσματα όσο το δυνατόν περισσότερο. Η μέθοδος που θα ακολουθηθεί και τα αποτελέσματα θα περιγραφούν αναλυτικότερα στη συνέχεια. Αυτό όμως που πρέπει να σημειωθεί είναι ότι η διαδικασία αυτή δεν πρέπει να συγχέεται με την δημιουργία τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων, τα οποία είναι καλύτερο να αποφεύγονται ακόμα και αν το φάσμα τους είναι συμβατό με εκείνο του ΕΚ8. Η χρησιμοποίησή τους στη δυναμική ανάλυση δεν συνιστάται, διότι κουβαλάνε δυσανάλογα μεγάλο ενεργειακό περιεχόμενο λόγω του ότι δεν αποτελούν αληθινά σεισμικά κύματα.

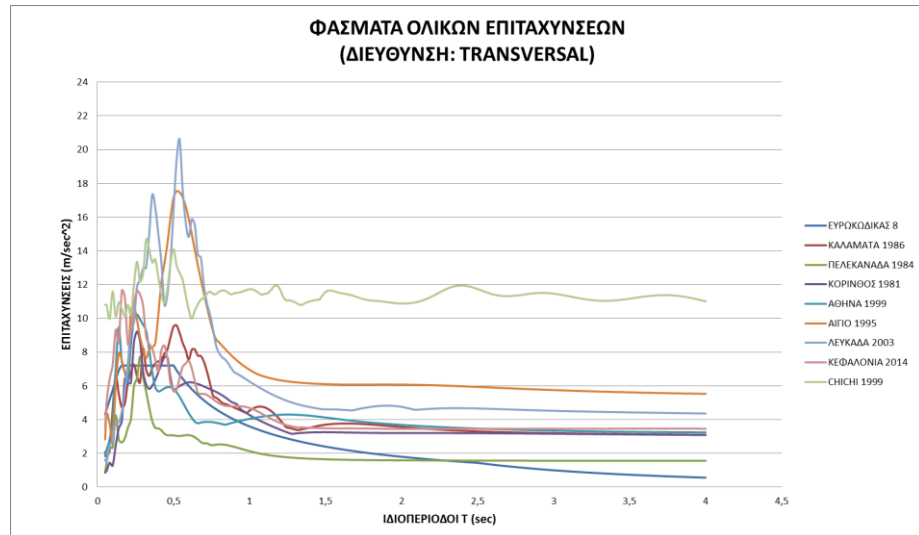
Αρχικά, θα χρησιμοποιηθούν 8 διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις τα δεδομένα των οποίων βρέθηκαν μέσω της βάσης δεδομένων «NGA Database» του PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). Χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω 8 σεισμοί:

- Καλαμάτας 1986
- Πελεκανάδας 1984
- Κορίνθου 1981
- Αθήνας 1999
- Αιγίου 1995
- Κεφαλονιάς 2014
- Chi-Chi 1999
- Λευκάδας 2003

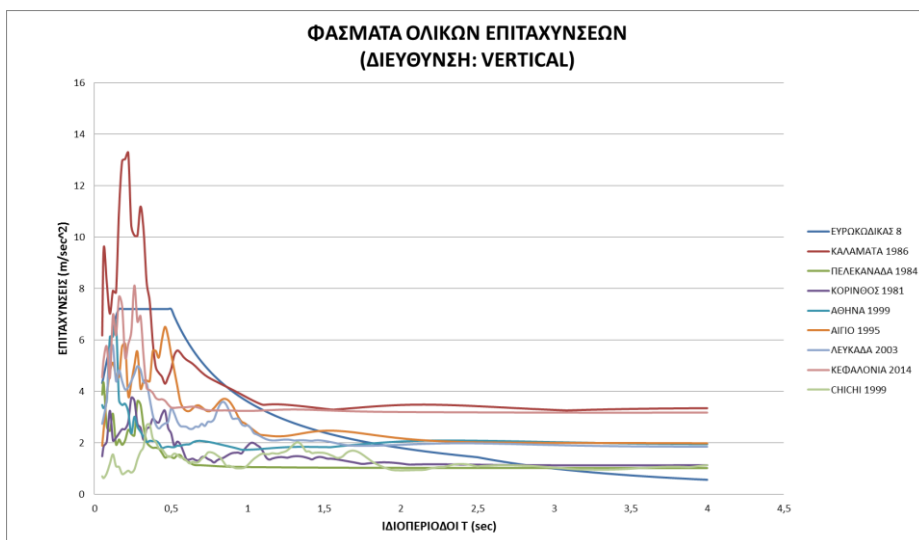
Επιλέχθηκαν 7 ελληνικές σεισμικές με βάση το μέγεθός τους και την απόσταση της σεισμικής πηγής από το κτίριο του σιδηροδρομικού σταθμού. Επίσης, χρησιμοποιήθηκε μόνο μία ξένη σεισμική διέγερση, δηλαδή ο σεισμός του Chi-Chi το 1999 (Taiwan) για λόγους που θα αναλυθούν στη συνέχεια. Από την βάση δεδομένων λοιπόν, προέκυψαν τα επιταχυνσιογραφήματα για κάθε σεισμό κατά τις τρεις κύριες διευθύνσεις, δηλαδή όπως αναφέρονται στα αρχεία της «NGA Database»: longitudinal, transversal και vertical. Στη συνέχεια, με τη βοήθεια του προγράμματος *mySpec* υπολογίστηκαν τα φάσματα απόκρισης, τα οποία απεικονίζονται παρακάτω για κάθε κύρια διεύθυνση.



Σχήμα 2.9: Φάσματα απόκρισης ολικών επιταχύνσεων (διεύθυνση:longitudinal)

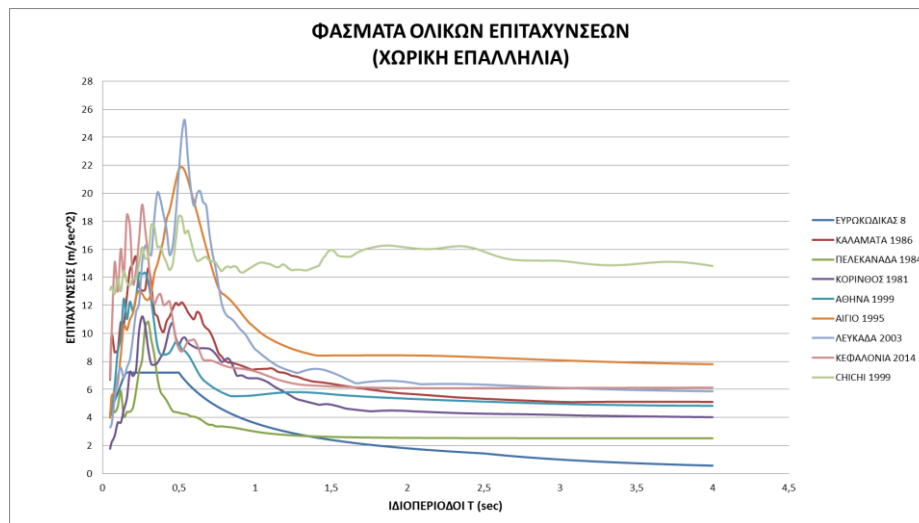


Σχήμα 2.10: Φάσματα απόκρισης ολικών επιταχύνσεων (διεύθυνση: transversal)



Σχήμα 2.11: Φάσματα απόκρισης ολικών επιταχύνσεων (διεύθυνση: vertical)

Έχοντας απεικονίσει τα φάσματα απόκρισης για κάθε κύρια διεύθυνση ξεχωριστά, θα υπολογιστεί η χωρική τους επαλληλία χρησιμοποιώντας την μέθοδο SRSS.



Σχήμα 2.12: Φάσματα απόκρισης ολικών επιταχύνσεων (χωρική επαλληλία)

Στη συνέχεια, τα παραπάνω φάσματα απόκρισης θα πολλαπλασιαστούν το καθένα με μία παράμετρο αναγωγής  $\lambda_i$ , η οποία θα πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 1/3,5 και 3,5. Οι παράμετροι αναγωγής  $\lambda_i$  για κάθε σεισμό θα υπολογιστούν με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε το μέσο φάσμα που θα προκύψει μετά την αναγωγή του κάθε σεισμού ( $\lambda \cdot SA_i$ ), να είναι συμβατό με το ανελαστικό φάσμα του ΕΚ8.

Η αναγωγή λοιπόν, των επιταχυνσιογραφημάτων γίνεται με βάση τις φασματικές τιμές, οι οποίες είναι συναρτήσεις της ιδιοπεριόδου. Επομένως, πρέπει να γίνει η επιλογή ενός κατάλληλου εύρους ιδιοπεριόδων, με βάση το οποίο θα γίνει η αναγωγή. Συνήθως αυτό το εύρος αντιπροσωπεύεται από μία σχετικά στενή ζώνη γύρω από την θεμελιώδη ασύζευκτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Κατά τον ΕΚ8 αυτή η στενή ζώνη συμπεριλαμβάνει τις περιόδους του διαστήματος  $0,2 \cdot T_1 \leq T \leq 2 \cdot T_1$ . Πιο συγκεκριμένα, οι απαιτήσεις του ΕΚ8 για την εφαρμογή της παραπάνω διαδικασίας είναι οι εξής:

1. το μέσο φάσμα να είναι συμβατό με το ελαστικό φάσμα του ΕΚ8 για  $\xi=5\%$
2. η τιμή του μέσου φάσματος για  $T=0$  να είναι μεγαλύτερη ή ίση από εκείνη του ΕΚ8 ( $SA_{M,\phi}(0) \geq Se_{(5\%)}(0)$ )
3. στο διάστημα να ισχύει  $SA_{M,\phi}(T) \geq 0,9 \cdot Se_{(5\%)}(T)$

Με τη βοήθεια του excel, έγινε μία προσπάθεια βελτιστοποίησης της συμβατότητας του μέσου φάσματος με το φάσμα του ΕΚ8, έχοντας ως μεταβλητές τις παραμέτρους αναγωγής  $\lambda_i$  για κάθε σεισμό και λαμβάνοντας ταυτόχρονα υπόψη τις απαιτήσεις του ΕΚ8. Παρακάτω δίνονται τα αποτελέσματα για το εύρος ιδιοπεριόδων που μας ενδιαφέρει, γνωρίζοντας από την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής μετά την ενίσχυση<sup>3</sup> ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι  $T_1=0,234\text{sec}$ .

<sup>3</sup> Η ανάλυση ιστορίας θα πραγματοποιηθεί στην ενισχυμένη κατασκευή με ενέματα και αρμολόγημα, επομένως η ιδιοπερίοδος που χρησιμοποιήθηκε αντιστοιχεί σε αυτή την περίπτωση.



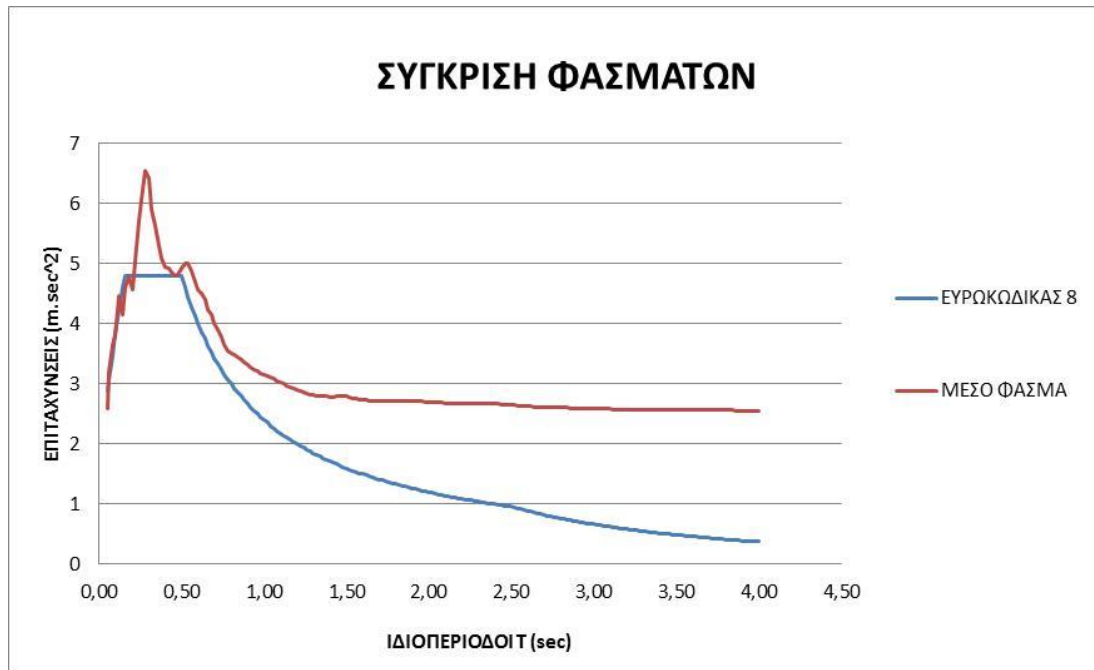
<b>ΦΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΟΛΙΚΩΝ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ ΑΠΟ ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ ΣΕΙΣΜΩΝ:</b>									
		<b>ΚΑΛΑΜΑΤΑΣ</b>	<b>ΠΕΛΕΚΑΝΑΔΑΣ</b>	<b>ΚΟΡΙΝΘΟΥ</b>	<b>ΑΘΗΝΑΣ</b>	<b>ΑΙΓΙΟΥ</b>	<b>ΚΕΦΑΛΟΝΙΑΣ</b>	<b>ΧΗΙ-ΧΗΙ</b>	<b>ΛΕΥΚΑΔΑΣ</b>
		<b>1986</b>	<b>1984</b>	<b>1981</b>	<b>1999</b>	<b>1995</b>	<b>2014</b>	<b>1999</b>	<b>2003</b>
		<b>λ=0,286</b>	<b>λ=1,652</b>	<b>λ=0,286</b>	<b>λ=0,286</b>	<b>λ=0,286</b>	<b>λ=0,670</b>	<b>λ=0,286</b>	<b>λ=0,286</b>
<b>ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ T</b>	<b>Se(5%)</b>	<b>λ* SA</b>	<b>λ* SA</b>	<b>λ* SA</b>	<b>λ* SA</b>	<b>λ* SA</b>	<b>λ* SA</b>	<b>λ* SA</b>	<b>λ* SA</b>
(sec)	m/sec <sup>2</sup>	m/sec <sup>2</sup>	m/sec <sup>3</sup>	m/sec <sup>4</sup>	m/sec <sup>5</sup>	m/sec <sup>6</sup>	m/sec <sup>7</sup>	m/sec <sup>8</sup>	m/sec <sup>9</sup>
0,05	2,880	1,914	6,757	0,506	1,197	1,138	4,540	3,745	0,940
0,06	3,072	2,827	7,917	0,637	1,210	1,582	6,597	3,814	1,008
0,08	3,456	2,477	7,226	0,769	1,796	1,653	10,085	3,666	1,517
0,10	3,840	2,524	7,889	1,040	2,483	1,855	8,690	3,981	1,976
0,12	4,224	3,090	9,740	1,040	2,787	2,413	10,734	3,720	2,162
0,14	4,608	3,059	6,706	1,304	3,565	3,027	9,431	4,134	1,951
0,16	4,800	3,619	7,256	1,541	3,153	2,927	12,349	3,902	2,164
0,18	4,800	4,162	7,285	2,074	3,507	3,142	11,816	3,842	2,334
0,20	4,800	4,280	7,763	1,990	3,317	3,284	9,099	3,996	2,781
0,22	4,800	4,419	9,728	2,112	3,601	3,606	9,722	3,976	3,295
0,24	4,800	3,818	12,067	2,917	4,095	3,733	11,233	4,295	3,476
0,26	4,800	3,736	13,452	3,208	4,066	3,671	12,853	4,618	4,314
0,28	4,800	3,755	17,277	3,006	4,095	3,568	11,665	4,385	4,653
0,30	4,800	4,194	17,899	2,533	3,907	3,548	10,331	4,423	4,543
0,32	4,800	3,864	15,765	2,236	3,531	3,686	8,603	5,080	4,464
0,34	4,800	3,290	13,958	2,223	3,048	4,083	8,119	5,038	5,218
0,36	4,800	3,208	11,301	2,259	2,609	4,271	8,431	4,629	5,732
0,38	4,800	2,982	9,676	2,367	2,433	4,519	8,577	4,633	5,591
0,40	4,800	2,891	9,137	2,469	2,426	4,787	8,061	4,443	5,288
0,42	4,800	3,102	8,619	2,700	2,435	5,185	8,128	4,308	4,989
0,44	4,800	3,208	7,967	2,967	2,470	5,373	8,223	4,155	4,463
0,46	4,800	3,360	7,360	3,070	2,575	5,658	7,384	4,269	4,637
0,48	4,800	3,483	7,250	2,784	2,687	5,954	6,431	4,740	5,255

Πίνακας 2.4: Αναγωγή φασμάτων απόκρισης στο διάστημα  $0,2 \cdot T_1 \leq T \leq 2 \cdot T_1$ 

<b>ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ T</b>	<b>SA (ΜΕΣΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ)</b>	<b>0,9*Se(5%)</b>	<b>ΔΙΑΦΟΡΑ ΦΑΣΜΑΤΩΝ (ΜΕΣΟΥ ΚΑΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8)</b>
(sec)	(m/sec <sup>2</sup> )	(m/sec <sup>2</sup> )	
0,05	2,592	2,592	-10,00%
0,06	3,199	2,765	4,13%
0,08	3,649	3,110	5,58%
0,10	3,805	3,456	-0,92%
0,12	4,461	3,802	5,61%
0,14	4,147	4,147	-10,00%
0,16	4,614	4,320	-3,87%
0,18	4,770	4,320	-0,62%
0,20	4,564	4,320	-4,92%
0,22	5,057	4,320	5,36%
0,24	5,704	4,320	18,84%
0,26	6,240	4,320	29,99%
0,28	6,551	4,320	36,47%
0,30	6,422	4,320	33,80%
0,32	5,904	4,320	22,99%
0,34	5,622	4,320	17,13%
0,36	5,305	4,320	10,52%
0,38	5,097	4,320	6,19%
0,40	4,938	4,320	2,87%
0,42	4,933	4,320	2,78%
0,44	4,853	4,320	1,11%
0,46	4,789	4,320	-0,22%
0,48	4,823	4,320	0,48%

Πίνακας 2.5: Απαιτήσεις ΕΚ8 για το διάστημα  $0,2 \cdot T_1 \leq T \leq 2 \cdot T_1$

Από τον παραπάνω πίνακα είναι φανερό πως ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του ΕΚ8, δηλαδή στο διάστημα  $0,2 \cdot T_1 \leq T \leq 2 \cdot T_1$  η διαφορά των τιμών του μέσου φάσματος που είναι μικρότερες από το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 δεν ξεπερνά το 10%. Τα αποτελέσματα της αναγωγής παρατίθενται και σχηματικά παρακάτω.



Σχήμα 2.13: Σύγκριση μέσου φάσματος και φάσματος ΕΚ8.

Παρατηρώντας το Σχήμα 2.13 βλέπουμε πως περίπου μέχρι την ιδιοπερίοδο  $T=0,75sec$  το μέσο φάσμα που υπολογίστηκε ακολουθεί κατά το δυνατό την πορεία των τιμών του φάσματος του ΕΚ8. Από εκείνο το σημείο όμως και μετά οι τιμές του μέσου φάσματος αποκλίνουν από το φάσμα του ΕΚ8 δημιουργώντας ένα πλατό. Αυτό συμβαίνει διότι όλες οι ελληνικές σεισμικές καταγραφές που επιλέχθηκαν, όπως φαίνεται και στα παραπάνω διαγράμματα, έχουν φάσματα απόκρισης τα οποία φθίνουν απότομα και μετά σταθεροποιούνται. Σε αυτό το σημείο μπορεί να εξηγηθεί και ο λόγος για τον οποίο χρησιμοποιήθηκε ο σεισμός του Chi-Chi το 1999, αφού όπως είναι φανερό από τα παραπάνω σχήματα και ειδικά από το Σχήμα 2.9, το φάσμα του σεισμού αυτού παρουσιάζει μία τελείως διαφορετική εικόνα σε σχέση με εκείνη των φασμάτων των ελληνικών διεγέρσεων. Πιο συγκεκριμένα, το φάσμα του είναι σταθερό και από ένα σημείο και μετά παρουσιάζει μία αύξηση. Επομένως, ο στόχος ήταν να εκμεταλλευτούμε τα χαρακτηριστικά αυτής της σεισμικής διέγερσης έτσι ώστε να αποφύγουμε το πλατό και να δημιουργήσουμε μία πιο ομαλή φθίνουσα πορεία, ανάλογη με του ΕΚ8. Ωστόσο, παρόλο που η χρησιμοποίηση του σεισμού του Chi-Chi βελτίωσε την μορφή του μέσου φάσματος, ήταν αδύνατο να αποφύγουμε την σταθεροποίηση των τιμών από ένα σημείο ιδιοπεριόδων και μετά.

Έχοντας ολοκληρώσει την παραπάνω διαδικασία για τον προσδιορισμό των συντελεστών αναγωγής  $\lambda_i$  θα ήταν δυνατόν πλέον να προχωρήσουμε στην δυναμική ανάλυση. Πιο συγκεκριμένα, θα έπρεπε να πραγματοποιηθεί ανάλυση χρονοϊστορίας για κάθε ένα από τους παραπάνω 8 σεισμούς, χρησιμοποιώντας ένα ποσοστό επί του πραγματικού επιταχυνσιογραφήματος. Τα ποσοστά αυτά παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω πίνακα. Για τους τελικούς ελέγχους θα έπρεπε να χρησιμοποιηθούν οι μέσοι όροι των εντατικών μεγεθών που θα προέκυπταν από κάθε δυναμική ανάλυση. Η

παραπάνω διαδικασία παρουσιάστηκε για να γίνει κατανοητός ο τρόπος με τον οποίο πρέπει να πραγματοποιείται η δυναμική ανάλυση σύμφωνα με τους κανονισμούς. Ωστόσο η δυναμική ανάλυση του κτιρίου του σιδηροδρομικού σταθμού πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας μία μόνο σεισμική καταγραφή.

	Συντελεστής λ	ΠΟΣΟΣΤΑ
<b>ΚΑΛΑΜΑΤΑ 1986</b>	0,286	28,6%
<b>ΠΕΛΕΚΑΝΑΔΑ 1984</b>	1,652	165,2%
<b>ΚΟΡΙΝΘΟΣ 1981</b>	0,286	28,6%
<b>ΑΘΗΝΑ 1999</b>	0,286	28,6%
<b>ΑΙΓΙΟ 1995</b>	0,286	28,6%
<b>ΚΕΦΑΛΟΝΙΑ 2014</b>	0,670	67,0%
<b>ΛΕΥΚΑΔΑ 2003</b>	0,286	28,6%
<b>CHICHI 1999</b>	0,286	28,6%

Πίνακας 2.6: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αναγωγής

## 2.5.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας η ανάλυση χρονοϊστορίας έγινε για έναν μόνο σεισμό. Χρησιμοποιήθηκε ο σεισμός της Καλαμάτας του 1986, έχοντας ως βασικότερο κριτήριο την απόσταση της κατασκευής από το επίκεντρο του συγκεκριμένου σεισμού καθώς και τα εδαφικά χαρακτηριστικά. Για να είναι εφικτή η σύγκριση των αποτελεσμάτων της δυναμικής ανάλυσης με εκείνα που προέκυψαν από την φασματική ανάλυση, θα πρέπει και πάλι να γίνει αναγωγή του φάσματος του σεισμού αυτού έτσι ώστε να είναι συμβατό με το φάσμα του ΕΚ8. Εφόσον η ανάλυση θα πραγματοποιηθεί σε ένα συγκεκριμένο κτίριο για μία μόνο σεισμική καταγραφή, το εύρος ιδιοπεριόδων με βάση το οποίο θα γίνει η αναγωγή θα μειωθεί σε  $0,5T_1 \leq T \leq 1,5T_1$ . Στο διάστημα αυτό θα ορίσουμε ως απαίτηση, όλες οι τιμές του φάσματος απόκρισης του σεισμού της Καλαμάτας που είναι μικρότερες από τις τιμές του φάσματος του ΕΚ8 να μην ξεπερνούν μία διαφορά της τάξης του 5%. Με τη βοήθεια του excel, δίνονται τα παρακάτω αποτελέσματα:

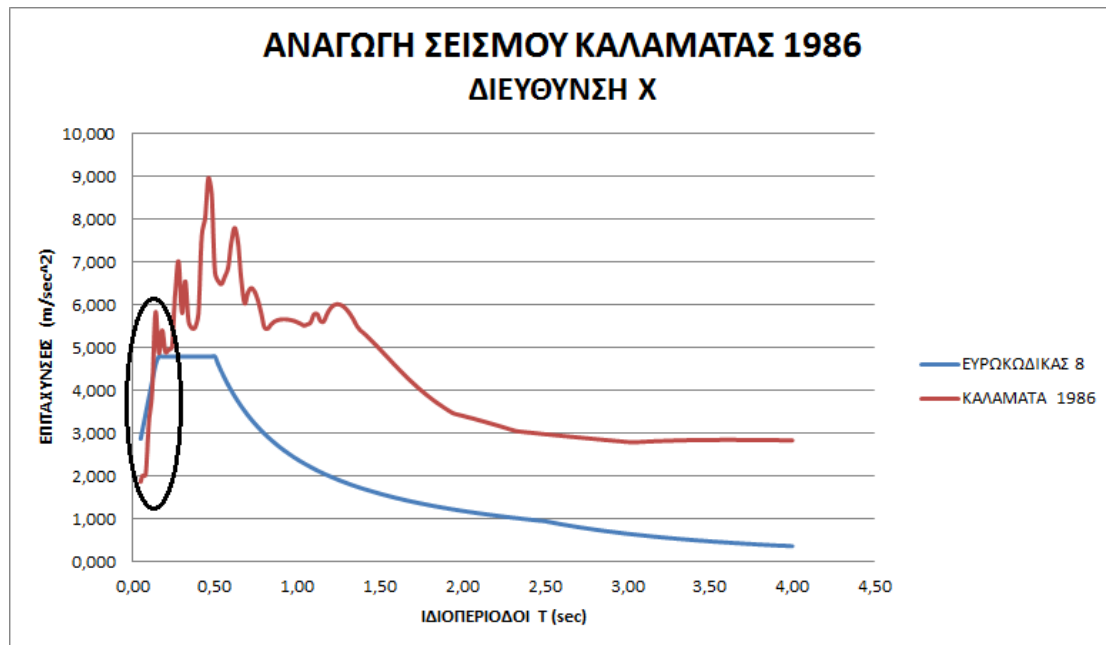
		ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑΣ 1986 ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ: LONGITUDINAL		
		λ=1,23		
ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ T (sec)	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 (m/sec <sup>2</sup> )	ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΙΣ ΦΑΣΜΑΤΟΣ (m/sec <sup>2</sup> )	λ * ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΙΣ ΦΑΣΜΑΤΟΣ (m/sec <sup>2</sup> )	ΔΙΑΦΟΡΑ ΦΑΣΜΑΤΩΝ
0,12	4,224	3,262	4,013	-5,00%
0,14	4,608	4,737	5,827	26,46%
0,16	4,800	3,970	4,884	1,75%
0,18	4,800	4,400	5,413	12,77%
0,20	4,800	3,988	4,906	2,22%
0,22	4,800	4,031	4,959	3,30%
0,24	4,800	4,089	5,030	4,80%
0,26	4,800	5,125	6,305	31,35%
0,28	4,800	5,704	7,017	46,18%
0,30	4,800	4,732	5,821	21,28%
0,32	4,800	5,329	6,555	36,57%
0,34	4,800	4,570	5,622	17,13%
0,36	4,800	4,438	5,460	13,75%

Πίνακας 2.7: Αναγωγή φάσματος απόκρισης στο διάστημα  $0,5 * T_1 \leq T \leq 1,5 * T_1$  (διεύθυνση X)

ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑΣ 1986				
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ: TRANSVERSAL				
λ=0,966				
ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ Τ	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8	ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΙΣ ΦΑΣΜΑΤΟΣ	λ * ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΙΣ ΦΑΣΜΑΤΟΣ	ΔΙΑΦΟΡΑ ΦΑΣΜΑΤΩΝ
(sec)	(m/sec <sup>2</sup> )	(m/sec <sup>2</sup> )	(m/sec <sup>2</sup> )	
0,12	4,224	6,591	6,365	50,69%
0,14	4,608	5,519	5,330	15,68%
0,16	4,800	4,721	4,560	-5,00%
0,18	4,800	4,963	4,793	-0,14%
0,20	4,800	6,190	5,979	24,56%
0,22	4,800	6,809	6,576	37,00%
0,24	4,800	7,265	7,017	46,18%
0,26	4,800	6,563	6,339	32,05%
0,28	4,800	6,219	6,007	25,14%
0,30	4,800	8,221	7,940	65,43%
0,32	4,800	6,960	6,722	40,04%
0,34	4,800	6,593	6,367	32,65%
0,36	4,800	7,052	6,811	41,89%

Πίνακας 2.8: Αναγωγή φάσματος απόκρισης στο διάστημα  $0,5 \cdot T_1 \leq T_1 \leq 1,5 \cdot T_1$  (διεύθυνση Υ)

Από τον παραπάνω πίνακα είναι φανερό πως στο διάστημα  $0,5 \cdot T_1 \leq T_1 \leq 1,5 \cdot T_1$ , ικανοποιούνται οι απαιτήσεις που τέθηκαν. Στο Σχήμα 2.14 τα αποτελέσματα αυτά παρουσιάζονται και διαγραμματικά.



Σχήμα 2.14: Αναγωγή σεισμού Καλαμάτας 1986 σύμφωνα με το ανελαστικό φάσμα του ΕΚ8 κατά τη διεύθυνση Χ



Η ίδια διαδικασία θα γίνει και για την άλλη διεύθυνση εδαφικών επιταχύνσεων. Στη συνέχεια θα επαναπροσδιοριστούν οι φορτίσεις SEISMOS X και SEISMOS Y, έτσι ώστε να ακολουθούν τις συναρτήσεις χρονοϊστορίας που ορίστηκαν προηγουμένως. Για να ληφθεί υπόψη το 123% και το 96,6% των τιμών κατά X και Y αντίστοιχα στις φορτίσεις χρονοϊστορίας, τέθηκε συντελεστής Scale Factor  $\rightarrow 1,23$  και  $0,966$ .

### 2.5.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ

Η ανελαστική (όπως και ελαστική) δυναμική ανάλυση πραγματοποιείται εφαρμόζοντας σε μία κατασκευή ένα σύνολο εδαφικών διεγέρσεων, οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με το φάσμα σχεδιασμού της συγκεκριμένης περιοχής. Η διαφορά με την ελαστική δυναμική ανάλυση που αναλύθηκε στην προηγούμενη ενότητα, είναι ότι η διαρροή που λαμβάνεται υπόψη σε αυτή την περίπτωση, προκαλεί μετατόπιση του συστήματος από την αρχική θέση ισορροπίας του. Το αποτέλεσμα αυτής της μετατόπισης είναι ότι το σύστημα συνεχίζει να ταλαντώνεται γύρω από μία νέα θέση ισορροπίας μέχρι να μετατοπισθεί και πάλι από άλλο ένα επεισόδιο διαρροής. Όταν σταματήσει η διέγερση του εδάφους, το σύστημα θα καταλήξει σε ηρεμία σε μία θέση διαφορετική από την αρχική του, δηλαδή η κατασκευή θα παρουσιάσει μόνιμες παραμορφώσεις. Η μέγιστη μετατόπιση που θα υπολογιστεί από την θεώρηση του ελαστοπλαστικού συστήματος είναι διαφορετική από εκείνη του αντίστοιχου γραμμικού, καθώς επίσης αυτές θα παρουσιαστούν σε διαφορετικές χρονικές στιγμές. Μία τέτοια μέθοδος όμως, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού όγκου απαιτεί χρόνο και εξειδικευμένα προγράμματα ώστε να δώσει ικανοποιητικά αποτελέσματα, όπως επίσης δεν είναι ρεαλιστική για κάθε τύπο κατασκευής. Συνήθως η εφαρμογή μίας τέτοιας διαδικασίας πραγματοποιείται για ερευνητικούς σκοπούς ή ως εργαλείο αξιολόγησης των αποτελεσμάτων της ανελαστικής στατικής μεθόδου.

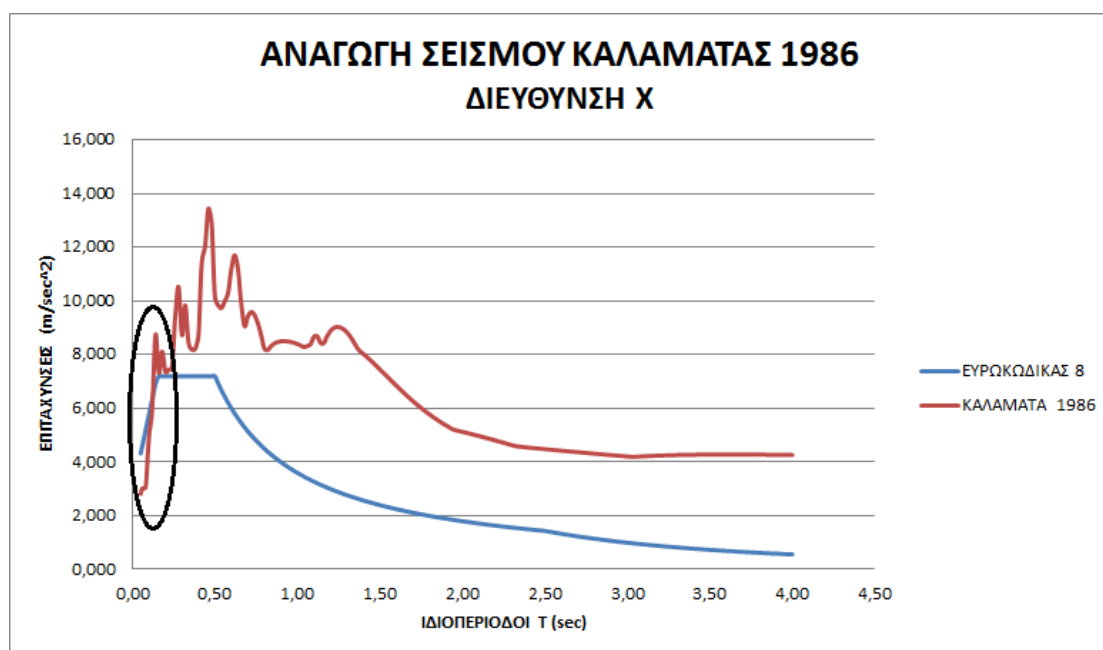
Η απόκριση μίας ανελαστικής κατασκευής, η οποία υποβάλλεται σε μία φόρτιση που αντιπροσωπεύει πραγματική σεισμική δόνηση, υπολογίζεται μέσω επαναλήψεων με τη χρήση διαδοχικών χρονικών βημάτων. Στη συνέχεια, οι δυνάμεις και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται, συγκρίνονται με τις απαιτήσεις των Κανονισμών. Τα μεγέθη αυτά μάλιστα, αποτελούν μία λογική προσέγγιση των αντίστοιχων αναμενόμενων μεγεθών, λόγω της ικανότητας της μεθόδου να λαμβάνει υπόψη με άμεσο τρόπο την ανελαστική απόκριση της κατασκευής. Ωστόσο, πρέπει να δοθεί προσοχή στο γεγονός ότι η μέθοδος είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά της εκάστοτε σεισμικής διέγερσης. Επομένως, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, καθίσταται αναγκαία η χρήση ενός συνόλου πραγματικών επιταχυνσιογραφημάτων, για την εξαγωγή ενός λογικού και ασφαλούς συμπεράσματος.

Ωστόσο, στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας θα χρησιμοποιηθεί μία μόνο σεισμική διέγερση με σκοπό την σύγκριση των αποτελεσμάτων με εκείνα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης pushover. Για τον λόγο αυτό η σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο αναλύσεων θα πραγματοποιηθεί μόνο ως προς την πορεία πλαστικοποίησης των κόμβων που ενσωματώνουν την ανελαστικότητα της κατασκευής. Ο τρόπος σύγκρισης όμως, των δύο μεθόδων θα σχολιαστεί αναλυτικότερα κατά την εφαρμογή τους στο Κεφάλαιο 5.

Ο πίνακας και η εικόνα που ακολουθούν, παρουσιάζουν την αναγωγή του σεισμού της Καλαμάτας κατά τη διεύθυνση X, έτσι ώστε να είναι συμβατό (σε ένα εύρος ιδιοπεριόδων  $0,5T_1 \leq T \leq 1,5T_1$ ) με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8.

ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑΣ 1986				
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ: LONGITUDINAL				
λ=1,85				
ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ T	ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8	ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΙΣ ΦΑΣΜΑΤΟΣ	λ * ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΙΣ ΦΑΣΜΑΤΟΣ	ΔΙΑΦΟΡΑ ΦΑΣΜΑΤΩΝ
(sec)	(m/sec <sup>2</sup> )	(m/sec <sup>2</sup> )	(m/sec <sup>2</sup> )	
0,12	6,336	3,262	6,019	-5,00%
0,14	6,912	4,737	8,741	26,46%
0,16	7,200	3,970	7,326	1,75%
0,18	7,200	4,400	8,120	12,77%
0,20	7,200	3,988	7,360	2,22%
0,22	7,200	4,031	7,438	3,30%
0,24	7,200	4,089	7,546	4,80%
0,26	7,200	5,125	9,457	31,35%
0,28	7,200	5,704	10,525	46,18%
0,30	7,200	4,732	8,732	21,28%
0,32	7,200	5,329	9,833	36,57%
0,34	7,200	4,570	8,434	17,13%
0,36	7,200	4,438	8,190	13,75%

Πίνακας 2.9: Αναγωγή φάσματος απόκρισης στο διάστημα  $0,5 \cdot T_1 \leq T_1 \leq 1,5 \cdot T_1$  (διεύθυνση X)



Σχήμα 2.16: Αναγωγή σεισμού Καλαμάτας 1986 σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα του ΕΚ8 κατά τη διεύθυνση X

Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα, κατά την δυναμική ανάλυση του κτιρίου θα χρησιμοποιηθεί το 185% των τιμών των πραγματικών επιταχυνσιογραφήματων του σεισμού της Καλαμάτας του 1986, κατά τη διεύθυνση X. Η περιοχή που βρίσκεται μέσα στη έλλειψη υποδεικνύει που βρίσκονται οι ιδιοπεριόδοι της κατασκευής, δηλαδή αυτές που είναι μικρότερες από την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο. Στο λογισμικό SAP2000 v15 θα εισαχθεί το πραγματικό επιταχυνσιογράφημα του σεισμού της Καλαμάτας χρησιμοποιώντας την επιλογή Functions → Time-History. Για να ληφθεί υπόψη το 185% των εδαφικών επιταχύνσεων στις φορτίσεις χρονοϊστορίας, τέθηκε συντελεστής Scale Factor → 1,85.



➤ **Γεωμετρική Προσομοίωση**

Η ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας θα εφαρμοστεί χρησιμοποιώντας την θεώρηση των ισοδύναμων επίπεδων πλαισίων της Ενότητας 2.4.2.

➤ **Προσομοίωση Ανελαστικότητας Υλικού**

Για την εφαρμογή ανελαστικής (ή αλλιώς μη γραμμικής) δυναμικής ανάλυσης, χρησιμοποιείται και πάλι ένας φορέας, ο οποίος ενσωματώνει την ανελαστικότητα του υλικού σε κόμβους συγκεντρωμένης πλαστιμότητας.

➤ **Εφαρμογή ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης στο SAP2000**

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση επιλέχθηκε να πραγματοποιηθεί με απευθείας αριθμητική ολοκλήρωση του επιταχυνσιογραφήματος του σεισμού της Καλαμάτας. Το μητρώο απόσβεσης υπολογίστηκε βάσει των δύο πρώτων ιδιοπεριόδων με δεδομένο λόγο απόσβεσης  $\xi=5\%$ . Σύμφωνα με τα παραπάνω διαμορφώθηκε ένα γραμμικό σύστημα εξισώσεων, από το οποίο υπολογίστηκαν οι συντελεστές  $\alpha_0$  και  $\alpha_1$ .

$$\mathbf{C}=\alpha_0\mathbf{M}+\alpha_1\mathbf{K} \quad (2.21)$$

$$\alpha_0=2*\xi*\omega_n*\omega_m/(\omega_n+\omega_m) \quad (2.22)$$

$$\alpha_1=2*\xi/(\omega_n+\omega_m) \quad (2.23)$$

Η μέθοδος αριθμητικής ολοκλήρωσης που επιλέχθηκε είναι κατά Hilber-Hughes-Taylor. Ορίστηκε η παράμετρος Alpha, η οποία λαμβάνει τιμές από 0 έως -1/3. Επιλέχθηκε μηδενική τιμή αυτής της παραμέτρου, διότι θεωρείται πως με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται μεγαλύτερη ακρίβεια των αποτελεσμάτων .

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3<sup>ο</sup>:**

### **ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΛΕΓΧΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ**

#### **3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ**

Προκειμένου να παρουσιαστούν παρακάτω, οι απαραίτητοι έλεγχοι έναντι των σεισμικών δράσεων της τοιχοποιίας, θα πρέπει αρχικά να προσδιοριστούν δύο μεγέθη. Τα μεγέθη αυτά είναι ο συντελεστής ασφαλείας ( $\gamma_M$ ) καθώς και η κατακόρυφη τάση σχεδιασμού της τοιχοποιίας ( $\sigma_d$ ).

#### **ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ $\gamma_M$**

Ένας από τους παράγοντες που επηρεάζουν την αντοχή της τοιχοποιίας είναι η ποιότητα του κτίσματος, η οποία λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς μέσω του επιμέρους συντελεστή ασφαλείας. Ο συντελεστής ασφαλείας είναι αποτέλεσμα του συνδυασμού της στάθμης ποιοτικού ελέγχου και της κατηγορίας στην οποία εντάσσονται τα λιθοσώματα της κατασκευής. Κατά το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 6, ορίζονται τρεις στάθμες ποιοτικού ελέγχου των κατασκευών καθώς και δύο κατηγορίες ελέγχου της παραγωγής των λιθοσωμάτων.

Ο Ευρωκώδικας 6 (EN1996-1-1) δεν προσδιορίζει τις στάθμες ποιοτικού ελέγχου της δόμησης, αλλά αναφέρει μόνο τους παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψη από τα κράτη-μέλη. Επομένως, οι κατηγορίες των λιθοσωμάτων και οι στάθμες ποιοτικού ελέγχου προσδιορίζονται στο Ελληνικό Προσάρτημα μέσω Υπουργικής Απόφασης.

**ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ I:** Η συγκεκριμένη κατηγορία αφορά τις περιπτώσεις κατά τις οποίες ο παραγωγός συμφωνεί στην προμήθεια λιθοσωμάτων προδιαγεγραμμένης θλιπτικής αντοχής. Η μονάδα παραγωγής λειτουργεί βάσει πιστοποιημένου συστήματος για τον έλεγχο της ποιότητας, σύμφωνα με το οποίο η μέση θλιπτική αντοχή κάθε παρτίδας έχει πιθανότητα μικρότερη από 5% να υπολείπεται της καθορισμένης αντοχής. Επίσης, τα αποτελέσματα του συστήματος ελέγχου θα πρέπει να είναι διαθέσιμα έτσι ώστε μία ανεξάρτητη αρχή να μπορεί να έχει πρόσβαση σε αυτά, με σκοπό να ελέγχει την συμμόρφωση των παραπάνω κριτηρίων.

**ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ II:** Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται τα λιθοσώματα των οποίων ο παραγωγός ικανοποιεί την απαίτηση προμήθειας τους με την προδιαγεγραμμένη θλιπτική αντοχή, ωστόσο δεν ικανοποιεί τις υπόλοιπες προϋποθέσεις της κατηγορίας I. Τα φυσικά λιθοσώματα θεωρούνται ότι ανήκουν σε αυτήν την κατηγορία καθώς επίσης και τα ελληνικά τούβλα σύμφωνα με την κατηγορία ελέγχου της παραγωγής τους.

**ΣΤΑΘΜΗ ΠΟΙΟΤΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ 1:** Οι κατασκευές οι οποίες ανήκουν σε αυτή την στάθμη ποιοτικού ελέγχου, θα πρέπει να ικανοποιούν όλα τα παρακάτω κριτήρια:

A) Πραγματοποιούνται προκαταρκτικές δοκιμές θλιπτικής αντοχής κονιάματος, σκυροδέματος πλήρωσης και τοιχοσωμάτων, οι οποίες αποδεικνύουν την συμμόρφωσή τους με τις προδιαγεγραμμένες τιμές της μελέτης.

B) Πραγματοποιούνται επιπλέον και τακτικές δοκιμές στο εργοτάξιο του κονιάματος, του σκυροδέματος πλήρωσης και των τοιχοσωμάτων, με στόχο την συστηματική συμμόρφωσή τους με τις απαιτήσεις της μελέτης.

**ΣΤΑΘΜΗ ΠΟΙΟΤΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ 2:** Οι κατασκευές που ανήκουν σε αυτή την στάθμη ποιοτικού ελέγχου, υφίστανται σποραδικούς ελέγχους στο στάδιο της ανέγερσης από τον επιβλέποντα μηχανικό ή από εκπρόσωπό του. Στόχος είναι και πάλι η απόδειξη ότι η θλιπτική αντοχή του κονιάματος, του σκυροδέματος πλήρωσης και των τοιχοσωμάτων συμμορφώνεται με τις προδιαγεγραμμένες τιμές των αντοχών της μελέτης.

**ΣΤΑΘΜΗ ΠΟΙΟΤΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ 3:** Αυτή η στάθμη μπορεί να υποτεθεί για κατασκευές στις οποίες οι σχετικοί έλεγχοι από τον επιβλέποντα μηχανικό δεν είναι συχνοί ή όταν οι έλεγχοι πραγματοποιούνται μόνο από τον ανάδοχο. Σε αυτή την κατηγορία μπορούμε να θεωρήσουμε ότι ανήκουν και το κτίριο που θα μελετήσουμε, λόγω της εποχής που κατασκευάστηκε.

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

Πίνακας 3.1: Συντελεστής ασφαλείας τοιχοποιίας <sup>[7]</sup>

Επομένως, προκειμένου να μελετήσουμε το κτίριο του σιδηροδρομικού σταθμού, θεωρήθηκε ότι τα λιθοσώματα ανήκουν στην κατηγορία II καθώς επίσης υποτέθηκε η χαμηλότερη στάθμη ποιοτικού ελέγχου (3). Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα και με την παραδοχή ότι δεν χρησιμοποιήθηκε προδιαγεγραμμένο κονίαμα ή κονίαμα από μελέτη συνθέσεως, προκύπτει ο συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M=2,7$ . Κατά το Εθνικό Προσάρτημα του 1998-1, επισημαίνεται ότι στους ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας υπό τις σεισμικές δράσεις, ο συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία μπορεί να λαμβάνεται μειωμένος κατά τα 2/3 της παραπάνω τιμής, αλλά όχι μικρότερος του 1,5. Σύμφωνα με την επισήμανση αυτή, η τελική τιμή του συντελεστή ασφαλείας που θα χρησιμοποιηθεί στους υπολογισμούς διαμορφώνεται σε  $\gamma_M=2,7*2/3=1,8 > 1,5$ .

#### ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΤΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ( $\sigma_d$ )

Για τους περισσότερους ελέγχους που θα αναλυθούν στη συνέχεια, είναι απαραίτητος ο υπολογισμός της κατακόρυφης τάσης σχεδιασμού της τοιχοποιίας  $\sigma_d$ . Η τάση αυτή προκύπτει από τον φορτικό συνδυασμό:

$$1,00 * G + 0,30 * Q$$

### 3.2 ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ

Στις κατασκευές από τοιχοποιία εκτός από τις έκκεντρες φορτίσεις, εφελκόμενες περιοχές εμφανίζονται και λόγω της ύπαρξης οριζόντιων δυνάμεων εγκάρσιων στο επίπεδο του τοίχου. Οι οριζόντιες αυτές δυνάμεις μπορεί να προέρχονται από τον άνεμο, από ωθήσεις γαιών ή από δράσεις λόγω σεισμού. Οι εφελκόμενες περιοχές που δημιουργούνται λόγω των παραπάνω δράσεων πρέπει να είναι ελεγχόμενες, επομένως είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της καμπτικής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας. Ο Ευρωκώδικας 6 αναφέρει ότι η καμπτική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας πρέπει να προσδιορίζεται πειραματικά είτε από δοκιμές κατά το EN1052-2 είτε από την αξιολόγηση δεδομένων τα οποία έχουν προκύψει από καμπτικές δοκιμές τοιχοποιίας με τον κατάλληλο συνδυασμό λιθωμάτων και κονιάματος. Ωστόσο, σε περίπτωση που δεν είναι δυνατή η εξαγωγή πειραματικών αποτελεσμάτων, χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές καμπτικές αντοχές  $f_{xk1}$  και  $f_{xk2}$  σύμφωνα με τους παρακάτω πίνακες.

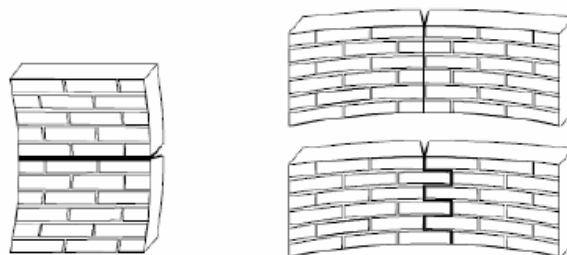
Τιμές της  $f_{xk1}$

Υλικό λιθωμάτος	$f_{xk1}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσεως	Ελαφροκονίαμα
	$f_m < 5\text{N/mm}^2$	$f_m \geq 5\text{N/mm}^2$		
Αργίλος	0,10	0,10	0,15	0,10
Πυριτικό ασβέστιο	0,05	0,10	0,20	Δεν χρησιμοποιείται
Σκυρόδεμα με αδρανή	0,05	0,10	0,20	Δεν χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	0,05	0,10	0,15	0,10
Τεχνητοί λίθοι	0,05	0,10	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	0,05	0,10	0,15	Δεν χρησιμοποιείται

Τιμές της  $f_{xk2}$

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

Πίνακας 3.2: Τιμές καμπτικής αντοχής για επίπεδο αστοχίας παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, αντίστοιχα <sup>[7]</sup>



(α) Επίπεδο αστοχίας παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς,  $f_{xk1}$

(β) Επίπεδο αστοχίας κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς,  $f_{xk2}$

Εικόνα 3.1: Επίπεδα αστοχίας για κάμψη παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς.

### 3.2.1 ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

Η ανίσωση ελέγχου της άοπλης τοιχοποιίας έναντι εκτός επιπέδου κάμψης είναι η εξής:

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (3.1)$$

**Αντοχή σε εκτός επιπέδου κάμψη για επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους αρμούς ( $M_{rd}$ ):**

Η αντοχή της άοπλης τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου κάμψη ανά μονάδα μήκους, δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$M_{rd} = (f_{xk1} * Z) / \gamma_M \quad (3.2)$$

όπου:

$f_{xk1}$	η χαρακτηριστική καμπτική αντοχή για επίπεδο κάμψης κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, σύμφωνα με τους παραπάνω πίνακες για κονίαμα γενικής χρήσης ( $f_m < 5 \text{MPa}$ ) και για φυσικούς λαξευτούς λίθους, έχουμε $f_{xk1} = 0,05 \text{MPa}$ .
$\gamma_M = 1,8$	ο συντελεστής ασφαλείας
$Z = t^2/6$	η ροπή αντίστασης ανά μονάδα μήκους

Όταν ασκείται ένα μόνιμο κατακόρυφο φορτίο στο τοίχο, τότε η καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας προσαυξάνεται λόγω του  $\sigma_d$ . Στους υπολογισμούς τελικά, χρησιμοποιείται η φαινόμενη καμπτική αντοχή  $f_{xd1,app}$ , η οποία δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad (3.3)$$

όπου:

$\sigma_d$	η κατακόρυφη τάση σχεδιασμού, η οποία προκύπτει από τις μόνιμες δράσεις επί του τοίχου στην υπό έλεγχο στάθμη, η οποία δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από $0,2 * f_d$ .
$f_{xd1}$	η καμπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας για επίπεδο κάμψης κάθετα στους οριζόντιους αρμούς ( $f_{xd1} = f_{xk1} / \gamma_M$ )

Ο έλεγχος της τοιχοποιίας έναντι κάμψεως εκτός επιπέδου αποτελεί έναν από τους πιο κρίσιμους ελέγχους στην περίπτωση κατασκευών υποβαλλόμενων σε σεισμό. Επομένως, σύμφωνα με τις Ειδικές Διατάξεις για κτίρια που ανήκουν σε σεισμογενείς περιοχές, είναι δυνατό να χρησιμοποιείται ο παρακάτω τύπος για τον έλεγχο έναντι κατάρρευσης της τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου κάμψη.

$$M_{rd} = 1/2 * (\sigma_d * t^2 * I) * (1 - \sigma_d / f_d) \quad (3.4)$$

όπου:

$t$	το πάχος του τοίχου
$I$	το μήκος του τοίχου
$\sigma_d$	η τιμή σχεδιασμού της ορθής θλιπτικής τάσης του τοίχου
$f_d$	η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας

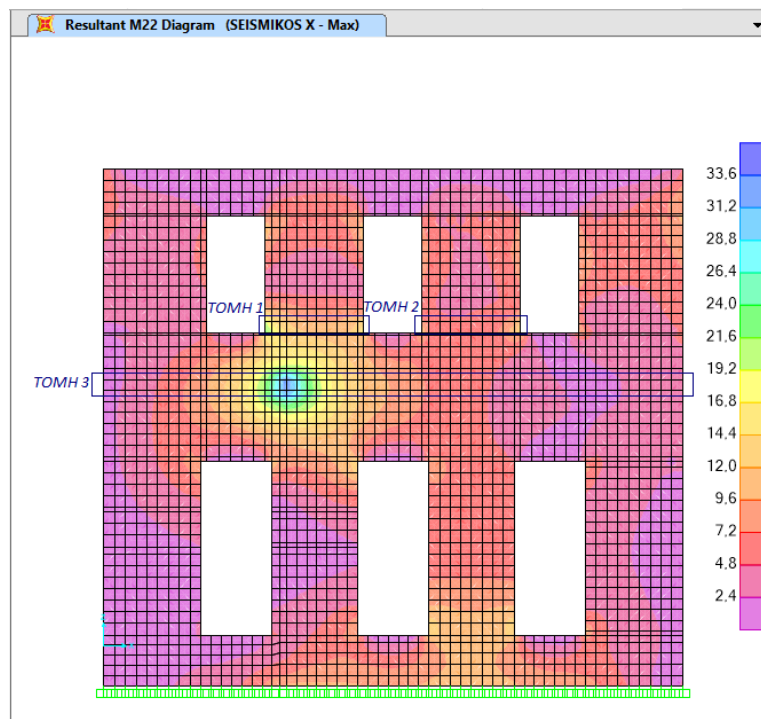
Ο παραπάνω τύπος προκύπτει αφού γίνουν οι παραδοχές ότι η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι μηδενική και ότι η πλαστικοποίηση της θλιβόμενης ζώνης είναι δυνατή.

Για τον έλεγχο λοιπόν, σε εκτός επιπέδου κάμψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, είναι δυνατό να χρησιμοποιηθεί είτε η σχέση (3.2) είτε η (3.4). Ωστόσο, καλύτερα αποτελέσματα μας δίνει η σχέση (3.4) και γι' αυτό τον λόγο θα χρησιμοποιηθεί και στους ελέγχους της παρούσας εργασίας.

#### Δρώσα καμπτική ροπή σε εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στους αρμούς ( $M_{sd}$ ):

Χρησιμοποιώντας το μοντέλο του κτιρίου που σχεδιάσαμε στο λογισμικό SAP2000 v15, μπορούμε εύκολα να διακρίνουμε τις «κρίσιμες» περιοχές για τον συγκεκριμένο έλεγχο. Αρχικά παράγουμε τις ισοδυναμικές καμπύλες για το μέγεθος M22, δηλαδή για εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς.

#### Επίπεδο X-Z για Y=6,58:



Εικόνα 3.2: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMIKOS X)

Στην Εικόνα 3.2 έχουν σημειωθεί οι «κρίσιμες» περιοχές. Επιλέχθηκαν τρεις τομές για τις οποίες θα εξάγουμε αποτελέσματα για να τα συγκρίνουμε με τις αντίστοιχες αντοχές. Από το output του προγράμματος, κρατήσαμε για κάθε τομή τις εσωτερικές M22 και F22 των κόμβων των στοιχείων. Πρέπει να σημειωθεί ότι η M22 προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς, ενώ η F22 από τον φορτικό συνδυασμό των μόνιμων δράσεων στην υπό εξέταση στάθμη ( $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q$ ). Στη συνέχεια, με στόχο να εξάγουμε μία συνισταμένη των M22 και F22 για κάθε στοιχείο, υπολογίστηκε ο μέσος όρος των εσωτερικών εντάσεων των κόμβων κάθε στοιχείου, ο οποίος δίνεται σε KN/m. Για να μετατρέψουμε σε KNm και KN τις συνισταμένες M22 και F22 αντίστοιχα, πολλαπλασιάστηκαν με το μήκος κάθε στοιχείου. Τέλος, η δρώσα ροπή και η κατακόρυφη θλιπτική δράση για κάθε στάθμη ελέγχου προκύπτουν αθροίζοντας τα αποτελέσματα των

στοιχείων των τομών αυτών. Για παράδειγμα, για την τομή 2 πραγματοποιήθηκε η εξής διαδικασία:

TABLE: Element Forces - Area Shells											
Area	ShellType	Μήκος Στοιχείου (Μ.Σ)	Joint	OutputCase	M22	M.O. (M22)	Μ.Σ. * M.O.(M22)	OutputCase	F22	M.O. (F22)	Μ.Σ. * M.O.(F22)
Text	Text	m	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KNm	Text	KN/m	KN/m	KN
15190	Shell-Thick	0,13	14941	SEISMIKOS X	15,49	22,97	2,99	1,00*G	-37,57	-52,18	-6,78
			14950		24,83				-65,37		
			91		30,48				-66,78		
			14824		21,10				-38,98		
15180	Shell-Thick	0,12	14932	SEISMIKOS X	12,85	16,83	2,02	1,00*G	-37,61	-38,22	-4,59
			14941		16,10				-38,99		
			14824		20,83				-38,83		
			14819		17,55				-37,45		
15170	Shell-Thick	0,12	14923	SEISMIKOS X	10,93	14,20	1,70	1,00*G	-36,31	-36,61	-4,39
			14932		13,06				-37,62		
			14819		17,49				-36,91		
			14814		15,33				-35,6		
15160	Shell-Thick	0,18	14914	SEISMIKOS X	9,59	12,47	2,24	1,00*G	-35,09	-35,29	-6,35
			14923		11,18				-36,12		
			14814		15,35				-35,49		
			14809		13,75				-34,46		
15150	Shell-Thick	0,18	14905	SEISMIKOS X	8,89	11,26	2,03	1,00*G	-34,28	-34,31	-6,17
			14914		9,78				-34,96		
			14809		13,62				-34,33		
			14804		12,74				-33,65		
15140	Shell-Thick	0,18	14896	SEISMIKOS X	8,68	10,62	1,91	1,00*G	-33,41	-33,55	-6,04
			14905		9,08				-34,24		
			14804		12,56				-33,69		
			14799		12,17				-32,85		
15130	Shell-Thick	0,18	14887	SEISMIKOS X	8,71	10,31	1,86	1,00*G	-32,51	-32,72	-5,89
			14896		8,83				-33,47		
			14799		11,90				-32,93		
			14794		11,82				-31,97		
15120	Shell-Thick	0,18	14878	SEISMIKOS X	9,05	10,32	1,86	1,00*G	-31,87	-32,02	-5,76
			14887		8,86				-32,64		
			14794		11,57				-32,17		
			14789		11,81				-31,4		
15110	Shell-Thick	0,18	14869	SEISMIKOS X	9,98	10,77	1,94	1,00*G	-31,74	-31,65	-5,70
			14878		9,15				-32,09		
			14789		11,50				-31,57		
			14784		12,43				-31,21		
15100	Shell-Thick	0,18	14859	SEISMIKOS X	12,90	12,58	2,26	1,00*G	-33,47	-32,60	-5,87
			14869		10,06				-31,8		
			14784		12,19				-31,72		
			14779		15,16				-33,4		
15090	Shell-Thick	0,10	14860	SEISMIKOS X	17,13	16,08	1,61	1,00*G	-52,31	-42,95	-4,30
			14859		12,86				-32,42		
			14779		14,98				-33,59		
			100		19,34				-53,48		

Πίνακας 3.3: Output του προγράμματος για την ΤΟΜΗ 2

Αθροίζοντας τα αποτελέσματα του Πίνακα Χ, προκύπτουν τα μεγέθη M22 σε KNm και F22 σε KN για την τομή 2.

	Σ F22 (KN)	Σ M22 (KNm)
<b>TOMH 1</b>	-62,70	24,73

Στη συνέχεια υπολογίζεται η αντοχή σε εκτός επιπέδου κάμψη, σύμφωνα με τη σχέση (3.4) και ελέγχεται αν ισχύει η ανίσωση  $M_{sd} < M_{rd}$ . Τα αποτελέσματα των ελέγχων για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου θα αναλυθούν σε επόμενα κεφάλαια.

### 3.2.2 ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

Η ανισώσεις ελέγχου που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον έλεγχο της άοπλης τοιχοποιίας έναντι εκτός επιπέδου κάμψης είναι οι εξής:

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (3.5)$$

ή

$$\sigma_t < f_{wt} \quad (3.6)$$

#### Αντοχή σε εκτός επιπέδου κάμψη για επίπεδο αστοχίας κάθετο στους αρμούς ( $M_{rd}$ ):

Η αντοχή της άοπλης τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου κάμψη (κάθετα στους οριζόντιους αρμούς) ανά μονάδα ύψους, δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$M_{rd} = (f_{xk2} * Z) / \gamma_M \quad (3.7)$$

όπου:

$f_{xk2}$  η χαρακτηριστική καμπτική αντοχή για επίπεδο κάμψης κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, σύμφωνα με τους παραπάνω πίνακες για κονίαμα γενικής χρήσης ( $f_m < 5 \text{MPa}$ ) και για φυσικούς λαξευτούς λίθους, έχουμε  $f_{xk1} = 0,20 \text{MPa}$ .

$\gamma_M = 1,8$  ο συντελεστής ασφαλείας

$Z = t^2/6$  η ροπή αντίστασης ανά μονάδα ύψους

#### Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας για ρηγμάτωση κάθετα στους αρμούς ( $f_{wt}$ ):

Ο έλεγχος έναντι αστοχίας σε εκτός επιπέδου κάμψη κάθετα στους αρμούς μπορεί επίσης να πραγματοποιηθεί συγκρίνοντας την αναπτυσσόμενη εφελκυστική τάση με την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας. Η εφελκυστική αντοχή της άοπλης τοιχοποιίας σύμφωνα με τον Τάσιο (1986) εξαρτάται μόνο από τη θλιπτική αντοχή του κονιάματος και άρα μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε την παρακάτω σχέση για τον υπολογισμό της  $f_{wt}$ .

$$f_{wt} = \lambda * f_{mc} / 5 \quad (3.8)$$

όπου:

$\lambda$  συντελεστής που εξαρτάται από το κονίαμα

$$\lambda = 1 - 0,2 * \sqrt{f_{mc}} \quad (\text{Tassios 1986}) \quad (3.9)$$

Επομένως, για τον έλεγχο της άοπλης τοιχοποιίας για κατάρρευση έναντι εκτός επιπέδου κάμψης (κάθετα στους οριζόντιους αρμούς), είναι δυνατό να χρησιμοποιηθεί είτε η σχέση (3.5) είτε η (3.6). Η σχέση όμως, η οποία δίνει ακριβέστερα αποτελέσματα για τη συμπεριφορά του κτιρίου υπό τις σεισμικές δράσεις είναι η (3.6) και άρα αυτή θα χρησιμοποιηθεί στους παρακάτω υπολογισμούς.

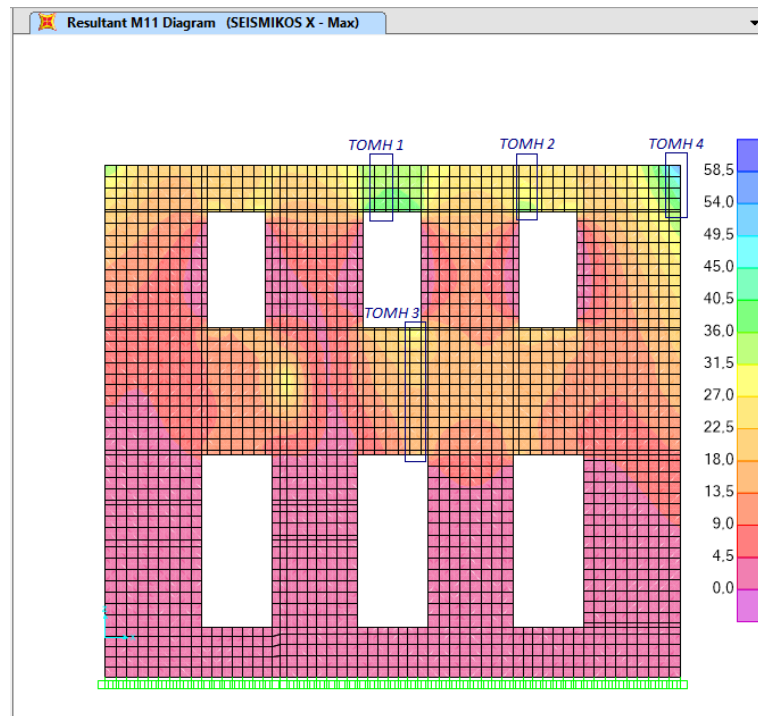
#### Αναπτυσσόμενη εφελκυστική τάση λόγω εκτός επιπέδου κάμψης κάθετα στους αρμούς ( $\sigma_t$ ):

Προκειμένου να υπολογίσουμε την αναπτυσσόμενη εφελκυστική τάση της τοιχοποιίας, θα πρέπει να παράγουμε τις ισοδυναμικές καμπύλες του μεγέθους M11. Στην



παρακάτω εικόνα επιλέχτηκαν να ερευνηθούν οι τέσσερις σημειωμένες «κρίσιμες» περιοχές.

Επίπεδο X-Z για Y=6,58:



Εικόνα 3.3: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMIKOS X)

Χρησιμοποιώντας το output του προγράμματος εξάγουμε για κάθε τομή τις εσωτερικές M11 σε KNm/m των κόμβων των στοιχείων. Στη συνέχεια υπολογίζεται η συνισταμένη M11 του κάθε στοιχείου της τομής, με τον ίδιο τρόπο που έγινε και στον παραπάνω έλεγχο. Τα αποτελέσματα που πήραμε για τις συνισταμένες των M11 θα πολλαπλασιαστούν επί το μήκος του κάθε στοιχείου, προκειμένου οι ροπές αυτές να εκφραστούν σε KNm. Για παράδειγμα, για την τομή 1 ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	ShellType	Μήκος Στοιχείο (Μ.Σ.)	Joint	OutputCase	M11	M.O. (M11)	Μ.Σ.*Μ.Ο. (M11)
Text	Text		Text	Text	KNm/m	KNm/m	KNm
15010	Shell-Thick	0,19	14773	SEISMIKOS X	38,28	37,38	7,10
			14774		37,91		
			14778		36,52		
			14777		36,83		
15005	Shell-Thick	0,19	14769	SEISMIKOS X	37,05	37,66	7,16
			14770		36,78		
			14774		38,25		
			14773		38,54		
15000	Shell-Thick	0,19	14765	SEISMIKOS X	35,86	36,38	6,91
			14766		35,65		
			14770		36,93		
			14769		37,09		
14995	Shell-Thick	0,19	14760	SEISMIKOS X	35,22	35,39	6,72
			14762		35,06		
			14766		35,56		
			14765		35,71		
14990	Shell-Thick	0,05	14759	SEISMIKOS X	35,17	35,06	1,75
			14761		35,04		
			14762		34,94		
			14760		35,09		

Πίνακας 3.4: Output προγράμματος για την ΤΟΜΗ 1

Αθροίζοντας την τελευταία στήλη του πίνακα για κάθε τομή, προκύπτει η δρώσα ροπή  $M_{sd}$  για τον έλεγχο σε εκτός επιπέδου κάμψη κάθετα στους αρμούς.

	$\Sigma M11$ (KNm)
<b>ΤΟΜΗ 1</b>	29,40

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, για τον έλεγχο αυτό θα χρησιμοποιηθεί η ανίσωση  $\sigma_t < f_{wt}$ . Η αναπτυσσόμενη εφελκυστική τάση υπολογίζεται ως εξής:

$$\sigma_t = M_{sd} / W \quad (3.10)$$

όπου:

**M<sub>sd</sub>** δρώσα ροπή στη στάθμη ελέγχου (=M11)

**W** ροπή αντίστασης της διατομής ελέγχου

Τα αποτελέσματα των ελέγχων θα εκφραστούν αναλυτικότερα σε επόμενα κεφάλαια με στόχο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου.

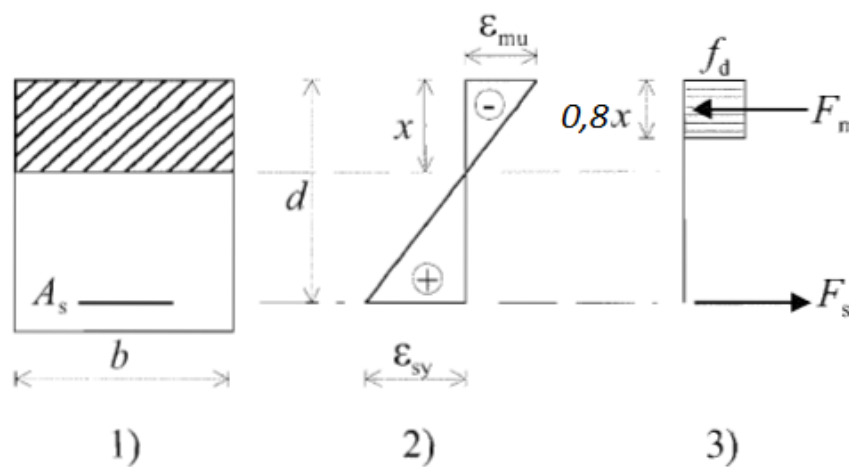
### 3.3 ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ

Η ανίσωση ελέγχου της άοπλης τοιχοποιίας έναντι εντός επιπέδου κάμψης είναι η εξής:

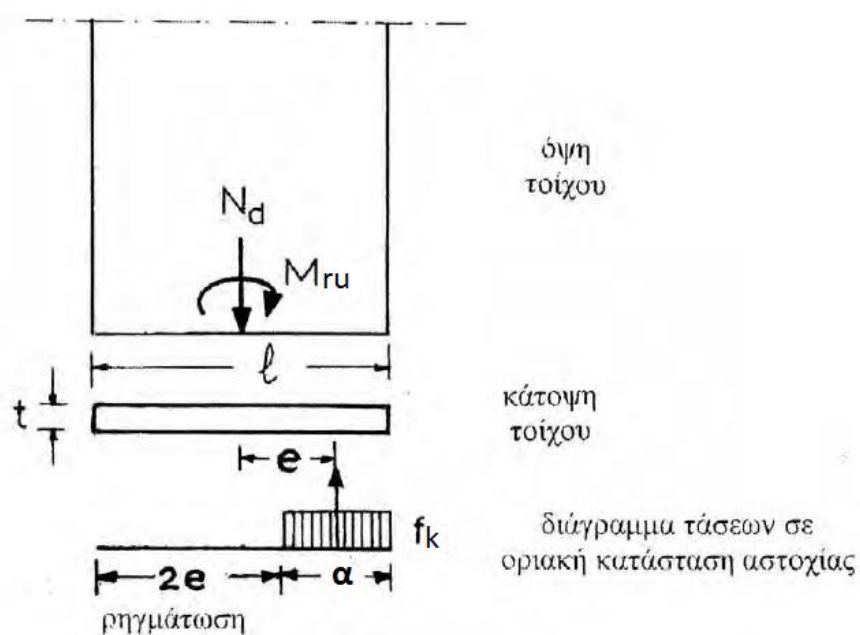
$$M_{sd} \leq M_{ru} \quad (3.11)$$

#### Αντοχή σε εντός επιπέδου κάμψη ( $M_{ru}$ ):

Η συμπεριφορά της τοιχοποιίας μπορεί να θεωρηθεί ίδια με εκείνη του σκυροδέματος και επομένως για τον έλεγχο της τοιχοποιίας σε εντός επιπέδου κάμψη, είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί η αντίστοιχη κατανομή των θλιπτικών τάσεων. Η κατανομή αυτή, όπως και στην περίπτωση του σκυροδέματος θα αντιπροσωπεύεται από ένα ισοδύναμο ορθογώνιο, το οποίο θα καταλαμβάνει είτε το 80% της θλιβόμενης ζώνης της διατομής (απλοποιημένη ισοδύναμη ορθογωνική κατανομή) είτε ένα μήκος  $\alpha$ , όπως στις παρακάτω εικόνες.



Εικόνα 3.4: Απλοποιημένη ισοδύναμη ορθογωνική κατανομή των τάσεων σύμφωνα με τον EC6.



Εικόνα 3.5: Κατανομή θλιπτικών τάσεων στην Ο.Κ.Α. σε διατομή άοπλης τοιχοποιίας

Για τον έλεγχο της αντοχής της διατομής σε οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι απαραίτητο να εκφραστεί η σχέση ισορροπίας εξωτερικών και εσωτερικών δυνάμεων της δυσμενέστερης διατομής του τοίχου. Σύμφωνα με τα παραπάνω, η καμπτική φέρουσα ικανότητα της διατομής μίας άοπλης τοιχοποιίας, η οποία υπόκειται σε κατακόρυφο φορτίο  $N$ , υπολογίζεται ως εξής:

$$F=N \rightarrow \sigma_d * l * t = f_k * \alpha * t$$

Άρα, το μήκος  $\alpha$  της θλιβόμενης ζώνης, δίνεται από τη σχέση:

$$\alpha = (\sigma_d / f_k) * l$$

Η εκκεντρότητα του θλιβόμενου φορτίου, με βάση τα παραπάνω, είναι η εξής:

$$e = l/2 - \alpha/2 \rightarrow e = l/2 * (1 - \sigma_d / f_k)$$

Η οριακή καμπτική ροπή είναι  $M_{ru} = N * e$ , άρα η καμπτική φέρουσα ικανότητα της τοιχοποιίας, δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$M_{ru} = 1/2 * (\sigma_d * t * l^2) * (1 - \sigma_d / f_k) \quad (3.12)$$

όπου:

$l$  το μήκος του τοίχου

$t$  το πάχος του τοίχου

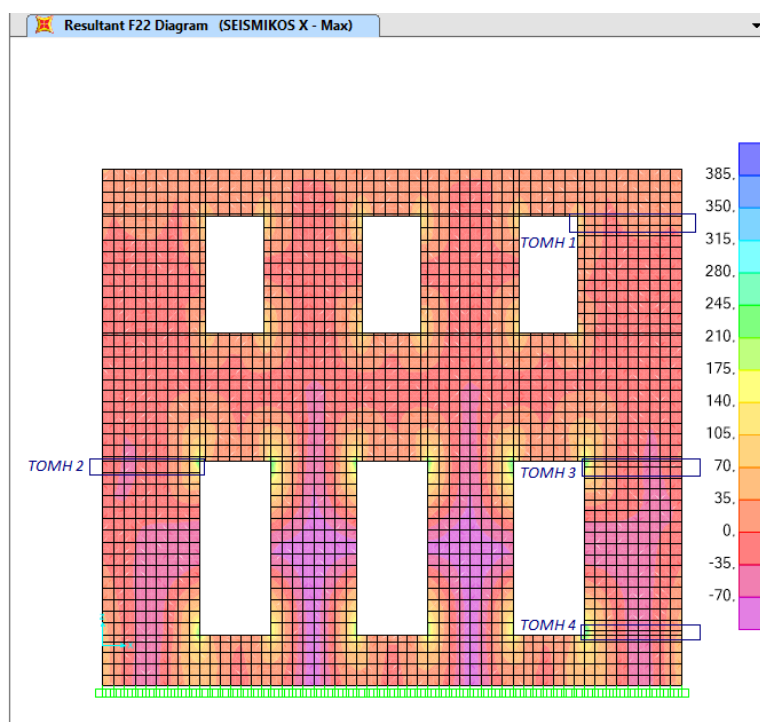
Ωστόσο, είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη ο συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M$  στην αντοχή της τοιχοποιίας ( $f_d = f_k / \gamma_M$ ), άρα η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του τοίχου, είναι η εξής:

$$M_{ru} = 1/2 * (\sigma_d * t * l^2) * (1 - \sigma_d / f_d) \quad (3.13)$$

### Δρώσα ροπή σε εντός επιπέδου κάμψη ( $M_{sd}$ ):

Προκειμένου να ανιχνεύσουμε τις «κρίσιμες» περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες τιμές καμπτικής ροπής εκτός επιπέδου, παράγουμε τις ισοδυναμικές καμπύλες του εσωτερικού μεγέθους F22. Από τις ισοδυναμικές καμπύλες που παρήγαγε το SAP2000 v15 για την παρακάτω όψη του κτιρίου, απομονώθηκαν τέσσερις «κρίσιμες» περιοχές ελέγχου. Κοινό χαρακτηριστικό των σημειωμένων περιοχών ελέγχου, είναι ότι παρουσιάζουν μεγάλες τιμές της F22 στις ακραίες θέσεις των τομών. Επίσης, σημειώνεται ότι μεγαλύτερες τιμές της δρώσας ροπής σε εντός επιπέδου κάμψη παίρνουμε όταν οι κατακόρυφες δυνάμεις των ακραίων στοιχείων είναι αντίφορες και επομένως επιδεινώνουν την κατάσταση.

#### Επίπεδο X-Z για $Y=0$ :



Εικόνα 3.6: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMIKOS X)

Στην Εικόνα 3.6 έχουν σημειωθεί τέσσερις «κρίσιμες» περιοχές, σύμφωνα με τα κριτήρια που αναφέρθηκαν παραπάνω. Στον πίνακα που ακολουθεί περιγράφεται η διαδικασία εύρεσης των εντατικών μεγεθών, δηλαδή της καμπτικής ροπής εκτός επιπέδου λόγω της σεισμικής φόρτισης και της κατακόρυφης δράσης υπό τον φορτικό συνδυασμό  $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q$ . Υπολογίζοντας τον μέσο όρο των F22 των κόμβων των στοιχείων για τον συνδυασμό SEISMIKOS X, παίρνουμε την κατακόρυφη θλιπτική δύναμη που δρα σε κάθε στοιχείο. Το γινόμενο των κατακόρυφων αυτών δράσεων επί τους μοχλοβραχίονές τους από το κέντρο μάζας της τομής, δίνει την δρώσα ροπή σε εντός επιπέδου κάμψη  $M_{sd}$  κάθε στοιχείου ως προς το κέντρο της τομής αυτής. Επίσης, ο υπολογισμός των κατακόρυφων δράσεων κάθε στοιχείου υπολογίζεται με τον ίδιο τρόπο που περιγράφηκε στους προηγούμενους ελέγχους.

TABLE: Element Forces - Area Shells												
Area	ShellType	Μήκος Στοιχείου (Μ.Σ)	Joint	OutputCase	F22	M.O. (F22)	M.Σ. * M.O.(F22)	Msd	OutputCase	F22	M.O. (F22)	M.Σ. * M.O.(F22)
Text	Text	m	Text	Text	KN/m	KN/m	KN	KNm	Text	KN/m	KN/m	KN
17093	Shell-Thick	0,13	SEISMIKOS X	79	146,60	87,28	11,35	9,70	1,00*G	-42,17	-29,29	-3,81
				16775	38,28					-19,20		
				16776	29,10					-16,41		
				16777	135,14					-39,38		
17104	Shell-Thick	0,19	SEISMIKOS X	16775	34,90	22,25	4,23	2,94	1,00*G	-18,73	-16,73	-3,18
				16796	9,17					-15,45		
				16797	10,00					-14,73		
				16776	34,94					-18,01		
17115	Shell-Thick	0,19	SEISMIKOS X	16796	7,38	2,62	0,50	0,25	1,00*G	-15,03	-13,85	-2,63
				16807	-3,73					-12,85		
				16808	-2,71					-12,67		
				16797	9,55					-14,85		
17126	Shell-Thick	0,19	SEISMIKOS X	16807	-3,59	-2,03	-0,39	-0,12	1,00*G	-12,73	-12,14	-2,31
				16818	-0,04					-11,70		
				16819	-1,51					-11,55		
				16808	-2,98					-12,58		
17137	Shell-Thick	0,19	SEISMIKOS X	16818	1,21	2,14	0,41	0,05	1,00*G	-11,53	-11,24	-2,14
				16829	5,09					-11,03		
				16830	2,90					-10,94		
				16819	-0,63					-11,45		
17148	Shell-Thick	0,19	SEISMIKOS X	16829	5,96	6,07	1,15	-0,07	1,00*G	-10,91	-10,75	-2,04
				16840	8,42					-10,67		
				16841	6,11					-10,58		
				16830	3,77					-10,82		
17159	Shell-Thick	0,19	SEISMIKOS X	16840	8,78	7,50	1,43	-0,36	1,00*G	-10,53	-10,50	-1,99
				16851	8,24					-10,53		
				16852	6,19					-10,46		
				16841	6,79					-10,46		
17170	Shell-Thick	0,19	SEISMIKOS X	16851	8,43	6,44	1,22	-0,54	1,00*G	-10,42	-10,40	-1,98
				16862	6,10					-10,46		
				16863	4,42					-10,38		
				16852	6,80					-10,34		
17181	Shell-Thick	0,19	SEISMIKOS X	16862	6,34	3,34	0,63	-0,40	1,00*G	-10,36	-10,41	-1,98
				16873	1,76					-10,56		
				16874	0,43					-10,47		
				16863	4,81					-10,26		
17192	Shell-Thick	0,19	SEISMIKOS X	16873	-0,49	3,15	0,60	-0,49	1,00*G	-10,46	-10,22	-1,94
				16728	5,30					-10,04		
				3103	5,30					-9,98		
				16874	2,47					-10,40		

Πίνακας 3.5: Output προγράμματος για την TOMH 1

	Σ Msd (KNm)	Σ F22 (KN)
<b>TOMH 1</b>	10,94	-24,86

Έχοντας υπολογίσει την Msd που αντιστοιχεί σε κάθε στοιχείο, το άθροισμά τους θα δώσει την συνολική καμπτική ροπή Msd της εξεταζόμενης τομής. Το άθροισμα επίσης, των F22 κάθε στοιχείου θα δώσει τη συνολική κατακόρυφη θλιπτική δράση της στάθμης ελέγχου, η οποία θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της  $\sigma_a$ . Τέλος θα ελεγχθεί η ανίωση (3.10) προκειμένου να εξετάσουμε την ευστάθεια του πεσσού.

### 3.4 ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Ο έλεγχος έναντι διάτμησης της τοιχοποιίας δίνεται από την ανίσωση:

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (3.14)$$

Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας  $V_{rd}$  δίνεται από τη σχέση:

$$V_{rd} = f_{vwk} * t * l_c / \gamma_M \quad (3.15)$$

όπου:

- $f_{vwk}$  η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας
- $t$  το πάχος του τοίχου
- $l_c$  το μήκος της θλιβόμενης ζώνης του τοίχου με παραδοχή γραμμικής κατανομής τάσεων
- $\gamma_M$  ο συντελεστής ασφαλείας της τοιχοποιίας

Η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας  $f_{vwk}$ , σύμφωνα με την παράγραφο 3.6.3 του EC6 είναι:

$$f_{vwk} = \min\{f_{vko} + 0,4\sigma_d; 0,065f_b\} \text{ και } f_{vwk} \geq \min\{f_{vko}; f_{vk}^{lim}\} \quad (3.16)$$

όπου:

- $f_{vko}$  η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή του τοίχου χωρίς την ύπαρξη κατακόρυφης ορθής τάσης, η οποία εξαρτάται από τη συνάφεια του κονιάματος και του λιθοσώματος και προσδιορίζεται πειραματικά ή λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα
- $f_{vk}^{lim}$  η οριακή τιμή της χαρακτηριστικής διατμητικής αντοχής του τοίχου
- $\sigma_d$  η ορθή τάση σχεδιασμού εξαιτίας της ορθής δύναμης  $N_d$  (+ για σύνθλιψη)
- $f_b$  η ανηγμένη θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων κατά τη διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου

Για την περίπτωση του κτίσματος του σιδηροδρομικού σταθμού που θα μελετηθεί ο παρακάτω πίνακας για φυσικούς λίθους ομάδας 1 και κονίαμα κατηγορίας αντοχής M1 δίνει  $f_{vko} = 0,10 \text{MPa}$  και  $f_{vk}^{lim} = 1 \text{MPa}$ . Επίσης, για τους εσωτερικούς τοίχους που είναι κατασκευασμένοι από συμπαγή τούβλα, τα οποία ανήκουν στην ομάδα 1, καθώς και για κονίαμα M1 έχουμε  $f_{vko} = 0,10 \text{MPa}$  και  $f_{vk}^{lim} = 1,20 \text{MPa}$ .

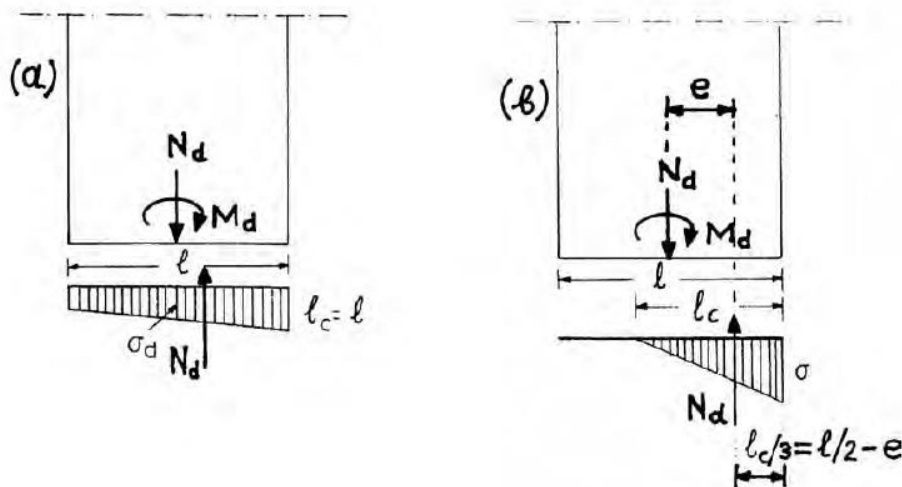
Λιθόσωμα	Κονίαμα	$f_{vko}(N/mm^2)$	Οριακή τιμή της $f_{vk}(N/mm^2)$	
Οπτόπλινθοι Ομάδας 1	M10 ως M20	0.30	1.70	
	M2.5 ως M9	0.20	1.50	
	M1 ως M2	0.10	1.20	
Λιθόσωματα Ομάδας 1 εκτός οπτοπλίνθων και φυσικών λίθων	M10 ως M20	0.20	1.70	
	M2.5 ως M9	0.15	1.50	
	M1 ως M2	0.10	1.20	
Φυσικοί λίθοι Ομάδας 1	M2.5 ως M9	0.15	1.00	
	M1 ως M2	0.10	1.00	
Οπτόπλινθοι Ομάδας 2 α	M10 ως M20	0.30	Η μικρότερη από τις παράπλευρες τιμές ή η θλιπτική αντοχή κατά τη διαμήκη διεύθυνση (βλέπε σημείωση)	1.40
	M2.5 ως M9	0.20		1.20
	M1 ως M2	0.10		1.00
Ομάδες 2α και 2β εκτός οπτοπλίνθων και οπτόπλινθοι 2β	M10 ως M20	0.20		1.40
	M2.5 ως M9	0.15		1.20
	M1 ως M2	0.10		1.00
Οπτόπλινθοι Ομάδας 3	M10 ως M20	0.30	Δεν δίνονται όρια πέραν εκείνων της εξισώσεως (3.4)	
	M2.5 ως M9	0.20		
	M1 ως M2	0.10		

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

Πίνακας 3.6: Τιμές  $f_{vko}$  και  $f_{vk}^{lim}$  (EC6)

Η βασική παραδοχή του ελέγχου έναντι διάτμησης είναι ότι τα φορτία σχεδιασμού  $N_d$  και  $M_d$  δημιουργούν γραμμικό διάγραμμα ορθών θλιπτικών τάσεων. Επίσης θεωρείται ότι σε περίπτωση που υπάρχει εφελκύμενη ρηγματωμένη περιοχή (τριγωνικό διάγραμμα ορθών τάσεων) αυτή δεν αντιστέκεται στην τέμνουσα. Επομένως, το πρώτο βήμα της υπολογιστικής διαδικασίας θα πρέπει να προσδιορίζει το μήκος της θλιβόμενης ζώνης του τοίχου  $l_c$ . Το μήκος αυτό εξαρτάται αποκλειστικά από την ανηγμένη εκκεντρότητα  $e=M_d/N_d$ . Σε περίπτωση που  $e \leq l/6$  τότε  $l_c=l$ , δηλαδή δεν υπάρχει ρηγματωμένη ζώνη. Ενώ όταν  $e > l/6$  τότε  $l_c < l$ , δηλαδή υπάρχει ρηγμάτωση της διατομής του τοίχου. Οπότε, κατά τη ρηγμάτωση μέρους της διατομής του τοίχου το μήκος  $l_c$ , υπολογίζεται ως εξής:

$$l_c/3 = l/2 - e \rightarrow l_c = 3 \cdot (l/2 - e) \quad (3.17)$$



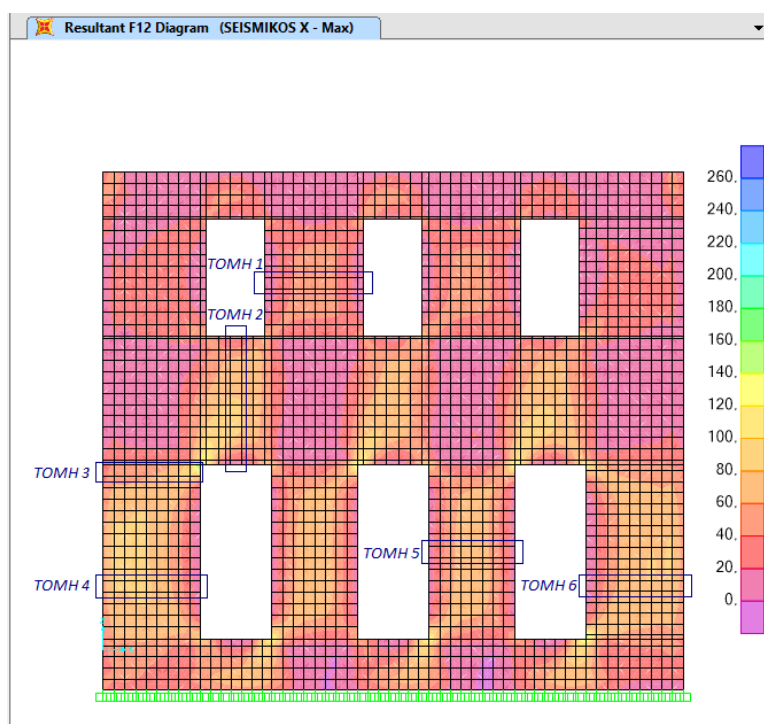
Εικόνα 3.7: Μήκος θλιβόμενης ζώνης τοίχου για παραδοχή γραμμικής κατανομής ορθών τάσεων, (α) χωρίς ρηγματωμένη ζώνη, (β) με ρηγμάτωση μέρους της διατομής του τοίχου.



### Δρώσα τέμνουσα δύναμη $V_{sd}$ :

Για την εύρεση της δρώσας τέμνουσας δύναμης κάθε τομής θα πρέπει να απομονωθούν οι ισοδυναμικές καμπύλες του μεγέθους F12. Στην Εικόνα 3.8 έχουν σημειωθεί οι «κρίσιμότερες» περιοχές στις οποίες πρέπει να πραγματοποιηθεί ο έλεγχος έναντι διάτμησης. Οι σημειωμένες τομές έχουν επιλεγεί με δύο βασικά κριτήρια. Το πρώτο είναι η τιμή του μεγέθους F12, δηλαδή «κρίσιμες» περιοχές έχουν ορισθεί εκείνες που παρουσιάζουν τις υψηλότερες τιμές του μεγέθους αυτού. Το δεύτερο κριτήριο είναι η θέση, μιας και η αντοχή έναντι διάτμησης εξαρτάται άμεσα από την κατακόρυφη τάση σχεδιασμού  $\sigma_d$ . Επομένως έχουν σημειωθεί περιοχές με όχι τόσο υψηλές τιμές F12, όμως λόγω της θέσης τους η αντοχή του τοίχου σε εκείνο το σημείο είναι χαμηλή.

### Επίπεδο X-Z για $Y=0$ :



Εικόνα 3.8: Ισοδυναμικές καμπύλες μεγέθους F12 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMIKOS X)

Από τις ισοδυναμικές καμπύλες του μεγέθους F12 που παρήγαγε το SAP200, σημειώθηκαν οι 6 δυσμενέστερες τομές σύμφωνα με τα κριτήρια που αναφέρθηκαν πιο πάνω. Ο πίνακας που ακολουθεί παρουσιάζει την μέθοδο υπολογισμού των εντατικών μεγεθών, τα οποία είναι απαραίτητα για την πραγματοποίηση του ελέγχου έναντι διάτμησης. Απομονώνονται τα μεγέθη F12 για τον συνδυασμό SEISMIKOS X και F22 για τον φορτικό συνδυασμό  $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q$ . Ο υπολογισμός της συνολικής τέμνουσας και κατακόρυφης δύναμης κάθε τομής πραγματοποιείται με τον ίδιο τρόπο που έχει περιγραφεί και στις προηγούμενες ενότητες. Τα αποτελέσματα που ακολουθούν αναφέρονται στην τομή 1.

TABLE: Element Forces - Area Shells											
Area	Μήκος Στοιχείου (Μ.Σ.)	ShellType	Joint	OutputCase	F12	M.O.(F12)	Μ.Σ.*Μ.Ο.(F12)	OutputCase	F22	M.O.(F22)	Μ.Σ.*Μ.Ο.(F22)
Text	m	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN	Text	KN/m	KN/m	KN
16520	0,13	Shell-Thick	16227	SEISMIKOS X	4,2	7,11	0,92	1,00*G	-25,74	-25,88	-3,36
			16226		10,09				-26,21		
			16228		10,01				-26,02		
			16229		4,12				-25,55		
16530	0,18	Shell-Thick	16226	SEISMIKOS X	17,96	22,10	3,98	1,00*G	-26,24	-26,20	-4,72
			16240		25,05				-26,32		
			16241		26,24				-26,16		
			16228		19,15				-26,07		
16540	0,18	Shell-Thick	16240	SEISMIKOS X	33,08	36,26	6,53	1,00*G	-26,41	-26,15	-4,71
			16249		39,17				-25,97		
			16250		39,43				-25,88		
			16241		33,35				-26,32		
16550	0,18	Shell-Thick	16249	SEISMIKOS X	43,49	45,76	8,24	1,00*G	-26,09	-25,82	-4,65
			16258		46,99				-25,6		
			16259		48,03				-25,55		
			16250		44,54				-26,04		
16560	0,18	Shell-Thick	16258	SEISMIKOS X	49,73	50,42	9,07	1,00*G	-25,67	-25,56	-4,60
			16267		50,97				-25,43		
			16268		51,1				-25,44		
			16259		49,86				-25,68		
16570	0,18	Shell-Thick	16267	SEISMIKOS X	50,87	50,16	9,03	1,00*G	-25,43	-25,50	-4,59
			16276		49,38				-25,57		
			16277		49,45				-25,58		
			16268		50,94				-25,43		
16580	0,18	Shell-Thick	16276	SEISMIKOS X	46,74	45,04	8,11	1,00*G	-25,5	-25,66	-4,62
			16285		43,06				-25,86		
			16286		43,33				-25,81		
			16277		47,02				-25,45		
16590	0,18	Shell-Thick	16285	SEISMIKOS X	38,48	35,03	6,30	1,00*G	-25,73	-25,83	-4,65
			16294		31,95				-25,99		
			16295		31,57				-25,93		
			16286		38,1				-25,68		
16600	0,18	Shell-Thick	16294	SEISMIKOS X	23,35	20,37	3,67	1,00*G	-25,92	-25,71	-4,63
			16303		16,93				-25,64		
			16304		17,38				-25,5		
			16295		23,81				-25,78		
16610	0,10	Shell-Thick	16303	SEISMIKOS X	9,5	6,02	0,60	1,00*G	-25,62	-25,31	-2,53
			16312		2,75				-25,14		
			16313		2,53				-25		
			16304		9,28				-25,48		

Πίνακας 3.7: Output προγράμματος για την ΤΟΜΗ 1

	Σ F12 (KN)	Σ F22 (KN)
<b>TOMH 1</b>	57,38	-45,69

Αθροίζοντας τα μέσα εντατικά μεγέθη F12 και F22 σε KN κάθε στοιχείου, προκύπτουν η συνολική τέμνουσα και η κατακόρυφη δύναμη της τομής 1. Στη συνέχεια μπορούμε να προχωρήσουμε στον έλεγχο έναντι διάτμησης χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (3.8) και (3.9).

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4<sup>ο</sup>: ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

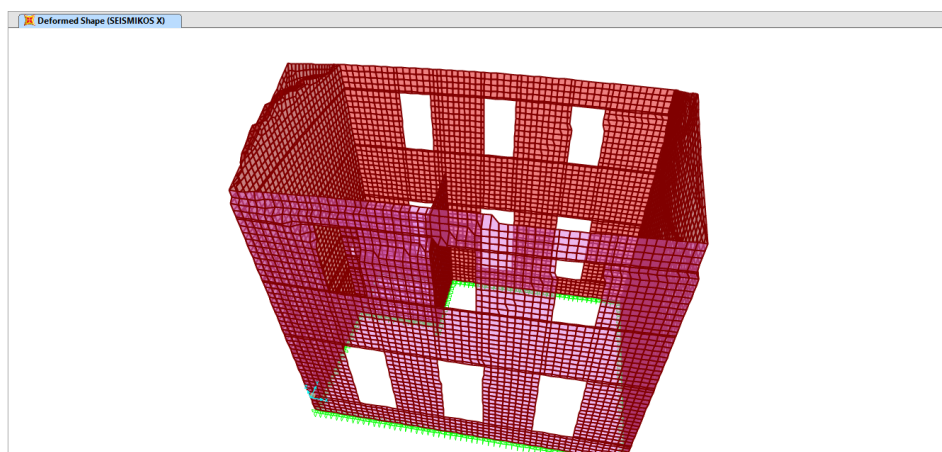
Το πρώτο βήμα είναι να γίνει μία αποτίμηση της συμπεριφοράς της υπάρχουσας κατασκευής. Για την αποτίμηση αυτή θα εφαρμοστεί η φασματική και η μη γραμμική στατική ανάλυση. Οι σεισμικές φορτίσεις κατά Χ και Υ υπολογίζονται σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8.

### 4.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

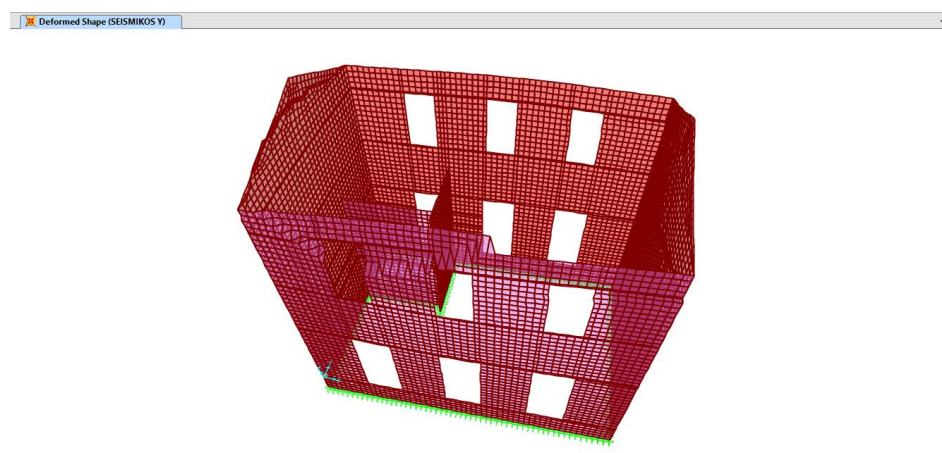
Σε αυτή την ενότητα θα παρουσιαστούν η κατανομή των εντατικών μεγεθών, οι «κρίσιμες» περιοχές των όψεων του κτιρίου και οι έλεγχοι έναντι αστοχίας των πεσσών.

#### 4.1.1 ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Οι εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζουν τον παραμορφωμένο φέροντα οργανισμό του κτιρίου υπό τους σεισμικούς συνδυασμούς SEISMIKOS Χ και SEISMIKOS Υ.



Εικόνα 4.1: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον συνδυασμό SEISMIKOS Χ



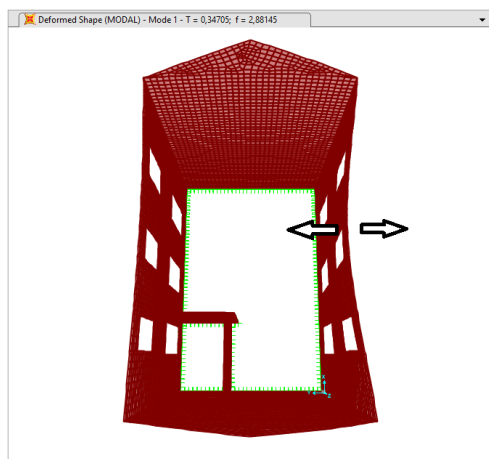
Εικόνα 4.2: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον συνδυασμό SEISMIKOS Υ

Οι σεισμικές δράσεις προκαλούν την έντονη εκτός επιπέδου παραμόρφωση των τοίχων του δομήματος. Αυτό δεν θα συνέβαινε σε περίπτωση που υπήρχε οριζόντιο διάφραγμα, αφού η παρουσία του θα μείωνε αισθητά τις μετακινήσεις κυρίως στην στέψη του κτιρίου καθώς και στην στάθμη του ξύλινου δαπέδου. Στόχος είναι να περιοριστεί αυτή η έντονη παραμόρφωση των τοίχων, τύπου «αναπνοής», μέσω των επεμβάσεων που θα ακολουθήσουν. Αναλυτικότερα η εκτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης του δομήματος θα γίνει σύμφωνα με:

- 1) τις κύριες ιδιομορφές
- 2) τις ισοδυναμικές καμπύλες των εντατικών μεγεθών και των έλεγχων των κρίσιμων περιοχών
- 3) τις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις σε χαρακτηριστικά σημεία της κατασκευής

#### 4.1.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ

Η μέθοδος ανάλυσης που εφαρμόστηκε είναι η δυναμική φασματική μέθοδος. Από το output του SAP2000 v15 εξάγουμε τον συγκεντρωτικό πίνακα των 120 πρώτων ιδιομορφών.

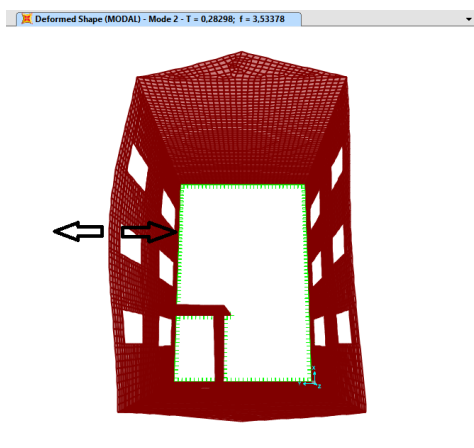


Εικόνα 4.3: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (υπάρχουσα κατάσταση)

##### 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T_1=0,347$ ):

Ταλάντωση εκτός επιπέδου του τοίχου του επιπέδου X-Z ( $Y=0$ ).

1η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ T=0,347sec	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
X	0,60%
Y	9,58%
θ	2,64%

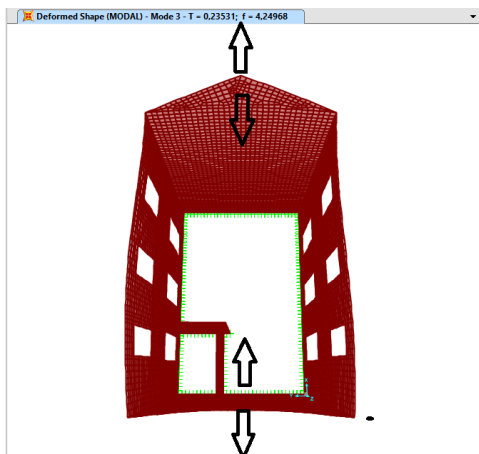


Εικόνα 4.4: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή (υπάρχουσα κατάσταση)

##### 2<sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T_2=0,283$ ):

Ταλάντωση εκτός επιπέδου του τοίχου του επιπέδου X-Z ( $Y=6,58$ ).

2η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ T=0,283sec	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
X	5,39%
Y	21,94%
θ	17,78%

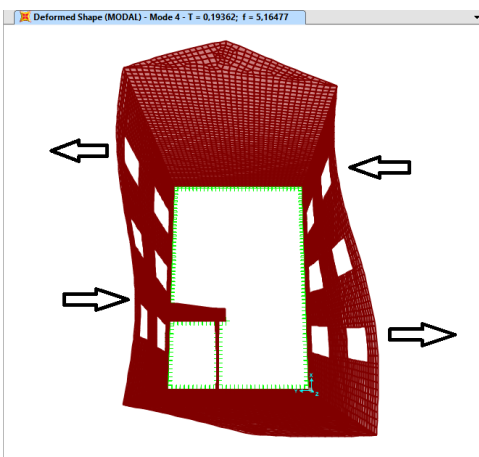


Εικόνα 4.5: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή (υπάρχουσα κατάσταση)

### 3<sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T_3=0,235$ ):

Εκτός επιπέδου ταλάντωση των τοίχων των επιπέδων Y-Z ( $X=0$  και  $X=9,98$ ) και εντός επιπέδου ταλάντωση των επιπέδων Y-Z ( $X=0$  και  $9,98$ ) ταυτοχρόνως κατά την ίδια διεύθυνση. Ιδιομορφή με την μέγιστη ταλαντούμενη μάζα κατά τη διεύθυνση X.

3η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ $T=0,235\text{sec}$	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
X	43,45%
Y	1,44%
$\theta$	3,26%

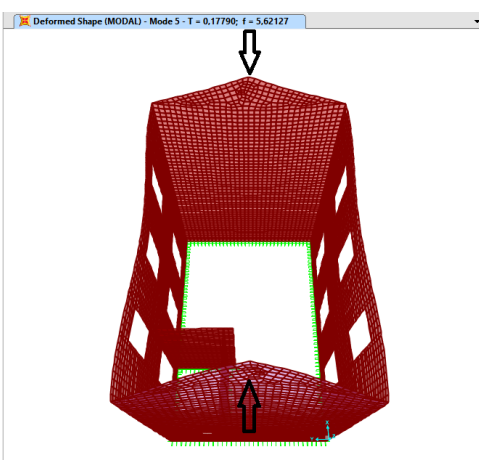


Εικόνα 4.6: 4<sup>η</sup> ιδιομορφή (υπάρχουσα κατάσταση)

### 4<sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T_4=0,194$ ):

Εκτός επιπέδου ταλάντωση των τοίχων των επιπέδων X-Z ( $Y=0$  και  $Y=6,58$ ) σύμφωνα με τη μορφή της διπλανής εικόνας.

4η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ $T=0,194\text{sec}$	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
X	0,02%
Y	0,06%
$\theta$	0,18%

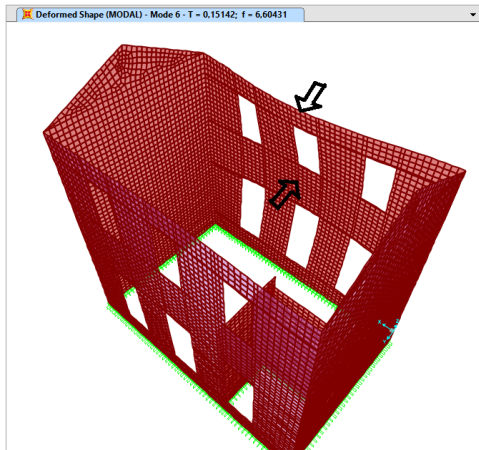


Εικόνα 4.7: 5<sup>η</sup> ιδιομορφή (υπάρχουσα κατάσταση)

### 5<sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T_5=0,178$ ):

Εκτός επιπέδου ταλάντωση των τοίχων των επιπέδων Y-Z ( $X=0$  και  $X=9,98$ ) ταυτοχρόνως κατά την αντίθετη διεύθυνση.

5η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ $T=0,178\text{sec}$	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
X	0,03%
Y	0,03%
$\theta$	0,03%

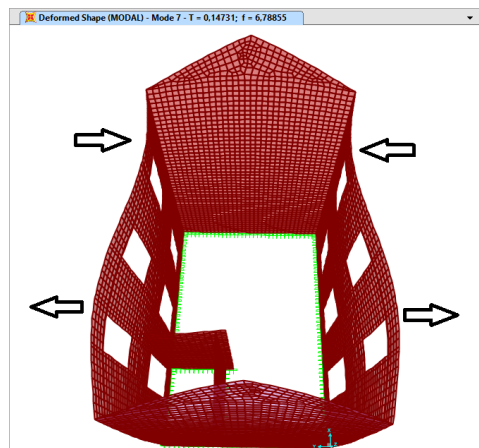


Εικόνα 4.8: 6<sup>η</sup> ιδιομορφή (υπάρχουσα κατάσταση)

### 6<sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T_6=0,151$ ):

Εκτός επιπέδου ταλάντωση του τοίχου του επιπέδου X-Z ( $Y=0$ ) σύμφωνα με την μορφή της εικόνας δίπλα.

6η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ $T=0,151\text{sec}$	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
X	0,17%
Y	1,39%
$\theta$	0,09%

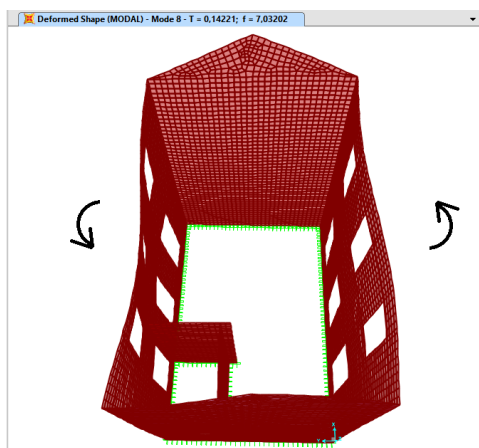


Εικόνα 4.9: 7<sup>η</sup> ιδιομορφή (υπάρχουσα κατάσταση)

### 7<sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T_7=0,147$ ):

Εκτός επιπέδου ταλάντωση των τοίχων X-Z ( $Y=0$  και  $Y=6,58$ ) και Y-Z ( $X=0$  και  $Y=9,98$ ). Οι τοίχοι X-Z παραμορφώνονται με την ίδια μορφή ταυτοχρόνως αλλά με αντίθετη κατεύθυνση ενώ οι τοίχοι Y-Z με την ίδια μορφή και ίδια κατεύθυνση.

7η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ $T=0,147\text{sec}$	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
X	23,05%
Y	0,00%
$\theta$	4,89%



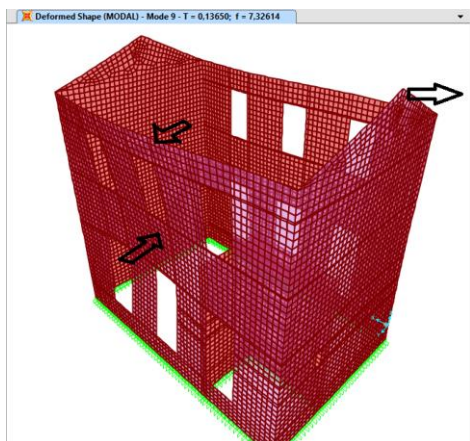
Εικόνα 4.10: 8<sup>η</sup> ιδιομορφή (υπάρχουσα κατάσταση)

### 8<sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T_8=0,142$ ):

Η 8<sup>η</sup> ιδιομορφή αποτελεί την ιδιομορφή κατά την οποία περιστρέφεται (περί τον άξονα Z) το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας της κατασκευής.

8η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ $T=0,142\text{sec}$	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
X	0,16%
Y	0,77%
$\theta$	21,02%



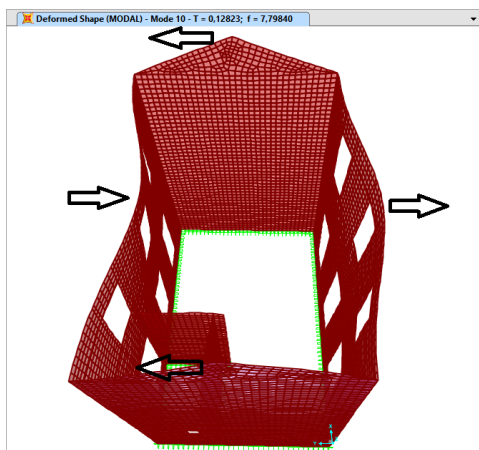


Εικόνα 4.11: 9<sup>η</sup> ιδιομορφή (υπάρχουσα κατάσταση)

### 9<sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T_9=0,136$ ):

Εκτός επιπέδου ταλάντωση του τοίχου του επιπέδου X-Z ( $Y=6,58$ ) και εκτός επιπέδου ταλάντωση με την ίδια κατεύθυνση των τοίχων των επιπέδων Y-Z ( $X=0$  και  $X=9,98$ ).

9 <sup>η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ $T=0,136\text{sec}$	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
X	1,71%
Y	3,09%
$\theta$	0,30%



Εικόνα 4.12: 10<sup>η</sup> ιδιομορφή (υπάρχουσα κατάσταση)

### 10<sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T_{10}=0,128$ ):

Εκτός επιπέδου ταλάντωση των τοίχων των επιπέδων X-Z και εντός επιπέδου ταλάντωση των τοίχων των επιπέδων Y-Z. Η ιδιομορφή που ενεργοποιεί την μέγιστη ταλαντούμενη μάζα κατά τη διεύθυνση Y.

10 <sup>η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ $T=0,128\text{sec}$	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
X	0,07%
Y	33,59%
$\theta$	13,43%

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,347	0,60%	9,58%	0,60%	9,58%
MODAL	Mode	2	0,283	5,39%	21,94%	5,99%	31,51%
MODAL	Mode	3	0,235	43,45%	1,44%	49,44%	32,96%
MODAL	Mode	4	0,194	0,02%	0,06%	49,45%	33,02%
MODAL	Mode	5	0,178	0,03%	0,03%	49,48%	33,05%
MODAL	Mode	6	0,151	0,17%	1,39%	49,64%	34,43%
MODAL	Mode	7	0,147	23,05%	0,00%	72,69%	34,44%
MODAL	Mode	8	0,142	0,16%	0,77%	72,85%	35,21%
MODAL	Mode	9	0,136	1,71%	3,09%	74,56%	38,30%
MODAL	Mode	10	0,128	0,07%	33,59%	74,63%	71,89%

Πίνακας 4.1: Ιδιομορφές 1-10

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	90	0,024	0,00%	0,25%	88,30%	89,84%
MODAL	Mode	91	0,024	0,00%	0,10%	88,30%	89,93%
MODAL	Mode	92	0,024	0,00%	0,17%	88,30%	90,10%
MODAL	Mode	93	0,024	0,01%	0,00%	88,31%	90,10%
MODAL	Mode	94	0,023	0,00%	0,44%	88,31%	90,54%
MODAL	Mode	95	0,023	0,01%	0,03%	88,32%	90,57%
MODAL	Mode	96	0,023	0,00%	0,00%	88,33%	90,57%
MODAL	Mode	97	0,023	0,12%	0,09%	88,45%	90,66%
MODAL	Mode	98	0,023	0,15%	0,05%	88,59%	90,71%
MODAL	Mode	99	0,023	0,23%	0,06%	88,82%	90,76%
MODAL	Mode	100	0,023	0,31%	0,00%	89,13%	90,76%
MODAL	Mode	101	0,022	0,03%	0,00%	89,16%	90,76%
MODAL	Mode	102	0,022	0,31%	0,01%	89,47%	90,77%
MODAL	Mode	103	0,022	0,00%	0,00%	89,47%	90,78%
MODAL	Mode	104	0,022	0,00%	0,10%	89,47%	90,87%
MODAL	Mode	105	0,022	0,22%	0,01%	89,70%	90,88%
MODAL	Mode	106	0,022	0,05%	0,06%	89,74%	90,94%
MODAL	Mode	107	0,021	0,01%	0,01%	89,75%	90,94%
MODAL	Mode	108	0,021	0,00%	0,01%	89,76%	90,96%
MODAL	Mode	109	0,021	0,05%	0,04%	89,80%	91,00%
MODAL	Mode	110	0,021	0,00%	0,00%	89,80%	91,00%
MODAL	Mode	111	0,021	0,00%	0,01%	89,81%	91,01%
MODAL	Mode	112	0,021	0,06%	0,00%	89,86%	91,01%
MODAL	Mode	113	0,021	0,03%	0,00%	89,90%	91,01%
MODAL	Mode	114	0,020	0,01%	0,01%	89,90%	91,02%
MODAL	Mode	115	0,020	0,02%	0,00%	89,93%	91,02%
MODAL	Mode	116	0,020	0,05%	0,01%	89,97%	91,03%
MODAL	Mode	117	0,020	0,53%	0,01%	90,50%	91,04%
MODAL	Mode	118	0,020	0,01%	0,03%	90,51%	91,08%
MODAL	Mode	119	0,020	0,01%	0,13%	90,52%	91,21%
MODAL	Mode	120	0,020	0,03%	0,05%	90,55%	91,26%

Πίνακας 4.2: Ιδιομορφές 90-120

Από τον παραπάνω πίνακα των ιδιομορφών του κτιρίου, προκύπτει το ποσοστό συμμετοχής της μάζας του σε κάθε μία από αυτές. Επίσης, παρατηρείται ότι χρειάστηκαν 117 ιδιομορφές για να ενεργοποιηθεί το 90% της μάζας κατά Χ ενώ 92 ιδιομορφές κατά Υ. Στον πίνακα που ακολουθεί παρατίθενται οι συγκεντρωτικά οι ιδιομορφές της κατασκευής με την μέγιστη ταλαντούμενη μάζα ανά διεύθυνση.

ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ T=0,347sec			
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
Χ	3η	0,235	43,45%
Υ	10η	0,128	33,59%

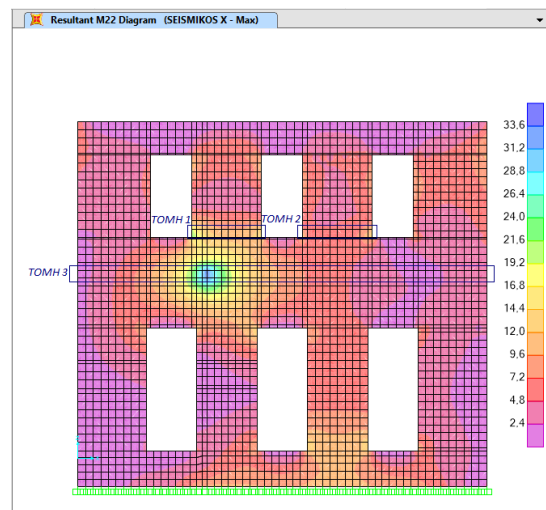
Πίνακας 4.3: Κύριες ιδιομορφές ανά διεύθυνση υπάρχουσας κατάστασης



#### 4.1.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

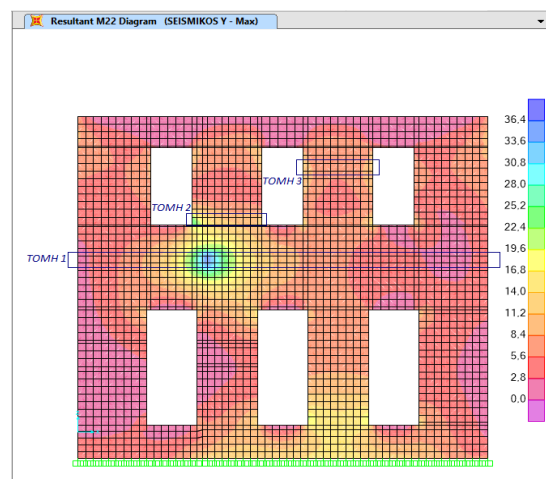
Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται οι κατανομές του μεγέθους M22 καθώς επίσης έχουν σημειωθεί οι «κρίσιμες» περιοχές ελέγχου στις οποίες παρουσιάζονται οι υψηλότερες τιμές της καμπτικής ροπής.

Επίπεδο X-Z για  $\gamma=6,58$ :



ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ			
ΟΨΗ Χ-Z ( $\gamma=6,58$ ):	ΤΟΜΗ 1	ΤΟΜΗ 2	ΤΟΜΗ 3
Μήκος Τομής l (m)	1,73	1,67	9,98
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,52
F22 (KN)	-62,70	-60,01	-348,83
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-40,27	-39,93	-37,34
$f_d$ (Mpa)	1,00	1,00	1,00
M <sub>rd</sub> (KNm)	8,36	8,00	48,50
M <sub>sd</sub> (=Σ M22) (KNm)	24,73	12,85	73,99
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	2,96	1,61	1,53
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

Εικόνα 4.13: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMICOS X)

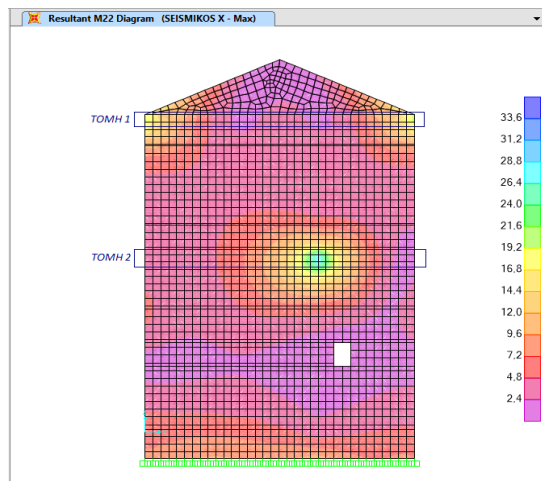


ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ			
ΟΨΗ Χ-Z ( $\gamma=6,58$ )	ΤΟΜΗ 1	ΤΟΜΗ 2	ΤΟΜΗ 3
Μήκος Τομής l (m)	9,98	1,73	1,67
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,50	0,50
F22 (KN)	-348,83	-62,70	-33,83
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-37,34	-40,27	-22,51
$f_d$ (Mpa)	1,00	1,00	1,00
M <sub>rd</sub> (KNm)	48,50	8,36	4,59
M <sub>sd</sub> (=Σ M22) (KNm)	73,99	21,86	13,01
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	1,53	2,62	2,83
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

Εικόνα 4.14: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMICOS Y)

Από τον έλεγχο σε εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς προκύπτει ότι οι πεσσοί αστοχούν στις σημειωμένες περιοχές της Εικόνας 4.14.

### Επίπεδο Y-Z για X=0:



ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ		
ΟΨΗ Y-Z (X=0):	ΤΟΜΗ 1	ΤΟΜΗ 2
Μήκος Τομής l (m)	6,58	6,58
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,52
F22 (KN)	-65,36	-326,70
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-11,04	-53,05
f <sub>d</sub> (MPa)	1,00	1,00
M <sub>rd</sub> (KNm)	8,98	49,69
M <sub>sd</sub> (=Σ M22) (KNm)	34,29	34,29
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	3,82	0,69
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

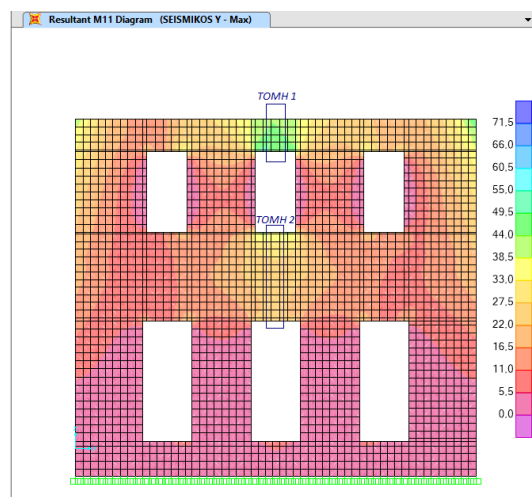
Εικόνα 4.15: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMICOS X)

Από τον παραπάνω έλεγχο προκύπτει ότι από τις σημειωμένες περιοχές της Εικόνας 4.15 αστοχεί μόνο η ΤΟΜΗ 1.

#### 4.1.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

Στις παρακάτω εικόνες δίνονται οι κατανομές του μεγέθους M11 με βάση το οποίο θα γίνουν οι έλεγχοι σε εκτός επιπέδου κάμψη. Οι περιοχές που είναι σημειωμένες εκτιμήθηκαν ως «κρίσιμες».

### Επίπεδο X-Z για Y=0:

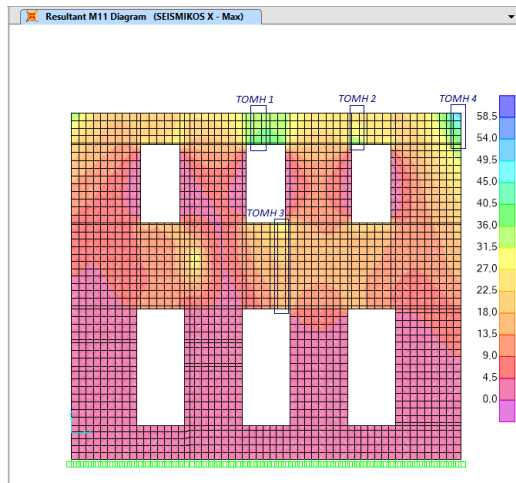


ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ		
ΟΨΗ X-Z (Y=0):	ΤΟΜΗ 1	ΤΟΜΗ 2
Ύψος Πεσσού h (m)	0,81	2,22
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
f <sub>mc</sub> (MPa)	1,00	1,00
Συντελεστής λ	0,80	0,80
f <sub>wt</sub> =λ*f <sub>mc</sub> /5 (MPa)	0,16	0,16
M <sub>sd</sub> (=Σ M11) (KNm)	38,09	44,04
σ <sub>ξ</sub> =M/W (KN/m <sup>2</sup> )	1128,59	476,11
σ <sub>ξ</sub> /f <sub>wt</sub>	7,05	2,98
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

Εικόνα 4.16: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMICOS Y)

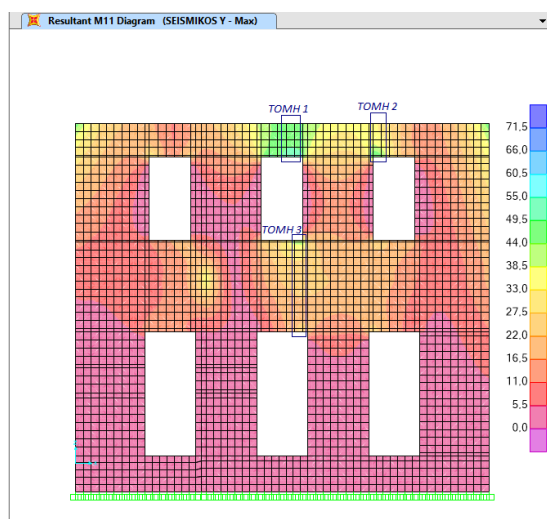
Παρατηρούμε πως ο έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς είναι ιδιαίτερα κρίσιμος, αφού αναπτύσσονται πολύ μεγαλύτερες εφελκυστικές τάσεις σε σχέση με την αντοχή.

#### Επίπεδο X-Z για $\gamma=6,58$ :



Εικόνα 4.17: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ X				
ΟΨΗ X-Z ( $\gamma=6,58$ ):	ΤΟΜΗ 1	ΤΟΜΗ 2	ΤΟΜΗ 3	ΤΟΜΗ 4
Ύψος Πεσσού h (m)	0,81	0,81	2,22	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	1,00	1,00	1,00
Συντελεστής λ	0,80	0,80	0,80	0,80
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,16	0,16	0,16
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	-29,40	26,45	-44,53	37,45
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	871,11	783,70	481,41	1109,63
$\sigma_t/f_{wt}$	5,44	4,90	3,01	6,94
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>



Εικόνα 4.18: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMICOS Y)

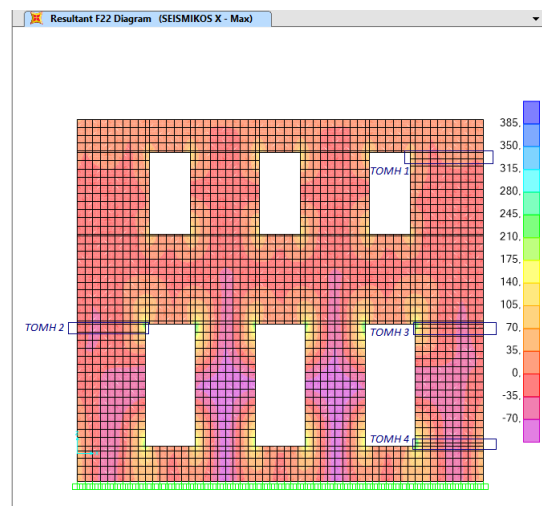
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y			
ΟΨΗ X-Z ( $\gamma=6,58$ ):	ΤΟΜΗ 1	ΤΟΜΗ 2	ΤΟΜΗ 3
Ύψος Πεσσού h (m)	0,81	0,81	2,22
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	1,00	1,00
Συντελεστής λ	0,80	0,80	0,80
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,16	0,16
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	-39,74	34,89	-60,06
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	1177,48	1033,78	649,30
$\sigma_t/f_{wt}$	7,36	6,46	4,06
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

Όπως και πριν, παρατηρούμε ότι ο συγκεκριμένος έλεγχος είναι ιδιαίτερα κρίσιμος. Θα προκληθεί αστοχία σε όλες τις σημειωμένες περιοχές. Το σημαντικότερο όμως είναι ότι οι εφελκυστικές τάσεις είναι κατά μέσο όρο 5,5 φορές μεγαλύτερες από την επιτρεπόμενη αντοχή.

#### 4.1.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ

Οι εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζουν τις κατανομές των κατακόρυφων θλιπτικών δυνάμεων (F22) με βάση τις οποίες έχουν καθοριστεί και σημειωθεί οι «κρίσιμες περιοχές» πιθανής αστοχίας λόγω εντός επιπέδου κάμψης.

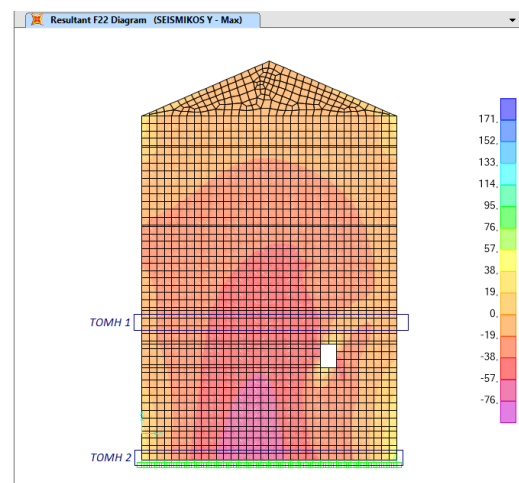
Επίπεδο X-Z για Y=0:



ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ X				
ΟΨΗ X-Z (Y=0):	ΤΟΜΗ 1	ΤΟΜΗ 2	ΤΟΜΗ 3	ΤΟΜΗ 4
Μήκος Πεσσού l (m)	1,84	1,71	1,71	1,71
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,52	0,52	0,52
F22 (KN)	-24,86	-123,59	-121,89	-171,47
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-15,01	-77,22	-76,15	-107,13
$f_d$ (Mpa)	1,00	1,00	1,00	1,00
M <sub>rd</sub> (KNm)	12,52	54,17	53,49	72,72
M <sub>sd</sub> (KNm)	23,79	62,77	71,30	100,42
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	1,90	1,16	1,33	1,38
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

Εικόνα 4.19: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMICOS X)

Επίπεδο Y-Z για X=0:



ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y		
ΟΨΗ Y-Z (X=3,15):	ΤΟΜΗ 1	ΤΟΜΗ 2
Μήκος Πεσσού l (m)	6,58	6,58
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-433,87	-699,00
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-70,45	-113,49
$f_d$ (Mpa)	1,00	1,00
M <sub>rd</sub> (KNm)	737,15	1132,61
M <sub>sd</sub> (KNm)	378,56	737,13
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	0,51	0,65
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

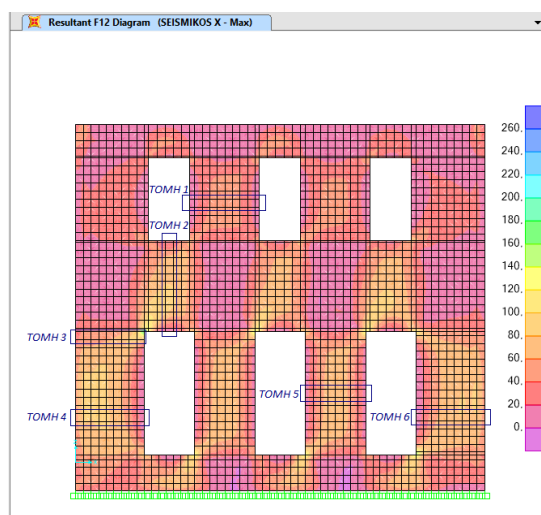
Εικόνα 4.20: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMICOS Y)

Από τους παραπάνω πίνακες προκύπτει πως ο έλεγχος δεν ικανοποιείται σε καμία από τις σημειωμένες περιοχές της Εικόνας 4.19. Αντίθετα, η Εικόνα 4.20 δεν παρουσιάζει την ίδια κατάσταση, αφού ο έλεγχος ικανοποιείται σε όλες τις τομές. Επομένως, ο έλεγχος σε εντός επιπέδου κάμψη υποδεικνύει την αναγκαιότητα ενίσχυσης της κατασκευής, για την βελτίωση της αντοχής κυρίως των τοιχοποιιών των επιπέδων X-Z.

#### 4.1.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Στις εικόνες που ακολουθούν απεικονίζονται οι κατανομές του μεγέθους F12 και σημειώνονται οι «κρίσιμες» περιοχές. Στη συνέχεια ακολουθούν οι έλεγχοι έναντι αστοχίας σε διάτμηση.

Επίπεδο X-Z για Y=0:

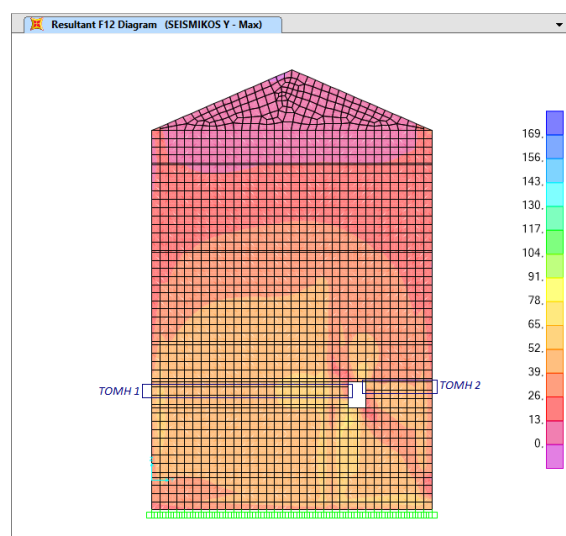


Εικόνα 4.21: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMIKOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMIKOS X				ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMIKOS X			
ΟΨΗ X-Z (Y=0):	ΤΟΜΗ 1	ΤΟΜΗ 2	ΤΟΜΗ 3	ΟΨΗ X-Z (Y=0):	ΤΟΜΗ 4	ΤΟΜΗ 5	ΤΟΜΗ 6
Πάχος Τοίχου t (m)	0,5	0,5	0,5	Πάχος Τοίχου t (m)	0,5	0,5	0,5
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,7	2,21	1,676	Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,676	1,47	1,676
F22 (KN) ή F11(KN)	-45,69	2,03	-123,59	F22 (KN) ή F11(KN)	-156,71	-151,43	-157,59
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-53,75	1,84	-147,48	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-187,00	-206,03	-188,05
$f_{vko}$ (MPa)	0,10	0,10	0,10	$f_{vko}$ (MPa)	0,10	0,10	0,10
$f_{vk}^{lim}$ (MPa)	1,00	1,00	1,00	$f_{vk}^{lim}$ (MPa)	1,00	1,00	1,00
$f_{vwk}$ (MPa)	0,12	0,10	0,16	$f_{vwk}$ (MPa)	0,17	0,18	0,18
$f_{vwk} \geq \min(f_{vko}; f_{vklim})$	ΙΣΧΥΕΙ	ΙΣΧΥΕΙ	ΙΣΧΥΕΙ	$f_{vwk} \geq \min(f_{vko}; f_{vklim})$	ΙΣΧΥΕΙ	ΙΣΧΥΕΙ	ΙΣΧΥΕΙ
$V_{rd}$ (KN)	57,38	61,84	74,02	$V_{rd}$ (KN)	81,38	74,48	81,58
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	57,60	144,97	105,48	$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	106,72	73,59	110,41
$V_{sd}/V_{rd}$	1,00	2,34	1,43	$V_{sd}/V_{rd}$	1,31	0,99	1,35
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΑΣΤΟΧΕΙ	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΑΣΤΟΧΕΙ



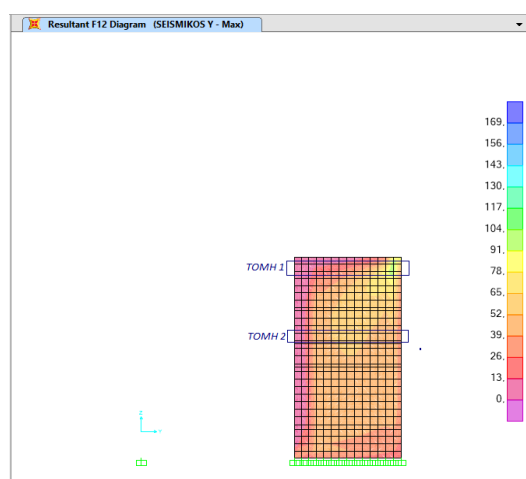
### Επίπεδο Y-Z για X=0:



Εικόνα 4.22: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMICOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y		
ΟΨΗ Y-Z (X=0):	ΤΟΜΗ 1	ΤΟΜΗ 2
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	4,62	1,56
F22 (KN)	-365,68	-123,77
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-152,21	-152,58
$f_{vko}$ (MPa)	0,10	0,10
$f_{vk}^{lim}$ (MPa)	1,00	1,00
$f_{vwk}$ (MPa)	0,16	0,16
$f_{vwk} \geq \min(f_{vko}, f_{vklim})$	ΙΣΧΥΕΙ	ΙΣΧΥΕΙ
$V_{rd}$ (KN)	214,73	72,57
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	220,69	68,47
$V_{sd}/V_{rd}$	1,03	0,94
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

### Επίπεδο Y-Z για X=3,15:



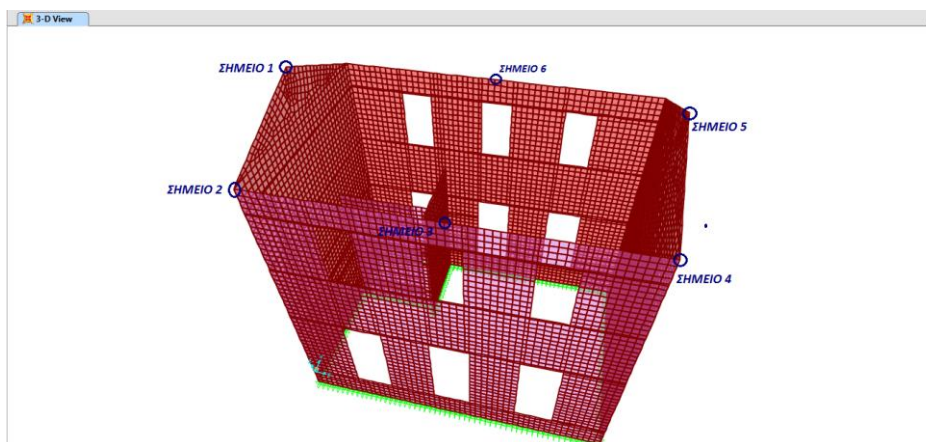
Εικόνα 4.23: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 υπάρχουσας κατάστασης (SEISMICOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y		
ΟΨΗ Y-Z (X=3,15):	ΤΟΜΗ 1	ΤΟΜΗ 2
Πάχος Τοίχου t (m)	0,18	0,18
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	2,7	2,7
F22 (KN)	-10,93	-47,48
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-22,49	-97,70
$f_{vko}$ (MPa)	0,10	0,10
$f_{vk}^{lim}$ (MPa)	1,20	1,20
$f_{vwk}$ (MPa)	0,11	0,14
$f_{vwk} \geq \min(f_{vko}, f_{vklim})$	ΙΣΧΥΕΙ	ΙΣΧΥΕΙ
$V_{rd}$ (KN)	29,43	37,55
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	90,59	116,74
$V_{sd}/V_{rd}$	3,08	3,11
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

Από τους παραπάνω ελέγχους παρατηρείται πως σχεδόν όλες οι σημειωμένες περιοχές παρουσιάζουν αστοχία. Οι υπόλοιπες τομές παρόλο που ικανοποιούν αλγεβρικά τους ελέγχους βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία και λόγω της μεγάλης αβεβαιότητας που χαρακτηρίζει την ανάλυση των κατασκευών από τοιχοποιία, θα θεωρηθεί ότι και αυτές πρακτικά αστοχούν έναντι διάτμησης.

#### 4.1.7 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

Επιλέχθηκαν 6 χαρακτηριστικά σημεία για τον έλεγχο της μετακίνησης του κτιρίου. Οι μετατοπίσεις και οι στροφές υπό τους σεισμικούς συνδυασμούς παρατίθενται παρακάτω.



Εικόνα 4.24: Σημεία ελέγχου μετακινήσεων σύμφωνα με την υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου

TABLE: Joint Displacements - Absolute										
	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
ΣΗΜΕΙΟ 1	125	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,020468	0,001334	-0,000455	0,000103	0,004191	0,000522
				Min	-0,020398	-0,001344	-0,001389	-0,000097	-0,004093	-0,000533
		SEISMIKOS Y		Max	0,011381	0,002839	-0,000681	0,000209	0,002271	0,000867
				Min	-0,011310	-0,002849	-0,001163	-0,000203	-0,002174	-0,000878
ΣΗΜΕΙΟ 2	59	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,004734	0,001187	-0,000151	0,000325	0,001479	0,005448
				Min	-0,004712	-0,001204	-0,001544	-0,000374	-0,001412	-0,005402
		SEISMIKOS Y		Max	0,002398	0,002549	-0,000111	0,000260	0,001042	0,005077
				Min	-0,002375	-0,002567	-0,001584	-0,000309	-0,000976	-0,005032
ΣΗΜΕΙΟ 3	101	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,002943	0,008540	-0,000561	0,002909	0,000057	0,000982
				Min	-0,002973	-0,007852	-0,001000	-0,003019	-0,000035	-0,001103
		SEISMIKOS Y		Max	0,001525	0,011847	-0,000452	0,003878	0,000064	0,000880
				Min	-0,001556	-0,011159	-0,001109	-0,003988	-0,000043	-0,001001
ΣΗΜΕΙΟ 4	84	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,004685	0,001478	-0,000254	0,000314	0,001122	0,005022
				Min	-0,004737	-0,001484	-0,001454	-0,000365	-0,001179	-0,005004
		SEISMIKOS Y		Max	0,002808	0,002683	-0,000053	0,000252	0,000931	0,005269
				Min	-0,002859	-0,002690	-0,001655	-0,000304	-0,000987	-0,005250
ΣΗΜΕΙΟ 5	124	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,019237	0,001672	-0,000533	0,000122	0,003375	0,000631
				Min	-0,019437	-0,001664	-0,001342	-0,000123	-0,003434	-0,000620
		SEISMIKOS Y		Max	0,015364	0,002992	-0,000728	0,000217	0,002489	0,000942
				Min	-0,015563	-0,002984	-0,001147	-0,000218	-0,002548	-0,000931
ΣΗΜΕΙΟ 6	14759	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,003896	0,021485	-0,000606	0,003982	0,000268	0,002568
				Min	-0,003905	-0,020758	-0,001251	-0,003926	-0,000223	-0,002586
		SEISMIKOS Y		Max	0,002021	0,027943	-0,000495	0,004884	0,000142	0,002230
				Min	-0,002030	-0,027216	-0,001362	-0,004828	-0,000098	-0,002248

Πίνακας 4.4: Μετακινήσεις και στροφές χαρακτηριστικών σημείων υπάρχουσας κατάστασης

Από τον παραπάνω πίνακα είναι εμφανής η συμπεριφορά του κτιρίου, όπως αυτή εκτιμήθηκε κατά την μακροσκοπική παρατήρηση της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Ο Πίνακας 4.4 παρουσιάζει τις μετατοπίσεις του Σημείου 3 υπό τους σεισμικούς συνδυασμούς X και Y, το οποίο παρουσιάζει δυσανάλογα μεγάλες μετατοπίσεις κατά την διεύθυνση Y (U2) σε σχέση με τα Σημεία 2 και 4. Με αυτόν τον τρόπο επιβεβαιώνεται και υπολογιστικά η έντονη εκτός επιπέδου παραμόρφωση των τοίχων. Επίσης, το Σημείο 6 παρουσιάζει κατά μέσο όρο διπλάσιες μετατοπίσεις και στροφές σε σχέση με εκείνες του Σημείου 3.

## 4.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 4.2.1 ΕΠΙΠΕΔΟ Χ-Z

#### Γεωμετρική Προσομοίωση:

Η υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου δεν συμπεριλαμβάνει την ύπαρξη διαφράγματος ή διαζώματος, επομένως θα χρησιμοποιηθούν τα αντίστοιχα ισοδύναμα πλαίσια της Ενότητας 2.4.2. (βλ. Εικόνα 2.15).

#### Προσομοίωση Ανελαστικότητας Υλικού:

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8					
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 X 0,51	1,47 X 0,51	2,03 X 0,51	1,70 X 0,51
	D (m)	1,935	1,47	2,03	1,70
	t (m)	0,51	0,51	0,51	0,51
	fd (MPa)	1,00	1,00	1,00	1,00
	σo (MPa)	0,209	0,253	0,054	0,067
	P (KN)	206,25	189,67	55,91	58,09
	vd	0,209	0,253	0,054	0,067
	Heff (m)	4,255	3,325	3,182	2,346
ΣΗΜΕΙΟ	Vf (KN)	35,63	29,73	16,73	19,43
SD	δ (m)	0,0340	0,0266	0,0255	0,0188
ΣΗΜΕΙΟ	Mu (KNm)	75,79	49,42	26,61	22,79
	δu (m)	0,0486	0,0380	0,0364	0,0268
	φu (rad)	0,0229	0,0229	0,0229	0,0229
	20%*Mu (KNm)	15,16	9,88	5,32	4,56

Πίνακας 4.5: Στάθμες επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Χ-Z

ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ Μ-φ					
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 X 0,51	1,47 X 0,51	2,03 X 0,51	1,70 X 0,51
ΣΗΜΕΙΟ Α	M (KNm)	0	0	0	0
	φ (rad)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ Β	M (KNm)	75,79	49,42	26,61	22,79
	φ (rad)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ C	M (KNm)	75,79	49,42	26,61	22,79
	φ (rad)	0,0229	0,0229	0,0229	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ D	M (KNm)	15,16	9,88	5,32	4,56
	φ (rad)	0,0229	0,0229	0,0229	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ Ε	M (KNm)	15,16	9,88	5,32	4,56
	φ (rad)	0,0343	0,0343	0,0343	0,0343

Πίνακας 4.6: Σημεία διαγράμματος Μ-φ των πλαστικών κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Χ-Z



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8					
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 X 0,51	1,47 X 0,51	2,03 X 0,51	1,70 X 0,51
	D (m)	1,935	1,47	2,03	1,70
	t (m)	0,51	0,51	0,51	0,51
	fd (MPa)	0,10	0,10	0,10	0,10
	σo (MPa)	0,209	0,253	0,054	0,067
	fmc (MPa)	0,18	0,20	0,12	0,13
	fmt (MPa)	0,12	0,12	0,12	0,12
	fvd (MPa)	0,10	0,11	0,07	0,07
	Heff (m)	4,255	3,325	3,182	2,346
ΣΗΜΕΙΟ	Vf (KN)	100,66	83,80	69,94	61,08
SD	δ (m)	0,0170	0,0133	0,0127	0,0094
ΣΗΜΕΙΟ	Vu (KN)	100,66	83,80	69,94	61,08
NC	δu (m)	0,0243	0,0190	0,0182	0,0134
	20%*Vu (KN)	20,13	16,76	13,99	12,22

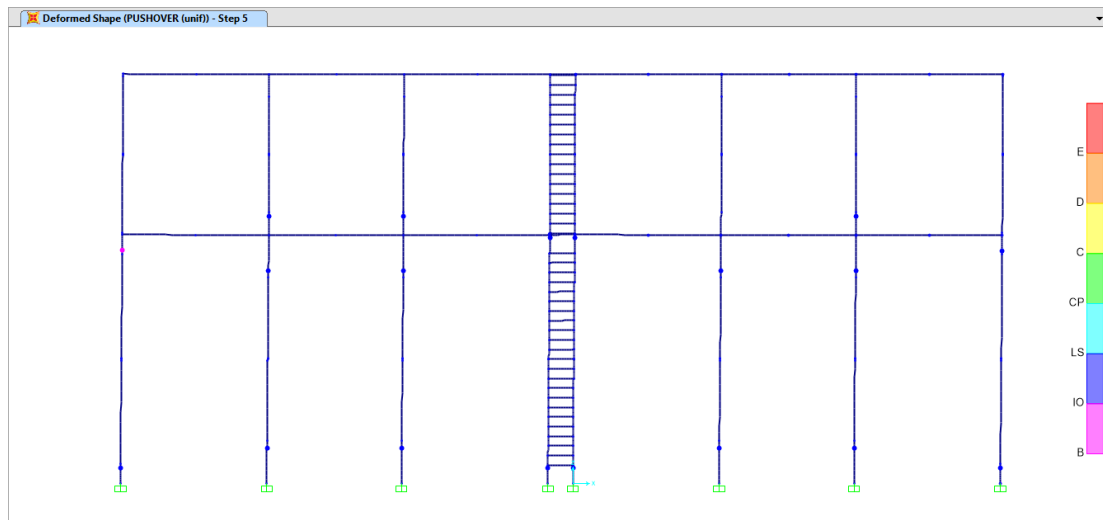
Πίνακας 4.7: Στάθμες επιτελεστικότητας πλαστικών διατμητικών κόμβων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου X-Z

ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ V-δ					
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 X 0,51	1,47 X 0,51	2,03 X 0,51	1,70 X 0,51
ΣΗΜΕΙΟ A	V (KN)	0	0	0	0
	δ (m)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ B	V (KN)	100,66	83,80	69,94	61,08
	δ (m)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ C	V (KN)	100,66	83,80	69,94	61,08
	δ (m)	0,0243	0,0190	0,0182	0,0134
ΣΗΜΕΙΟ D	V (KN)	20,13	16,76	13,99	12,22
	δ (m)	0,0243	0,0190	0,0182	0,0134
ΣΗΜΕΙΟ E	V (KN)	20,13	16,76	13,99	12,22
	δ (m)	0,0365	0,0285	0,0273	0,0201

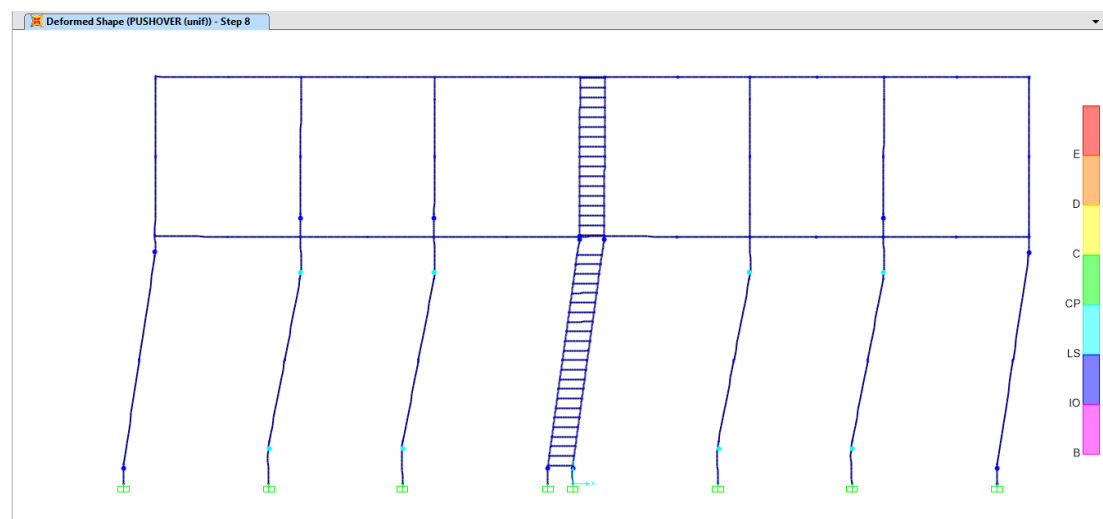
Πίνακας 4.8: Σημεία διαγράμματος V-δ των πλαστικών κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου X-Z

### Αποτελέσματα:

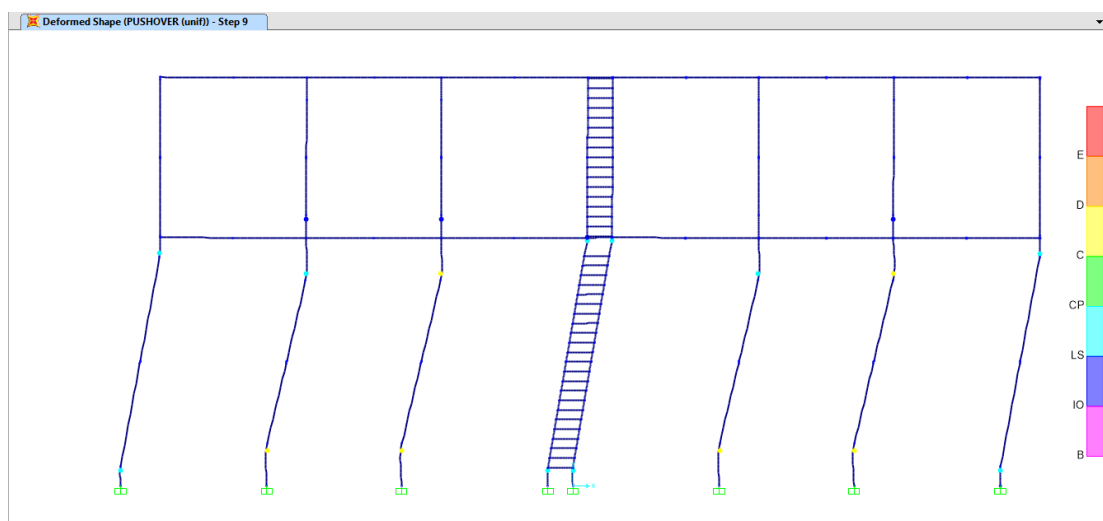
Οι επόμενες εικόνες παρουσιάζουν ενδεικτικά τα πιο χαρακτηριστικά βήματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών ωθήσεων (PUSHOVER(unif.)). Παρόμοια συμπεριφορά παρατηρείται και υπό τις πλευρικές ωθήσεις σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (PUSHOVER(mode1)).



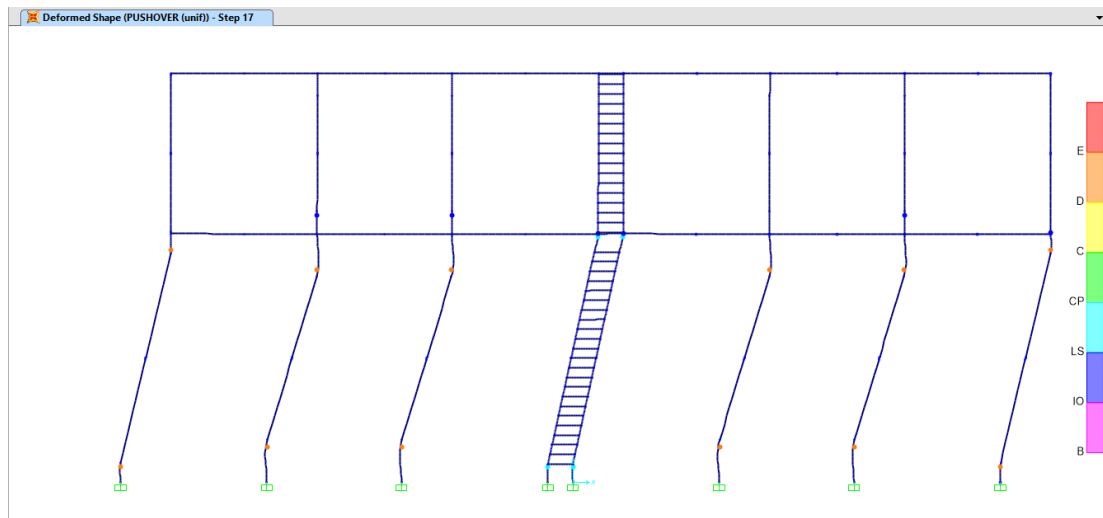
Εικόνα 4.25: 5° βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας επιπέδου Χ-Ζ (PUSHOVER(unif.))



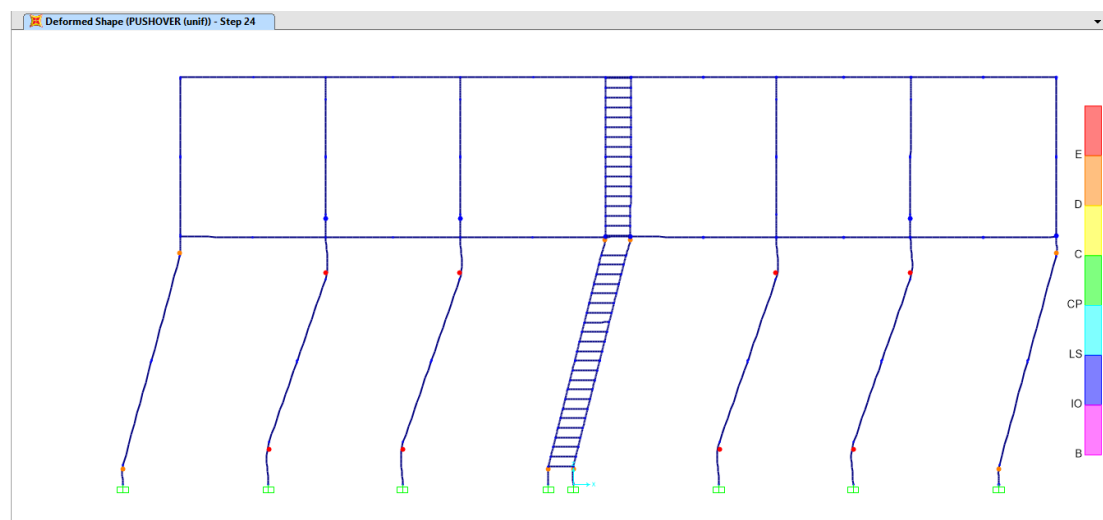
Εικόνα 4.26: 8° βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας επιπέδου Χ-Ζ (PUSHOVER(unif.))



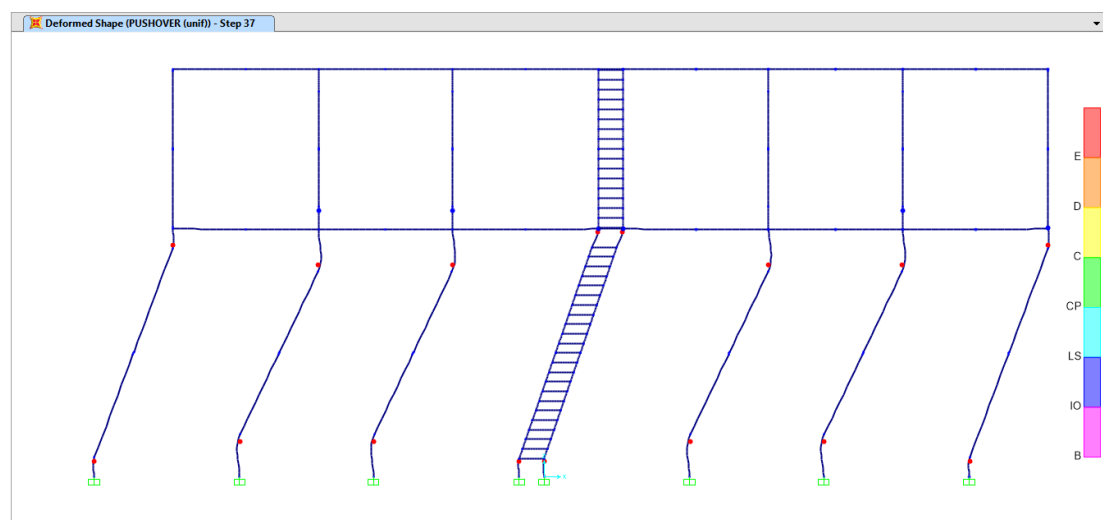
Εικόνα 4.27: 9° βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας επιπέδου Χ-Ζ (PUSHOVER(unif.))



Εικόνα 4.28: 17<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας επιπέδου X-Z (PUSHOVER(uinf.))

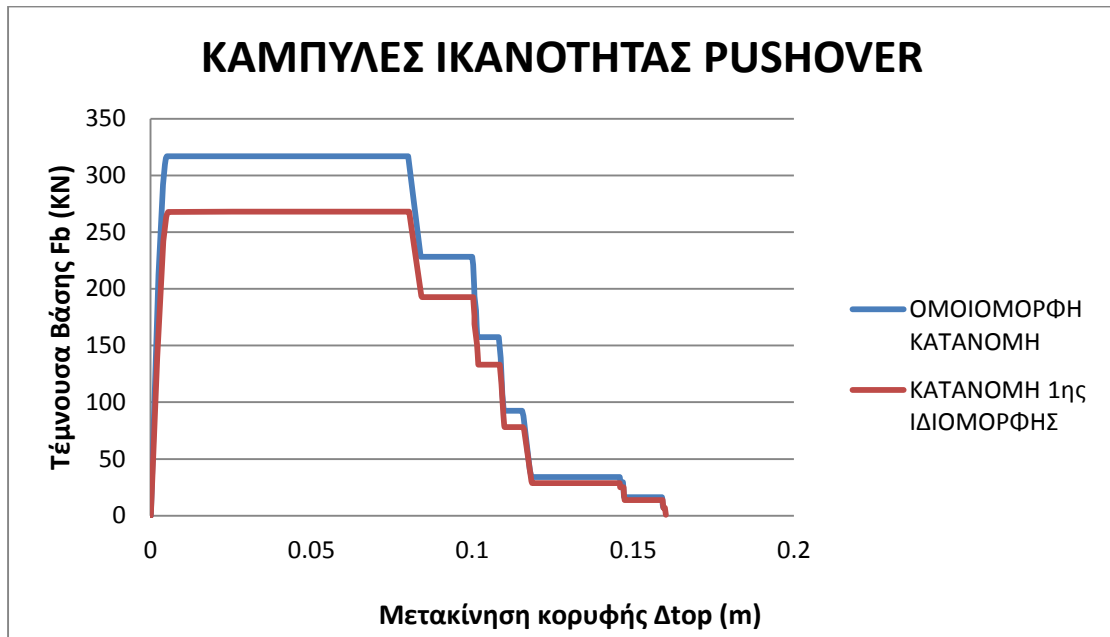


Εικόνα 4.29: 24<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας επιπέδου X-Z (PUSHOVER(uinf.))



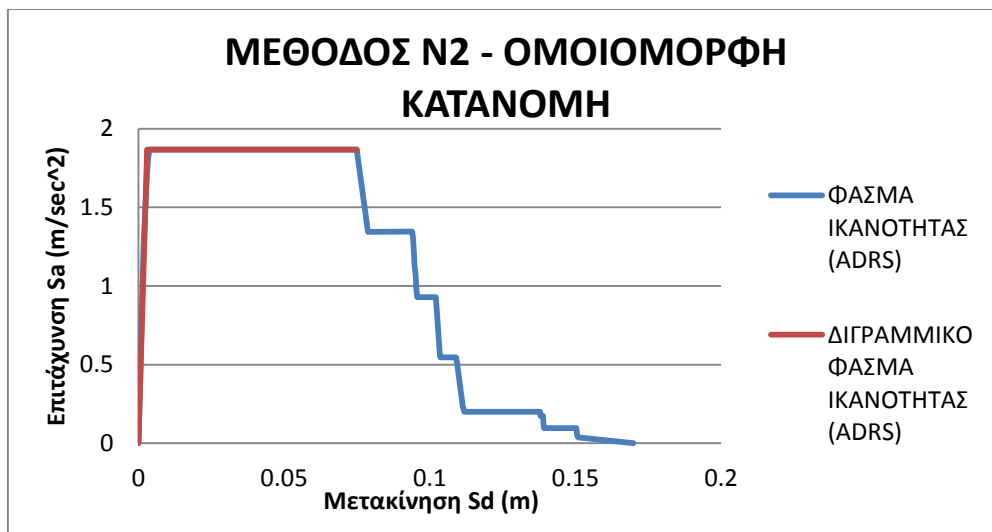
Εικόνα 4.30: 37<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας επιπέδου X-Z (PUSHOVER(uinf.))

Η συμπεριφορά του κτιρίου σύμφωνα με τις εικόνες που εξήχθησαν από το SAP2000, μπορεί να παρομοιασθεί με εκείνη της **Περίπτωσης 2** στην Ενότητα 3.1, δηλαδή ενός κτιρίου με ισχυρά ανώφλια και αδύναμους πεσσούς. Αυτό είναι αναμενόμενο αφού κατά την υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου παρόλο που δεν υπάρχουν διαζώματα ή διαφράγματα τα ανοίγματα είναι μικρά. Όπως φαίνεται και από τις παραπάνω εικόνες οι βλάβες συγκεντρώνονται στο ισόγειο του κτιρίου, λόγω της αύξησης της τέμνουσας προς την βάση, ενώ ο κύριος μηχανισμός αστοχίας είναι καμπτικός. Οι καμπύλες ικανότητας pushover που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα είναι οι εξής:



Σχήμα 4.1: Καμπύλες ικανότητας pushover επιπέδου X-Z (υπάρχουσα κατάσταση)

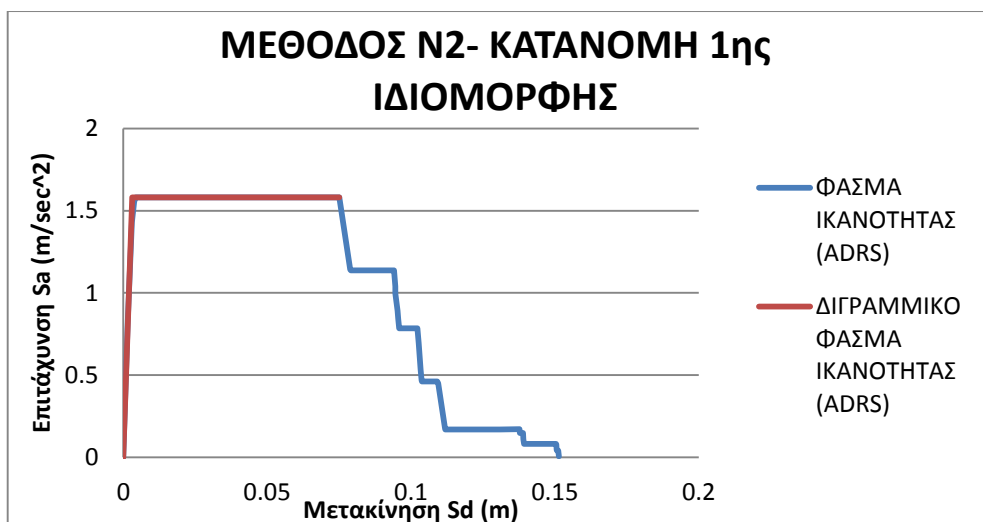
Στη συνέχεια ακολουθεί η εφαρμογή της μεθόδου N2, για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης.



Σχήμα 4.2: Μέθοδος N2 για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στο επίπεδο X-Z (υπάρχουσα κατάσταση)

**Μέθοδος N2 (ομοιόμορφη κατανομή):**

<b>Say=</b>	1,87	m/sec <sup>2</sup>
<b>Sdmax=</b>	0,0750	m
<b>E=</b>	0,1372	m <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
<b>Sdy=</b>	0,0030	m
<b>T*=</b>	0,25	sec < To
<b>Sa,el(ζ=5%)=</b>	7,20	
<b>Rμ=</b>	3,86	
<b>μ=</b>	6,71	
<b>Sdu=</b>	0,0199	m
<b>Δtop,u=</b>	0,0216	m



Σχήμα 4.3: Μέθοδος N2 για κατανομή φορτίων σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή στο επίπεδο X-Z (υπάρχουσα κατάσταση)

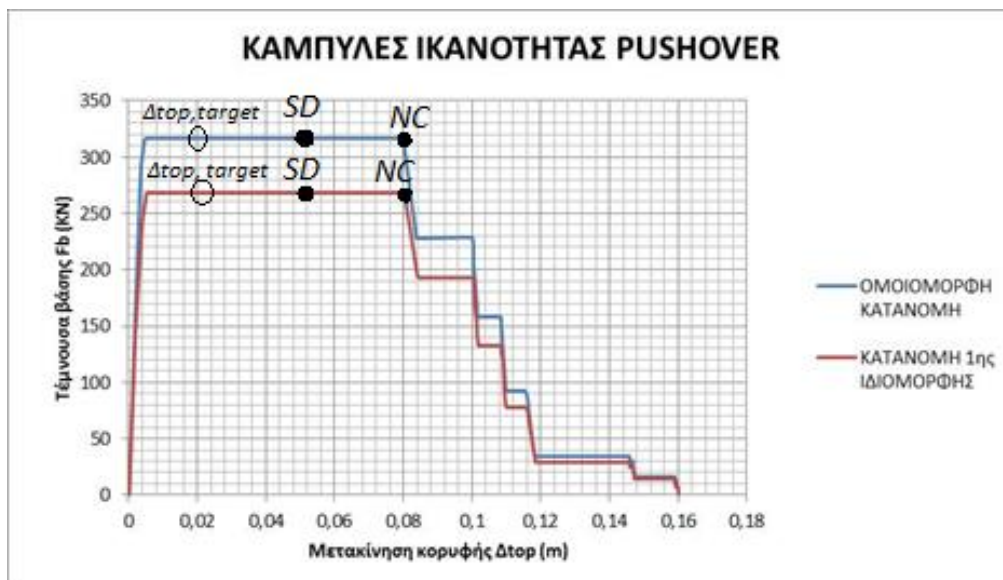
**Μέθοδος N2 (κατανομή 1ης ιδιομορφής):**

<b>Say=</b>	1,58	m/sec <sup>2</sup>
<b>Sdmax=</b>	0,0751	m
<b>E=</b>	0,1164	m <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
<b>Sdy=</b>	0,0030	m
<b>T*=</b>	0,28	Sec < To
<b>Sa,el(ζ=5%)=</b>	7,20	m/sec <sup>2</sup>
<b>Rμ=</b>	4,55	
<b>μ=</b>	7,46	
<b>Sdu=</b>	0,0226	m
<b>Δtop,u=</b>	0,0248	m

Η μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος σε μονοβάθμιο απαιτήσε τον υπολογισμό του μεγέθους  $\Gamma_{top} \approx 1,09$ . Εμπειρικά έχει αποδειχθεί ότι εάν  $\Gamma_{top} \approx 1$ , τότε το κτίριο διαμορφώνει μηχανισμό αστοχίας τύπου «μαλακού ορόφου», όπως φαίνεται δηλαδή και από τις προηγούμενες εικόνες. Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτει ο συγκεντρωτικός πίνακας, που υποδεικνύει την στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία ανήκει το κτίριο όταν υποστεί τον σεισμό σχεδιασμού του ΕΚ8. Όπως είναι φανερό το κτίριο θα βρεθεί στην στάθμη «Περιορισμένων Βλαβών (LD)».

	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ
$\Delta_{top,LD}$ (m)	0,0032	0,0033
$\Delta_{top,SD}$ (m)	0,0561	0,0563
$\Delta_{top,NC}$ (m)	0,0801	0,0804
$\Delta_{top,target}$ (m)	0,0216	0,0248

Πίνακας 4.9: Συγκεντρωτικός πίνακας σταθμών επιτελεστικότητας και μετακινήσεων στόχου του επιπέδου X-Z ανάλογα με το είδος της φόρτισης



Σχήμα 4.4: Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης επιπέδου Y-Z

Αυτή η μετατόπιση στόχος που υπολογίστηκε συμβαίνει μεταξύ των βημάτων 5 και 6 και για τις δύο περιπτώσεις κατανομής της φόρτισης. Όπως φαίνεται από την Εικόνα 4.25, στο 5<sup>ο</sup> βήμα δεν έχει σημειωθεί κανένα τοπικό γεγονός ξαφνικής απώλειας της αντοχής.

## 4.2.2 ΕΠΙΠΕΔΟ Y-Z

### Γεωμετρική Προσομοίωση:

Η υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου δεν συμπεριλαμβάνει την ύπαρξη διαζώματος, επομένως θα χρησιμοποιηθούν τα αντίστοιχα ισοδύναμα πλαίσια της Ενότητας 2.4.2. (βλ. Εικόνα 2.17).

### Προσομοίωση Ανελαστικότητας Υλικού:

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8		
ΤΟΙΧΟΣ:		7,10 X 0,51
	D (m)	7,10
	t (m)	0,51
	fd (MPa)	1,00
	σο (MPa)	0,107
	P (KN)	387,53
	vd	0,107
	Heff (m)	8,20
ΣΗΜΕΙΟ SD	Vf (KN)	147,13
	δ (m)	0,0656
ΣΗΜΕΙΟ NC	Mu (KNm)	603,22
	δu (m)	0,0937
	φu (rad)	0,0229
	20%*Mu (KNm)	120,64

Πίνακας 4.10: Στάθμες επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Y-Z (υπάρχουσα κατάσταση)

ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ M-φ		
ΤΟΙΧΟΣ:		7,10 X 0,51
ΣΗΜΕΙΟ A	M (KNm)	0
	φ (rad)	0
ΣΗΜΕΙΟ B	M (KNm)	603,22
	φ (rad)	0
ΣΗΜΕΙΟ C	M (KNm)	603,22
	φ (rad)	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ D	M (KNm)	120,64
	φ (rad)	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ E	M (KNm)	120,64
	φ (rad)	0,0343

Πίνακας 4.11: Σημεία διαγράμματος M-φ των πλαστικών αρθρώσεων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου X-Z (υπάρχουσα κατάσταση)

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8		
ΤΟΙΧΟΣ:		7,10 X 0,51
	D (m)	7,10
	t (m)	0,51
	fd (MPa)	1,00
	σο (MPa)	0,107
	fmc (MPa)	3,7
	fmt (MPa)	0,48
	fvd (MPa)	0,28
	Heff (m)	8,20
ΣΗΜΕΙΟ SD	Vf (KN)	1031,95
	δ (m)	0,0328
ΣΗΜΕΙΟ NC	Vu (KN)	1031,95
	δu (m)	0,0469
	20%*Vu (KN)	206,39

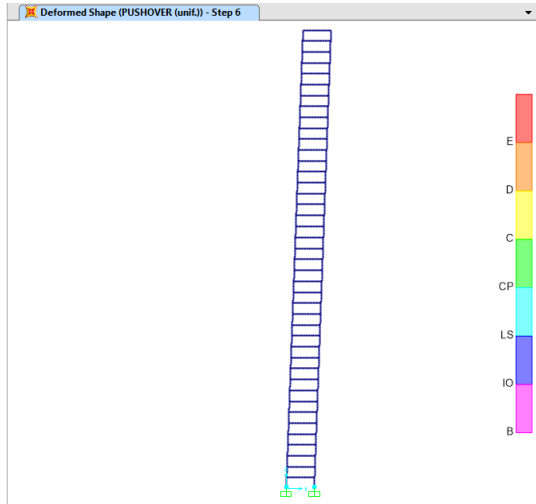
Πίνακας 4.12: Στάθμες επιτελεστικότητας πλαστικών διατμητικών κόμβων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Y-Z (υπάρχουσα κατάσταση)

ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ V-δ		
ΤΟΙΧΟΣ:		7,10 X 0,51
ΣΗΜΕΙΟ A	V (KN)	0
	δ (m)	0
ΣΗΜΕΙΟ B	V (KN)	1031,95
	δ (m)	0
ΣΗΜΕΙΟ C	V (KN)	1031,95
	δ (m)	0,0469
ΣΗΜΕΙΟ D	V (KN)	206,39
	δ (m)	0,0469
ΣΗΜΕΙΟ E	V (KN)	206,39
	δ (m)	0,0703

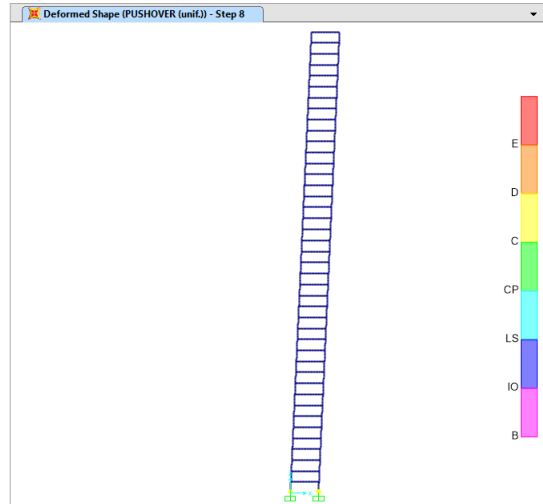
Πίνακας 4.13: Σημεία διαγράμματος V-δ των πλαστικών διατμητικών κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Y-Z (υπάρχουσα κατάσταση)

### Αποτελέσματα:

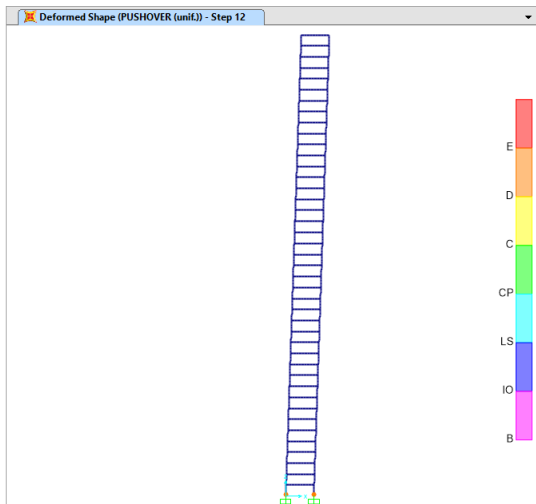
Οι επόμενες εικόνες παρουσιάζουν ενδεικτικά τα πιο χαρακτηριστικά βήματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών ωθήσεων (PUSHOVER(unif.)). Παρόμοια συμπεριφορά παρατηρείται και υπό τις πλευρικές ωθήσεις σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (PUSHOVER(mode1)).



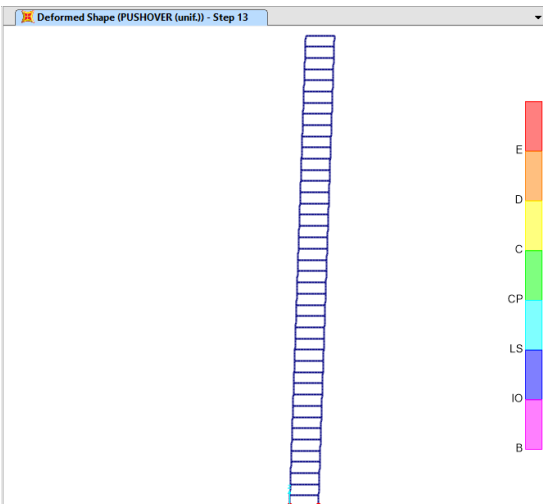
Εικόνα 4.31: 6<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας επιπέδου Y-Z (PUSHOVER(unif.))



Εικόνα 4.32: 8<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας επιπέδου Y-Z (PUSHOVER(unif.))



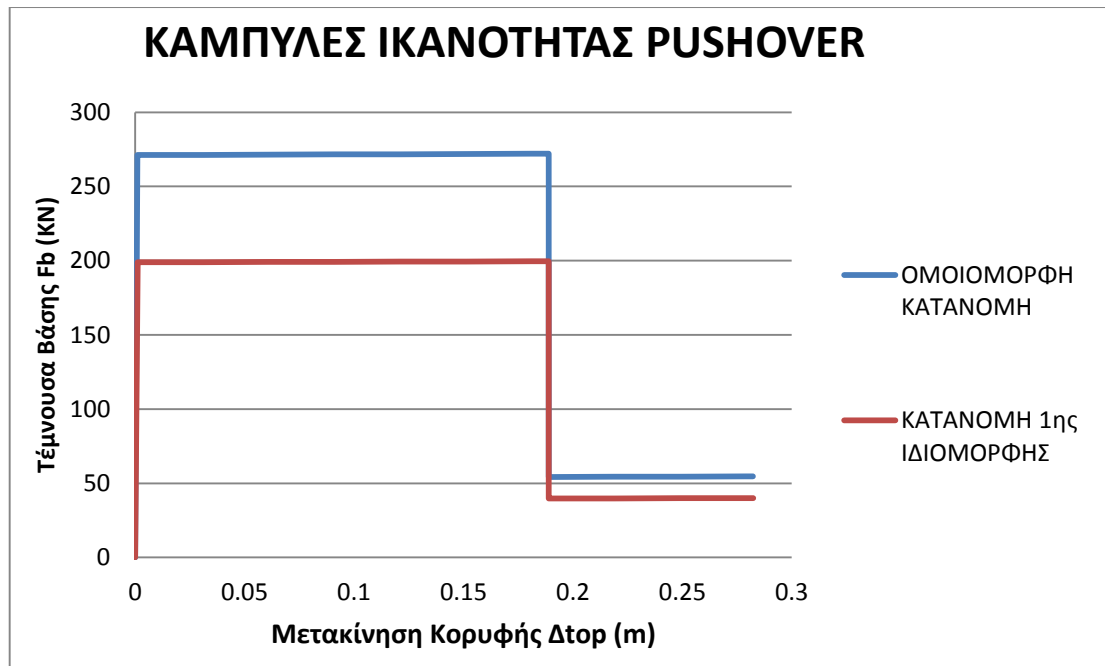
Εικόνα 4.33: 12<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας επιπέδου Y-Z (PUSHOVER(unif.))



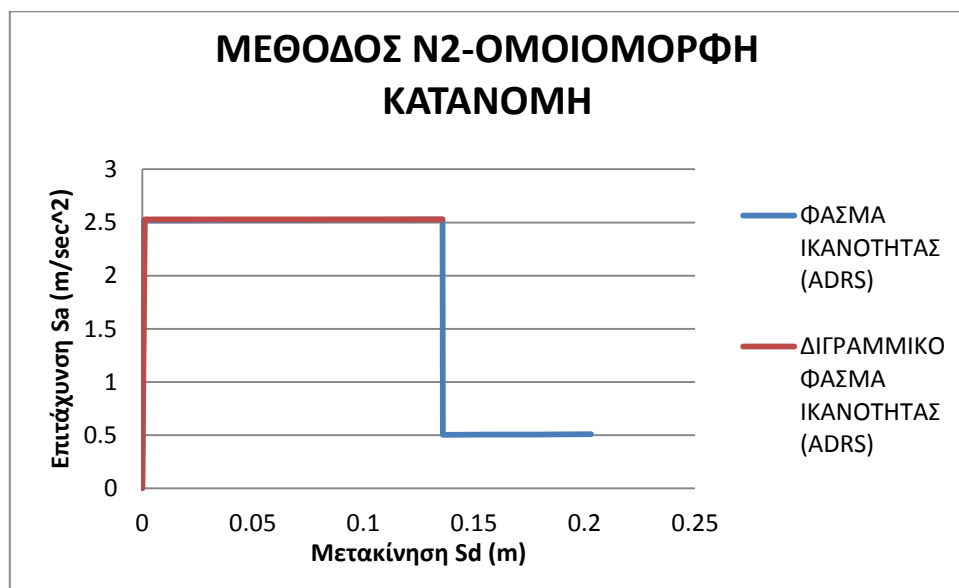
Εικόνα 4.33: 13<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας επιπέδου Y-Z (PUSHOVER(unif.))

Η συμπεριφορά της τοιχοποιίας κατά τη διεύθυνση Y-Z παρομοιάζεται με εκείνη του διατμητικού προβόλου. Πιο συγκεκριμένα, από τις παραπάνω εικόνες είναι φανερό ότι υπό τον σεισμό σχεδιασμού του ΕΚ8 θα αναπτυχθούν καμπτικές ρωγμές στη βάση των τοίχων. Οι καμπύλες ικανότητας pushover ανάλογα με το είδος της φόρτισης παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα.





Σχήμα 4.5: Καμπύλες ικανότητας pushover επιπέδου Y-Z (υπάρχουσα κατάσταση)



Σχήμα 4.6: Μέθοδος N2 για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στο επίπεδο Y-Z (υπάρχουσα κατάσταση)

#### Μέθοδος N2 (ομοιόμορφη κατανομή):

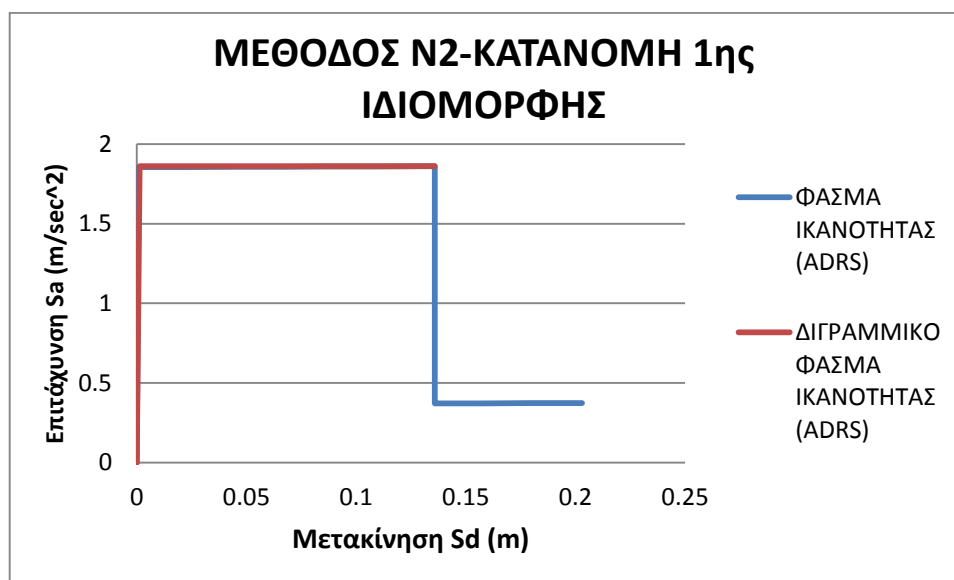
$$\begin{aligned}
 S_{ay} &= 2,53 \quad \text{m/sec}^2 \\
 S_{dmax} &= 0,1359 \quad \text{m} \\
 E &= 0,3419 \quad \text{m}^2/\text{sec}^2 \\
 S_{dy} &= 0,0012 \quad \text{m} \\
 T^* &= 0,14 \quad \text{sec} < T_0 \\
 S_{a,el}(\zeta=5\%) &= 6,88 \quad \text{m/sec}^2
 \end{aligned}$$

$$R\mu = 2,72$$

$$\mu = 7,20$$

$$Sdu = 0,0089 \text{ m}$$

$$\Delta t_{op,u} = 0,0124 \text{ m}$$



Σχήμα 4.7: Μέθοδος N2 για κατανομή φορτίων με βάση την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή στο επίπεδο Y-Z (υπάρχουσα κατάσταση)

**Μέθοδος N2 (κατανομή 1ης ιδιομορφής):**

$$S_{ay} = 1,86 \text{ m/sec}^2$$

$$S_{dmax} = 0,1359 \text{ m}$$

$$E = 0,2517 \text{ m}^2/\text{sec}^2$$

$$S_{dy} = 0,0013 \text{ m}$$

$$T^* = 0,16 \text{ sec} < T_0$$

$$S_{a,el}(\zeta=5\%) = 7,20 \text{ m/sec}^2$$

$$R\mu = 3,87$$

$$\mu = 9,71$$

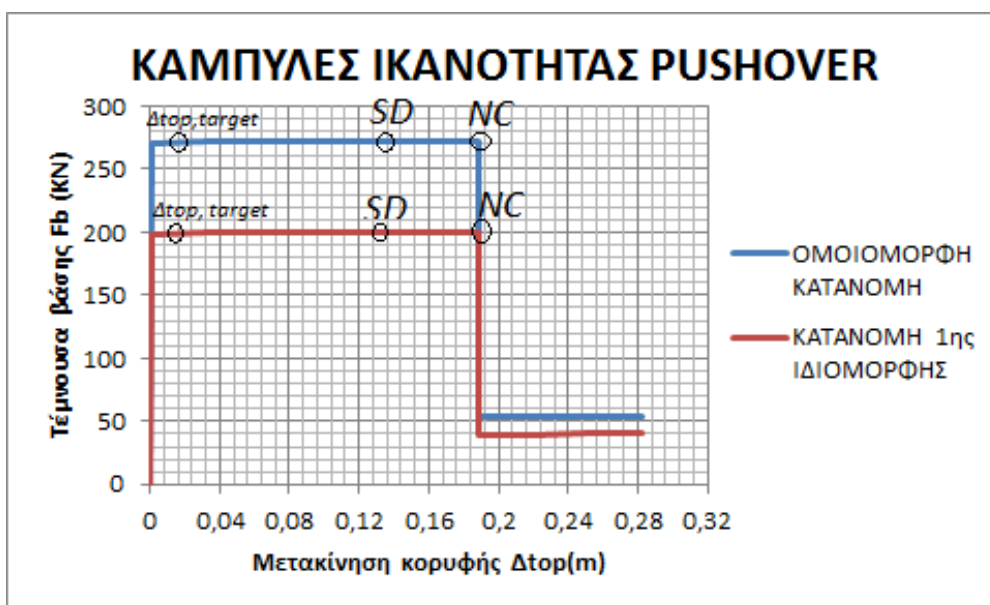
$$Sdu = 0,0124 \text{ m}$$

$$\Delta t_{op,u} = 0,0172 \text{ m}$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτει ο συγκεντρωτικός πίνακας, που υποδεικνύει την στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία ανήκει το κτίριο όταν υποστεί τον σεισμό σχεδιασμού του ΕΚ8. Όπως είναι φανερό το κτίριο θα βρεθεί στην στάθμη «Περιορισμένων Βλαβών (SD)».

	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ
$\Delta_{top,LD}$ (m)	0,0017	0,0018
$\Delta_{top,SD}$ (m)	0,1322	0,1323
$\Delta_{top,NC}$ (m)	0,1889	0,1889
$\Delta_{top,target}$ (m)	0,0124	0,0172

Πίνακας 4.14: Συγκεντρωτικός πίνακας σταθμών επιτελεστικότητας και μετακινήσεων στόχου ανάλογα με το είδος της φόρτισης



Σχήμα 4.8: Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης επιπέδου Y-Z

Η μετακίνηση στόχος που υπολογίστηκε, βρίσκεται και στις δύο περιπτώσεις ανάμεσα στο 1<sup>ο</sup> και στο 2<sup>ο</sup> βήμα. Στο δεύτερο βήμα της διαδικασίας οι πλαστικές αρθρώσεις της βάσης έχουν μόλις διαρρεύσει. Μάλιστα ακόμα και στη Εικόνα 4.31, η οποία παρουσιάζει το 6<sup>ο</sup> βήμα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας, δεν παρουσιάζεται τοπική ξαφνική απώλεια της αντοχής κάποιου πλαστικού κόμβου.

### 4.3 ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η φασματική ανάλυση υπέδειξε πως η κατασκευή δεν διαθέτει την απαιτούμενη αντοχή για να αντισταθεί αποτελεσματικά στις σεισμικές δράσεις. Από όλους τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν κανένας δεν εξασφάλισε την επάρκεια των πεσσών. Η κρισιμότερη μορφή αστοχίας μάλιστα, θεωρήθηκε εκείνη που προκύπτει λόγω της εκτός επιπέδου κάμψης του τοίχου, με επίπεδο αστοχίας κάθετο στους οριζόντιους αρμούς. Εκτός όμως από την φασματική πραγματοποιήθηκε και μη γραμμική στατική ανάλυση, η οποία έδωσε πληροφορίες μόνο για την εντός επιπέδου συμπεριφορά των τοίχων. Ωστόσο η ανάλυση αυτή υπέδειξε πως η κατασκευή δεν θα αστοχήσει σε εντός επιπέδου κάμψη και διάτμηση. Επομένως, από τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν στις «κρίσιμες» περιοχές των όψεων του κτιρίου για τις διάφορες μορφές αστοχίας, συμπεραίνουμε πως το κτίριο πρέπει να ενισχυθεί. Η μέθοδος ενίσχυσης και η συμπεριφορά του ενισχυμένου κτιρίου υπό τις σεισμικές φορτίσεις θα εξετασθούν στα επόμενα κεφάλαια.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5<sup>ο</sup>:

### ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΒΑΘΥ ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ (1<sup>η</sup> ΕΝΙΣΧΥΣΗ)

Η μέθοδος ενίσχυσης που επιλέχθηκε αρχικά, περιλαμβάνει:

- 1) την αρμολόγηση στις δύο παρειές της εξωτερικής τοιχοποιίας του κτιρίου
- 2) την εισαγωγή ενεμάτων στη μάζα της εξωτερικής τοιχοποιίας του κτιρίου

Θα πραγματοποιηθούν δύο ειδών αναλύσεις για τον έλεγχο της κατασκευής ύστερα από την εφαρμογή των ενεμάτων και του αρμολογήματος. Αρχικά τα εντατικά μεγέθη της υπάρχουσας κατασκευής θα προκύψουν σύμφωνα με την φασματική ανάλυση και στη συνέχεια θα πραγματοποιηθεί μία δυναμική ανάλυση. Ο στόχος είναι να γίνει μία εκτίμηση της αποτελεσματικότητας της ενίσχυσης που εφαρμόστηκε καθώς και να συγκριθούν τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων.

#### 5.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ

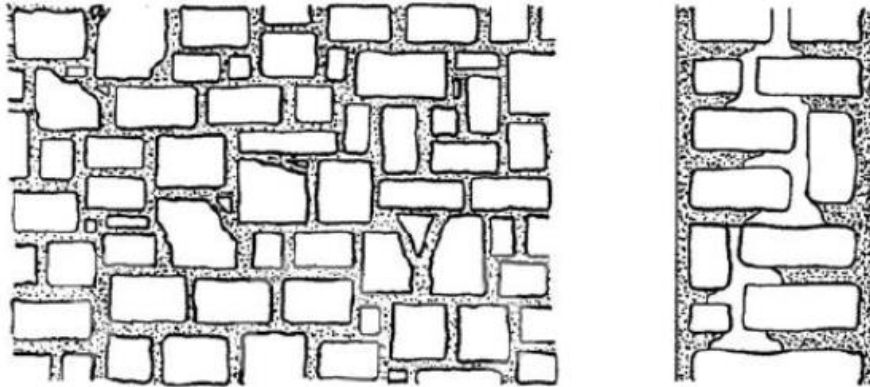
##### 5.1.1 ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ

Η διαδικασία της αντικατάστασης της εξωτερικής στρώσης του κονιάματος των αρμών με νέο ισχυρότερο κονίαμα ονομάζεται αρμολόγηση (pointing). Το αρμολόγηση συνήθως εφαρμόζεται σε περιπτώσεις που είτε το κονίαμα παρουσιάζει εμφανή διάβρωση είτε είναι αναγκαία η αντικατάσταση του υπάρχοντος ασβεστοκονιάματος από τσιμεντοκονίαμα για την αύξηση της αντοχής. Το βάθος της εξωτερικής στρώσης που θα αντικατασταθεί, ή αλλιώς το βάθος του αρμολογήματος, θα πρέπει να είναι ελεγχόμενο. Εάν το αρμολόγηση είναι πολύ βαθύ τότε είναι πολύ πιθανό να οδηγήσει σε κατάργηση της συνοχής ή ακόμα και σε κατάρρευση λίθων κατά τη διάρκεια των εργασιών.

Η αφαίρεση του υπάρχοντος κονιάματος πραγματοποιείται είτε με το χέρι, είτε με τη χρήση νερού ή αέρα υπό πίεση είτε με αμμοβολή. Για την επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου θα πρέπει να συνυπολογιστούν η ποιότητα του κτίσματος και του κονιάματος και το κόστος του εξοπλισμού. Η μέθοδος της εκτόξευσης νερού θεωρείται ως η οικονομικότερη. Όσον αφορά την πίεση με την οποία εκτοξεύεται, είναι γύρω στα  $0,7\text{N/mm}^2$  (για χαλαρά κονιάματα) με τη βοήθεια ακροφύσιου διαμέτρου 1-2mm. Ύστερα από την καθαίρεση του χαλαρού κονιάματος και του επιχρίσματος ακολουθεί «πλύσιμο» του τοίχου εκτοξεύοντας νερό υπό πίεση.<sup>[1]</sup>

Το νέο κονίαμα που θα προστεθεί μετά την αφαίρεση του παλαιότερου συνήθως αποτελείται από τσιμέντο Portland και άμμο σε αναλογία κατά βάρος 1,5 : 2. Η ποσότητα του νερού καθορίζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να διαμορφώνεται κονίαμα με χαμηλό συντελεστή συστολής. Η προσθήκη άσβεστου μπορεί επίσης να προσδώσει αυτό το χαρακτηριστικό, ωστόσο έχει το μειονέκτημα ότι μειώνει την αντοχή του κονιάματος. Επίσης, η άμμος που χρησιμοποιείται συνήθως είναι μέτρια προς λεπτή. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην παρασκευή του νέου κονιάματος έτσι ώστε να μην είναι ισχυρότερο σε αντοχή σε σχέση με τα λιθοσώματα. Για αυτό τον λόγο προτείνεται η περιεκτικότητά του σε τσιμέντο να μην υπερβαίνει το 20% του συνολικού όγκου άσβεστου/τσιμέντου. Επίσης, είναι σημαντικό να ληφθούν υπόψη και οι κλιματολογικές συνθήκες τις περιοχής προτού αποφασισθεί η σύνθεση του νέου κονιάματος.<sup>[1]</sup>

Αφού διαμορφωθεί το νέο κονίαμα, θα ακολουθήσει η εφαρμογή του υπό πίεση ( $0,1-0,3\text{N/mm}^2$  <sup>[1]</sup> για κανονικές συνθήκες εργασίας), προκειμένου να σφραγιστούν τα κενά και οι ρωγμές. Στο τέλος θα εφαρμοστεί το εξωτερικό αρμολόγημα καθώς επίσης και το τελικό επίχρισμα.



Εικόνα 5.1: Η μέθοδος του αρμολογήματος<sup>[2]</sup>

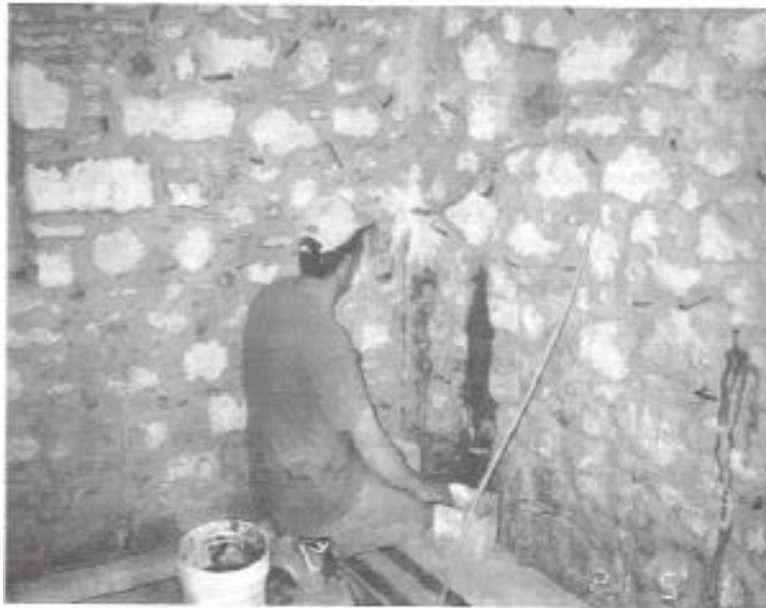
### 5.1.2 ΕΝΕΣΕΙΣ Η΄ ΕΜΠΟΤΙΣΜΟΙ

Η διαδικασία εφαρμογής ενέσεων (grouting) στη μάζα της κατασκευής, δηλαδή ο εμπότισμός της με ένα υλικό υγρής μορφής το οποίο μετά από λίγο σταθεροποιείται, έχει την δυνατότητα να μετατρέψει τις υπάρχουσες μηχανικές ιδιότητες της τοιχοποιίας δημιουργώντας τελικά μία πιο δύσκαμπτη κατασκευή. Ο βαθμός όμως αυτής της μετατροπής ή αλλιώς η επιτυχία της εν λόγω ενίσχυσης εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την σωστή εφαρμογή των ενεμάτων από τους ίδιους τους τεχνίτες. Εάν λοιπόν η εισαγωγή των ενεμάτων στην τοιχοποιία εφαρμοστεί σωστά ακολουθώντας μία συγκεκριμένη διαδικασία, τα αποτελέσματα μπορεί να είναι ιδιαίτερα ικανοποιητικά. Διαφορετικά, η πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής μπορεί να διαφέρει σημαντικά από εκείνη που μελετήθηκε, γεγονός που καθιστά την ενίσχυση αποτυχημένη.

Η υδραυλική άσβεστος και οι ποζολάνες ήταν τα κύρια χαρακτηριστικά των πρώτων ενεμάτων, ωστόσο πλέον αποτελούνται κυρίως από τσιμέντο (τσιμεντενέματα) και ρητίνες (ρητινενέματα). Η δράση τους είναι διπλή. Πρώτον συμπληρώνουν τα κενά που υπάρχουν μέσα στο σώμα του τοίχου, με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται η αύξηση της αντοχής του. Δεύτερον, μέσω της συγκόλλησης των χαλαρών τμημάτων της τοιχοποιίας, καθιστούν δυνατή την ανάληψη δυνάμεων μέσω τριβής.

#### Τσιμεντενέματα:

- Τσιμέντο
- Νερό
- Ασβέστης (εξασφαλίζει την καλύτερη ενεσιμότητα)
- Λεπτόκοκκα υλικά (εξασφαλίζουν την σταθερότητα του ενέματος)
- Υπερρευστοποιητής
- Πρόσθετα (για την αποφυγή της συστολής ξήρανσης)
- Άμμος (για τις ρωγμές με μεγάλο άνοιγμα)



Εικόνα 5.2: Τσιμεντενέσεις σε αργολιθοδομή<sup>[1]</sup>

#### **Ρητινενέματα:**

- Εποξειδική ρητίνη
- Σκληρυντής
- Λεπτή άμμος (για τις ρωγμές με μεγάλο άνοιγμα)

#### **Απαραίτητος εξοπλισμός:**

- Αναμικτήρας υψηλού στροβιλώδους
- Αντλία εμβολοφόρος (χειροκίνητη)
- Τρυπάνι (για τη διάνοιξη των οπών)
- Πλαστικοί σωλήνες
- Ενέματα (τσιμεντενέματα ή ρητινενέματα)

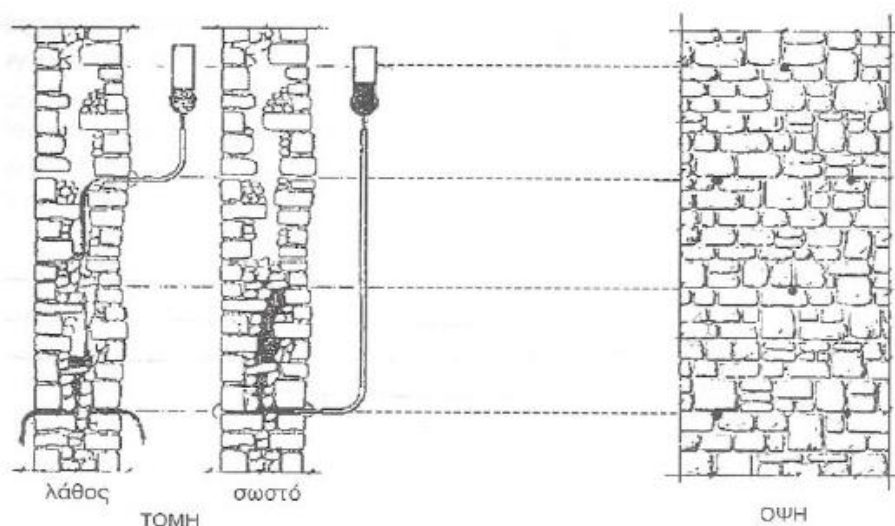
#### **Οι μέθοδοι εισαγωγής των ενεμάτων στη μάζα της τοιχοποιίας είναι οι εξής:**

- 1) εισαγωγή υπό πίεση
- 2) εισαγωγή υπό κενό αέρος

Η πιο διαδεδομένη μέθοδος είναι εκείνη της εισαγωγής του ενέματος υπό πίεση. Σε αυτή την περίπτωση το ένεμα διέρχεται μέσω των υπάρχοντων κενών και τα γεμίζει ενώ παράλληλα συμπιέζει ή διώχνει τον αέρα. Το ένεμα εισάγεται με τη βοήθεια ελαστικών σωλήνων, η διάμετρος των οποίων εξαρτάται από την ποσότητα του ενέματος που θα εισαχθεί στη μάζα της τοιχοποιίας. Οι σωλήνες αυτοί συνδέονται με την τοιχοποιία είτε μέσω τεχνητών οπών που δημιουργήθηκαν για την συγκεκριμένη διαδικασία, είτε μέσω ρωγμών που μπορεί να υπάρχουν. Οι αποστάσεις των οπών συνηθίζεται να είναι μεταξύ 0,30 και 0,60m. Λόγω της αντικατάστασης του αέρα ή του ύδατος των κενών από το ένεμα, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ο τρόπος εξόδου τους από την τοιχοποιία. Επομένως, ανοίγονται ακόμα δύο ή παραπάνω οπές σε μικρή απόσταση μεταξύ τους, δημιουργώντας μία διέξοδο για τον αέρα και το νερό που περισσεύουν. Οι αποστάσεις μεταξύ των σωλήνων και η ποσότητα του ενέματος εξαρτώνται από:

- 1) τη φύση και το ιξώδες του ενέματος
- 2) τη διάμετρο των σωλήνων
- 3) την διαπερατότητα της τοιχοποιίας
- 4) της πίεση με την οποία εισάγεται το ένεμα

Η διαδικασία ξεκινάει με τον εμποτισμό της τοιχοποιίας με ένεμα του οποίου η πίεση διατηρείται αρχικά σταθερή στα 0,30MPa. Από τη στιγμή που το ένεμα απορροφηθεί από τον τοίχο, η πίεση αυτή αυξάνεται μέχρι τα 0,40MPa και διατηρείται σταθερή για τα επόμενα 5 με 10 λεπτά. Η αύξηση της πίεσης έχει στόχο την σταθεροποίηση του μίγματος στα κενά του τοίχου καθώς και την στράγγιση του επιπλέον νερού. Προσοχή πρέπει να δοθεί στο γεγονός ότι υψηλή πίεση, πάνω από ένα επιτρεπτό όριο, μπορεί να προκαλέσει προβλήματα σε τοιχοποιίες μικρής αντοχής. Άρα πρέπει πάντα να λαμβάνεται υπόψη η υπάρχουσα αντοχή του τοίχου προκειμένου να εκτιμηθεί η πίεση με την οποία θα εισαχθεί το ένεμα. Αρχικά το ένεμα εισάγεται στον χαμηλότερο σωλήνα, όπως παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 5.3: Σφράγισμα κενών με ένεμα <sup>[1]</sup>

Όταν το ένεμα υπερχειλίζει από κάποιο υψηλότερο σημείο, τότε ο σωλήνας σφραγίζεται και η διαδικασία επαναλαμβάνεται από το σημείο υπερχειλίσης. Υπάρχει περίπτωση κατά την εισαγωγή του ενέματος να μην παρατηρηθεί έξοδος του υλικού από ανώτερο σωλήνα μέσα στο αναμενόμενο χρονικό διάστημα. Σε τέτοια περίπτωση θα πρέπει να δημιουργείται νέα οπή σε χαμηλότερο ύψος από εκείνο που αναμενόταν να υπερχειλίζει το ένεμα. Αν παρατηρηθεί ότι και πάλι το ένεμα δεν βρίσκει διέξοδο από τον χαμηλότερο σωλήνα αλλά χάνεται μακριά, τότε είτε προστίθεται πηκτικό είτε παρασκευάζεται πιο παχύρευστο ένεμα. Η προσθήκη πηκτικού θεωρείται ως η λιγότερο ικανοποιητική μέθοδος λόγω των προβλημάτων που είναι πιθανό να προκαλέσει στη συσκευή εισπίεσης. Για την ολοκλήρωση της διαδικασίας ακολουθεί το σφράγισμα των οπών με ειδικό στόκο και καθαρίζεται το ένεμα που υπερχειλισε.



Εικόνα 5.4: Ένεμα εξερχόμενο από σωληνίσκο<sup>[1]</sup>

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως εκτός από την εισαγωγή του ενέματος υπό πίεση υπάρχει και η διαδικασία εισαγωγής του υπό κενό αέρος. Κατά τη διαδικασία αυτή δημιουργείται κενό αέρος σε ένα τμήμα της κατασκευής, επιτυγχάνοντας με αυτόν τον τρόπο την έξοδο του αέρα και του ύδατος από τους πόρους της τοιχοποιίας. Επομένως ο εμποτισμός του τοίχου, συνήθως με εποξειδική ρητίνη, πραγματοποιείται μέσω της ατμοσφαιρικής πίεσης. Όταν γεμίσουν τα κενά και οι πόροι του συγκεκριμένου τμήματος, τότε η διαδικασία επαναλαμβάνεται σε άλλο σημείο του τοίχου. Πλεονεκτήματα αυτής της μεθόδου είναι ότι αποφεύγεται η υπερχειλίση του υλικού καθώς επίσης είναι εφικτή, υπό κατάλληλες συνθήκες, η πλήρωση ακόμα και των πολύ μικρών κενών της τοιχοποιίας.

#### Πλεονεκτήματα:

- ❖ Η συγκεκριμένη μέθοδος ενίσχυσης έχει το πλεονέκτημα ότι δεν είναι ορατή. Αποτελεί επομένως την ιδανική επέμβαση για ιστορικά κτίρια, όπως το εξεταζόμενο, διότι δεν αλλοιώνει την εξωτερική εικόνα της τοιχοποιίας.
- ❖ Η τεχνική των ενέσεων της τοιχοποιίας είναι σε θέση να βελτιώσει σε σημαντικό βαθμό την αντοχή της. Η μέθοδος αυτή μάλιστα, είναι ιδιαίτερα ευεργετική σε περιπτώσεις λίθινων τοιχοποιιών που αποτελούνται από δύο εξωτερικές στρώσεις και από έναν πυρήνα διαμορφωμένο από υλικό πλήρωσης αγνώστων μηχανικών χαρακτηριστικών. Σε τέτοιους τοίχους τριών στρώσεων, η τεχνική των ενέσεων πέρα από αύξηση της αντοχής τους, προσφέρει σταθερότητα μέσω της σταθεροποίησης και της εξασφάλισης της συνεργασίας του πυρήνα με τις εξωτερικές στρώσεις. Σε αυτή την περίπτωση ανήκει και η εξεταζόμενη τοιχοποιία του κτιρίου του σταθμού, για αυτόν τον λόγο η μέθοδος των ενέσεων επιλέχθηκε να εξεταστεί πρώτη.

#### Μειονεκτήματα:

- ❖ Μειονέκτημα αποτελεί το υψηλό κόστος της επέμβασης λόγω του ειδικού εξοπλισμού που απαιτείται.
- ❖ Η συμμετοχή ειδικευμένων τεχνιτών οι οποίοι θα πρέπει να γνωρίζουν πολύ καλά τη διαδικασία, έτσι ώστε να αποφευχθεί η προχειρότητα που μπορεί να οδηγήσει σε αποτυχία της ενίσχυσης.
- ❖ Η παρουσία του τσιμέντου στα κενά και στους πόρους της τοιχοποιίας μπορεί να είναι καταστροφική σε περίπτωση ύπαρξης τοιχογραφιών σε ιστορικά κτίρια (π.χ. εκκλησίες).
- ❖ Είναι πιθανή η εμφάνιση υγρασίας.



## 5.2 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Η ενίσχυση αυτή θα προσομοιωθεί στο SAP2000 v15 δημιουργώντας για την περιμετρική τοιχοποιία πολυστρωματικά επιφανειακά στοιχεία. Σε κάθε στρώση του τοίχου θα αποδίδονται τα βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά που προκύπτουν είτε από την εφαρμογή του αρμολογήματος είτε από τον εμποτισμό της μάζας της κατασκευής από ενέματα. Για τον λόγο αυτό ορίστηκαν στο SAP2000 δύο καινούργια υλικά, τα οποία ονομάστηκαν “ARMOLOGIMA” και “ENEMATA”.

### 5.2.1 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΛΟΓΩ ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑΤΟΣ

Όπως αναφέρθηκε, η περιμετρική τοιχοποιία θα αναλυθεί σε στρώσεις, οι οποίες θα αποτελούνται από δύο διαφορετικά υλικά. Αρχικά, θα υπολογιστούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά λόγω της ενίσχυσης των εξωτερικών παρειών του τοίχου με τη μέθοδο του αρμολογήματος. Η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας των εξωτερικών στρώσεων του τοίχου θα αυξάνονται συναρτήσει του βάθους της αρμολόγησης.

Θλιπτική αντοχή:

$$f_{wc} = (1/\gamma_{rd}) * \zeta * f_{wc,o} = 0,8 * \zeta * f_{wc,o} \quad (5.1)$$

όπου:

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

$\zeta$  εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τον όγκο του νέου κονιάματος ως προς τον συνολικό όγκο του κονιάματος:

$$\zeta = 1 + 3 * (V_{\text{νέου κονιάματος}} / V_{\text{συνολικού κονιάματος}}) \quad (5.2)$$

Μέτρο ελαστικότητας:

$$E = 1000 * f_{wc} \quad (5.3)$$

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

Προκειμένου να υπολογιστούν τα παραπάνω χαρακτηριστικά, εκτιμήθηκε το βάθος του αρμολογήματος στα 0,08m για όλα τα πάχη της τοιχοποιίας. Άρα, για τους τοίχους με πάχος 0,52m, ο λόγος των όγκων των κονιαμάτων είναι 15%. Επίσης, η αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας πριν την ενίσχυση είναι  $f_{wc,o} = 1,8 \text{ MPa}$ . Με βάση τους παραπάνω τύπους λοιπόν, προκύπτουν τα εξής:

Θλιπτική αντοχή:

$$f_{wc} = 0,8 * \zeta * f_{wc,o} = 0,8 * 1,46 * 1,8 = 2,10 \text{ MPa}$$

Μέτρο ελαστικότητας:

$$E = 1000 * f_{wc} = 1000 * 2,10 = 2100 \text{ MPa}$$

Έχοντας υπολογίσει τα μηχανικά χαρακτηριστικά για τις στρώσεις του αρμολογήματος, δημιουργούμε ένα καινούργιο υλικό στο SAP2000 το οποίο θα ονομαστεί “ARMOLOGIMA”. Το υλικό αυτό θα χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια για να οριστούν οι εξωτερικές στρώσεις του τρίστρωτου πεπερασμένου στοιχείου που θα χρησιμοποιήσουμε για να προσομοιώσουμε την συγκεκριμένη ενίσχυση. Επίσης, η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας μετά το αρμολόγημα θα υπολογίζεται στους ελέγχους που θα ακολουθήσουν, ως εξής:

$$f_{vk}=f_{mt}+0,4*0,75*\sigma_d \quad (5.4)$$

Όπου:

$f_{mt}$  η νέα εφελκυστική αντοχή του κονιάματος, η οποία δίνεται από τη σχέση

$$f_{mt}=0,25*\sqrt{f_{mc}'} \quad (5.5)$$

$f_{mc}'$  η νέα θλιπτική αντοχή του κονιάματος μετά το αρμολόγημα, η οποία υπολογίστηκε με βάση την αναλογία του όγκου του νέου ισχυρότερου κονιάματος προς τον συνολικό του ήδη υπάρχοντος

$\sigma_d$  η ορθή θλιπτική τάση σχεδιασμού

Υπολογίστηκε ότι το ποσοστό του όγκου του νέου κονιάματος προς το ήδη υπάρχον είναι 30%, καθώς επίσης χρησιμοποιήθηκε κονιάματα αντοχής M10. Επομένως, η νέα θλιπτική και εφελκυστική αντοχή του κονιάματος είναι:

$$f_{mc}'=0,30*10+0,70*1=3,70\text{MPa}$$

$$f_{mt}'=0,25*\sqrt{3,70}=0,48\text{MPa}$$

## 5.2.2 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΛΟΓΩ ΕΝΕΜΑΤΩΝ

Σύμφωνα με τους Tassios και Chronopoulos (1986), Vintzileou και Tassios (1995) και τους Tomazevic και Anicic (1989), η μέθοδος ενίσχυσης με ενέματα μπορεί να βελτιώσει σε σημαντικό βαθμό τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας. Η βελτίωση αυτή είναι σημαντική όταν τα ενέματα εφαρμόζονται σε τοιχοποιίες χαμηλής ποιότητας, ωστόσο όσο η ποιότητα της τοιχοποιίας γίνεται καλύτερη η βελτίωση αυτή μειώνεται. Στόχος της συγκεκριμένης ενίσχυσης είναι η σταθεροποίηση του πυρήνα της τοιχοποιίας και η επαρκής σύνδεσή του με τις εξωτερικές στρώσεις της. Προκειμένου να υπολογισθούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εμποτισμένης από ενέματα στρώσης του τοίχου, θα χρησιμοποιηθούν οι παρακάτω σχέσεις.

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας:

$$f_{wc,\epsilon}=(3\div 5)*f_{wc,\alpha} \quad (5.6)$$

Μέτρο ελαστικότητας:

$$E_{w,\epsilon}=2000*f_{wc,\epsilon} (\pm 50\%) \quad (5.7)$$

Διατμητική αντοχή:

$$f_{wv,\epsilon}=(3\div 5)*f_{wv,\alpha} \quad (5.8)$$

Μέτρο διάτμησης:

$$G_{w,\epsilon}=800*f_{wv,\epsilon} (\pm 15\%) \quad (5.9)$$

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

Όπου υπάρχει ο δείκτης «ε» το εν λόγω μέγεθος αναφέρεται στην ενισχυμένη τοιχοποιία, ενώ όπου υπάρχει ο δείκτης «α» το μέγεθος αναφέρεται στην αρχική τοιχοποιία πριν τον εμποτισμό της από τα ενέματα. Επίσης, πρέπει να σημειωθεί πως από τις παραπάνω σχέσεις προκύπτει ένα ευρύ πεδίο τιμών, οι οποίες είναι ενδεικτικές. Τα πραγματικά μηχανικά χαρακτηριστικά της εμποτισμένης τοιχοποιίας καθορίζονται από τον

βαθμό επιτυχίας της επέμβασης. Επομένως, θα πραγματοποιηθεί μία συντηρητική εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας.

Θλιπτική αντοχή:

$$f_{w,c,\epsilon} = 3 * f_{w,c,\alpha} = 3 * 1,8 = 5,4 \text{MPa}$$

Μέτρο ελαστικότητας:

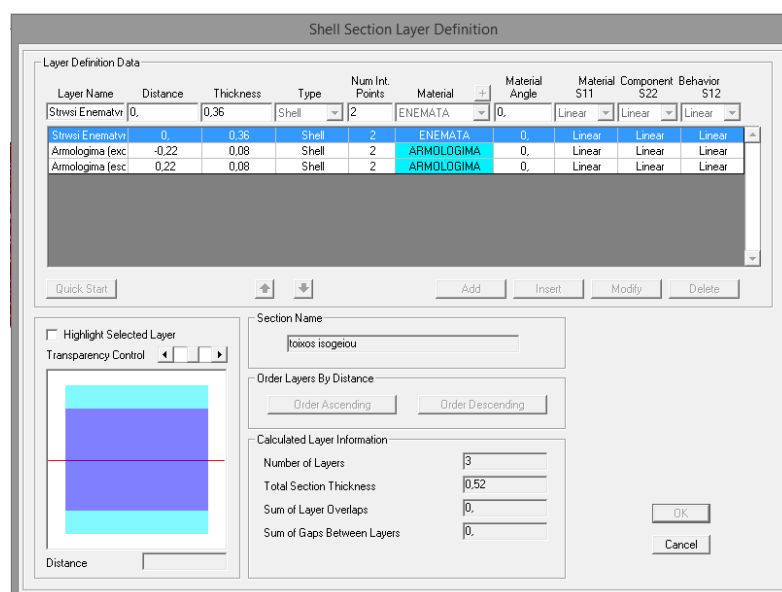
$$E_{w,\epsilon} = 1000 * f_{w,c,\epsilon} = 5400 \text{MPa}$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω, δημιουργήθηκε στο SAP2000 το υλικό “ENEMATA”, στο οποίο αντιστοιχούν τα παραπάνω μηχανικά χαρακτηριστικά. Από το υλικό αυτό θα αποτελείται η μεσαία στρώση των τρίστρωτων πεπερασμένων στοιχείων. Η δημιουργία αυτών των επίπεδων στοιχείων στο SAP2000 θα εξηγηθεί αναλυτικά στη συνέχεια.

### 5.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΤΟ SAP2000

Η ενίσχυση πραγματοποιήθηκε μετά την ανακατασκευή του κτιρίου, επομένως τα χαρακτηριστικά της επέμβασης αποδόθηκαν στο αντίστοιχο μοντέλο. Για την προσομοίωση της ενίσχυσης στο λογισμικό SAP2000, δημιουργήθηκε ένα επίπεδο στοιχείο κελύφους το οποίο αποτελείται από τρεις στρώσεις (layers). Οι δύο εξωτερικές παρουσιάζουν τα βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά λόγω της αρμολόγησης ενώ η μεσαία στρώση λόγω των ενεμάτων. Άρα, για τον τοίχο της εξωτερικής τοιχοποιίας πάχους 0,52m, δημιουργήθηκε μία καινούργια διατομή της μορφής Shell-Layered, η οποία αποτελείται από τις εξής στρώσεις:

- εξωτερικό στρώμα αρμολογήματος πάχους 0,08m, το οποίο ονομάστηκε “Armologima (exwt)” και αποτελείται από το υλικό “ARMOLOGIMA”
- μεσαίο στρώμα που αντιπροσωπεύει την ενίσχυση από τον εμποτισμό της τοιχοποιίας, το οποίο ονομάστηκε “Strwsi Enematwn” και αποτελείται από το υλικό “ENEMATA”
- εσωτερικό στρώμα αρμολογήματος πάχους 0,08m, το οποίο ονομάστηκε “Armologima (eswt)” και αποτελείται από το υλικό “ARMOLOGIMA”



Εικόνα 5.5: Προσομοίωση διατομής ενισχυμένης τοιχοποιίας από ενέματα και αρμολόγημα στο SAP2000

Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί πως παρόλο που το στοιχείο που ορίσαμε αποτελείται από δύο διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας, άρα και από διαφορετικές θλιπτικές αντοχές. Επομένως η συνολική αντοχή σε θλίψη του τοίχου, η οποία θα αποδοθεί στα χαρακτηριστικά των ισοδύναμων επίπεδων πλαισίων, θα υπολογιστεί ως εξής:

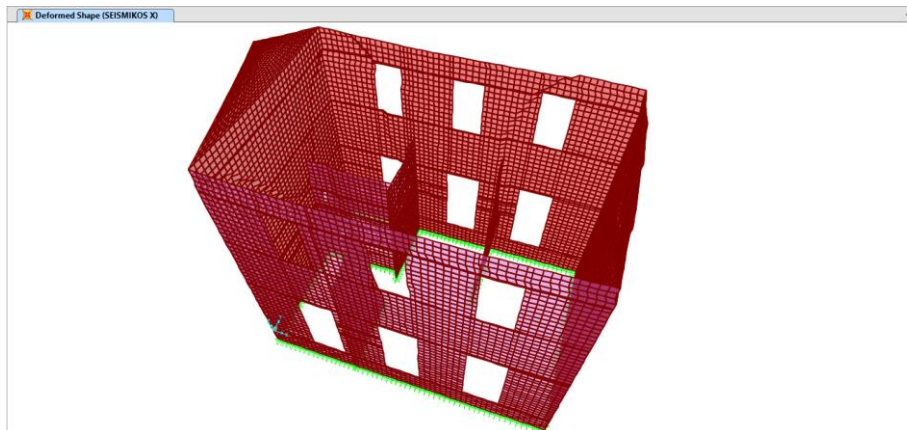
$$f_{wc} = (t_{ενεμ.}/t_{ολ.}) * f_{wc,ενεμ.} + (t_{αρμ.}/t_{ολ.}) * f_{wc,αρμ.} =$$

$$= (0,36/0,52) * 5,40 + (0,16/0,52) * 2,10 = 4,40 \text{ MPa}$$

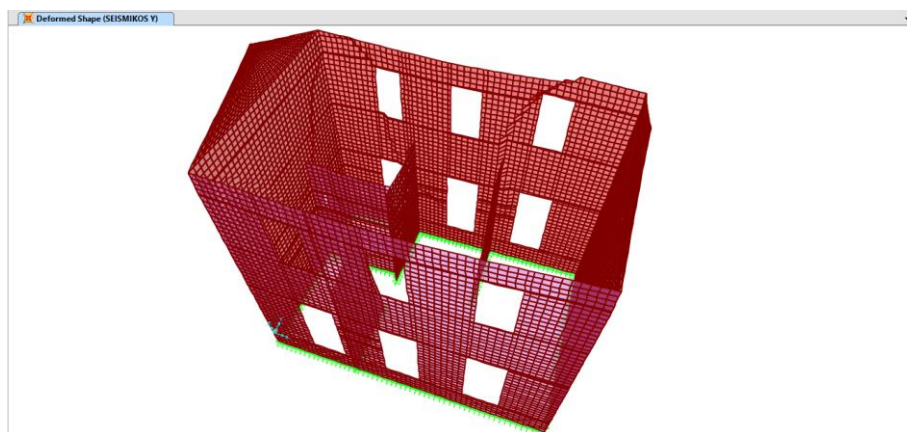
## 5.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 5.4.1 ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

Αρχικά γίνεται μία μακροσκοπική παρατήρηση για την ενίσχυση που εφαρμόστηκε στο κτίριο και παρατηρείται πως η ιδιομορφική συμπεριφορά του κτιρίου διαφέρει από εκείνη της υπάρχουσας κατάστασης. Η αλλαγή αυτή οφείλεται αρχικά στην αύξηση της στιβαρότητας του κτιρίου, η οποία οδήγησε στην μείωση της παραμόρφωσης των στοιχείων σε σχέση με το αρχικό μοντέλο. Εκτός όμως από την αναμενόμενη μείωση των παραμορφώσεων, στις εικόνες που ακολουθούν παρατηρείται ότι οι μέγιστες παραμορφώσεις συμβαίνουν σε διαφορετικά σημεία της κατασκευής σε σχέση με τις εικόνες της ενότητας 4.1.



Εικόνα 5.6: Παραμορφωμένη κατάσταση 1<sup>ης</sup> ενίσχυσης για τον συνδυασμό φορτίων “SEISMICOS X”



Εικόνα 5.7: Παραμορφωμένη κατάσταση 1<sup>ης</sup> ενίσχυσης για τον συνδυασμό φορτίων “SEISMICOS Y”

Επίσης πρέπει να σημειωθεί ότι οι παραπάνω εικόνες αντιστοιχούν σε συντελεστή κλίμακας 30 σε αντίθεση με τις εικόνες της Ενότητας 4.1, οι οποίες αντιστοιχούν σε συντελεστή 10. Επιλέχθηκε μεγαλύτερος συντελεστής για να είναι εμφανής η ιδιομορφική συμπεριφορά του κτιρίου, η οποία δεν ήταν διακριτή προηγουμένως λόγω της μεγάλης μείωσης των μετακινήσεων. Ο συντελεστής κλίμακας στο SAP2000 v15 ορίζεται ως εξής: Show Deformed Shape→Scaling→Scale Factor.

Στη συνέχεια θα ακολουθήσει η λεπτομερέστερη αξιολόγηση και σύγκριση της επέμβασης με το αρχικό μοντέλο. Οι τομές που θα ελεγχθούν στη συνέχεια είναι οι ίδιες με εκείνες του Κεφαλαίου 4, έτσι ώστε να γίνεται εύκολα η σύγκριση των αποτελεσμάτων. Τα στοιχεία που θα εξετασθούν είναι τα ακόλουθα:

- 1) οι ιδιομορφές του κτιρίου
- 2) οι ισοδυναμικές καμπύλες των εντατικών μεγεθών και ο έλεγχος των «κρίσιμων» περιοχών
- 3) οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις σε χαρακτηριστικές περιοχές της κατασκευής

#### 5.4.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ

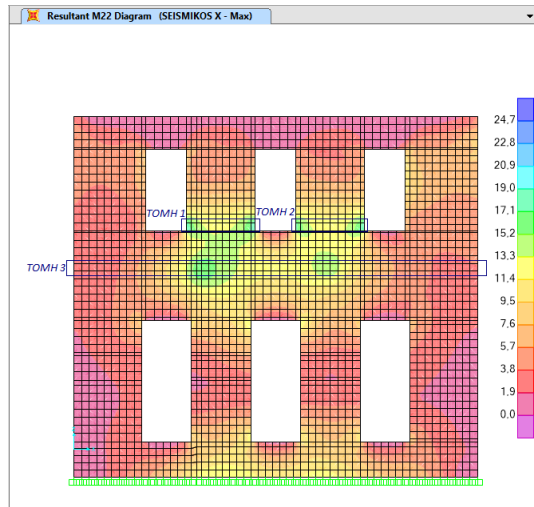
Από το output του προγράμματος απομονώσαμε τα παρακάτω στοιχεία για την υπάρχουσα και την ενισχυμένη κατασκευή, με στόχο την σύγκριση των αποτελεσμάτων. Η επέμβαση που εφαρμόστηκε είχε σαν βασικό χαρακτηριστικό την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας και επομένως την δημιουργία μίας πιο δύσκαμπτης κατασκευής. Όπως είναι αναμενόμενο η αυξημένη δυσκαμψία της κατασκευής φαίνεται στον παρακάτω πίνακα μέσω της μείωσης των ιδιοπεριόδων του ενισχυμένου κτιρίου.

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ T=0,347sec			ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΠΕΜΒΑΣΗ T1=0,233sec		
	ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ	ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
X	3η	0,235	43,45%	5η	0,140	41,02%
Y	10η	0,128	33,59%	17η	0,067	32,72%

Πίνακας 5.1: Σύγκριση ιδιομορφών πριν και μετά από την 1<sup>η</sup> ενίσχυση

### 5.4.3. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

Επίπεδο X-Z για  $\gamma=6,58$ :

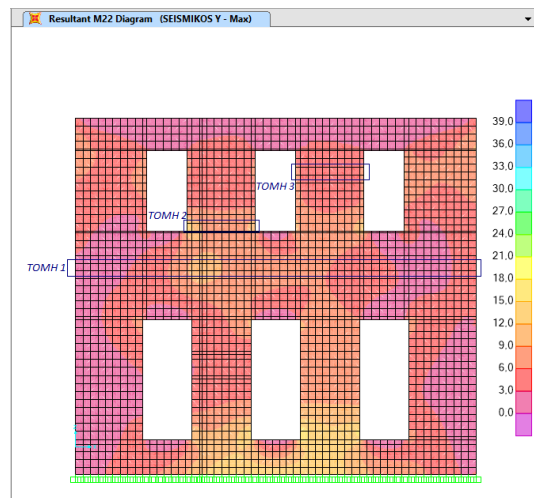


Εικόνα 5.8: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ X-Z ( $\gamma=6,58$ )		
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,73	1,73
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
F22 (KN)	-62,70	-82,32
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-40,27	-52,87
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	8,36	11,19
$M_{sd}$ ( $=\sum M22$ ) (KNm)	24,73	27,67
$M_{sd}/M_{rd}$	2,96	2,47
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ X-Z ( $\gamma=6,58$ )		
ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,67	1,67
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
F22 (KN)	-60,01	-82,18
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-39,93	-54,68
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	8,00	11,16
$M_{sd}$ ( $=\sum M22$ ) (KNm)	12,85	26,18
$M_{sd}/M_{rd}$	1,61	2,35
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ X-Z ( $\gamma=6,58$ )		
ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	9,98	9,98
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-348,83	-432,84
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-37,34	-46,34
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	48,50	61,34
$M_{sd}$ ( $=\sum M22$ ) (KNm)	73,99	85,34
$M_{sd}/M_{rd}$	1,53	1,39
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

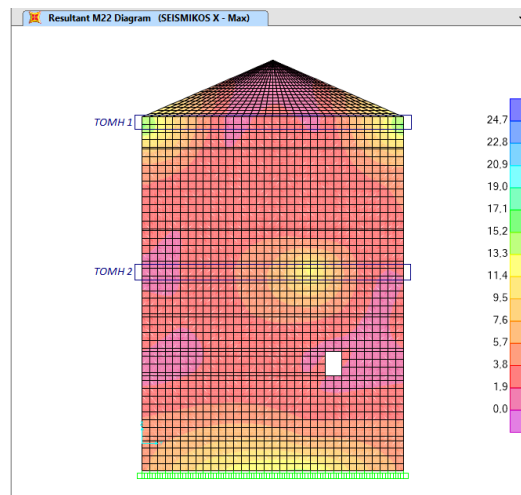


Εικόνα 5.9: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS Y ΟΨΗ Y-Z ( $\chi=6,58$ )		
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	9,98	9,98
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-348,83	-432,84
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-37,34	-46,34
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	48,50	61,33
$M_{sd}$ ( $=\sum M22$ ) (KNm)	73,99	126,45
$M_{sd}/M_{rd}$	1,53	2,06
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ ΟΨΗ Υ-Z (Χ=6,58)			ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ ΟΨΗ Υ-Z (Χ=6,58)		
ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση		Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,73	1,73	Μήκος Πεσσού l (m)	1,67	1,67
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
F22 (KN)	-62,70	-82,32	F22 (KN)	-33,83	-53,62
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-40,27	-52,87	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-22,51	-35,68
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	8,36	11,19	$M_{rd}$ (KNm)	4,59	7,34
$M_{sd}$ (=Σ M22) (KNm)	21,86	37,69	$M_{sd}$ (=Σ M22) (KNm)	13,01	9,26
$M_{sd}/M_{rd}$	2,62	3,37	$M_{sd}/M_{rd}$	2,83	1,26
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

Επίπεδο Υ-Z για Χ=0:



Εικόνα 5.10: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMIKOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Υ-Z (Χ=0)			ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Υ-Z (Χ=0)		
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση		Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	6,58	6,58	Μήκος Πεσσού l (m)	6,58	6,58
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-65,36	-72,79	F22 (KN)	-326,70	-412,76
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-11,04	-12,29	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-53,05	-67,02
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	8,98	10,06	$M_{rd}$ (KNm)	49,69	57,99
$M_{sd}$ (=Σ M22) (KNm)	34,29	31,63	$M_{sd}$ (=Σ M22) (KNm)	34,29	27,89
$M_{sd}/M_{rd}$	3,82	3,14	$M_{sd}/M_{rd}$	0,69	0,48
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

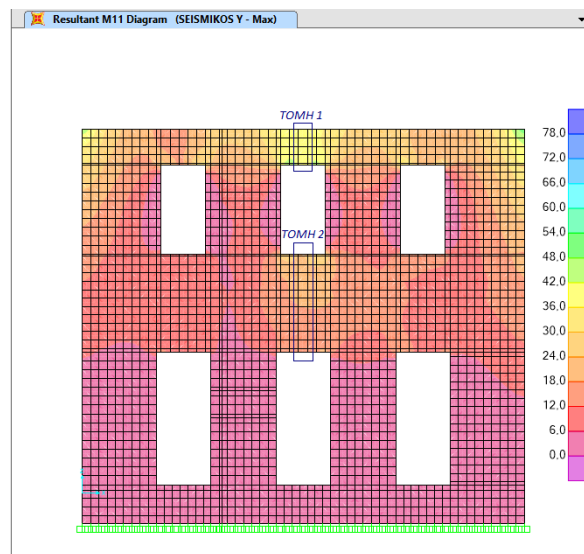
Το συμπέρασμα που προκύπτει από τα αποτελέσματα της ανάλυσης είναι ότι παρόλο που παρατηρείται αύξηση της ροπής αντοχής ( $M_{rd}$ ) σε σχέση με το αρχικό μοντέλο, η ενίσχυση δεν καταφέρνει να εξασφαλίσει την επάρκεια των πεσσών έναντι εκτός επιπέδου κάμψης (για επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς). Επίσης, παρατηρείται σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις μία αύξηση στα εντατικά μεγέθη του μοντέλου μετά την ενίσχυση, άρα και του λόγου  $M_{sd}/M_{rd}$ . Η αύξηση αυτή οφείλεται στην



επιβολή των μόνιμων φορτίων του δαπέδου και της στέγης καθώς και των κινητών φορτίων του δαπέδου στο ενισχυμένο μοντέλο. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, αρχικά αναλύθηκε η κατασκευή σύμφωνα με την υπάρχουσα κατάσταση και στη συνέχεια το κτίριο ανακατασκευάστηκε και ενισχύθηκε. Επομένως, η αύξηση του λόγου αυτού δεν υποδηλώνει χειρότερηση της κατάστασης.

#### 5.4.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

Επίπεδο X-Z για Y=0:

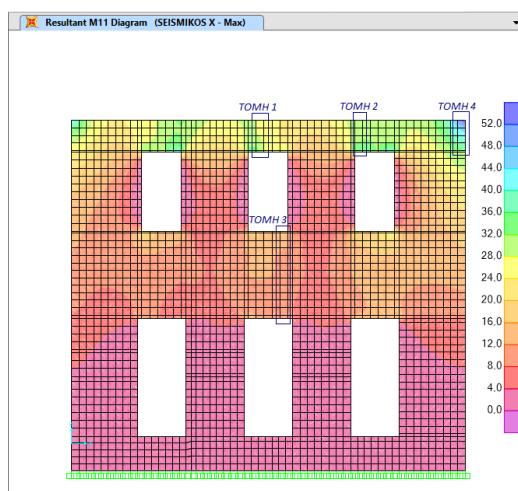


Εικόνα 5.11: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ X-Z (Y=0)			ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ X-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση		Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81	Ύψος Τομής h (m)	2,22	2,22
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70	$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62	Συντελεστής λ	0,80	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46	$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	38,09	31,99	$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	44,04	40,75
$\sigma_c=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	1128,59	947,85	$\sigma_c=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	476,11	440,54
$\sigma_c/f_{wt}$	7,05	2,08	$\sigma_c/f_{wt}$	2,98	0,97
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>



Επίπεδο X-Z για Y=6,58:



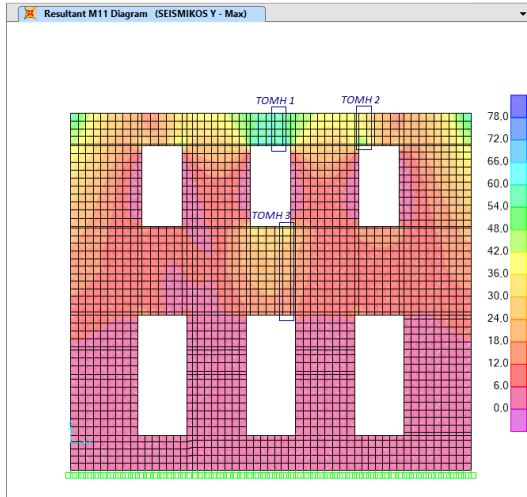
Εικόνα 5.12: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	29,40	24,38
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	871,11	722,37
$\sigma_t/f_{wt}$	5,44	1,59
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	26,45	27,13
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	783,70	803,85
$\sigma_t/f_{wt}$	4,90	1,77
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	2,22	2,22
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	44,53	47,22
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	481,41	510,49
$\sigma_t/f_{wt}$	3,01	1,12
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 4	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	37,45	32,98
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	1109,63	977,19
$\sigma_t/f_{wt}$	6,94	2,15
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>



Εικόνα 5.13: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	39,74	46,75
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	1177,48	1385,19
$\sigma_t/f_{wt}$	7,36	3,04
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

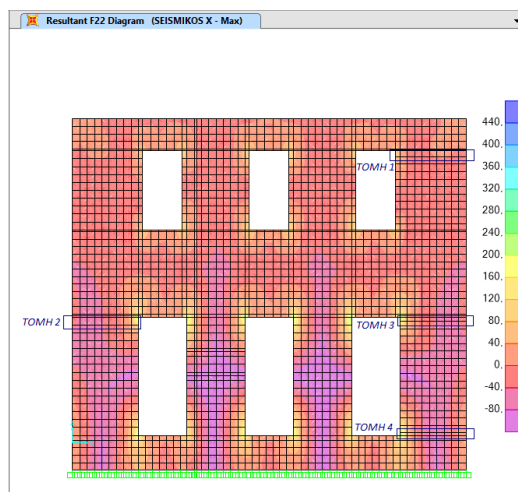
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	34,89	37,25
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	1033,78	1103,70
$\sigma_t/f_{wt}$	6,46	2,42
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	2,22	2,22
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	60,06	48,96
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	649,30	529,30
$\sigma_t/f_{wt}$	4,06	1,16
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

Ο έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη για επίπεδο αστοχίας κάθετο στους οριζόντιους αρμούς είναι ο πιο κρίσιμος έλεγχος. Παρατηρώντας τα αποτελέσματα μετά την ενίσχυση είναι φανερό πως η κατάσταση έχει βελτιωθεί αρκετά. Παρατηρείται σημαντική αύξηση της εφελκυστικής αντοχής του τοίχου, η οποία γίνεται σχεδόν 3 φορές μεγαλύτερη, αφού εξαρτάται άμεσα από την ποιότητα του κονιάματος. Ωστόσο δεν μπορούμε να αποφύγουμε την αστοχία. Όσον αφορά την σύγκριση των δύο μοντέλων πριν και μετά την ενίσχυση, τα εντατικά μεγέθη M11 παραμένουν σχεδόν στα ίδια επίπεδα με μικρές διαφορές, οι οποίες οφείλονται στην ανακατανομή των τάσεων λόγω των εσωτερικών τοίχων που προστέθηκαν μετά την ανακατασκευή.

### 5.4.5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ

Επίπεδο X-Z για Y=0:

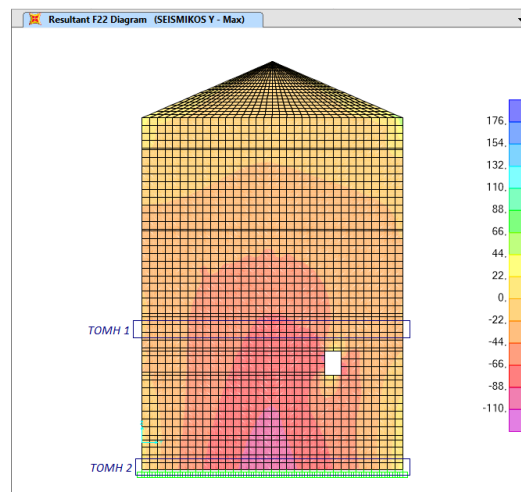


Εικόνα 5.14: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ X ΟΨΗ X-Z (Y=0)			ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ X ΟΨΗ X-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ: Φασματική Ανάλυση	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ: Φασματική Ανάλυση	ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ: Φασματική Ανάλυση	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ: Φασματική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,84	1,84	Μήκος Πεσσού l (m)	1,71	1,71
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-24,86	-39,26	F22 (KN)	-123,59	-148,48
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-15,01	-23,71	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-77,22	-92,77
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	12,52	19,87	$M_{rd}$ (KNm)	54,17	67,85
$M_{sd}$ (KNm)	23,79	27,61	$M_{sd}$ (KNm)	62,77	64,93
$M_{sd}/M_{rd}$	1,90	1,39	$M_{sd}/M_{rd}$	1,16	0,96
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ X ΟΨΗ X-Z (Y=0)			ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ X ΟΨΗ X-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ: Φασματική Ανάλυση	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ: Φασματική Ανάλυση	ΤΟΜΗ 4	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ: Φασματική Ανάλυση	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ: Φασματική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,71	1,71	Μήκος Πεσσού l (m)	1,71	1,71
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-121,89	-146,30	F22 (KN)	-171,47	-199,57
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-76,15	-91,41	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-107,13	-124,69
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	53,49	66,89	$M_{rd}$ (KNm)	72,72	89,95
$M_{sd}$ (KNm)	71,30	74,48	$M_{sd}$ (KNm)	100,42	101,82
$M_{sd}/M_{rd}$	1,33	1,11	$M_{sd}/M_{rd}$	1,38	1,13
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

Από τους παραπάνω ελέγχους προκύπτει ότι το αρμολόγημα και τα ενέματα αυξάνουν την ροπή αντοχής. Ωστόσο οι πεσσοί δεν επαρκούν σε εντός επιπέδου κάμψη, παρά την αύξηση της αντοχής.

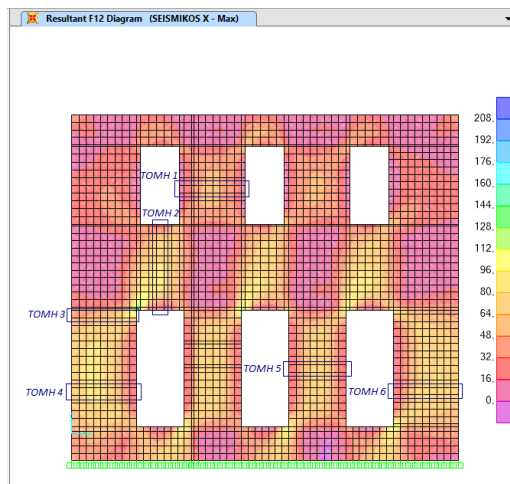
Επίπεδο Y-Z για X=0:Εικόνα 5.15: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Y-Z (X=0)			ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Y-Z (X=0)		
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση		Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	6,58	6,58	Μήκος Πεσσού l (m)	6,58	6,58
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-433,87	-531,70	F22 (KN)	-699,00	-838,01
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-70,45	-86,33	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-113,49	-136,07
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	737,15	937,43	$M_{rd}$ (KNm)	1132,61	1446,24
$M_{sd}$ (KNm)	378,56	374,90	$M_{sd}$ (KNm)	737,13	698,37
$M_{sd}/M_{rd}$	0,51	0,40	$M_{sd}/M_{rd}$	0,65	0,48
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Η αύξηση της αντοχής που προσδίδουν τα ενέματα και το αρμολόγημα στην κατασκευή είναι εμφανής και κατά τον έλεγχο των πεσσών των επιπέδων Y-Z. Οι πεσσοί της συγκεκριμένης περίπτωσης εξακολουθούν να βρίσκονται μακριά από την αστοχία με ακόμα μικρότερους λόγους έντασης προς την αντοχή.

## 5.4.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Επίπεδο X-Z για Y=0:



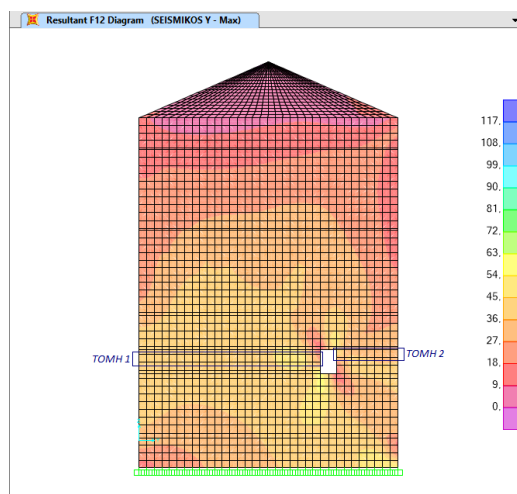
Εικόνα 5.16: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ X ΟΨΗ X-Z (Y=0)			ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ X ΟΨΗ X-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση		Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,70	1,70	Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	2,21	2,21
F22 (KN) ή F11(KN)	-45,69	-66,65	F22 (KN) ή F11(KN)	2,03	-1,91
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-53,75	-78,41	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	1,84	-1,73
$f_{vwk}$ (MPa)	0,12	0,50	$f_{vwk}$ (MPa)	0,10	0,48
$V_{rd}$ (KN)	57,38	238,19	$V_{rd}$ (KN)	61,84	295,53
$V_{sd}(=\sum F12)$ (KN)	57,60	61,66	$V_{sd}(=\sum F12)$ (KN)	144,97	148,02
$V_{sd}/V_{rd}$	1,00	0,26	$V_{sd}/V_{rd}$	2,34	0,50
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ X ΟΨΗ X-Z (Y=0)			ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ X ΟΨΗ X-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΤΟΜΗ 4	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση		Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,68	1,68	Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,68	1,68
F22 (KN) ή F11(KN)	-123,59	-148,48	F22 (KN) ή F11(KN)	-156,71	-186,03
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-147,48	-177,18	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-187,00	-221,99
$f_{vwk}$ (MPa)	0,16	0,53	$f_{vwk}$ (MPa)	0,17	0,55
$V_{rd}$ (KN)	74,02	248,63	$V_{rd}$ (KN)	81,38	254,88
$V_{sd}(=\sum F12)$ (KN)	105,48	106,24	$V_{sd}(=\sum F12)$ (KN)	106,72	108,95
$V_{sd}/V_{rd}$	1,43	0,43	$V_{sd}/V_{rd}$	1,31	0,43
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)			ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 5	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΤΟΜΗ 6	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση		Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,47	1,47	Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,68	1,68
F22 (KN) ή F11(KN)	-151,43	-179,44	F22 (KN) ή F11(KN)	-157,59	-184,82
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-206,03	-244,14	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-188,05	-220,55
$f_{vwk}$ (MPa)	0,18	0,55	$f_{vwk}$ (MPa)	0,18	0,55
$V_{rd}$ (KN)	74,48	226,27	$V_{rd}$ (KN)	81,58	254,68
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	73,59	76,06	$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	110,41	113,66
$V_{sd}/V_{rd}$	0,99	0,34	$V_{sd}/V_{rd}$	1,35	0,45
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

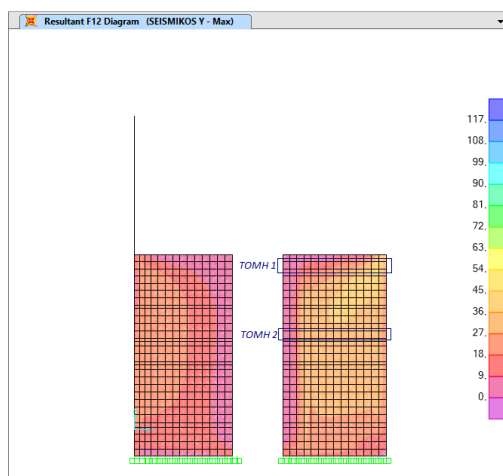
Επίπεδο Y-Z για X=0:



Εικόνα 5.17: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση (ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Y-Z (X=0)			ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Y-Z (X=0)		
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση		Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	4,62	4,62	Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,56	1,56
F22 (KN) ή F11(KN)	-365,68	-448,22	F22 (KN) ή F11(KN)	-123,77	-150,48
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-152,21	-186,57	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-152,58	-185,50
$f_{vwk}$ (MPa)	0,16	0,54	$f_{vwk}$ (MPa)	0,16	0,54
$V_{rd}$ (KN)	214,73	716,52	$V_{rd}$ (KN)	72,57	241,80
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	220,69	185,85	$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	68,47	58,84
$V_{sd}/V_{rd}$	1,03	0,26	$V_{sd}/V_{rd}$	0,94	0,24
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Επίπεδο Y-Z για Χ=3,15:



Εικόνα 5.18: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS Y)

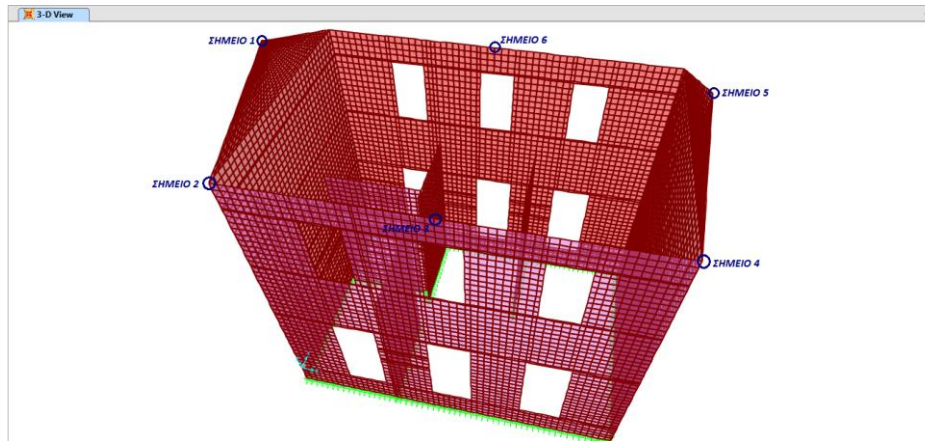
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Y-Z (Χ=3,15)			ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Y-Z (Χ=3,15)		
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:
	Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση		Φασματική Ανάλυση	Φασματική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,18	0,18	Πάχος Τοίχου t (m)	0,18	0,18
Θλιβόμενο Μήκος l <sub>c</sub> (m)	2,70	2,70	Θλιβόμενο Μήκος l <sub>c</sub> (m)	2,70	2,70
F22 (KN) ή F11(KN)	-10,93	-15,83	F22 (KN) ή F11(KN)	-47,48	-30,93
σ <sub>d</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-22,49	-32,57	σ <sub>d</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-97,70	-63,64
f <sub>wk</sub> (MPa)	0,11	0,49	f <sub>wk</sub> (MPa)	0,14	0,50
V <sub>rd</sub> (KN)	29,43	132,48	V <sub>rd</sub> (KN)	37,55	134,99
V <sub>sd</sub> (=Σ F12) (KN)	90,59	53,83	V <sub>sd</sub> (=Σ F12) (KN)	116,74	81,80
V <sub>sd</sub> /V <sub>rd</sub>	3,08	0,41	V <sub>sd</sub> /V <sub>rd</sub>	3,11	0,61
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

Στο ενισχυμένο κτίριο διαπιστώνεται σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής του τοίχου. Αυτή η αύξηση είναι αναμενόμενη λόγω των πρόσθετων κατακόρυφων φορτίων καθώς και λόγω της καλύτερης ποιότητας του νέου κονιάματος. Η βελτίωση που παρατηρείται είναι σημαντική, ενώ όλοι οι πεσσοί επαρκούν έναντι διάτμησης. Επίσης, παρατηρείται μείωση της δρώσας τέμνουσας των πεσσών λόγω της συμβολής των εσωτερικών διατμητικών τοίχων που προστέθηκαν κατά την ανακατασκευή του κτιρίου.



### 5.4.7 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

Για τον έλεγχο των μετακινήσεων θα χρησιμοποιηθούν και πάλι τα 6 χαρακτηριστικά σημεία της κατασκευής που χρησιμοποιήθηκαν και κατά τον έλεγχο της υπάρχουσας κατάστασης. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την φασματική ανάλυση της ενισχυμένης κατασκευής βρίσκονται στο παρακάτω πίνακα.



Εικόνα 5.19: Χαρακτηριστικά σημεία ελέγχου μετακινήσεων κτιρίου μετά την ανακατασκευή και την 1<sup>η</sup> ενίσχυση

TABLE: Joint Displacements - Absolute										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	
ΣΗΜΕΙΟ 1	1165	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,000193	0,000015	-0,000027	0,000021	0,000257	0,000033
				Min	-0,000217	-0,000035	-0,000100	-0,000013	-0,000280	-0,000046
	SEISMIKOS Y	Max	0,000108	0,000049	-0,000037	0,000039	0,000142	0,000026		
		Min	-0,000132	-0,000069	-0,000090	-0,000031	-0,000165	-0,000039		
ΣΗΜΕΙΟ 2	59	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001258	0,000233	-0,000084	0,000145	0,000432	0,002073
				Min	-0,001247	-0,000246	-0,000431	-0,000156	-0,000409	-0,002086
	SEISMIKOS Y	Max	0,000525	0,000582	-0,000073	0,000100	0,000273	0,001490		
		Min	-0,000514	-0,000596	-0,000442	-0,000112	-0,000250	-0,001504		
ΣΗΜΕΙΟ 3	16396	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001067	0,003742	-0,000263	0,000808	0,000074	0,001318
				Min	-0,001065	-0,003789	-0,000343	-0,000811	-0,000070	-0,001312
	SEISMIKOS Y	Max	0,000468	0,007774	-0,000228	0,001447	0,000035	0,000642		
		Min	-0,000466	-0,007821	-0,000378	-0,001450	-0,000031	-0,000637		
ΣΗΜΕΙΟ 4	84	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001254	0,000249	-0,000089	0,000125	0,000341	0,001957
				Min	-0,001266	-0,000259	-0,000423	-0,000137	-0,000365	-0,001956
	SEISMIKOS Y	Max	0,000584	0,000599	-0,000065	0,000091	0,000235	0,001586		
		Min	-0,000596	-0,000609	-0,000448	-0,000102	-0,000259	-0,001585		
ΣΗΜΕΙΟ 5	3079	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,007084	0,000275	-0,000167	0,000021	0,001217	0,000164
				Min	-0,007117	-0,000279	-0,000382	-0,000020	-0,001237	-0,000166
	SEISMIKOS Y	Max	0,004510	0,000665	-0,000227	0,000050	0,000752	0,000386		
		Min	-0,004543	-0,000670	-0,000322	-0,000049	-0,000772	-0,000388		
ΣΗΜΕΙΟ 6	14759	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001070	0,005567	-0,000243	0,001522	0,000073	0,001198
				Min	-0,001063	-0,005588	-0,000364	-0,001521	-0,000072	-0,001195
	SEISMIKOS Y	Max	0,000489	0,012279	-0,000187	0,002713	0,000030	0,000715		
		Min	-0,000481	-0,012300	-0,000421	-0,002712	-0,000029	-0,000713		

Πίνακας 5.2: Μετακινήσεις και στροφές χαρακτηριστικών σημείων της ενισχυμένης κατασκευής (φασματική ανάλυση)



Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα το Σημείο 3 παρουσιάζει δυσανάλογα μεγάλες μετατοπίσεις κατά την διεύθυνση Υ (U2) σε σχέση με τα Σημεία 2 και 4, πράγμα το οποίο παρατηρήθηκε και κατά την ανάλυση της υπάρχουσας κατάστασης. Επίσης το Σημείο 5 παρουσιάζει αρκετά αυξημένες μετακινήσεις και στροφές σε σχέση με το Σημείο 1, κυρίως λόγω της νέας διαμόρφωσης των εσωτερικών τοίχων. Πιο συγκεκριμένα, το Σημείο 5 εμφανίζει κατά μέσο όρο 18 φορές μεγαλύτερες μετακινήσεις και 5 φορές μεγαλύτερες στροφές, σε σχέση με εκείνες του Σημείου 1. Τέλος, το Σημείο 6 δεν παρουσιάζει πολύ μεγαλύτερες στροφές και μετατοπίσεις σε σύγκριση με το Σημείο 3, όπως είχε παρατηρηθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο. Επομένως, η διαφορά των μετακινήσεων των δύο αυτών σημείων μειώνεται, καθώς επίσης παρατηρούνται μετακινήσεις και στροφές του Σημείου 6 με μικρότερες απόλυτες τιμές σε σχέση με τις αντίστοιχες του Σημείου 3. Για παράδειγμα, η μετακίνηση U3 και οι στροφές R2, R3 του Σημείου 6 είναι μικρότερες από εκείνες που καταγράφηκαν για το Σημείο 3.

ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ									
ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ (%) ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ									
	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	Text	Text	Text						
ΣΗΜΕΙΟ 1	SEISMICOS X	Combination	Max	-99,1%	-98,9%	-94,1%	-79,6%	-93,9%	-93,7%
			Min	-98,9%	-97,4%	-92,8%	-86,6%	-93,2%	-91,4%
	SEISMICOS Y		Max	-99,1%	-98,3%	-94,6%	-81,3%	-93,7%	-97,0%
			Min	-98,8%	-97,6%	-92,3%	-84,7%	-92,4%	-95,6%
ΣΗΜΕΙΟ 2	SEISMICOS X	Combination	Max	-73,4%	-80,4%	-44,4%	-55,4%	-70,8%	-61,9%
			Min	-73,5%	-79,6%	-72,1%	-58,3%	-71,0%	-61,4%
	SEISMICOS Y		Max	-78,1%	-77,2%	-34,2%	-61,5%	-73,8%	-70,7%
			Min	-78,4%	-76,8%	-72,1%	-63,8%	-74,4%	-70,1%
ΣΗΜΕΙΟ 3	SEISMICOS X	Combination	Max	-63,7%	-56,2%	-53,1%	-72,2%	29,8%	34,2%
			Min	-64,2%	-51,7%	-65,7%	-73,1%	100,0%	18,9%
	SEISMICOS Y		Max	-69,3%	-34,4%	-49,6%	-62,7%	-45,3%	-27,0%
			Min	-70,1%	-29,9%	-65,9%	-63,6%	-27,9%	-36,4%
ΣΗΜΕΙΟ 4	SEISMICOS X	Combination	Max	-73,2%	-83,2%	-65,0%	-60,2%	-69,6%	-61,0%
			Min	-73,3%	-82,5%	-70,9%	-62,5%	-69,0%	-60,9%
	SEISMICOS Y		Max	-79,2%	-77,7%	22,6%	-63,9%	-74,8%	-69,9%
			Min	-79,2%	-77,4%	-72,9%	-66,4%	-73,8%	-69,8%
ΣΗΜΕΙΟ 5	SEISMICOS X	Combination	Max	-63,2%	-83,6%	-68,7%	-82,8%	-63,9%	-74,0%
			Min	-63,4%	-83,2%	-71,5%	-83,7%	-64,0%	-73,2%
	SEISMICOS Y		Max	-70,6%	-77,8%	-68,8%	-77,0%	-69,8%	-59,0%
			Min	-70,8%	-77,5%	-71,9%	-77,5%	-69,7%	-58,3%
ΣΗΜΕΙΟ 6	SEISMICOS X	Combination	Max	-72,5%	-74,1%	-59,9%	-61,8%	-72,8%	-53,3%
			Min	-72,8%	-73,1%	-70,9%	-61,3%	-67,7%	-53,8%
	SEISMICOS Y		Max	-75,8%	-56,1%	-62,2%	-44,5%	-78,9%	-67,9%
			Min	-76,3%	-54,8%	-69,1%	-43,8%	-70,4%	-68,3%

Πίνακας 5.3: Διαφορές μετακινήσεων (%) υπάρχουσας και ενισχυμένης κατασκευής (φασματική ανάλυση)

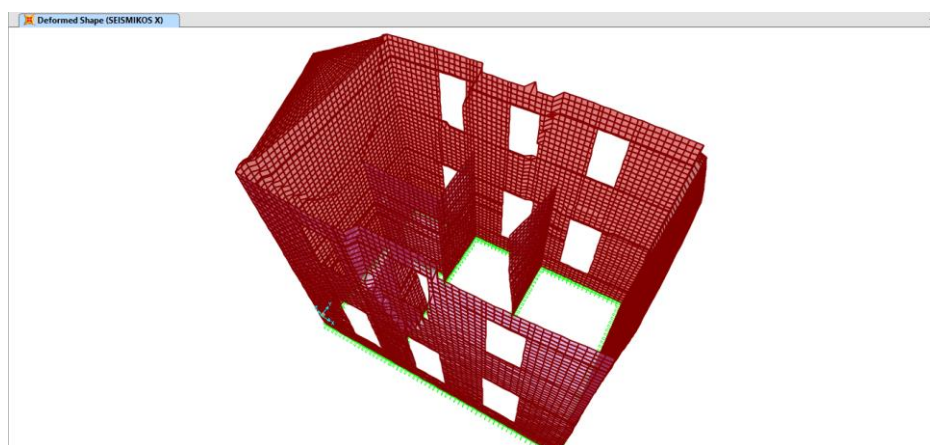
Ο Πίνακας 5.3 παρουσιάζει τα ποσοστά μείωσης ή αύξησης των μετακινήσεων και στροφών της ενισχυμένης κατασκευής σε σχέση με τα δεδομένα της υπάρχουσας κατάστασης. Οι αρνητικές τιμές των ποσοστών υποδηλώνουν την μείωση των μετακινήσεων και των στροφών (κατά απόλυτη τιμή) του κτιρίου μετά την ανακατασκευή και την ενίσχυση. Είναι φανερό πως σχεδόν όλες οι μετακινήσεις και οι στροφές των χαρακτηριστικών σημείων μειώνονται αισθητά σε σχέση με εκείνες που υπολογίστηκαν με βάση το αρχικό μοντέλο. Στη συνέχεια θα ακολουθήσει η (γραμμική) δυναμική ανάλυση του κτιρίου με σκοπό να συγκριθούν αποτελέσματά της με εκείνα της φασματικής

μεθόδου, αλλά και για να σχηματιστεί μία πιο ολοκληρωμένη εικόνα για τη σεισμική απόκριση της κατασκευής.

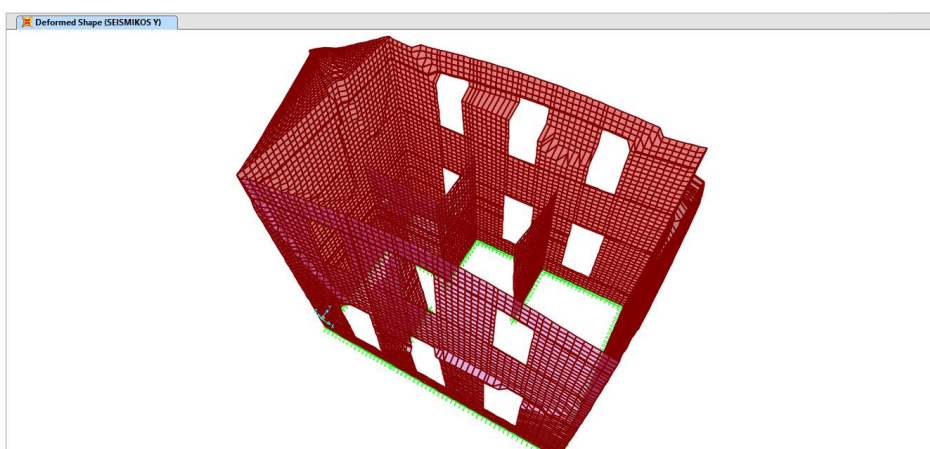
## 5.5 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 5.5.1 ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

Η δυναμική ανάλυση του κτιρίου παρουσιάζει παρόμοια συμπεριφορά σε σύγκριση με τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης. Η σεισμική συμπεριφορά τύπου «αναπνοής» είναι εμφανής και στις δύο περιπτώσεις. Αναλυτικότερα τα αποτελέσματα θα παρουσιαστούν στις επόμενες ενότητες. Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται οι μέγιστες αποκρίσεις του κτιρίου για κάθε σεισμικό συνδυασμό. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι μετακινήσεις των παρακάτω εικόνων δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και ότι αντιστοιχούν σε συντελεστή κλίμακας 30.



Εικόνα 5.20: Παραμορφωμένη κατάσταση για τον συνδυασμό φορτίων “SEISMIKOS X” (Time-History Analysis)



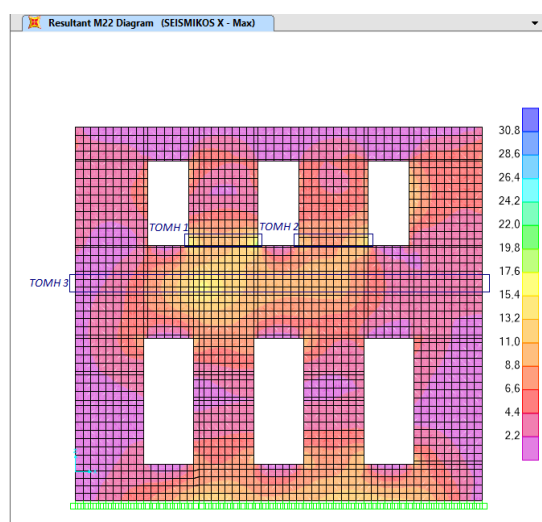
Εικόνα 5.21: Παραμορφωμένη κατάσταση για τον συνδυασμό φορτίων “SEISMIKOS Y” (Time-History Analysis)

Στους ελέγχους που ακολουθούν θα παρουσιάζονται και τα αποτελέσματα της φασματικής μεθόδου, για να είναι εφικτή η σύγκριση των δύο αναλύσεων. Η σύγκρισή τους θα γίνει με βάση:

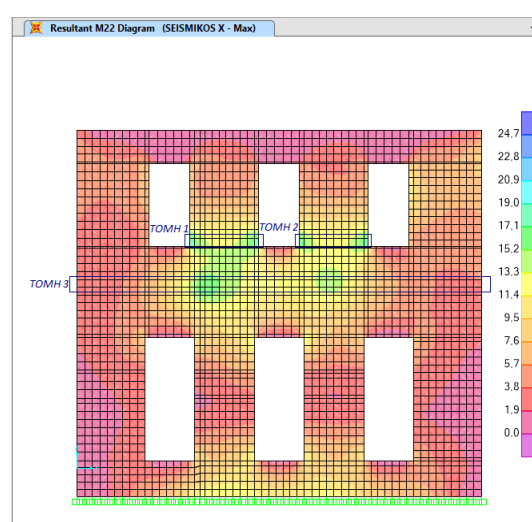
- 1) τις ισοδυναμικές καμπύλες των εντατικών μεγεθών και τους ελέγχους των «κρίσιμων» περιοχών
- 2) τις αναπτυσσόμενες μέγιστες μετακινήσεις των χαρακτηριστικών σημείων

## 5.5.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

Επίπεδο X-Z για  $\gamma=6,58$ :



Εικόνα 5.22: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 δυναμικής ανάλυσης (SEISMICOS X)

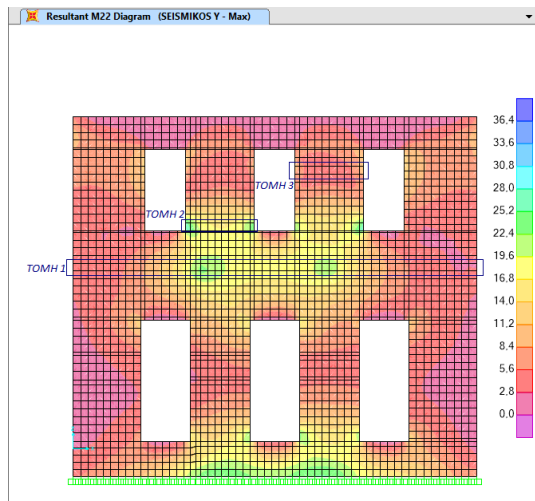


Εικόνα 5.23: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 φασματικής ανάλυσης (SEISMICOS X)

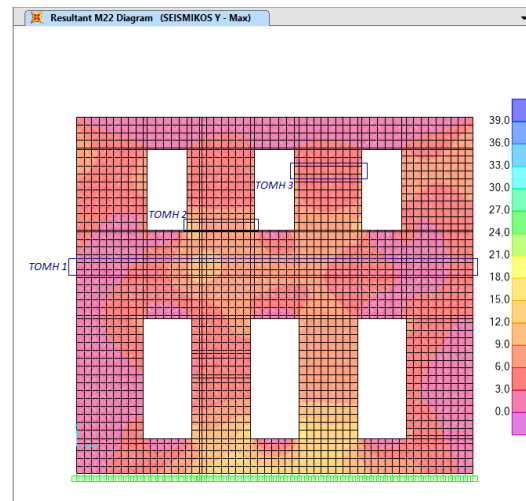
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z ( $\gamma=6,58$ )		
ΤΟΜΗ 1	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,73	1,73
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
F22 (KN)	-82,32	-82,14
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-52,87	-52,76
$f_d$ (Mpa)	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	11,19	11,16
$M_{sd}$ (=Σ M22) (KNm)	27,67	25,87
$M_{sd}/M_{rd}$	2,47	2,32
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	-6,30%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z ( $\gamma=6,58$ )		
ΤΟΜΗ 2	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,67	1,67
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
F22 (KN)	-82,18	-82,00
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-54,68	-54,56
$f_d$ (Mpa)	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	11,16	11,13
$M_{sd}$ (=Σ M22) (KNm)	26,18	18,70
$M_{sd}/M_{rd}$	2,35	1,68
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	-28,41%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ		
ΟΨΗ Χ-Ζ (Υ=6,58)		
ΤΟΜΗ 3	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	9,98	9,98
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-432,84	-432,75
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-46,34	-46,33
$f_d$ (Mpa)	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	61,34	61,32
$M_{sd}$ (=Σ M22) (KNm)	85,34	75,93
$M_{sd}/M_{rd}$	1,39	1,24
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	-11,00%	



Εικόνα 5.24: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 δυναμικής ανάλυσης (SEISMICOS Y)

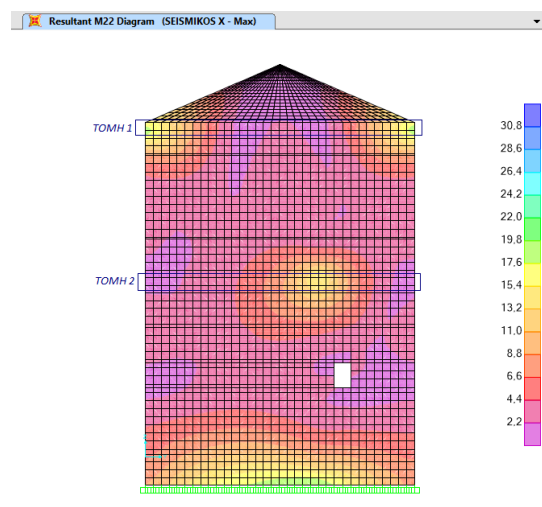


Εικόνα 5.25: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 φασματικής ανάλυσης (SEISMICOS Y)

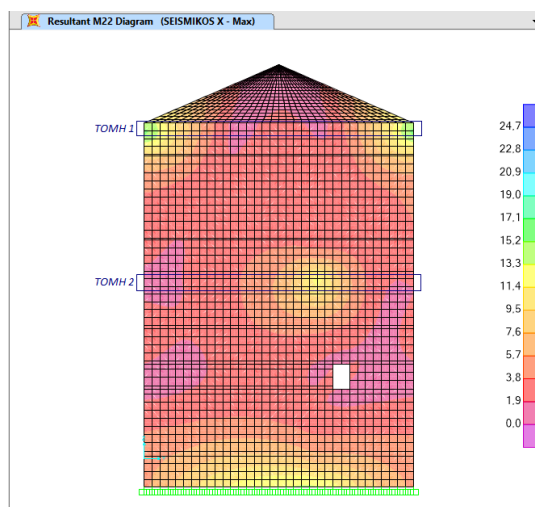
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ		
ΟΨΗ Χ-Ζ (Υ=6,58)		
ΤΟΜΗ 1	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	9,98	9,98
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-432,84	-432,75
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-46,34	-46,33
$f_d$ (Mpa)	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	61,33	61,32
$M_{sd}$ (=Σ M22) (KNm)	126,45	130,00
$M_{sd}/M_{rd}$	2,06	2,12
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	2,83%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ		
ΟΨΗ Χ-Ζ (Υ=6,58)		
ΤΟΜΗ 2	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,73	1,73
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
F22 (KN)	-82,32	-82,14
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-52,87	-52,76
$f_d$ (Mpa)	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	11,19	11,16
$M_{sd}$ (=Σ M22) (KNm)	37,69	39,11
$M_{sd}/M_{rd}$	3,37	3,50
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	3,99%	

Επίπεδο X-Z για X=0:



Εικόνα 5.26: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 δυναμικής ανάλυσης (SEISMICOS X)



Εικόνα 5.27: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 φασματικής ανάλυσης (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ Y-Z (X=0)		
ΤΟΜΗ 1	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	6,58	6,58
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
F22 (KN)	-72,79	-72,89
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-12,29	-12,31
$f_d$ (Mpa)	2,44	2,44
M <sub>rd</sub> (KNm)	10,06	10,07
M <sub>sd</sub> (=Σ M22) (KNm)	31,63	39,41
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	3,14	3,91
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	24,43%	

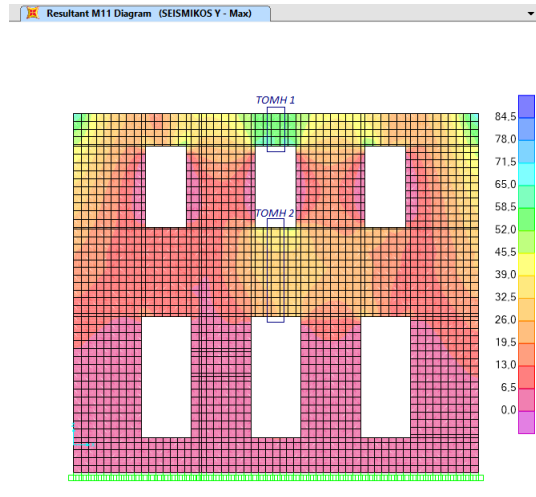
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ Y-Z (X=0)		
ΤΟΜΗ 2	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	6,58	6,58
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,50
F22 (KN)	-412,76	-412,82
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-67,02	-69,71
$f_d$ (Mpa)	2,44	2,44
M <sub>rd</sub> (KNm)	57,99	58,97
M <sub>sd</sub> (=Σ M22) (KNm)	27,89	35,29
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	0,48	0,60
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	24,41%	

Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα παρατηρείται μία γενική μείωση των εντατικών μεγεθών που αφορούν την εκτός επιπέδου κάμψη υπό τον σεισμικό συνδυασμό SEISMICOS X. Πιο συγκεκριμένα, η όψη X-Z (Y=6,58) κατά τον σεισμικό συνδυασμό SEISMICOS X παρουσιάζει μειωμένες δρώσεις καμπτικές ροπές σε σχέση με εκείνες της φασματικής ανάλυσης, η μείωση των οποίων έφτασε μέχρι και το 30%. Ωστόσο τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τον συνδυασμό SEISMICOS Y, παρουσίασαν αύξηση της εκτός επιπέδου κάμψης. Παρά τις διαφοροποιήσεις των δρώντων καμπτικών ροπών μεταξύ των δύο αναλύσεων, τα αποτελέσματα που αφορούν τον έλεγχο των πεσσών έναντι εκτός επιπέδου κάμψης (για επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους αρμούς) δεν διαφοροποιούνται σε μεγάλο βαθμό σε σχέση με τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης και δεν αλλοιώνουν την συνολική εικόνα της ενίσχυσης. Τα αποτελέσματα λοιπόν της δυναμικής ανάλυσης υποδεικνύουν και πάλι την αναγκαιότητα της εφαρμογής διαφορετικών ή περαιτέρω ενισχύσεων.

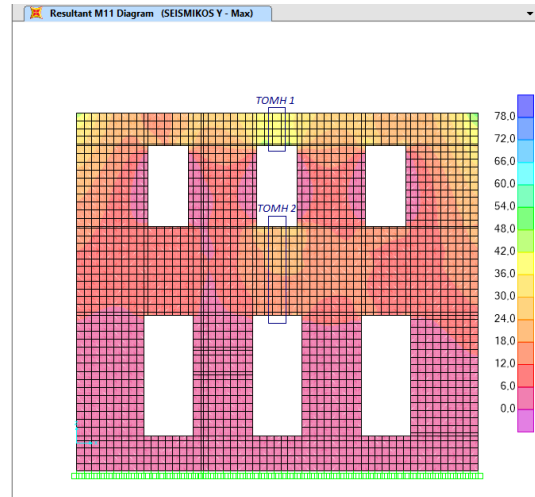


### 5.5.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

Επίπεδο X-Z για Y=0:



Εικόνα 5.28: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 δυναμικής ανάλυσης (SEISMICOS Y)

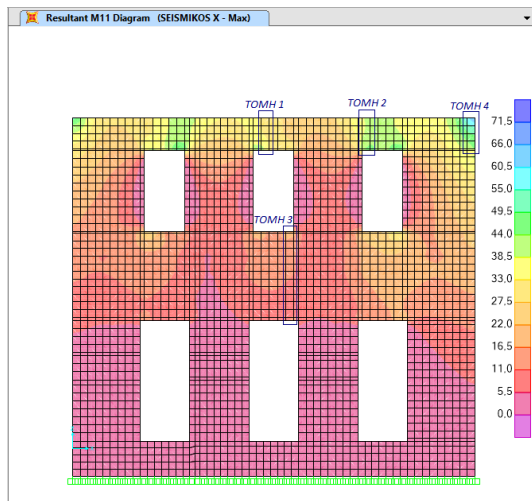


Εικόνα 5.29: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 φασματικής ανάλυσης (SEISMICOS Y)

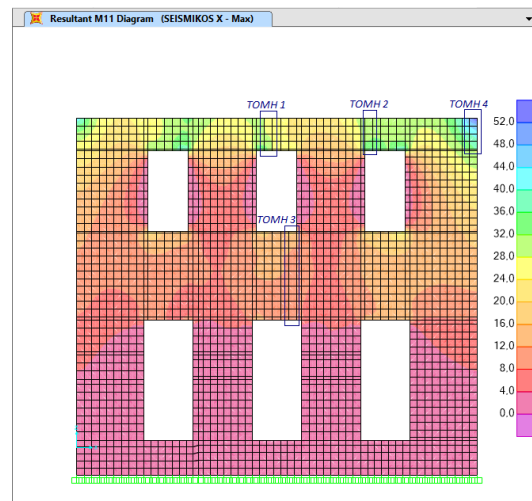
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ X-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 1	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	31,99	51,42
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	947,85	1523,56
$\sigma_t/f_{wt}$	2,08	3,35
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	60,74%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ X-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 2	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	2,22	2,22
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	40,75	68,06
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	440,54	735,78
$\sigma_t/f_{wt}$	0,97	1,62
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	67,02%	

## Επίπεδο X-Z για Y=6,58:



Εικόνα 5.30: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 δυναμικής ανάλυσης (SEISMICOS X)



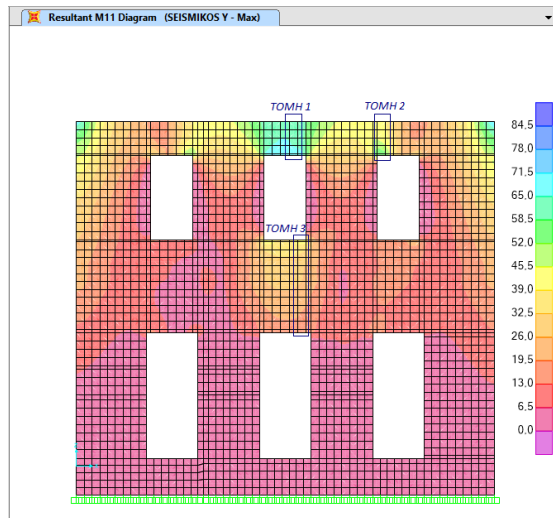
Εικόνα 5.31: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 φασματικής ανάλυσης (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 1	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική ανάλυση
Υψος Τομής h (m)	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	24,38	28,59
$\sigma_c=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	722,37	847,11
$\sigma_c/f_{wt}$	1,59	1,86
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	17,27%	

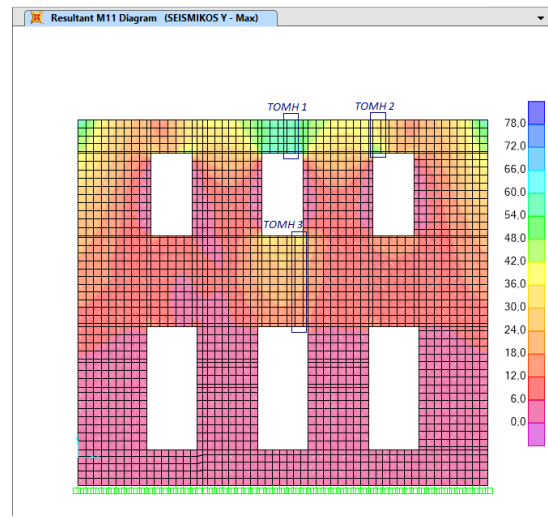
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 2	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική ανάλυση
Υψος Τομής h (m)	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	27,13	33,77
$\sigma_c=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	803,85	1000,59
$\sigma_c/f_{wt}$	1,77	2,20
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	24,47%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 3	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική ανάλυση
Υψος Τομής h (m)	2,22	2,22
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	47,22	41,17
$\sigma_c=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	510,49	445,08
$\sigma_c/f_{wt}$	1,12	0,98
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	-12,81%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 4	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική ανάλυση
Υψος Τομής h (m)	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	32,98	28,17
$\sigma_c=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	977,19	834,67
$\sigma_c/f_{wt}$	2,15	1,83
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	-14,58%	



Εικόνα 5.32: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 δυναμικής ανάλυσης (SEISMICOS Y)



Εικόνα 5.33: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 φασματικής ανάλυσης (SEISMICOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS Y ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 1	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	46,75	52,78
$\sigma_i=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	1385,19	1563,85
$\sigma_i/f_{wt}$	3,04	3,43
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	12,90%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS Y ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 2	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	37,25	43,66
$\sigma_i=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	1103,70	1293,63
$\sigma_i/f_{wt}$	2,42	2,84
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	17,21%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS Y ΟΨΗ Χ-Z (Y=6,58)		
ΤΟΜΗ 3	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική ανάλυση
Ύψος Τομής h (m)	2,22	2,22
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	48,96	59,11
$\sigma_i=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	529,30	639,03
$\sigma_i/f_{wt}$	1,16	1,40
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	20,73%	

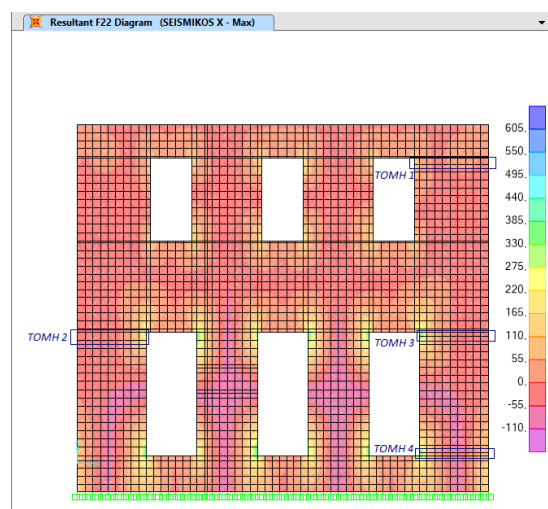
Από τον έλεγχο της εκτός επιπέδου κάμψης για επίπεδο αστοχίας κάθετο στους αρμούς, παρατηρήθηκαν αυξομειώσεις των δρώντων καμπτικών ροπών. Αύξηση των εντατικών μεγεθών παρατηρήθηκε κατά των έλεγχο της όψης Χ-Z για Y=0 υπό τον συνδυασμό SEISMICOS Y, όπου σημειώθηκαν κατά μέσο όρο 65% μεγαλύτερες καμπτικές ροπές σε σχέση με τις αντίστοιχες της φασματικής ανάλυσης. Αντίθετα, κατά τον έλεγχο της όψης Χ-Z για Y=6,58 και για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς, παρατηρήθηκε αύξηση στα



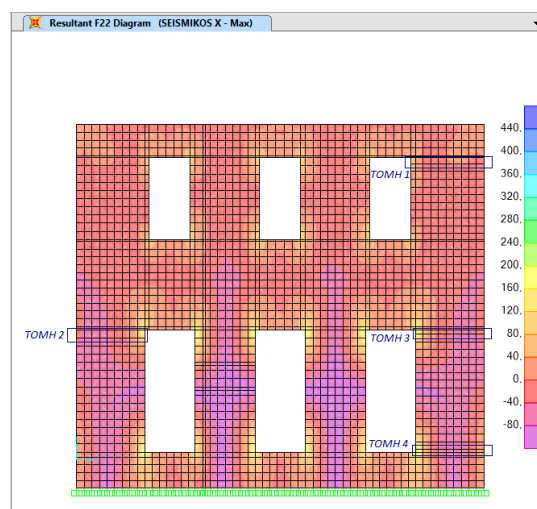
εντατικά μεγέθη ορισμένων τομών, της τάξης του 20% ενώ σε άλλες παρατηρήθηκε μείωση της τάξης του 13%. Επομένως, ο συγκεκριμένος έλεγχος υπέδειξε ότι εξακολουθεί να υπάρχει η αναγκαιότητα εφαρμογής διαφορετικών ή περαιτέρω ενισχύσεων.

#### 5.5.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ

Επίπεδο X-Z για Y=0:



Εικόνα 5.34: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 δυναμικής ανάλυσης (SEISMICOS X)



Εικόνα 5.35: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 φασματικής ανάλυσης (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 1	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,84	1,84
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
F22 (KN)	-39,26	-39,40
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-23,71	-23,79
$f_d$ (Μρα)	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	19,87	20,33
$M_{sd}$ (KNm)	27,61	26,35
$M_{sd}/M_{rd}$	1,39	1,30
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	-6,74%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 2	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,71	1,71
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-148,48	-149,17
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-92,77	-93,20
$f_d$ (Μρα)	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	67,85	73,56
$M_{sd}$ (KNm)	64,93	94,78
$M_{sd}/M_{rd}$	0,96	1,29
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	34,63%	

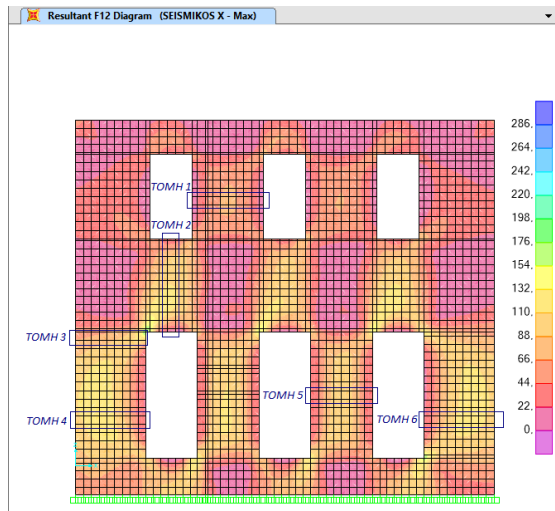
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 3	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,71	1,71
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-146,30	-146,99
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-91,41	-91,84
$f_d$ (Μρα)	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	66,89	72,45
$M_{sd}$ (KNm)	74,48	96,28
$M_{sd}/M_{rd}$	1,11	1,33
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	19,35%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 4	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Μήκος Πεσσού l (m)	1,71	1,71
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
F22 (KN)	-199,57	-200,55
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-124,69	-125,30
$f_d$ (Μρα)	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	89,95	100,16
$M_{sd}$ (KNm)	101,82	157,42
$M_{sd}/M_{rd}$	1,13	1,57
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>
ΔΙΑΦΟΡΑ	38,85%	

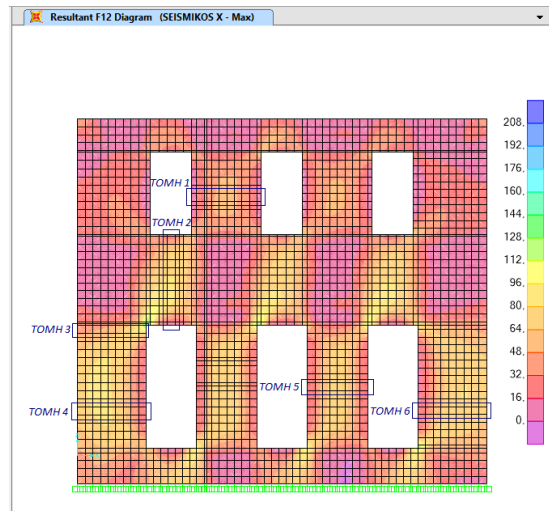
Οι εκτός επιπέδου δρώσες ροπές, κατά κύριο λόγο παρουσιάζουν αύξηση σύμφωνα με τη δυναμική ανάλυση. Με βάση τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα, παρατηρείται κατά μέσο όρο αύξηση της τάξης του 25%. Λίγες ήταν οι περιπτώσεις που παρατηρήθηκε μείωση των εντατικών μεγεθών, ωστόσο και πάλι εξακολούθησε να υπάρχει η ανάγκη για πρόσθετες ενισχύσεις με σκοπό την εξασφάλιση της επάρκειας των πεσσών έναντι του συγκεκριμένου τρόπου αστοχίας.

### 5.5.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Επίπεδο Χ-Z για Y=0:



Εικόνα 5.36: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 δυναμικής ανάλυσης (SEISMICOS Χ)



Εικόνα 5.37: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 φασματικής ανάλυσης (SEISMICOS Χ)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 1	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,70	1,70
F22 (KN)	-66,65	-66,48
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-78,41	-78,21
$f_{vwk}$ (MPa)	0,50	0,50
$V_{rd}$ (KN)	238,19	238,16
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	61,66	51,51
$V_{sd}/V_{rd}$	0,26	0,22
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
ΔΙΑΦΟΡΑ	-16,44%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 2	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	2,21	2,21
F11(KN)	-1,91	-0,82
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-1,73	-0,74
$f_{vwk}$ (MPa)	0,48	0,48
$V_{rd}$ (KN)	295,53	295,35
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	148,02	128,90
$V_{sd}/V_{rd}$	0,50	0,44
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
ΔΙΑΦΟΡΑ	-12,86%	

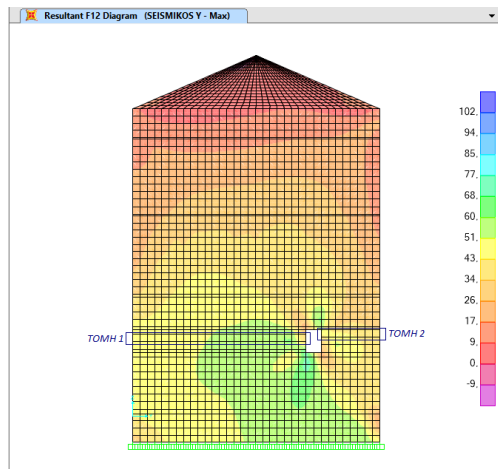
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 3	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,68	1,68
F22 (KN)	-148,48	-149,17
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-177,18	-178,01
$f_{vwk}$ (MPa)	0,53	0,53
$V_{rd}$ (KN)	248,63	248,74
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	106,24	95,27
$V_{sd}/V_{rd}$	0,43	0,38
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
ΔΙΑΦΟΡΑ	-10,37%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 4	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,68	1,68
F22 (KN)	-186,03	-187,55
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-221,99	-223,81
$f_{vwk}$ (MPa)	0,55	0,55
$V_{rd}$ (KN)	254,88	255,14
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	108,95	102,19
$V_{sd}/V_{rd}$	0,43	0,40
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
ΔΙΑΦΟΡΑ	-6,30%	

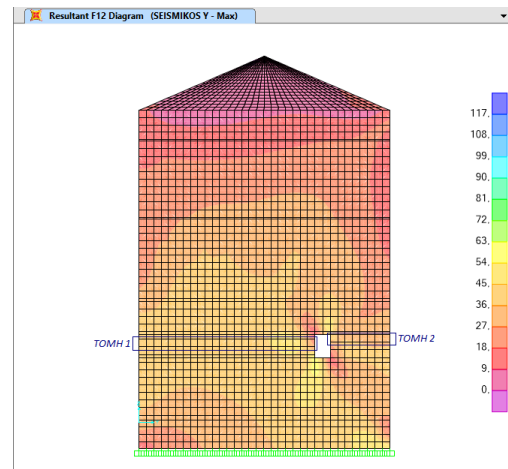
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 5	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,47	1,47
F22 (KN)	-179,44	-179,03
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-244,14	-243,58
$f_{vwk}$ (MPa)	0,55	0,55
$V_{rd}$ (KN)	226,27	226,20
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	76,06	64,49
$V_{sd}/V_{rd}$	0,34	0,29
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
ΔΙΑΦΟΡΑ	-15,19%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)		
ΤΟΜΗ 6	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,68	1,68
F22 (KN)	-184,82	-186,37
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-220,55	-222,40
$f_{vwk}$ (MPa)	0,55	0,55
$V_{rd}$ (KN)	254,68	254,94
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	113,66	97,21
$V_{sd}/V_{rd}$	0,45	0,38
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
ΔΙΑΦΟΡΑ	-14,56%	

Επίπεδο Y-Z για X=0:



Εικόνα 5.38: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 δυναμικής ανάλυσης (SEISMICOS Y)

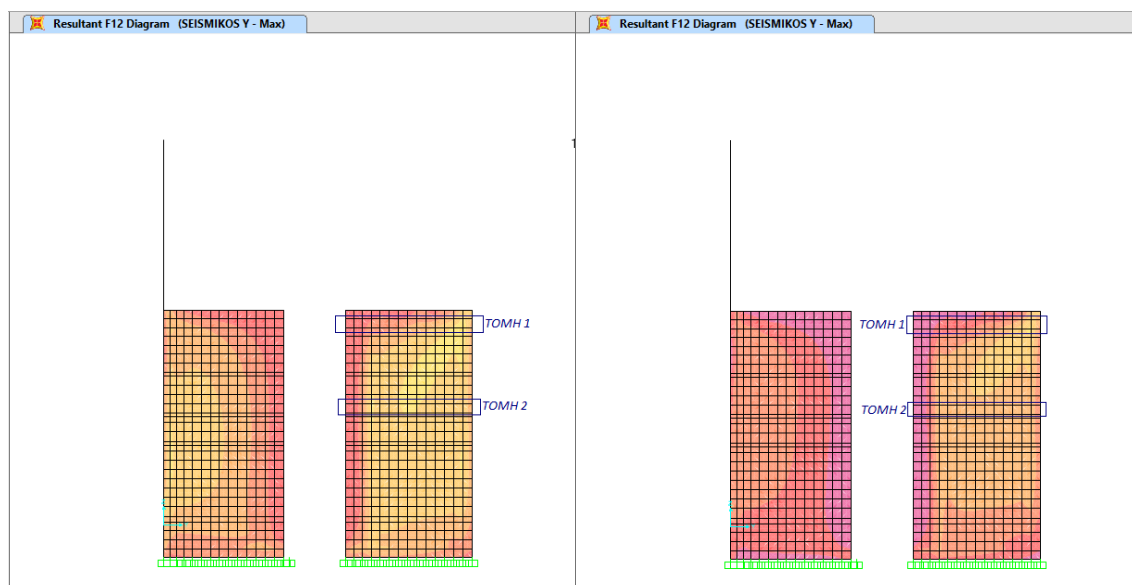


Εικόνα 5.39: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 φασματικής ανάλυσης (SEISMICOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Y-Z (X=0)		
ΤΟΜΗ 1	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	4,62	4,62
F22 (KN)	-448,22	-445,50
$\sigma_d$ (KN/m2)	-186,57	-185,44
$f_{vwk}$ (MPa)	0,54	0,54
$V_{rd}$ (KN)	716,52	716,07
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	185,85	224,32
$V_{sd}/V_{rd}$	0,26	0,31
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
ΔΙΑΦΟΡΑ	20,78%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Y-Z (X=0)		
ΤΟΜΗ 2	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,56	1,56
F22 (KN)	-150,48	-151,35
$\sigma_d$ (KN/m2)	-185,50	-186,58
$f_{vwk}$ (MPa)	0,54	0,54
$V_{rd}$ (KN)	241,80	241,94
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	58,84	67,59
$V_{sd}/V_{rd}$	0,24	0,28
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
ΔΙΑΦΟΡΑ	14,80%	

Επίπεδο Y-Z για X=3,15:



Εικόνα 5.40: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 δυναμικής ανάλυσης (SEISMICOS Y)

Εικόνα 5.41: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 φασματικής ανάλυσης (SEISMICOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS Y ΟΨΗ Y-Z (X=3,15)		
ΤΟΜΗ 1	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,18	0,18
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	2,70	2,70
F22 (KN)	-15,83	-15,82
$\sigma_d$ (KN/m2)	-32,57	-32,55
$f_{wk}$ (MPa)	0,49	0,49
$V_{rd}$ (KN)	132,48	132,48
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	53,83	67,22
$V_{sd}/V_{rd}$	0,41	0,51
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
ΔΙΑΦΟΡΑ	24,88%	

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS Y ΟΨΗ Y-Z (X=3,15)		
ΤΟΜΗ 2	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	
	Φασματική Ανάλυση	Δυναμική Ανάλυση
Πάχος Τοίχου t (m)	0,18	0,18
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	2,70	2,70
F22 (KN)	-30,93	-31,06
$\sigma_d$ (KN/m2)	-63,64	-63,91
$f_{wk}$ (MPa)	0,50	0,50
$V_{rd}$ (KN)	134,99	135,02
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	81,80	87,58
$V_{sd}/V_{rd}$	0,61	0,65
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
ΔΙΑΦΟΡΑ	7,05%	

Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα οι όψεις Y-Z για X=0 (κατά τον φορτικό συνδυασμό SEISMICOS Y) και Y-Z για X=3,15 (κατά τον συνδυασμό SEISMICOS Y), παρουσιάζουν αύξηση της δρώσας τέμνουσας στις σημειωμένες περιοχές. Η μείωση αυτή είναι κατά μέσο όρο της τάξης του 17%, χωρίς όμως κάτι τέτοιο να επηρεάζει την επάρκεια των πεσσών έναντι διάτμησης. Αντιθέτως, στην όψη X-Z για Y=0 (κατά τον συνδυασμό SEISMICOS X) παρατηρήθηκε κατά μέσο όρο μείωση στα εντατικά μεγέθη της τάξης του 13%. Σαν γενικό συμπέρασμα προκύπτει ότι διαφοροποιήσεις των διατμητικών δράσεων της δυναμικής ανάλυσης σε σχέση με τις τιμές της φασματικής μεθόδου είναι μικρές και δεν επηρεάζουν την επάρκεια των πεσσών έναντι διατμητικής αστοχίας.

### 5.5.6 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

Ομοίως με τις προηγούμενες ενότητες, ο έλεγχος των μετακινήσεων θα πραγματοποιηθεί μελετώντας τα σημειωμένα έξι σημεία της Εικόνας 5.18. Τα αποτελέσματα των μετακινήσεων και των στροφών που προέκυψαν από την δυναμική ανάλυση παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	
ΣΗΜΕΙΟ 1	1165	SEISMIKOS X	Max	0,005530	0,000235	-0,000184	0,000017	0,000949	0,000115
			Min	-0,005205	-0,000230	-0,000378	-0,000017	-0,000870	-0,000109
		SEISMIKOS Y	Max	0,002908	0,000702	-0,000244	0,000049	0,000483	0,000328
			Min	-0,002880	-0,000682	-0,000312	-0,000050	-0,000464	-0,000306
ΣΗΜΕΙΟ 2	59	SEISMIKOS X	Max	0,001018	0,000215	-0,000112	0,000107	0,000346	0,001655
			Min	-0,001103	-0,000222	-0,000416	-0,000110	-0,000304	-0,001785
		SEISMIKOS Y	Max	0,000368	0,000649	-0,000071	0,000125	0,000234	0,001698
			Min	-0,000379	-0,000637	-0,000445	-0,000133	-0,000212	-0,001648
ΣΗΜΕΙΟ 3	16396	SEISMIKOS X	Max	0,000852	0,004065	-0,000268	0,000687	0,000066	0,001022
			Min	-0,000956	-0,003639	-0,000343	-0,000757	-0,000059	-0,001049
		SEISMIKOS Y	Max	0,000309	0,010138	-0,000222	0,001594	0,000031	0,000560
			Min	-0,000329	-0,009304	-0,000387	-0,001618	-0,000026	-0,000519
ΣΗΜΕΙΟ 4	84	SEISMIKOS X	Max	0,001024	0,000221	-0,000109	0,000086	0,000275	0,001790
			Min	-0,001141	-0,000222	-0,000401	-0,000092	-0,000295	-0,001738
		SEISMIKOS Y	Max	0,000442	0,000664	-0,000069	0,000111	0,000222	0,001839
			Min	-0,000480	-0,000644	-0,000439	-0,000124	-0,000235	-0,001923
ΣΗΜΕΙΟ 5	3079	SEISMIKOS X	Max	0,005591	0,000243	-0,000183	0,000017	0,000757	0,000120
			Min	-0,005415	-0,000243	-0,000360	-0,000017	-0,000733	-0,000116
		SEISMIKOS Y	Max	0,003678	0,000720	-0,000244	0,000049	0,000461	0,000341
			Min	-0,003412	-0,000695	-0,000306	-0,000051	-0,000444	-0,000320
ΣΗΜΕΙΟ 6	14759	SEISMIKOS X	Max	0,000853	0,004471	-0,000254	0,000886	0,000064	0,000945
			Min	-0,000961	-0,004535	-0,000353	-0,000949	-0,000060	-0,000896
		SEISMIKOS Y	Max	0,000354	0,010600	-0,000184	0,001864	0,000024	0,000510
			Min	-0,000383	-0,010397	-0,000420	-0,002079	-0,000022	-0,000484

Πίνακας 5.4: Μέγιστες μετακινήσεις και στροφές των χαρακτηριστικών σημείων μετά την ενίσχυση (δυναμική ανάλυση)

Όπως έχει παρατηρηθεί και προηγουμένως, το Σημείο 3 παρουσιάζει δυσανάλογα μεγάλες μετατοπίσεις κατά τη διεύθυνση Y (U2) σε σχέση με τα Σημεία 2 και 4. Επιπλέον σε αντίθεση με τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης, οι μετατοπίσεις και οι στροφές του Σημείου 5 δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές σε σχέση με τις αντίστοιχες μετακινήσεις και στροφές του Σημείου 1. Πιο συγκεκριμένα, είναι φανερό πως οι απόλυτες τιμές των μετακινήσεων του Σημείου 5 είναι ελάχιστα μεγαλύτερες από εκείνες του Σημείου 1. Όσον αφορά το Σημείο 6, η δυναμική ανάλυση δίνει παρόμοια αποτελέσματα με εκείνα της φασματικής ανάλυσης. Αυτό σημαίνει ότι οι μετατοπίσεις και οι στροφές του Σημείου 6, είτε λίγο μικρότερες είτε λίγο μεγαλύτερες, είναι σχεδόν ίδιες με εκείνες του Σημείου 3. Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται οι ποσοστιαίες διαφορές των μετακινήσεων και των στροφών κατά την ενισχυμένη κατάσταση σε σύγκριση με τα αποτελέσματα της υπάρχουσας κατάστασης.

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ										
ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ (%) ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	Text							
ΣΗΜΕΙΟ 1	1165	SEISMICOS X	Combination	Max	-59,5%	-73,4%	-69,7%	-75,7%	-66,1%	-67,0%
				Min	-61,6%	-74,6%	-69,1%	-73,2%	-68,0%	-69,2%
		SEISMICOS Y		Max	-61,8%	-62,8%	-66,5%	-65,1%	-68,2%	-43,3%
				Min	-61,7%	-64,2%	-71,6%	-62,6%	-67,9%	-47,7%
ΣΗΜΕΙΟ 2	59	SEISMICOS X	Combination	Max	-67,8%	-72,5%	-75,5%	-49,8%	-65,2%	-54,4%
				Min	-64,8%	-72,5%	-68,1%	-56,4%	-67,4%	-50,5%
		SEISMICOS Y		Max	-77,1%	-61,7%	121,6%	-27,3%	-66,8%	-49,8%
				Min	-75,9%	-62,9%	-66,1%	-35,9%	-66,9%	-50,9%
ΣΗΜΕΙΟ 3	16396	SEISMICOS X	Combination	Max	-56,6%	-28,5%	-55,4%	-64,5%	71,9%	56,0%
				Min	-51,8%	-30,6%	-63,8%	-62,4%	154,3%	42,8%
		SEISMICOS Y		Max	-69,6%	28,5%	-60,0%	-38,3%	-29,7%	-4,7%
				Min	-68,2%	25,0%	-61,4%	-39,1%	-7,0%	-22,2%
ΣΗΜΕΙΟ 4	84	SEISMICOS X	Combination	Max	-67,1%	-77,5%	-86,6%	-58,6%	-62,7%	-46,5%
				Min	-63,9%	-77,6%	-67,6%	-62,7%	-62,8%	-47,9%
		SEISMICOS Y		Max	-76,2%	-62,8%	149,1%	-33,3%	-63,6%	-47,6%
				Min	-75,0%	-64,1%	-68,0%	-39,5%	-64,7%	-45,0%
ΣΗΜΕΙΟ 5	3079	SEISMICOS X	Combination	Max	-56,3%	-78,1%	-74,5%	-79,5%	-66,2%	-71,3%
				Min	-58,2%	-78,2%	-70,0%	-78,9%	-68,1%	-71,9%
		SEISMICOS Y		Max	-64,0%	-63,9%	-68,8%	-66,4%	-72,1%	-45,8%
				Min	-67,2%	-65,1%	-72,0%	-64,7%	-74,0%	-48,4%
ΣΗΜΕΙΟ 6	14759	SEISMICOS X	Combination	Max	-67,2%	-68,8%	-62,2%	-66,6%	-64,2%	-44,8%
				Min	-63,0%	-67,2%	-69,8%	-63,7%	-59,6%	-48,0%
		SEISMICOS Y		Max	-73,8%	-43,1%	-75,2%	-42,7%	-74,6%	-65,7%
				Min	-71,6%	-42,7%	-65,0%	-35,4%	-66,3%	-67,7%

Πίνακας 5.5: Διαφορές μετακινήσεων (%) υπάρχουσας και ενισχυμένης κατασκευής (δυναμική ανάλυση)

Ομοίως με τον αντίστοιχο πίνακα της φασματικής ανάλυσης, οι αρνητικές τιμές υποδηλώνουν το ποσοστό της μείωσης των μετακινήσεων και των στροφών, σύμφωνα με τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης για την ενισχυμένη κατασκευή.



## 5.6 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 5.6.1 ΕΠΙΠΕΔΟ Χ-Z

#### Γεωμετρική Προσομοίωση:

Η υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου δεν συμπεριλαμβάνει την ύπαρξη διαζώματος, επομένως για την προσομοίωση του κτιρίου κατά την διεύθυνση Χ χρησιμοποιήθηκε το ισοδύναμο πλαίσιο της Ενότητας 2.4.2. (βλ. Εικόνα 2.15).

#### Προσομοίωση Ανελαστικότητας Υλικού:

		ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8			
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 Χ 0,51	1,47 Χ 0,51	2,03 Χ 0,51	1,70 Χ 0,51
	D (m)	1,935	1,47	2,03	1,7
	t (m)	0,51	0,51	0,51	0,51
	fd (MPa)	2,44	2,44	2,44	2,44
	σo (MPa)	0,212	0,338	0,052	0,077
	P (KN)	209,13	253,34	54,21	66,95
	vd	0,087	0,138	0,021	0,032
	Heff (m)	4,255	3,325	3,182	2,346
ΣΗΜΕΙΟ SD	Vf (KN)	42,80	47,08	16,87	23,37
	δ (m)	0,0340	0,0266	0,0255	0,0188
ΣΗΜΕΙΟ NC	Mu (KNm)	91,06	78,27	26,83	27,42
	δu (m)	0,0486	0,0380	0,0364	0,0268
	φu (rad)	0,0229	0,0229	0,0229	0,0229
	20%*Mu (KNm)	18,21	15,65	5,37	5,48

Πίνακας 5.6: Στάθμες επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Χ-Z

		ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ Μ-φ			
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 Χ 0,51	1,47 Χ 0,51	2,03 Χ 0,51	1,70 Χ 0,51
ΣΗΜΕΙΟ Α	M (KNm)	0	0	0	0
	φ (rad)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ Β	M (KNm)	91,06	78,27	26,83	27,42
	φ (rad)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ C	M (KNm)	91,06	78,27	26,83	27,42
	φ (rad)	0,0229	0,0229	0,0229	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ D	M (KNm)	18,21	15,65	5,37	5,48
	φ (rad)	0,0229	0,0229	0,0229	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ E	M (KNm)	18,21	15,65	5,37	5,48
	φ (rad)	0,0343	0,0343	0,0343	0,0343

Πίνακας 5.7: Σημεία διαγράμματος Μ-φ των πλαστικών κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Χ-Z



		ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8			
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 X 0,51	1,47 X 0,51	2,03 X 0,51	1,70 X 0,51
	D (m)	1,935	1,47	2,03	1,7
	t (m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	fd (MPa)	2,44	2,44	2,44	2,44
	σo (MPa)	0,212	0,338	0,052	0,077
	fmc (MPa)	3,7	3,7	3,7	3,7
	fmt (MPa)	0,48	0,48	0,48	0,48
	fvd (MPa)	0,30	0,31	0,28	0,28
	Heff (m)	4,255	3,325	3,182	2,346
ΣΗΜΕΙΟ	Vf (KN)	298,02	231,90	285,91	241,31
SD	δ (m)	0,0170	0,0133	0,0127	0,0094
ΣΗΜΕΙΟ	Vu (KN)	298,02	231,90	285,91	241,31
NC	δu (m)	0,0243	0,0190	0,0182	0,0134
	20%*Vu (KN)	59,60	46,38	57,18	48,26

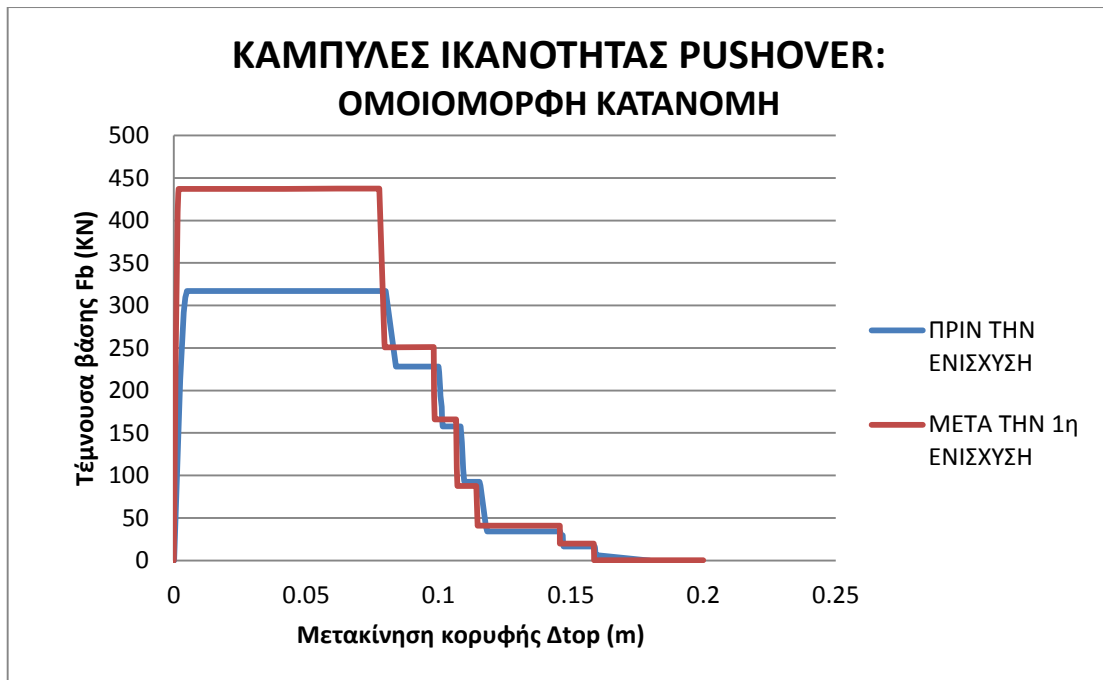
Πίνακας 5.8: Στάθμες επιτελεσματικότητας πλαστικών διατμητικών κόμβων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου X-Z

		ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ V-δ			
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 X 0,51	1,47 X 0,51	2,03 X 0,51	1,70 X 0,51
ΣΗΜΕΙΟ A	V (KN)	0	0	0	0
	δ (m)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ B	V (KN)	298,02	231,90	285,91	241,31
	δ (m)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ C	V (KN)	298,02	231,90	285,91	241,31
	δ (m)	0,0243	0,0190	0,0182	0,0134
ΣΗΜΕΙΟ D	V (KN)	59,60	46,38	57,18	48,26
	δ (m)	0,0243	0,0190	0,0182	0,0134
ΣΗΜΕΙΟ E	V (KN)	59,60	46,38	57,18	48,26
	δ (m)	0,0365	0,0285	0,0273	0,0201

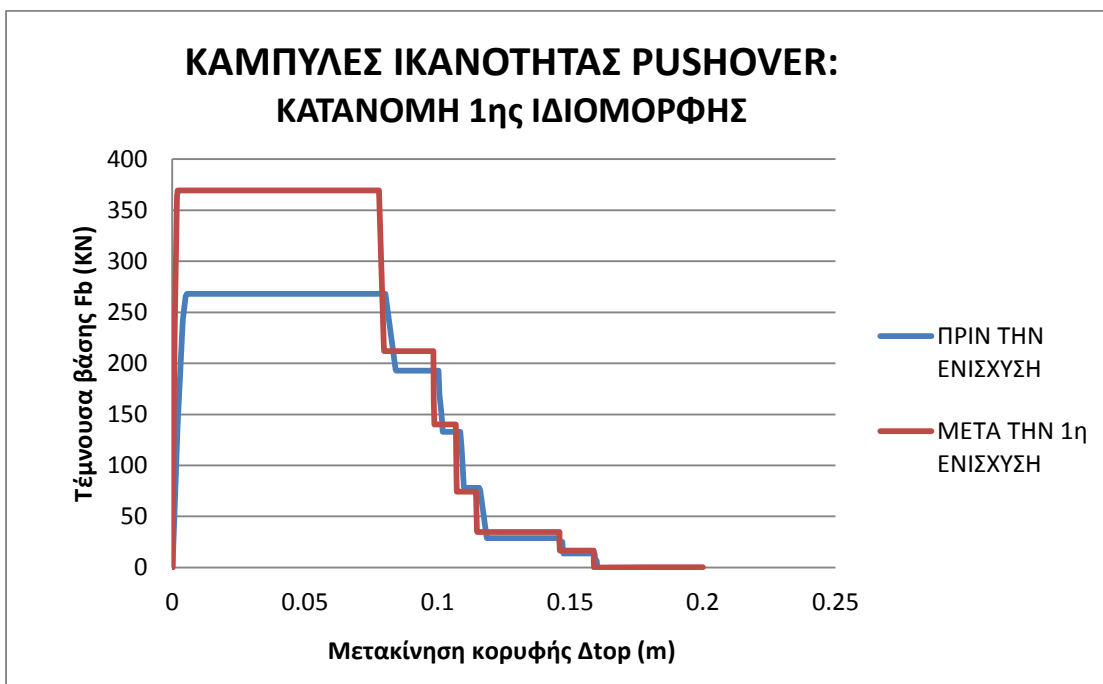
Πίνακας 5.9: Σημεία διαγράμματος V-δ των πλαστικών διατμητικών κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου X-Z

### Αποτελέσματα:

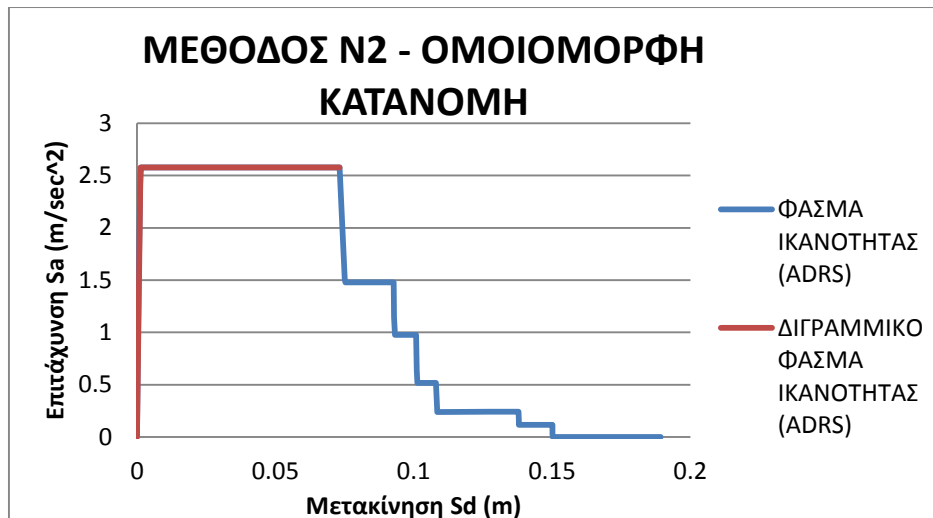
Τα χαρακτηριστικά βήματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών ωθήσεων (PUSHOVER(unif.)) και για κατανομή σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (PUSHOVER(mode1)) υποδεικνύουν πως η συμπεριφορά του κτιρίου μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση δεν διαφέρει σε σχέση με εκείνη της υπάρχουσας κατάστασης. Κάτι τέτοιο είναι λογικό αφού και στις δύο περιπτώσεις παρόλο που δεν υπάρχει κάποιου είδους διάφραγμα ή διάζωμα, τα ανώφλια είναι ισχυρότερα από τους πεσσούς με αποτέλεσμα ο κύριος μηχανισμός αστοχίας είναι καμπτικός (στα άκρα των κατακόρυφων στοιχείων). Οι καμπύλες ικανότητας pushover που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα είναι οι εξής:



Σχήμα 5.1: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας (που προκύπτουν από ομοιόμορφη κατανομή φορτίων) πριν και μετά την ενίσχυση



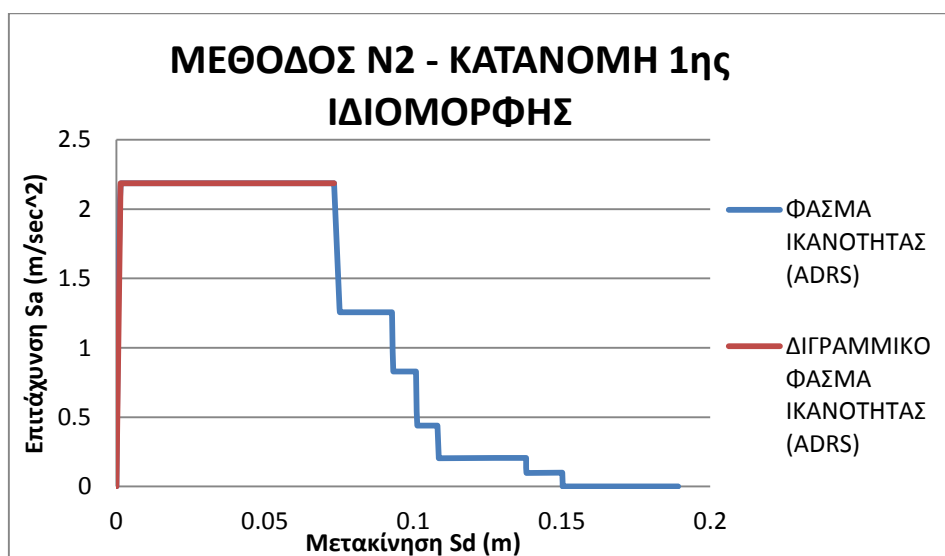
Σχήμα 5.2: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας επιπέδου X-Z (που προκύπτουν από κατανομή φορτίων σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή) πριν και μετά την ενίσχυση



Σχήμα 5.3: Μέθοδος N2 για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στο επίπεδο X-Z (μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση)

**Μέθοδος N2 (ομοιόμορφη κατανομή):**

<b>Say=</b>	2,58	m/sec <sup>2</sup>
<b>Sdmax=</b>	0,0732	m
<b>E=</b>	0,1872	m <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
<b>Sdy=</b>	0,0013	m
<b>T*=</b>	0,14	Sec < T <sub>o</sub>
<b>Sa,el(ζ=5%)=</b>	6,88	m/sec <sup>2</sup>
<b>Rμ=</b>	2,67	
<b>μ=</b>	7,01	
<b>Sdu=</b>	0,0088	m
<b>Δtop,u=</b>	0,0096	m



Σχήμα 5.4: Μέθοδος N2 για κατανομή φορτίων με βάση την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή στο επίπεδο X-Z (μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση)

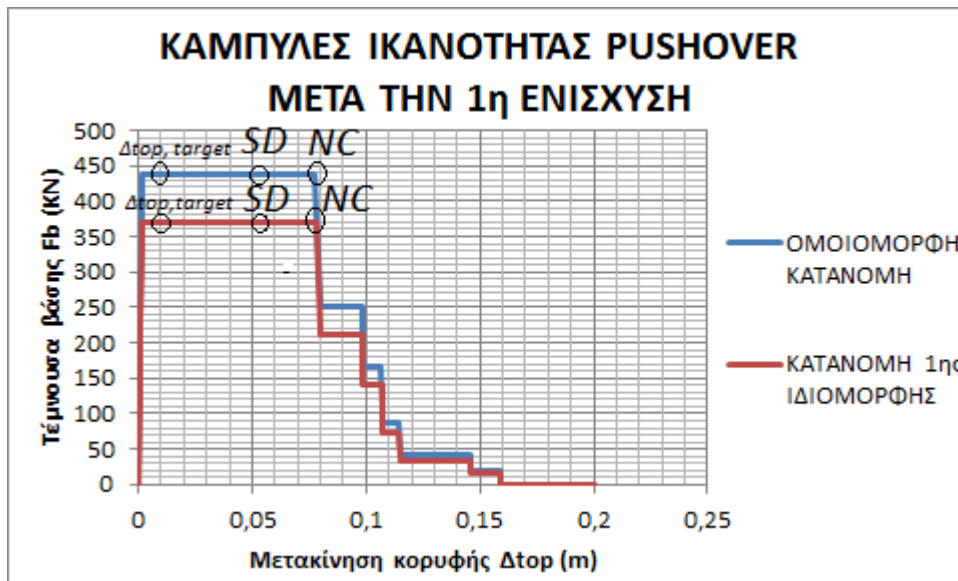
**Μέθοδος N2 (κατανομή 1ης ιδιομορφής):**

$$\begin{aligned}
 S_{ay} &= 2,19 \quad \text{m/sec}^2 \\
 S_{dmax} &= 0,0733 \quad \text{m} \\
 E &= 0,1588 \quad \text{m}^2/\text{sec}^2 \\
 S_{dy} &= 0,0014 \quad \text{m} \\
 T^* &= 0,16 \quad \text{sec} < T_0 \\
 S_{a,el}(\zeta=5\%) &= 7,20 \quad \text{m/sec}^2 \\
 R_{\mu} &= 3,29 \\
 \mu &= 8,15 \\
 S_{du} &= 0,0116 \quad \text{m} \\
 \Delta_{top,u} &= 0,0129 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

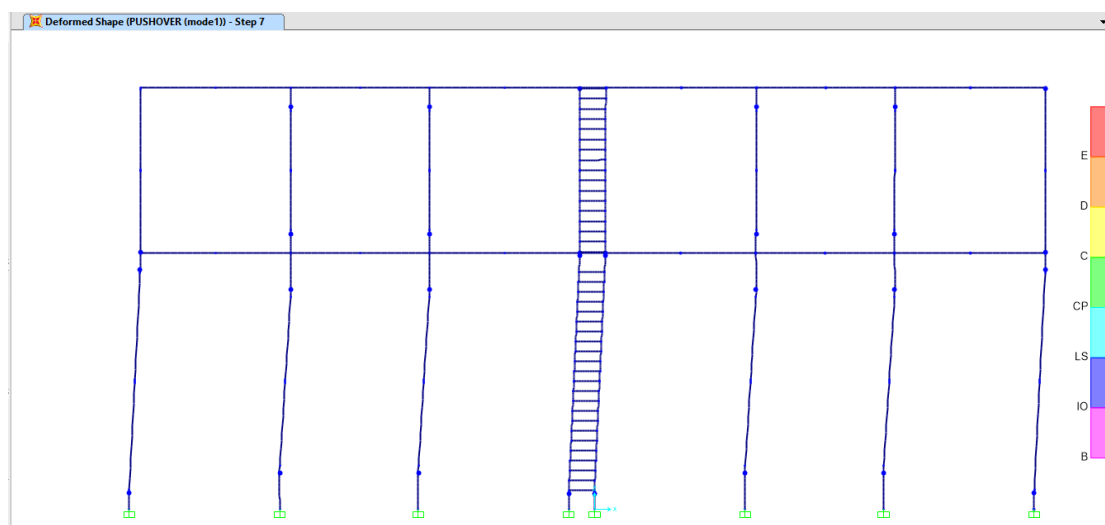
Η μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο πραγματοποιήθηκε υπολογίζοντας το μέγεθος  $\Gamma\Phi_{top} \approx 1,10$ , το οποίο αποδεικνύει και υπολογιστικά τον μηχανισμό αστοχίας τύπου «μαλακού ορόφου». Επίσης, σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτει ο συγκεντρωτικός πίνακας, που υποδεικνύει την στάθμη επιτελεσματικότητας στην οποία ανήκει το κτίριο όταν υποστεί τον σεισμό σχεδιασμού του ΕΚ8. Όπως είναι φανερό το κτίριο θα βρεθεί και πάλι στην στάθμη «Περιορισμένων Βλαβών (LD)», όμως με πολύ μικρότερες μετατοπίσεις σε σχέση με εκείνες που σημειώθηκαν πριν την εφαρμογή της ενίσχυσης. Πιο συγκεκριμένα, η μείωση των μετατοπίσεων σύμφωνα με την ομοιόμορφη κατανομή φορτίων υπολογίστηκε στο 55% ενώ για κατανομή φορτίων με βάση την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή στο 48%. Παρατηρώντας τον Πίνακα 5.3 που αφορά τις μετατοπίσεις χαρακτηριστικών σημείων σύμφωνα με την φασματική ανάλυση μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση, είναι φανερό πως η μείωση των μετατοπίσεων κατά την διεύθυνση U1 (των σημείων που ανήκουν στις τοιχοποιίες του επιπέδου X-Z) είναι κατά μέσο όρο 73,3%. Η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (βλ. Πίνακα 5.5), για το ίδιο μέγεθος (U1) και για τα ίδια χαρακτηριστικά σημεία έδωσε κατά μέσο όρο μείωση των μετατοπίσεων κατά 78,7%. Η μεγαλύτερη μείωση των μετατοπίσεων σύμφωνα με την φασματική και τη (γραμμική) δυναμική ανάλυση είναι λογική αφού σε αυτές τις περιπτώσεις μέρος της σεισμικής δράσης αναλαμβάνεται από τους πρόσθετους εσωτερικούς τοίχους μετά την ανακατασκευή του κτιρίου, οι οποίοι δεν έχουν ληφθεί υπόψη κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση. Παρόλα αυτά το σημαντικότερο είναι ότι η μη γραμμική στατική διαδικασία δίνει ένα συντηρητικό αποτέλεσμα το οποίο είναι υπέρ της ασφαλείας.

	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ		ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ
$\Delta_{top,LD}$ (m)	0,0032	0,0033	0,0014	0,0016
$\Delta_{top,SD}$ (m)	0,0561	0,0563	0,0544	0,0545
$\Delta_{top,NC}$ (m)	0,0801	0,0804	0,0777	0,0779
$\Delta_{top,target}$ (m)	0,0216	0,0248	0,0096	0,0129

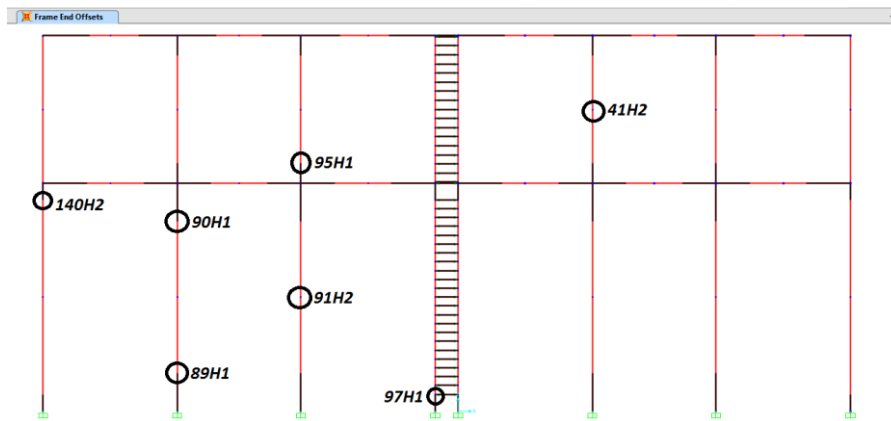
Πίνακας 5.10: Σύγκριση μετατοπίσεων στόχου στο επίπεδο X-Z πριν και μετά την ενίσχυση



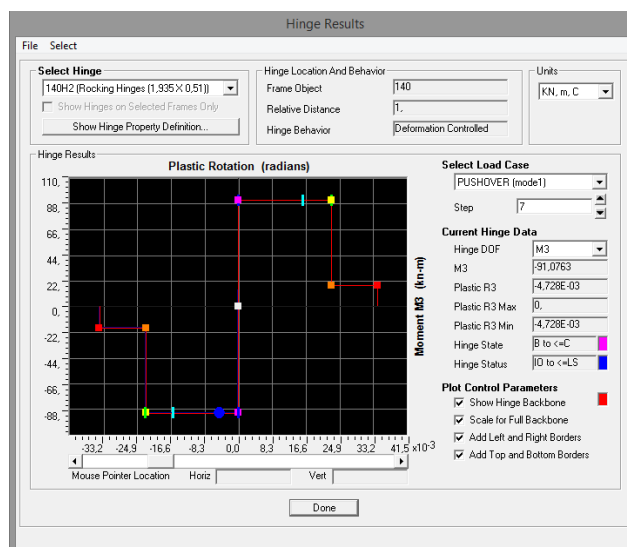
Γνωρίζοντας πλέον την μετατόπιση κορυφής του ισοδύναμου πλαισίου της διεύθυνσης X-Z, είναι δυνατό να ελέγξουμε αν ο σεισμός σχεδιασμού του ΕΚ8 έχει προκαλέσει σημειακές απώλειες αντοχής στους κόμβους που έχουμε ορίσει. Ο έλεγχος αυτός θα γίνει σύμφωνα με την μετατόπιση που προκύπτει από την κατανομή φορτίων με βάση την πρώτη ιδιομορφή ( $\Delta_{top,target}=0,0129\text{m}$ ). Σύμφωνα με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από το SAP2000, η μετατόπιση αυτή βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 6 και 7. Η Εικόνα 5.42 παρουσιάζει την μετατόπιση του ισοδύναμου πλαισίου και τις στάθμες επιτελεστικότητας των πλαστικών κόμβων για το βήμα 7 (step 7). Στη συνέχεια ακολουθούν τα αποτελέσματα ορισμένων χαρακτηριστικών κόμβων για το 7<sup>ο</sup> βήμα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας. Διευκρινίζονται οι μετατοπίσεις και οι στροφές των πλαστικών κόμβων στο βήμα αυτό, οι οποίες στη συνέχεια θα συγκριθούν με τα αποτελέσματα της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης της επόμενης ενότητας.



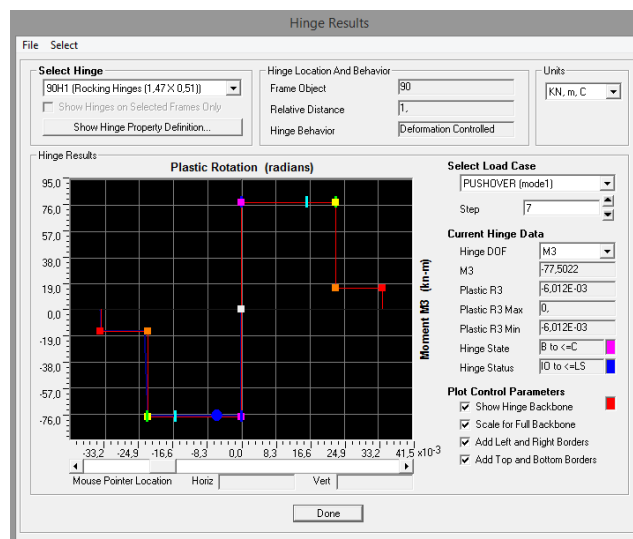
Εικόνα 5.42: Βήμα 7<sup>ο</sup> της καμπύλης ικανότητας pushover για τον συνδυασμό PUSHOVER(mode1)



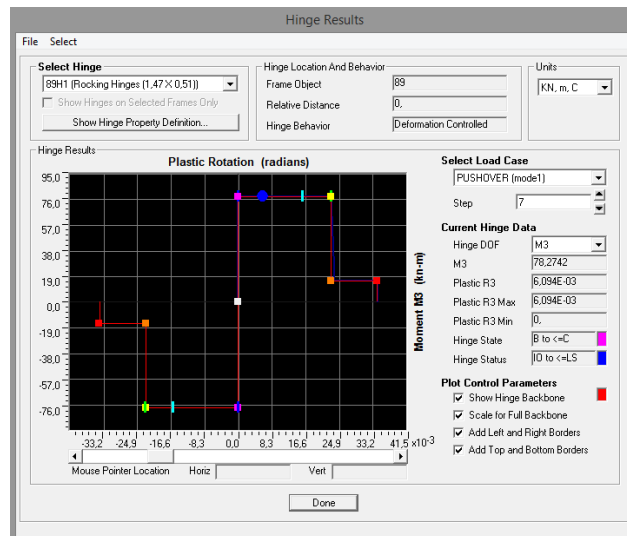
Εικόνα 5.43: Προσδιορισμός χαρακτηριστικών κόμβων



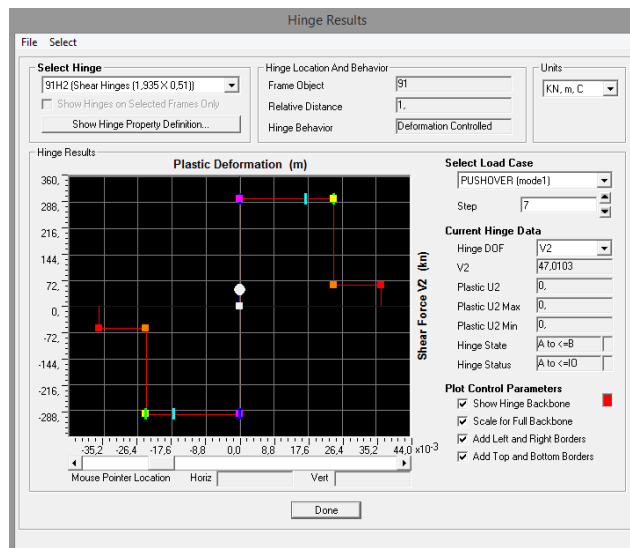
Εικόνα 5.44: Πορεία πλαστικοποίησης κόμβου 140H2 στο 7<sup>ο</sup> βήμα της φόρτισης PUSHOVER(mode1)



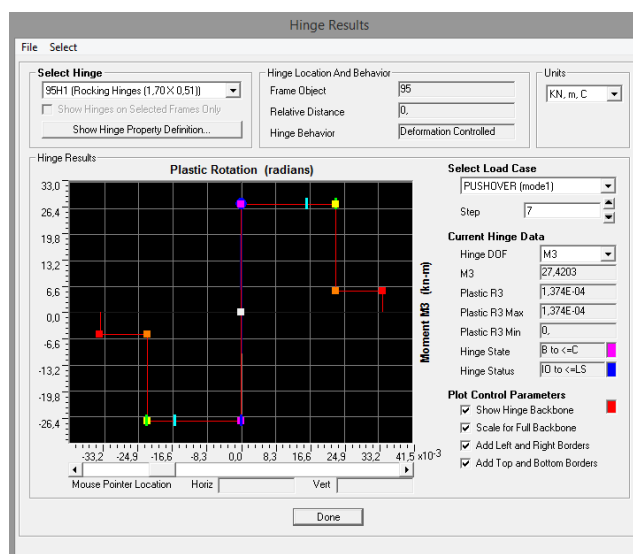
Εικόνα 5.45: Πορεία πλαστικοποίησης κόμβου 90H1 στο 7<sup>ο</sup> βήμα της φόρτισης PUSHOVER(mode1)



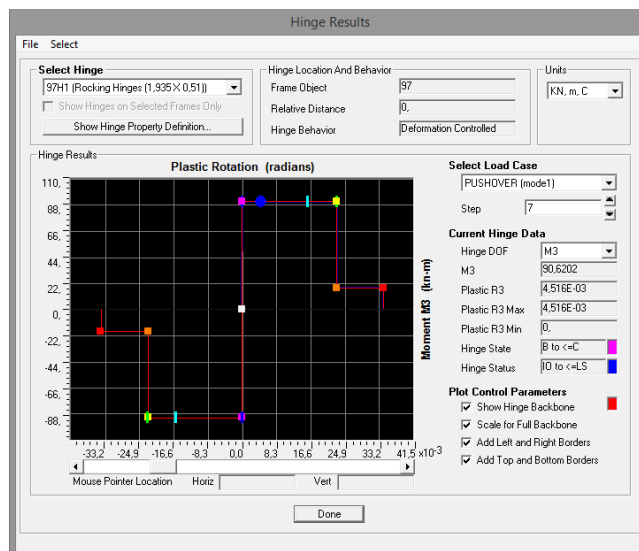
Εικόνα 5.46: Πορεία πλαστικοποίησης κόμβου 89H1 στο 7<sup>ο</sup> βήμα της φόρτισης PUSHOVER(mode1)



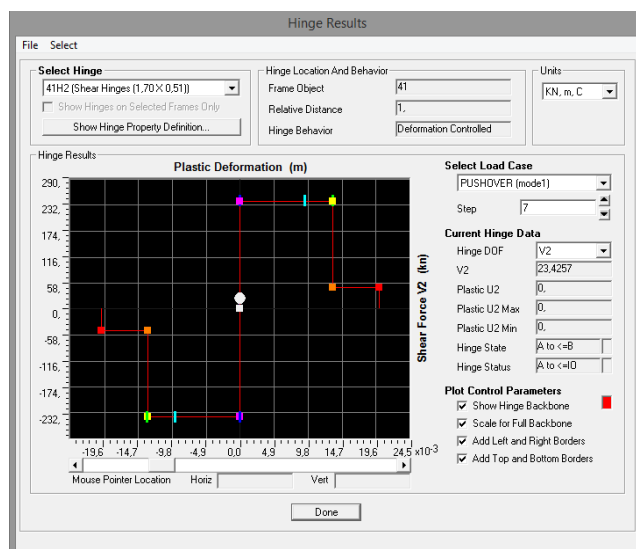
Εικόνα 5.47: Πορεία πλαστικοποίησης κόμβου 91H2 στο 7<sup>ο</sup> βήμα της φόρτισης PUSHOVER(mode1)



Εικόνα 5.48: Πορεία πλαστικοποίησης κόμβου 95H1 στο 7<sup>ο</sup> βήμα της φόρτισης PUSHOVER(mode1)



Εικόνα 5.49: Πορεία πλαστικοποίησης κόμβου 97H1 στο 7<sup>ο</sup> βήμα της φόρτισης PUSHOVER(mode1)



Εικόνα 5.50: Πορεία πλαστικοποίησης κόμβου 41H2 στο 7<sup>ο</sup> βήμα της φόρτισης PUSHOVER(mode1)

Από τις παραπάνω εικόνες συμπεραίνουμε πως κατά το 7<sup>ο</sup> βήμα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας, κανένας πλαστικός κόμβος δεν έχει ξεπεράσει το ΣΗΜΕΙΟ C και επομένως δεν έχει επέλθει σημειακή απώλεια της αντοχής κάποιου κατακόρυφου στοιχείου. Εφόσον κάτι τέτοιο ισχύει για το βήμα 7 τότε θα ισχύει και για την κατάσταση που θα βρεθεί το κτίριο σε περίπτωση που υποστεί τον σεισμό σχεδιασμού του ΕΚ8.



## 5.6.2 ΕΠΙΠΕΔΟ Υ-Z

### Γεωμετρική Προσομοίωση:

Η υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου δεν συμπεριλαμβάνει την ύπαρξη διαζώματος, επομένως για την προσομοίωση του κτιρίου κατά την διεύθυνση Χ χρησιμοποιήθηκε το ισοδύναμο πλαίσιο της Ενότητας 2.42. (Εικόνα 2.17).

### Προσομοίωση Ανελαστικότητας Υλικού:

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8	
ΤΟΙΧΟΣ:	7,10 X 0,51
D (m)	7,10
t (m)	0,51
fd (Mpa)	2,44
σο (MPa)	0,126
P (KN)	456,25
vd	0,052
Heff (m)	8,20
ΣΗΜΕΙΟ SD	Vf (KN) 185,79
	δ (m) 0,0656
ΣΗΜΕΙΟ NC	Mu (KNm) 761,74
	δu (m) 0,0937
	φu (rad) 0,0229
	20%*Mu (KNm) 152,35

Πίνακας 5.11: Στάθμες επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Υ-Z

ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ Μ-φ		
ΤΟΙΧΟΣ:		7,10 X 0,51
ΣΗΜΕΙΟ Α	M (KNm)	0
	φ (rad)	0
ΣΗΜΕΙΟ Β	M (KNm)	761,74
	φ (rad)	0
ΣΗΜΕΙΟ C	M (KNm)	761,74
	φ (rad)	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ D	M (KNm)	152,35
	φ (rad)	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ Ε	M (KNm)	152,35
	φ (rad)	0,0343

Πίνακας 5.12: Σημεία διαγράμματος Μ-φ των πλαστικών αρθρώσεων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Υ-Z

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8	
ΤΟΙΧΟΣ:	7,10 X 0,51
D (m)	7,10
t (m)	0,51
fd (Mpa)	2,44
σο (MPa)	0,126
fmc (MPa)	3,7
fmt (MPa)	0,48
fvd (MPa)	0,29
Heff (m)	8,20
ΣΗΜΕΙΟ SD	Vf (KN) 1043,42
	δ (m) 0,0328
ΣΗΜΕΙΟ NC	Vu (KN) 1043,42
	δu (m) 0,0469
	20%*Vu (KN) 208,68

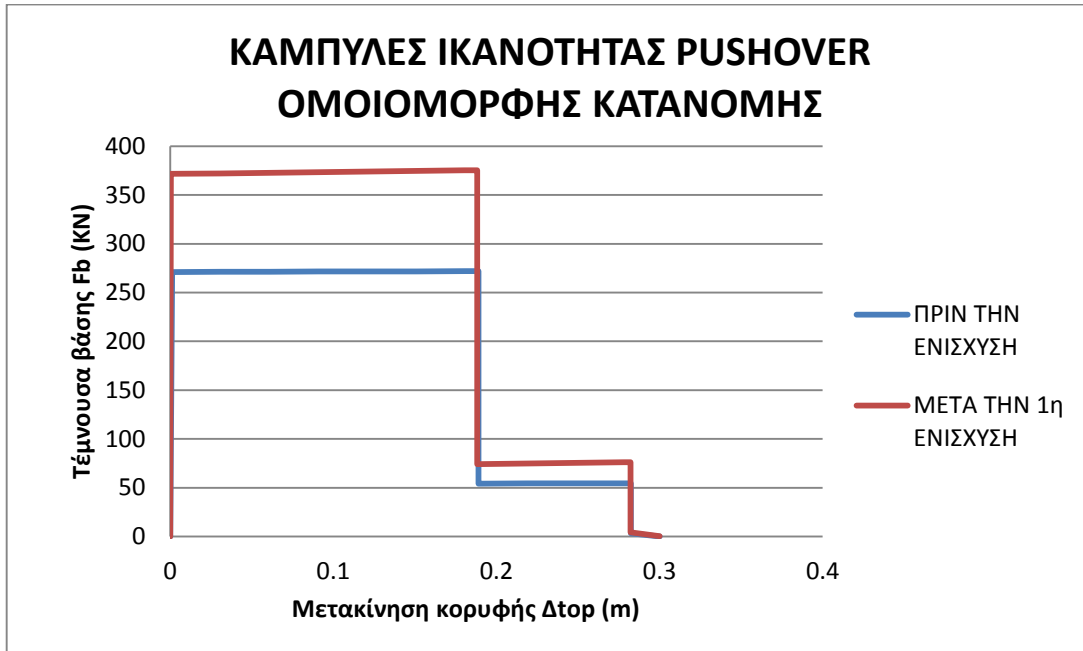
Πίνακας 5.13: Στάθμες επιτελεστικότητας πλαστικών διατμητικών κόμβων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Υ-Z

ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ V-δ		
ΤΟΙΧΟΣ:		7,10 X 0,51
ΣΗΜΕΙΟ Α	V (KN)	0
	δ (m)	0
ΣΗΜΕΙΟ Β	V (KN)	1043,42
	δ (m)	0
ΣΗΜΕΙΟ C	V (KN)	1043,42
	δ (m)	0,0469
ΣΗΜΕΙΟ D	V (KN)	208,68
	δ (m)	0,0469
ΣΗΜΕΙΟ Ε	V (KN)	208,68
	δ (m)	0,0703

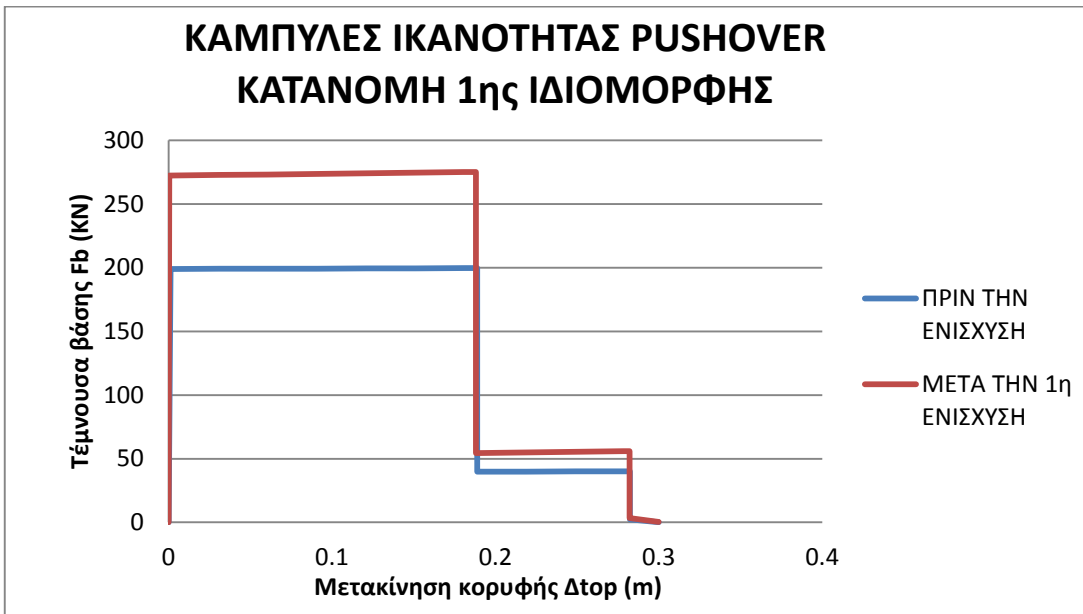
Πίνακας 5.14: Σημεία διαγράμματος V-δ των πλαστικών διατμητικών κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Υ-Z

### Αποτελέσματα:

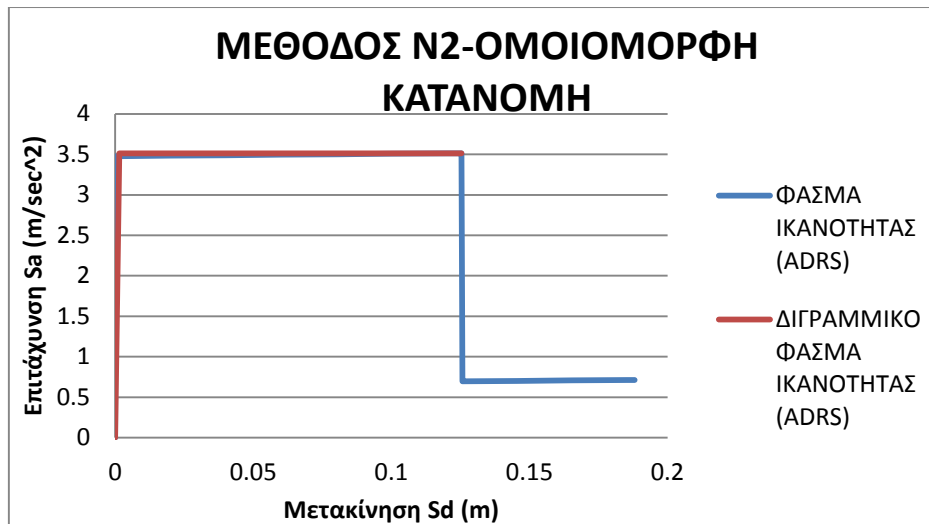
Τα χαρακτηριστικά βήματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών ωθήσεων (PUSHOVER(unif.)) και για κατανομή σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (PUSHOVER(mode1)) παρουσιάζουν την ίδια συμπεριφορά σε σχέση με εκείνη της υπάρχουσας κατάστασης. Αυτό είναι αναμενόμενο αφού και στις δύο περιπτώσεις δεν υπάρχει κάποιου είδους διάφραγμα ή διάζωμα ούτε ανοίγματα στους τοίχους. Επομένως, ο κύριος μηχανισμός αστοχίας είναι καμπτικός (στη βάση των τοίχων) και οι καμπύλες ικανότητας pushover που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα είναι οι εξής:



Σχήμα 5.6: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας επιπέδου Y-Z (που προκύπτουν από ομοιόμορφη κατανομή φορτίων) πριν και μετά την ενίσχυση



Σχήμα 5.7: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας επιπέδου Y-Z (που προκύπτουν από κατανομή φορτίων με βάση την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή) πριν και μετά την ενίσχυση



Σχήμα 5.8: Μέθοδος N2 για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στο επίπεδο Y-Z (μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση)

**Μέθοδος N2 (ομοιόμορφη κατανομή):**

$$S_{ay} = 3,51 \quad \text{m/sec}^2$$

$$S_{dmax} = 0,1255 \quad \text{m}$$

$$E = 0,4382 \quad \text{m}^2/\text{sec}^2$$

$$S_{dy} = 0,0015 \quad \text{m}$$

$$T^* = 0,13 \quad \text{sec} < T_0$$

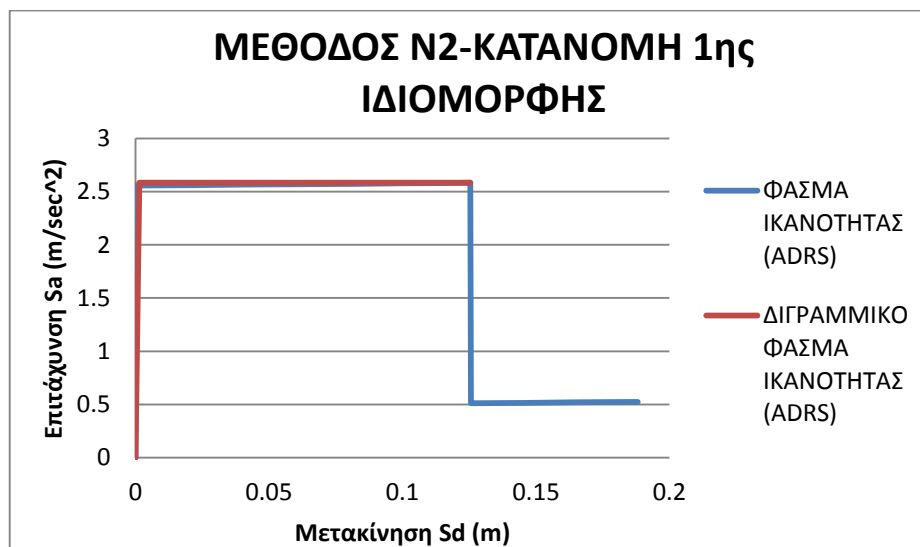
$$S_{a,el}(\zeta=5\%) = 6,63 \quad \text{m/sec}^2$$

$$R_{\mu} = 1,89$$

$$\mu = 4,40$$

$$S_{du} = 0,0066 \quad \text{m}$$

$$\Delta t_{op,u} = 0,0099 \quad \text{m}$$



Σχήμα 5.9: Μέθοδος N2 για κατανομή φορτίων με βάση την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή στο επίπεδο Y-Z (μετά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση)

**Μέθοδος N2 (κατανομή 1ης ιδιομορφής):**

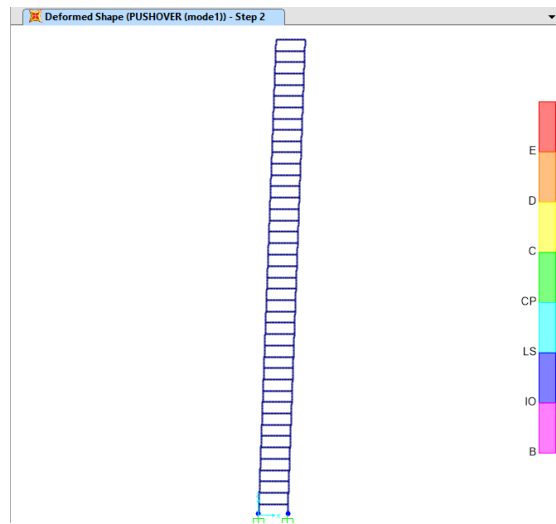
$$\begin{aligned}
 S_{ay} &= 2,58 \quad \text{m/sec}^2 \\
 S_{dmax} &= 0,1255 \quad \text{m} \\
 E &= 0,3222 \quad \text{m}^2/\text{sec}^2 \\
 S_{dy} &= 0,0015 \quad \text{m} \\
 T^* &= 0,15 \quad \text{sec} < T_0 \\
 S_{a,el}(\zeta=5\%) &= 7,20 \quad \text{m/sec}^2 \\
 R_{\mu} &= 2,79 \\
 \mu &= 6,86 \\
 S_{du} &= 0,0104 \quad \text{m} \\
 \Delta_{top,u} &= 0,0156 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα δίνεται ο παρακάτω συγκεντρωτικός πίνακας, ο οποίος υποδεικνύει πως ο σεισμός σχεδιασμού του ΕΚ8 θα φέρει την κατασκευή στη στάθμη «Περιορισμένων Βλαβών (LD)». Επίσης, η κατασκευή μετά από την πρώτη ενίσχυση παρουσιάζει μείωση των μετατοπίσεων κατά 20% για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων και 9% για κατανομή φορτίων με βάση την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή.

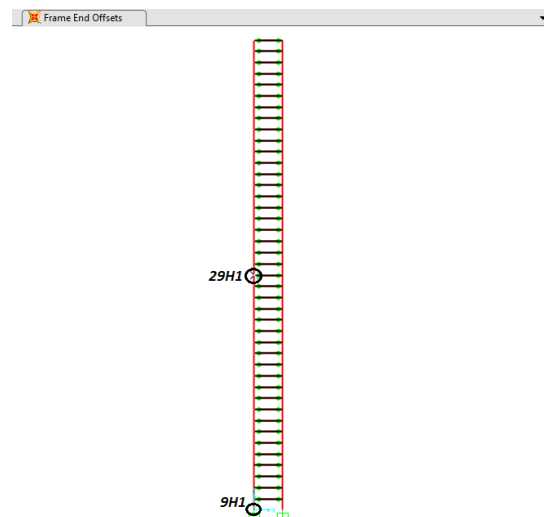
	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ		ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ
$\Delta_{top,LD}$ (m)	0,0017	0,0018	0,0023	0,0023
$\Delta_{top,SD}$ (m)	0,1322	0,1323	0,1317	0,1317
$\Delta_{top,NC}$ (m)	0,1889	0,1889	0,1881	0,1881
$\Delta_{top,target}$ (m)	0,0124	0,0172	0,0099	0,0156

Πίνακας 5.15: Σύγκριση μετατοπίσεων στόχου στο επίπεδο Y-Z πριν και μετά την ενίσχυση

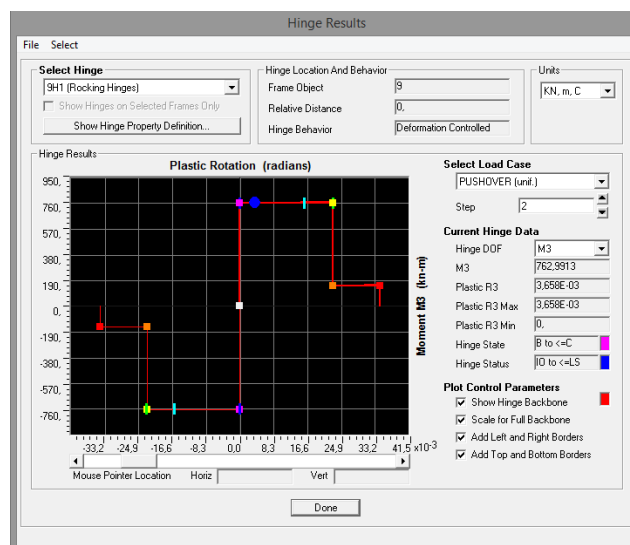
Γνωρίζοντας την μετατόπιση κορυφής του ισοδύναμου πλαισίου της διεύθυνσης Y-Z, μπορούμε να ελέγξουμε αν ο σεισμός σχεδιασμού του ΕΚ8 έχει προκαλέσει σημειακές απώλειες αντοχής στους πλαστικούς κόμβους που έχουν προσδιοριστεί. Ο έλεγχος αυτός θα γίνει σύμφωνα με την μετατόπιση που προκύπτει από την κατανομή φορτίων με βάση την πρώτη ιδιομορφή ( $\Delta_{top,target}=0,0156\text{m}$ ). Σύμφωνα με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από το SAP2000, η μετατόπιση αυτή βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 1 και 2. Η Εικόνα 5.50 παρουσιάζει την μετατόπιση του ισοδύναμου πλαισίου και τις στάθμες επιτελεστικότητας των πλαστικών κόμβων για το βήμα 2 (step 2). Στη συνέχεια ακολουθούν τα αποτελέσματα ορισμένων χαρακτηριστικών κόμβων για το 2<sup>ο</sup> βήμα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης και διευκρινίζονται οι μετατοπίσεις και οι στροφές των πλαστικών κόμβων στο βήμα αυτό.



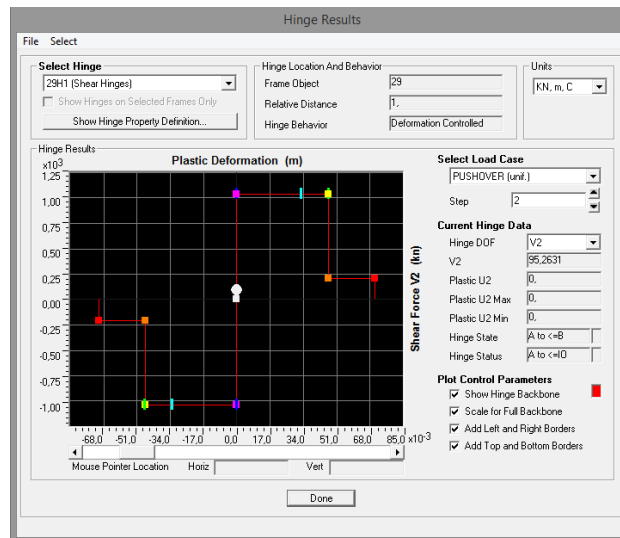
Εικόνα 5.51: Βήμα 2<sup>ο</sup> της καμπύλης ικανότητας pushover για τον συνδυασμό PUSHOVER(mode1)



Εικόνα 5.52: Προσδιορισμός χαρακτηριστικών κόμβων επιπέδου Y-Z



Εικόνα 5.53: Πορεία πλαστικοποίησης κόμβου 9H1 στο 2<sup>ο</sup> βήμα της φόρτισης PUSHOVER(mode1)

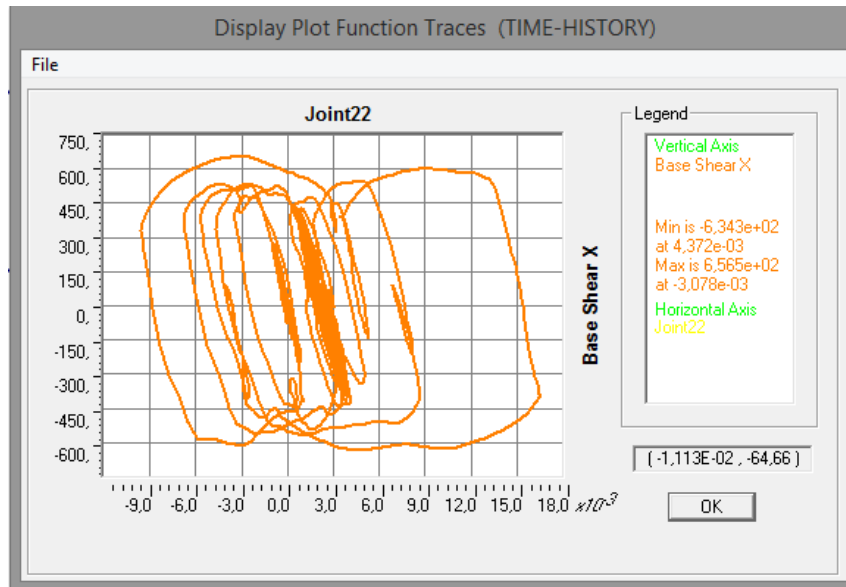


Εικόνα 5.54: Πορεία πλαστικοποίησης κόμβου 29H1 στο 2<sup>ο</sup> βήμα της φόρτισης PUSHOVER(mode1)

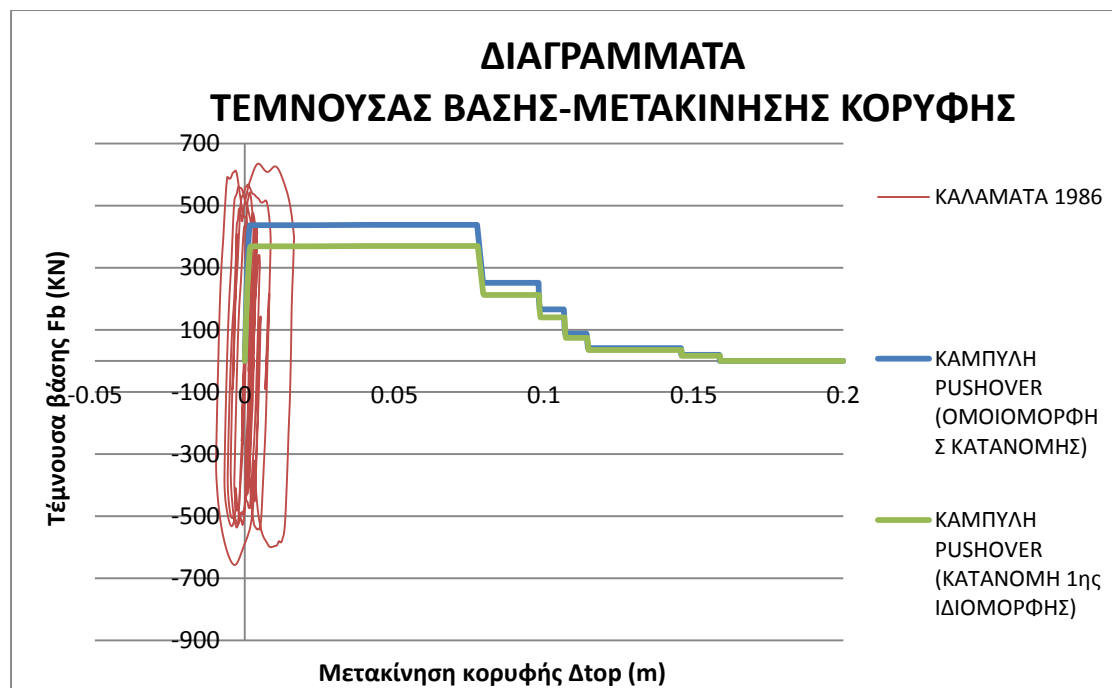
Σύμφωνα με τις παραπάνω εικόνες του 2<sup>ου</sup> βήματος της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας, δεν θα προκληθεί σημειακή απώλεια αντοχής κάποιου πλαστικού κόμβου. Η πλαστική άρθρωση 9H1 βρίσκεται στη στάθμη «Περιορισμένων Βλαβών» και αρκετά μακριά από το σημείο C της καμπύλης M-φ, ενώ ο διατηρητικός πλαστικός κόμβος 29H1 δεν έχει αρχίσει να αναπτύσσει πλαστικές παραμορφώσεις. Εφόσον αυτά ισχύουν για το 2<sup>ο</sup> βήμα της ανάλυσης pushover, τότε θα ισχύουν και για την περίπτωση επιβολής του σεισμού σχεδιασμού του ΕΚ8 στην κατασκευή.

## 5.7 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε κατά τη διεύθυνση X του κτιρίου, με σκοπό να συγκριθούν τα αποτελέσματά της με εκείνα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας. Οι εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζουν την μορφή του διαγράμματος τέμνουσας βάσης συναρτήσει της μετακίνησης κορυφής (Joint 22) του ισοδύναμου επίπεδου πλαισίου.

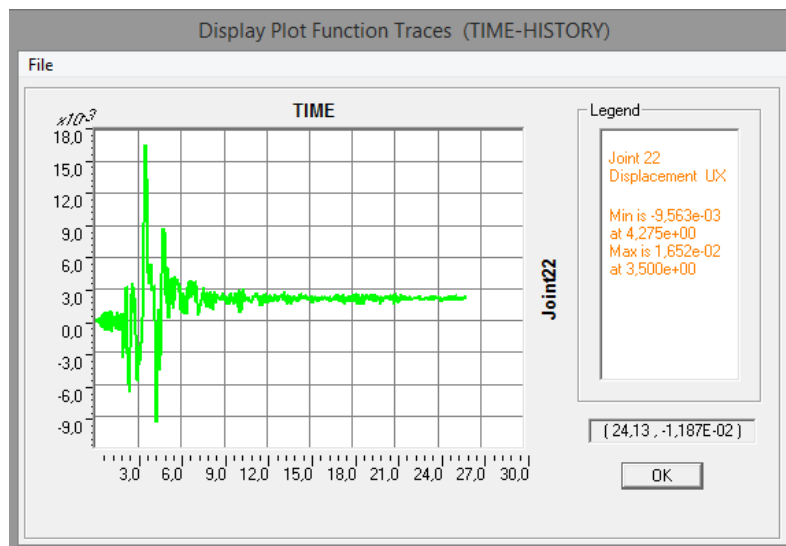


Εικόνα 5.55: Διάγραμμα  $F_b-\Delta_{top}$  του ισοδύναμου πλαισίου υπό τον σεισμό της Καλαμάτας 1986



Σχήμα 5.10: Σύγκριση διαγραμμάτων  $F_b-\Delta_{top}$  σύμφωνα με την ανελαστική στατική και δυναμική ανάλυση

Στην Εικόνα 5.55 διακρίνονται καθαρά οι διαδοχικοί κύκλοι φόρτισης και αποφόρτισης οι οποίοι συμβαίνουν καθ'όλη τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του SAP2000, παρατηρείται μέγιστη τέμνουσα βάσης  $F_b=656,50\text{KN}$ , σε αντίθεση με την ανάλυση pushover όπου η μέγιστη τέμνουσα βάσης υπολογίστηκε στα  $F_b=437,43\text{KN}$ . Αυτό σημαίνει ότι η ανάλυση pushover, έδωσε μία συντηρητική εκτίμηση της απόκρισης του κτιρίου κατά τη διεύθυνση Χ. Στο Σχήμα 5.10 η σύγκριση των δύο μεθόδων γίνεται περισσότερο αντιληπτή. Παρατηρείται πως η μορφή του διαγράμματος, που προκύπτει από την ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας, άλλοτε εμφανίζει μικρότερες και άλλοτε μεγαλύτερες τιμές τέμνουσας βάσης σε σύγκριση με την ανελαστική στατική ανάλυση. Οι αποκλίσεις των τιμών του Σχήματος 5.10 οφείλονται στην ευαισθησία που παρουσιάζει η ανελαστική δυναμική ανάλυση στα χαρακτηριστικά της εκάστοτε σεισμικής διέγερσης. Για αυτόν τον λόγο, όπως έχει ήδη αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, οι αντισεισμικοί κανονισμοί προτείνουν τη χρήση πολλών διαφορετικών εδαφικών διεγέρσεων για την ακριβέστερη αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής. Στο παρακάτω διάγραμμα είναι εμφανής η δημιουργία μόνιμων πλαστικών παραμορφώσεων. Η μετατόπιση του κόμβου κορυφής (Joint 22) κατά τη διεύθυνση του σεισμού, ξεκινάει να ταλαντώνεται γύρω από το σημείο  $\Delta_{top}=0$  ενώ στην συνέχεια (περίπου στα 8sec) το σημείο ταλάντωσης μετατοπίζεται στα  $\Delta_{top}=0,002\text{m}$ .

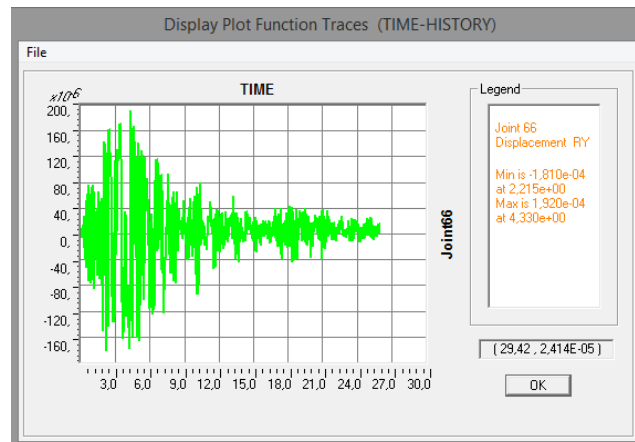


Εικόνα 5.56: Διάγραμμα μετατόπισης κόμβου κορυφής (Joint 22)-χρόνου

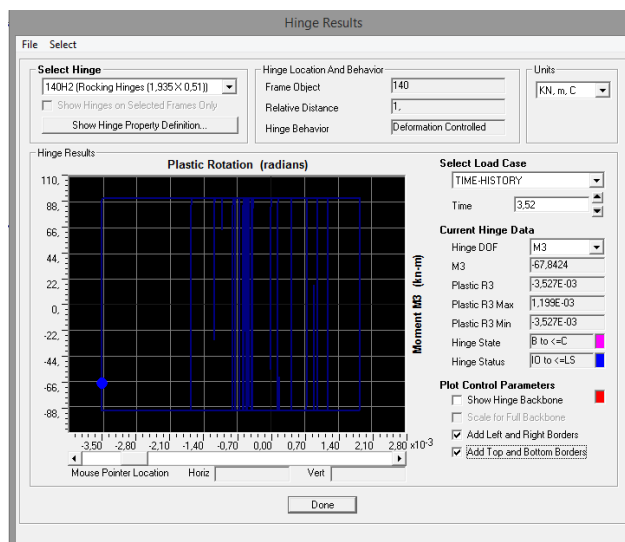
Στη συνέχεια ακολουθούν τα αποτελέσματα ορισμένων χαρακτηριστικών κόμβων της Εικόνας 5.43. Παρουσιάζονται τα μεγέθη έντασης ή παραμόρφωσης συναρτήσει του χρόνου, καθώς και οι διαδοχικοί κύκλοι φόρτισης και αποφόρτισης των πλαστικών κόμβων. Ύστερα, τα αποτελέσματα αυτά συγκρίνονται με τα αντίστοιχα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.



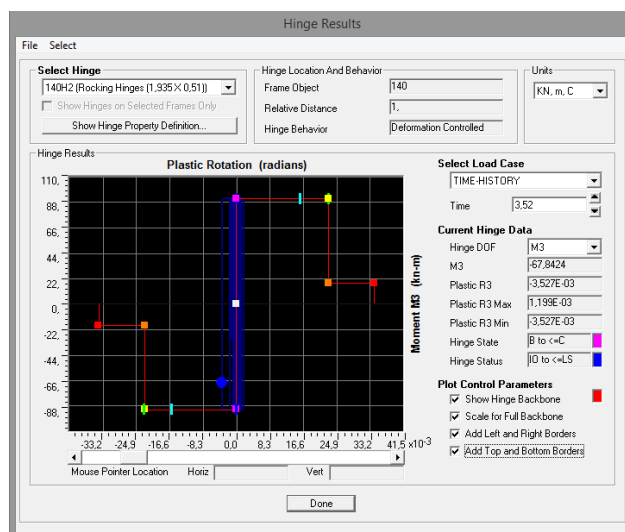
Πλαστικός κόμβος 140H2:



Εικόνα 5.57: Διάγραμμα στροφής-χρόνου του άκρου του κατακόρυφου στοιχείου στο οποίο ανήκει ο πλαστικός κόμβος 140H2

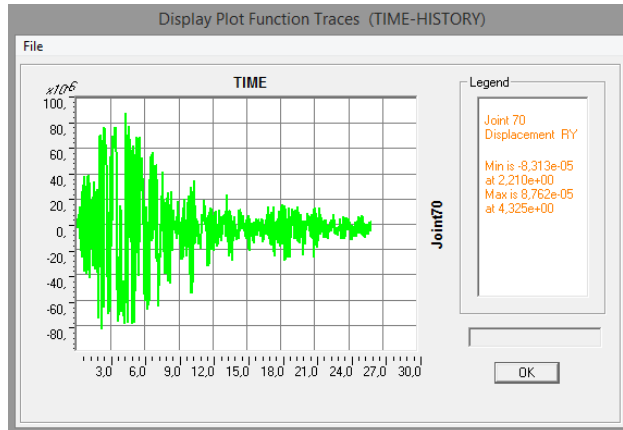


Εικόνα 5.58: Διάγραμμα ροπής-στροφής πλαστικού κόμβου 140H2

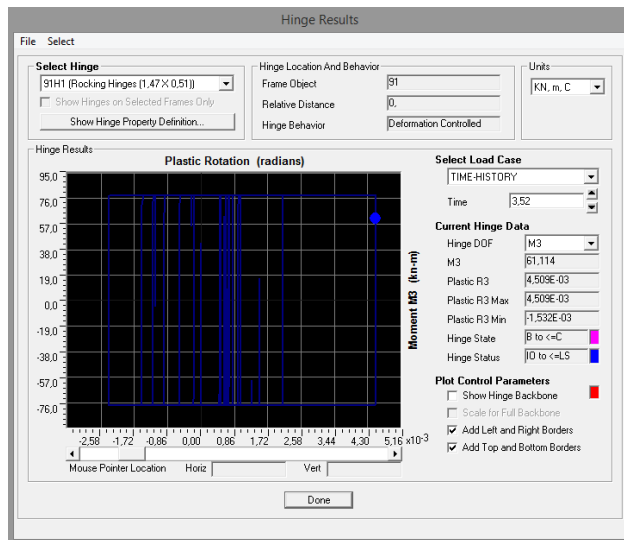


Εικόνα 5.59: Πορεία πλαστικοποίησης του κόμβου 140H2

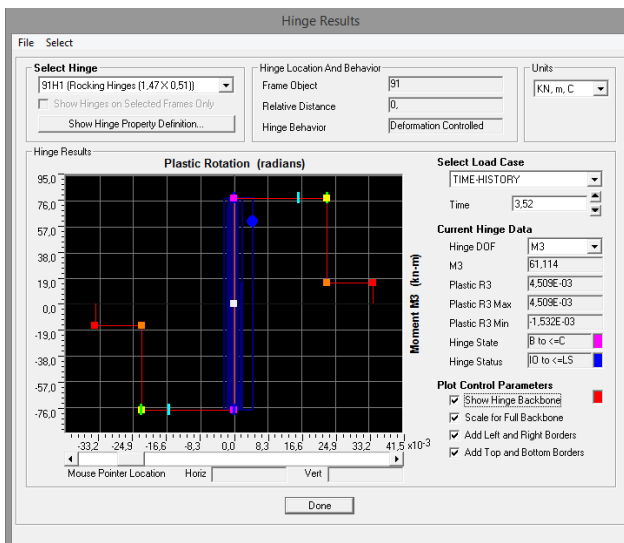
Στην Εικόνα 5.58 παρουσιάζεται η ανακύκλιση του πλαστικού κόμβου 140H2, υπό την φόρτιση του σεισμού της Καλαμάτας του 1986. Το μπλε χρώμα του διαγράμματος ροπής-στροφής, υποδηλώνει ότι ο κόμβος βρίσκεται στη στάθμη «περιορισμένων βλαβών». Επίσης, παρατηρείται και σε αυτή την περίπτωση μία μικρή μετατόπιση του σημείου ισορροπίας της ανακύκλισης από το σημείο  $\phi=0\text{rad}$  περίπου στο σημείο  $\phi=0,0006\text{rad}$ . Όσον αφορά την μέγιστη στροφή που καταγράφεται, αυτή υπολογίστηκε στα  $\phi_{\max}=0,0035\text{rad}$ . Επομένως επιβεβαιώνεται και υπολογιστικά ότι ο κόμβος βρίσκεται μακριά από το σημείο SD (ή LS όπως ορίζεται μέσω του SAP2000), δηλαδή από την στροφή  $\phi=0,0160\text{rad}$ . Η ανελαστική δυναμική ανάλυση λοιπόν, έδωσε την ίδια εικόνα για την πλαστικοποίηση του συγκεκριμένου κόμβου, σε σύγκριση με τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας ( $\phi_{\max}=0,0047\text{rad}$ ). Επίσης, η ανακύκλιση του κόμβου 140H2 σε σχέση με την πορεία πλαστικοποίησης και τις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίστηκαν στο SAP2000, παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.59.

πλαστικός κόμβος 90H1:

Εικόνα 5.60: Διάγραμμα στροφής-χρόνου του άκρου του κατακόρυφου στοιχείου στο οποίο ανήκει ο πλαστικός κόμβος 90H1



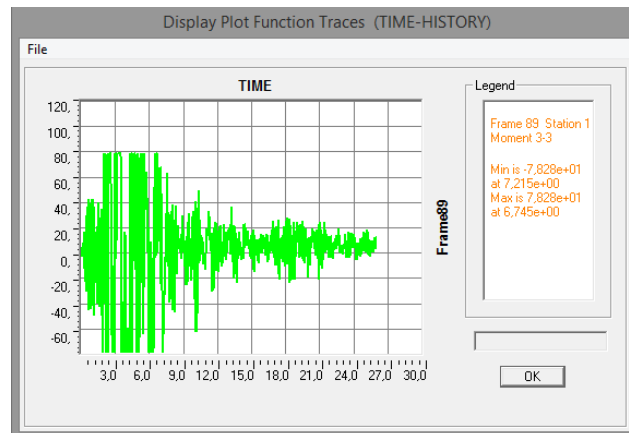
Εικόνα 5.61: Διάγραμμα ροπής-στροφής πλαστικού κόμβου 90H1



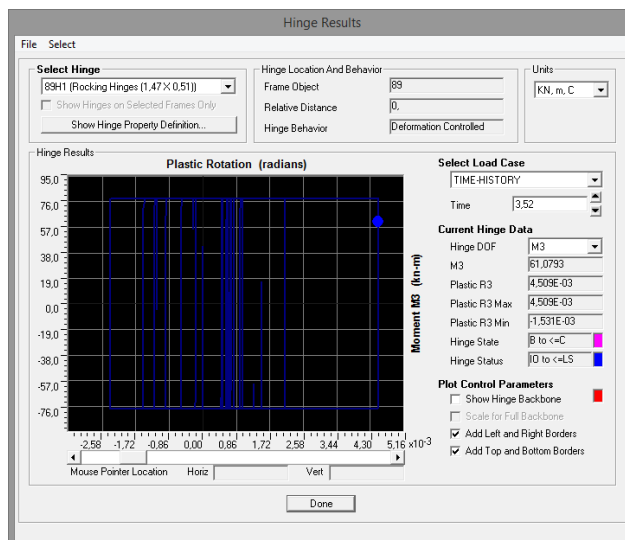
Εικόνα 5.62: Πορεία πλαστικοποίησης του κόμβου 90H1

Στην Εικόνα 5.61 παρουσιάζεται η ανακύκλιση του πλαστικού κόμβου 90H1, υπό την φόρτιση του σεισμού της Καλαμάτας του 1986. Το μπλε χρώμα του διαγράμματος ροπής-στροφής, υποδηλώνει ότι ο κόμβος βρίσκεται στη στάθμη «περιορισμένων βλαβών». Επίσης, παρατηρείται και σε αυτή την περίπτωση μία μικρή μετατόπιση του σημείου ισορροπίας της ανακύκλισης από το σημείο  $\phi=0\text{rad}$  περίπου στο σημείο  $\phi=0,0007\text{rad}$ . Όσον αφορά την μέγιστη στροφή που καταγράφεται, αυτή υπολογίστηκε στα  $\phi_{\max}=0,0045\text{rad}$ . Επομένως επιβεβαιώνεται και υπολογιστικά ότι ο κόμβος βρίσκεται μακριά από το σημείο SD (ή LS όπως ορίζεται μέσω του SAP2000), δηλαδή από την στροφή  $\phi=0,0160\text{rad}$ . Η ανελαστική δυναμική ανάλυση λοιπόν, έδωσε την ίδια εικόνα για την πλαστικοποίηση του συγκεκριμένου κόμβου, σε σύγκριση με τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας ( $\phi_{\max}=0,0060\text{rad}$ ). Επίσης, η ανακύκλιση του κόμβου 90H1 σε σχέση με την πορεία πλαστικοποίησης και τις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίστηκαν στο SAP2000, παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.62.

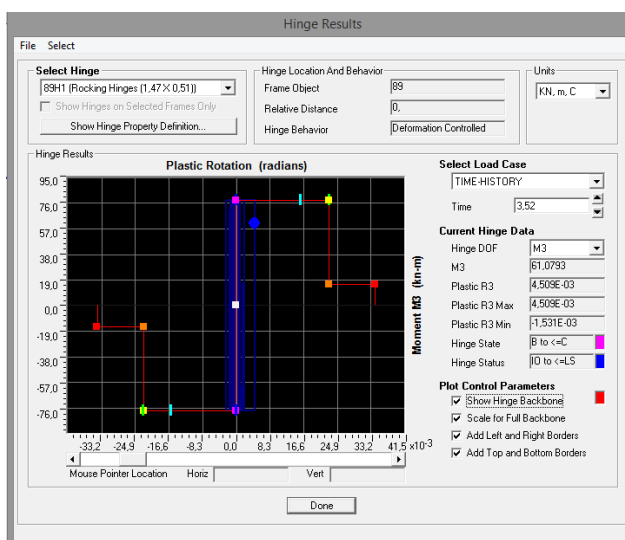
### Πλαστικός κόμβος 89H1:



Εικόνα 5.63: Διάγραμμα ροπής-χρόνου του άκρου του κατακόρυφου στοιχείου στο οποίο ανήκει ο πλαστικός κόμβος 89H1



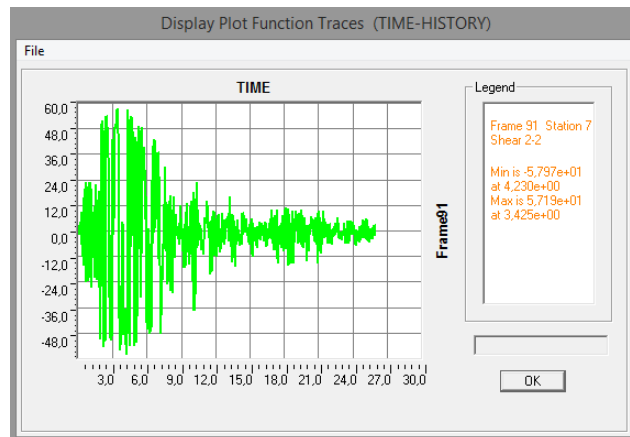
Εικόνα 5.64: Διάγραμμα ροπής-στροφής πλαστικού κόμβου 89H1



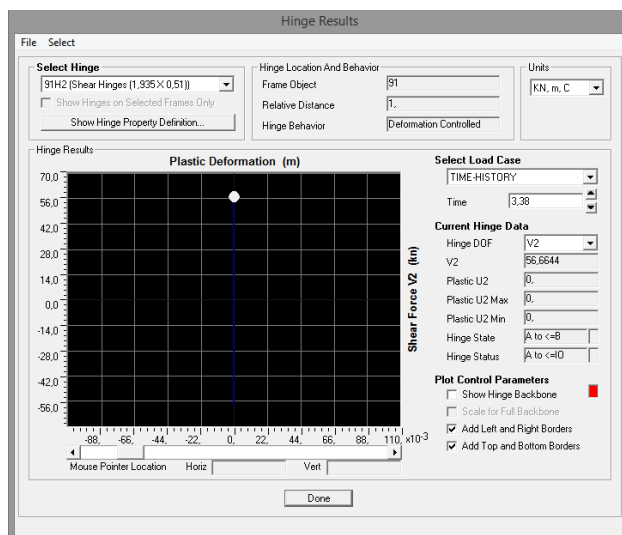
Εικόνα 5.65: Πορεία πλαστικοποίησης του κόμβου 89H1

Στην Εικόνα 5.64 παρουσιάζεται η ανακύκλωση του πλαστικού κόμβου 89H1, υπό την φόρτιση του σεισμού της Καλαμάτας του 1986. Το μπλε χρώμα του διαγράμματος ροπής-στροφής, υποδηλώνει ότι ο κόμβος βρίσκεται στη στάθμη «περιορισμένων βλαβών». Επίσης, παρατηρείται και σε αυτή την περίπτωση μία μικρή μετατόπιση του σημείου ισορροπίας της ανακύκλωσης από το σημείο  $\phi=0\text{rad}$  περίπου στο σημείο  $\phi=0,0007\text{rad}$ . Όσον αφορά την μέγιστη στροφή που καταγράφεται, αυτή υπολογίστηκε στα  $\phi_{\max}=0,0045\text{rad}$ . Επομένως επιβεβαιώνεται και υπολογιστικά ότι ο κόμβος βρίσκεται μακριά από το σημείο SD (ή LS όπως ορίζεται μέσω του SAP2000), δηλαδή από την στροφή  $\phi=0,0160\text{rad}$ . Η ανελαστική δυναμική ανάλυση λοιπόν, έδωσε την ίδια εικόνα για την πλαστικοποίηση του συγκεκριμένου κόμβου, σε σύγκριση με τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας ( $\phi_{\max}=0,0061\text{rad}$ ). Επίσης, η ανακύκλωση του κόμβου 89H1 σε σχέση με την πορεία πλαστικοποίησης και τις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίστηκαν στο SAP2000, παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.65.

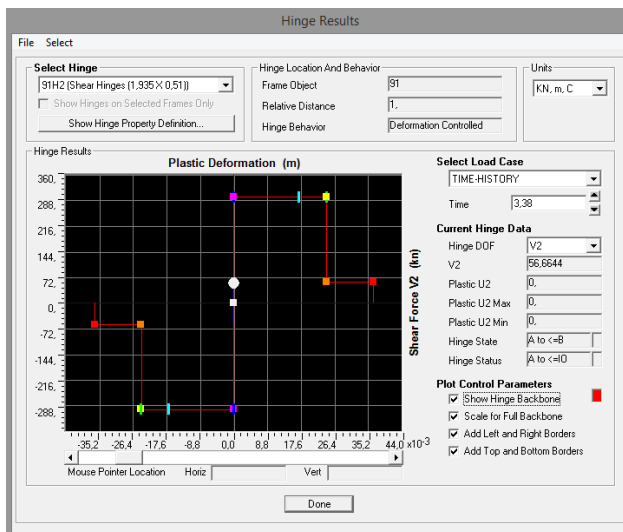
Πλαστικός κόμβος 91H2:



Εικόνα 5.66: Διάγραμμα τέμνουσας-χρόνου του κόμβου 91H2



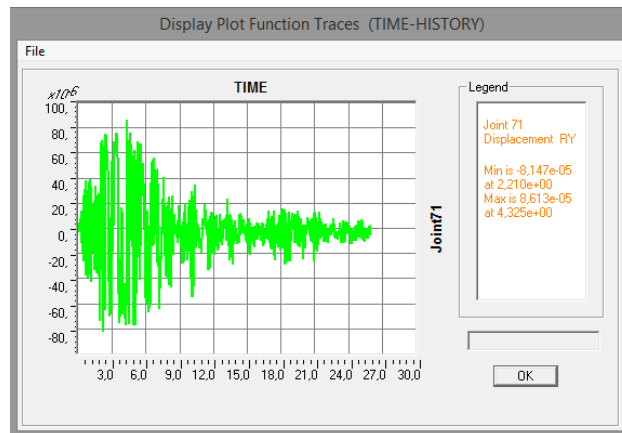
Εικόνα 5.67: Διάγραμμα τέμνουσας-μετατόπισης πλαστικού κόμβου 91H2



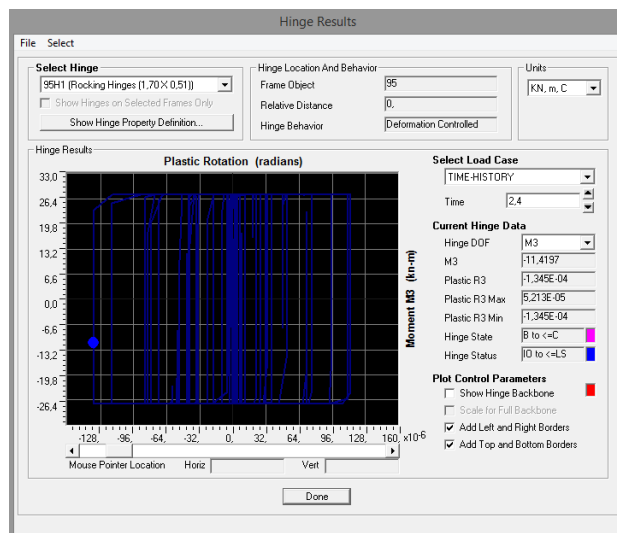
Εικόνα 5.68: Πορεία πλαστικοποίησης του κόμβου 91H2

Στην Εικόνα 5.67 παρουσιάζεται η ανακύκλιση του πλαστικού κόμβου 91H2, υπό την φόρτιση του σεισμού της Καλαμάτας του 1986. Το μπλε χρώμα του διαγράμματος ροπής-στροφής, υποδηλώνει ότι ο κόμβος βρίσκεται στη στάθμη «περιορισμένων βλαβών», ωστόσο δεν έχει φτάσει στο σημείο να πραγματοποιεί πλαστικές παραμορφώσεις. Όσον αφορά την μέγιστη τέμνουσα που καταγράφεται, αυτή υπολογίστηκε στα  $V_{max}=56,66\text{KN}$ . Η ανελαστική δυναμική ανάλυση λοιπόν, έδωσε την ίδια εικόνα για την συμπεριφορά του συγκεκριμένου κόμβου, σε σύγκριση με τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας ( $V_{max}=47,01\text{KN}$ ). Επίσης, η ανακύκλιση του κόμβου 91H2 σε σχέση με την πορεία πλαστικοποίησης και τις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίστηκαν στο SAP2000, παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.68.

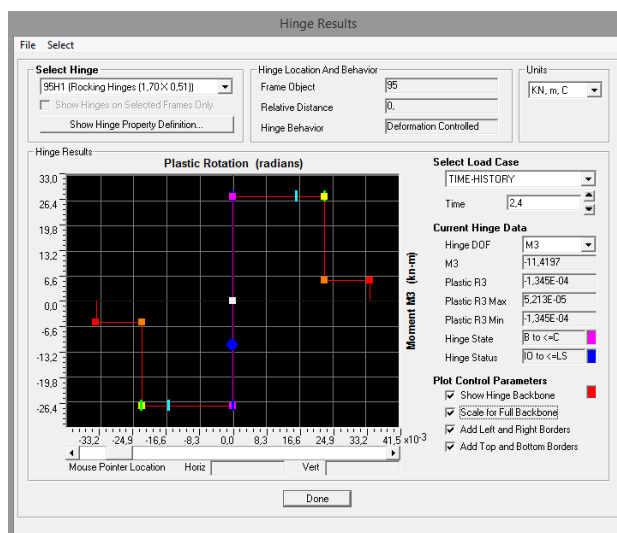
Πλαστικός κόμβος 95H1:



Εικόνα 5.69: Διάγραμμα στροφής-χρόνου του άκρου του κατακόρυφου στοιχείου στο οποίο ανήκει ο πλαστικός κόμβος 95H1

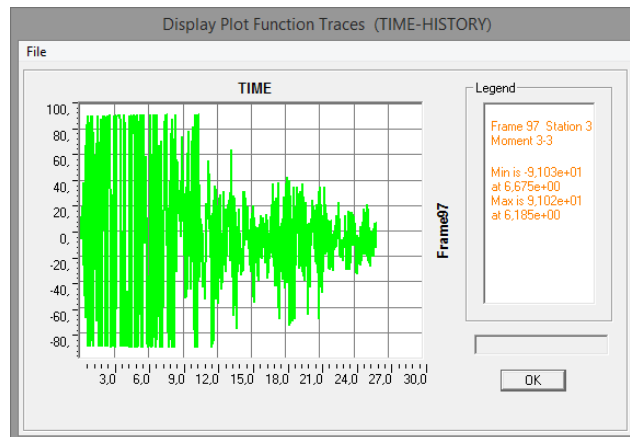


Εικόνα 5.70: Διάγραμμα ροπής-στροφής πλαστικού κόμβου 95H1

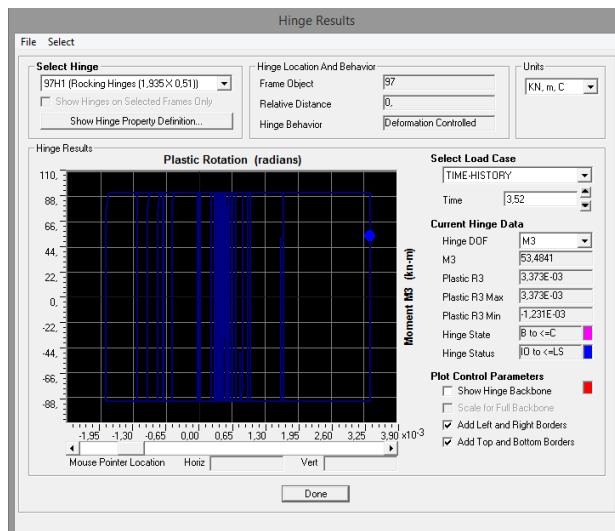


Εικόνα 5.71: Πορεία πλαστικοποίησης του κόμβου 95H1

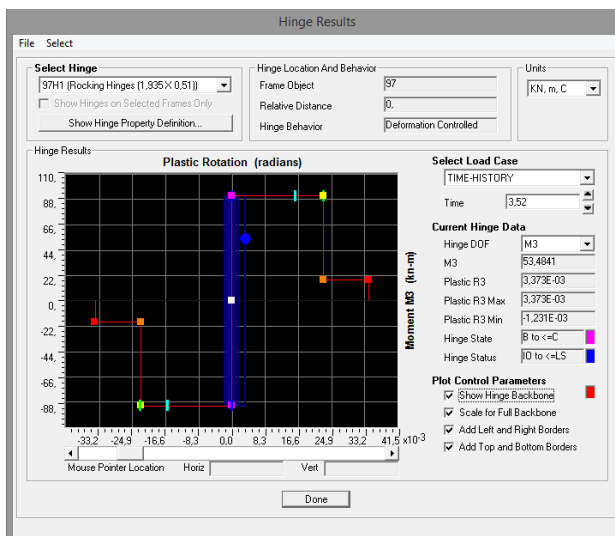
Στην Εικόνα 5.70 παρουσιάζεται η ανακύκλωση του πλαστικού κόμβου 95H1, υπό την φόρτιση του σεισμού της Καλαμάτας του 1986. Το μπλε χρώμα του διαγράμματος ροπής-στροφής, υποδηλώνει ότι ο κόμβος βρίσκεται στη στάθμη «περιορισμένων βλαβών». Όσον αφορά την μέγιστη στροφή που καταγράφεται, αυτή υπολογίστηκε στα  $\phi_{max}=0,0001rad$ . Επομένως επιβεβαιώνεται και υπολογιστικά ότι ο κόμβος βρίσκεται μακριά από το σημείο SD (ή LS όπως ορίζεται μέσω του SAP2000), δηλαδή από την στροφή  $\phi=0,0160rad$ . Η ανελαστική δυναμική ανάλυση λοιπόν, έδωσε την ίδια εικόνα για την πλαστικοποίηση του συγκεκριμένου κόμβου, σε σύγκριση με τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας ( $\phi_{max}=0,0001rad$ ). Επίσης, η ανακύκλωση του κόμβου 95H1 σε σχέση με την πορεία πλαστικοποίησης και τις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίστηκαν στο SAP2000, παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.71.

Πλαστικός κόμβος 97H1:

Εικόνα 5.72: Διάγραμμα ροπής-χρόνου του κόμβου 97H1



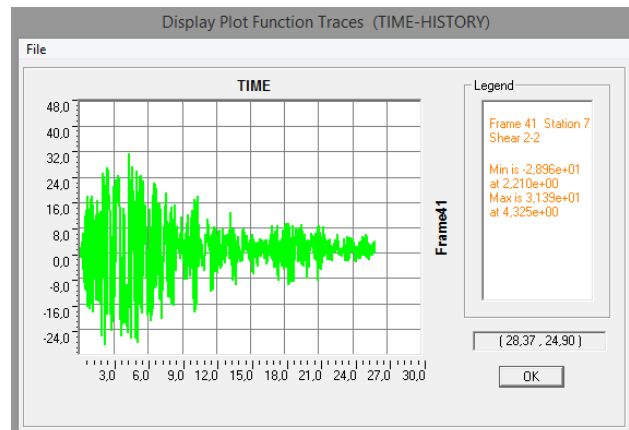
Εικόνα 5.73: Διάγραμμα ροπής-στροφής πλαστικού κόμβου 97H1



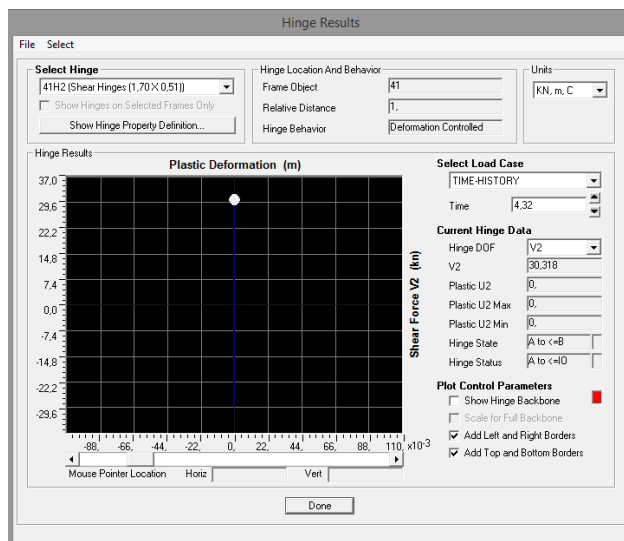
Εικόνα 5.74: Πορεία πλαστικοποίησης του κόμβου 97H1

Στην Εικόνα 5.73 παρουσιάζεται η ανακύκλιση του πλαστικού κόμβου 97H1, υπό την φόρτιση του σεισμού της Καλαμάτας του 1986. Το μπλε χρώμα του διαγράμματος ροπής-στροφής, υποδηλώνει ότι ο κόμβος βρίσκεται στη στάθμη «περιορισμένων βλαβών». Επίσης, παρατηρείται και σε αυτή την περίπτωση μία μικρή μετατόπιση του σημείου ισοροπίας της ανακύκλισης από το σημείο  $\phi=0\text{rad}$  περίπου στο σημείο  $\phi=0,0004\text{rad}$ . Όσον αφορά την μέγιστη στροφή που καταγράφεται, αυτή υπολογίστηκε στα  $\phi_{\max}=0,0034\text{rad}$ . Επομένως, επιβεβαιώνεται και υπολογιστικά ότι ο κόμβος βρίσκεται μακριά από το σημείο SD (ή LS όπως ορίζεται μέσω του SAP2000), δηλαδή από την στροφή  $\phi=0,0160\text{rad}$ . Η ανελαστική δυναμική ανάλυση λοιπόν, έδωσε την ίδια εικόνα για την πλαστικοποίηση του συγκεκριμένου κόμβου, σε σύγκριση με τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας ( $\phi_{\max}=0,0045$ ). Επίσης, η ανακύκλιση του κόμβου 89H1 σε σχέση με την πορεία πλαστικοποίησης και τις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίστηκαν στο SAP2000, παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.74.

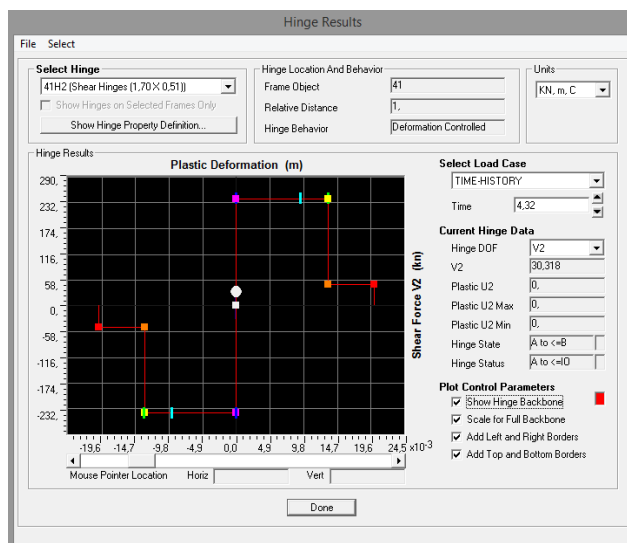
### Πλαστικός κόμβος 41H2:



Εικόνες 5.75: Διάγραμμα τέμνουσας-χρόνου πλαστικού κόμβου 41H2



Εικόνα 5.76: Διάγραμμα τέμνουσας-μετατόπισης πλαστικού κόμβου 41H2



Εικόνα 5.77: Πορεία πλαστικοποίησης του κόμβου 41H2

Στην Εικόνα 5.76 παρουσιάζεται η ανακύκλιση του πλαστικού κόμβου 41H2, υπό την φόρτιση του σεισμού της Καλαμάτας του 1986. Το μπλε χρώμα του διαγράμματος τέμνουσας - μετατόπισης, υποδηλώνει ότι ο κόμβος βρίσκεται στη στάθμη «περιορισμένων βλαβών», ωστόσο δεν έχει φτάσει στο σημείο να πραγματοποιεί πλαστικές παραμορφώσεις. Όσον αφορά την μέγιστη τέμνουσα που καταγράφεται, αυτή υπολογίστηκε στα  $V_{\max}=31,39\text{KN}$ . Η ανελαστική δυναμική ανάλυση λοιπόν, έδωσε την ίδια εικόνα για την συμπεριφορά του συγκεκριμένου κόμβου, σε σύγκριση με τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας ( $V_{\max}=23,43\text{KN}$ ). Επίσης, η ανακύκλιση του κόμβου 41H2 σε σχέση με την πορεία πλαστικοποίησης και τις στάθμες επιτελεσματικότητας που ορίστηκαν στο SAP2000, παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.77.

Η σύγκριση της ανελαστικής δυναμικής με την στατική ανάλυση πραγματοποιήθηκε συγκρίνοντας τις μέγιστες μετακινήσεις ή στροφές των πλαστικών κόμβων. Ο σεισμός της Καλαμάτας (με συντελεστή 1,85) αποδείχτηκε πως θα φέρει την κατασκευή σε παρόμοια κατάσταση με εκείνη που είχε εκτιμηθεί κατά την μη γραμμική στατική ανάλυση. Πιο συγκεκριμένα, οι κόμβοι που διέρρευσαν και πέρασαν στην πλαστική περιοχή κατά την ανελαστική δυναμική ανάλυση, είναι οι ίδιοι ακριβώς που καταγράφηκαν στο 7<sup>ο</sup> βήμα της ανάλυσης *rushover*. Το συμπέρασμα που προέκυψε λοιπόν και από τις δύο αναλύσεις, είναι ότι θα διαρρεύσουν οι πλαστικές αρθρώσεις όλων των κατακόρυφων στοιχείων του ισογείου και των κατακόρυφων στοιχείων διατομής 1,70 X 0,51 του ορόφου. Σε όλες όμως τις περιπτώσεις, οι στροφή των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται μακριά από το σημείο SD, άρα και από το σημείο απώλειας της αντοχής τους. Επίσης παρατηρήθηκε και στις δύο αναλύσεις, ότι οι διατμητικοί πλαστικοί κόμβοι βρίσκονται μακριά από το σημείο διαρροής τους και επομένως δεν αναπτύσσουν πλαστικές παραμορφώσεις.

## 5.8 ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

Η επέμβαση που εφαρμόστηκε παρόλο που βελτίωσε τις χαρακτηριστικές αντοχές του τοίχου, δεν κατάφερε να αποτρέψει την αστοχία των πεσσών. Η φασματική ανάλυση υπέδειξε πως εκτός από τον έλεγχο σε διάτμηση, ο οποίος αποδείχτηκε ο λιγότερο κρίσιμος για την κατασκευή, όλοι οι υπόλοιποι δεν κατάφεραν να εξασφαλίσουν την επάρκεια των πεσσών. Ίδια εικόνα διαμορφώθηκε και κατά την επεξεργασία των αποτελεσμάτων της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης, όπου σε αρκετές περιπτώσεις παρατηρήθηκε ακόμα και αύξηση της έντασης. Ωστόσο, από τη μη γραμμική στατική διαδικασία και την ανελαστική δυναμική ανάλυση, διαπιστώθηκε πως δεν θα υπάρξει κίνδυνος αστοχίας σε εντός επιπέδου κάμψη και διάτμηση. Επομένως, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των διάφορων αναλύσεων, προκύπτει το συμπέρασμα ότι πρέπει να εφαρμοστούν επιπλέον ενισχύσεις που να περιορίζουν την έντονη εκτός επιπέδου ταλάντωση των τοίχων. Κρίθηκε λοιπόν απαραίτητο να εφαρμοστεί μία επιπλέον επέμβαση, η οποία θα εξασφαλίζει την επίτευξη διαφραγματικής λειτουργίας στη στάθμη του δαπέδου, που αποκαθίσταται πρωτίστως για λειτουργικούς λόγους, και θα περιλαμβάνει επίσης την κατασκευή διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη. Τα αποτελέσματα της 2<sup>ης</sup> ενίσχυσης αναλύονται στο επόμενο κεφάλαιο.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6<sup>ο</sup>:

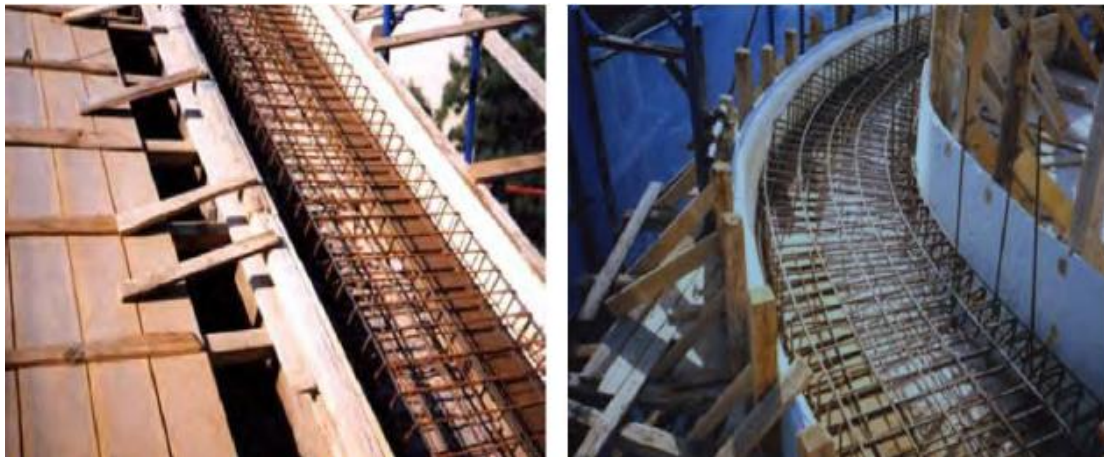
### ΔΙΑΖΩΜΑ ΣΤΗ ΣΤΕΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΟΡΟΦΟΥ (2<sup>η</sup> ΕΝΙΣΧΥΣΗ)

Στο παρόν κεφάλαιο θα αναλυθεί η συμπεριφορά του ενισχυμένου κτιρίου του προηγούμενου κεφαλαίου, μετά από την εφαρμογή διαζώματος στη στέψη και διαφράγματος στη στάθμη του ορόφου. Για κάθε μία από αυτές τις επεμβάσεις θα αναλυθεί ο τρόπος εφαρμογής τους καθώς και τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματά τους.

#### 6.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ

##### 6.1.1 ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΔΙΑΖΩΜΑΤΟΣ ΣΤΗ ΣΤΕΨΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

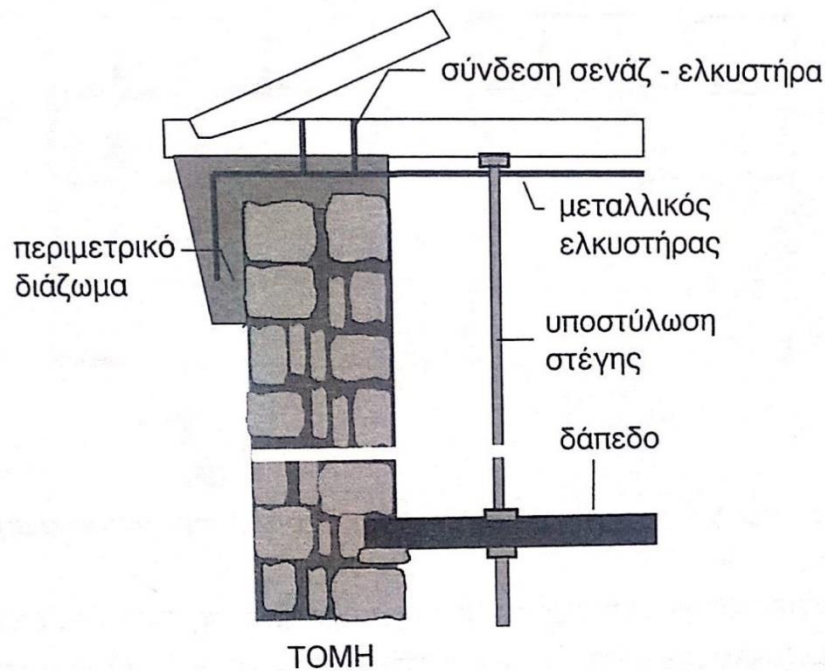
Η κατασκευή οριζόντιου διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στέψη ενός κτιρίου, θεωρείται μία από τις πιο αποτελεσματικές επεμβάσεις για την εξασφάλιση της επάρκειας της κατασκευής έναντι σεισμικών δράσεων. Εκτός όμως από την συμβολή του στη αύξηση της αντοχής του κτιρίου, η δημιουργία διαζώματος θεωρείται από τις καταλληλότερες επεμβάσεις λόγω του χαμηλού κόστους που απαιτείται για την εφαρμογή του σε σχέση με άλλου είδους ενισχύσεις. Η κατασκευή ενός οριζόντιου περιμετρικού διαζώματος-σενάζ μπορεί να αποτελέσει μία σχετικά εύκολη διαδικασία όταν υπάρχει κενό μεταξύ του τοίχου και των ζευκτών της στέγης. Ωστόσο όταν δεν υπάρχει το κατάλληλο κενό ή όταν η κατασκευή του πραγματοποιείται σε ενδιάμεσα ύψη, η διαδικασία γίνεται αρκετά πιο δύσκολη.



Εικόνα 6.1: Διαζώματα οπλισμένου σκυροδέματος στη φάση της κατασκευής

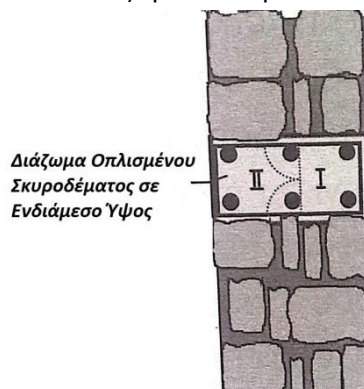
Στη συγκεκριμένη περίπτωση η μικρή κλίση της στέγης του κτιρίου του σταθμού, η οποία στηρίζεται στις τοιχοποιίες που ανήκουν στα επίπεδα X-Z, καθιστά αναγκαία την υποστήλωση της στέγης όταν υπάρχει και διατηρείται. Κατά τη διαδικασία αυτή θα πρέπει να προσεχθεί ιδιαίτερα ο τρόπος υποστήλωσης της στέγης έτσι ώστε να μην μεταφέρει τα φορτία στο ασθενές ξύλινο δάπεδο του ορόφου. Για να επιτευχθεί εξ ολοκλήρου η μεταφορά των φορτίων της στέγης στο έδαφος θα πρέπει να υποστυλωθεί και το δάπεδο του ορόφου. Το πάχος του διαζώματος που θα τοποθετηθεί είναι ίσο με το πάχος του

τοίχου σε εκείνο το σημείο, δηλαδή 0,50m, ενώ το ύψος του επιλέχθηκε να είναι 0,20m. Όσον αφορά την τοποθέτηση του κατάλληλου οπλισμού, συνίσταται ελάχιστος διαμήκης οπλισμός 4Φ16 και ελάχιστοι συνδετήρες Φ6/20.



Εικόνα 6.2: Κατασκευή οριζώντιου διαζώματος υπό στέγη με μικρή κλίση <sup>[1]</sup>

Οι τοιχοποιίες όμως που ανήκουν στα επίπεδα Y-Z, λόγω του αετώματος που διαθέτουν καθιστούν αναγκαία την κατασκευή του διαζώματος σε ενδιάμεση στάθμη του τοίχου, μία διαδικασία που όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως είναι ιδιαίτερα δύσκολη. Σε τέτοιες περιπτώσεις το διάζωμα κατασκευάζεται σε δύο στάδια, πρώτα για το μισό πάχος του τοίχου και ύστερα για το άλλο μισό. Θα πρέπει να δίνεται προσοχή στη σταθερότητα και τη συνοχή της τοιχοποιίας, διότι υπάρχει περίπτωση να χρειάζεται να υποστύλωθούν οι περιοχές των τομών του τοίχου με σιδηροδοκούς διατομής διπλού του. Συνήθως η υποσύλωση είναι απαραίτητη σε περιπτώσεις κατά τις οποίες καθαιρούνται σχετικά μεγάλα τμήματα του τοίχου, ενώ μπορεί να παραληφθεί όταν η διαδικασία της κατασκευής του διαζώματος γίνεται τμηματικά, με την προϋπόθεση όμως ότι ο τοίχος διαθέτει την κατάλληλη συνοχή. Στα πλαίσια της ενίσχυσης του κτιρίου του σιδηροδρομικού σταθμού, επιλέχθηκε να αποφευχθεί η υποσύλωση των τομών του τοίχου και άρα η διαδικασία της κατασκευής του διαζώματος να γίνει τμηματικά. Σε πρώτο στάδιο, κατά μήκος μία μικρής περιοχής του τοίχου αφαιρείται το μισό πάχος του. Στη συνέχεια σε αυτή την κενή περιοχή του τοίχου κατασκευάζεται το διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο οπλίζεται με διαμήκη οπλισμό και κλειστούς συνδετήρες με ισχυρές αναμονές. Στο επόμενο στάδιο, μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, αφαιρείται και το άλλο μισό του τοίχου, τοποθετούνται οι διαμήκεις οπλισμοί και οι συνδετήρες σχήματος U που θα συγκολληθούν με τις αναμονές του προηγούμενου σταδίου. Τέλος, πραγματοποιείται η έγχυση του σκυροδέματος.



### Απαιτούμενα υλικά για την κατασκευή διαζώματος στο κτίριο του σταθμού:

- Ξύλινες ή μεταλλικές δοκούς για την υποστύλωση της στέγης και του δαπέδου
- Διαμήκεις σπλισμοί και συνδετήρες
- Ξύλινα καλούπια για τη σκυροδέτηση
- Σκυρόδεμα υψηλής αντοχής

### Πλεονεκτήματα:

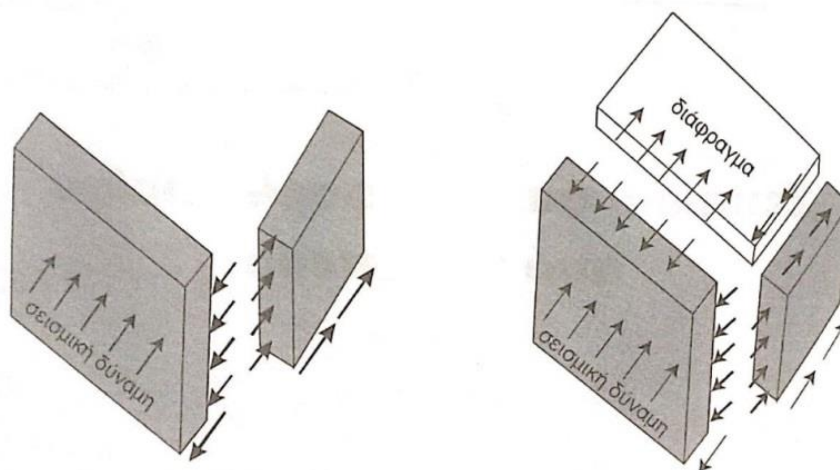
- ❖ Αύξηση της αντοχής του κτιρίου
- ❖ Επίτευξη διαφραγματικής λειτουργίας
- ❖ Ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων της στέγης
- ❖ Αύξηση της διατμητικής αντοχής του τοίχου από την αύξηση των κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων, λόγω του βάρους του
- ❖ Οικονομική μέθοδος ενίσχυσης

### Μειονεκτήματα:

- ❖ Δύσκολη η διαδικασία της υποστύλωσης της στέγης και του δαπέδου
- ❖ Χρονοβόρα διαδικασία λόγω της τμηματικής κατασκευής του διαζώματος

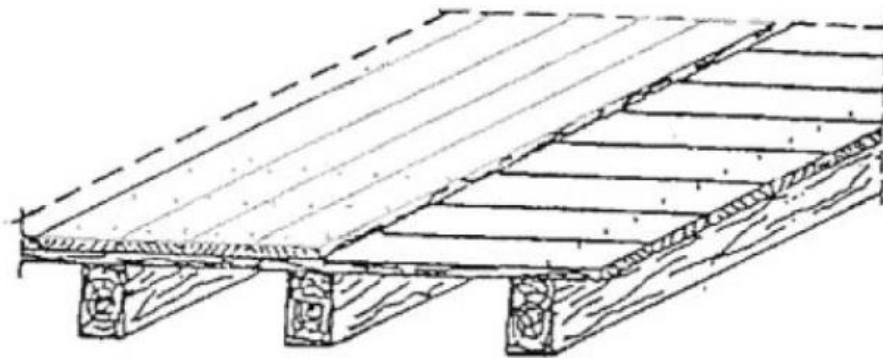
### 6.1.2 ΔΙΑΦΡΑΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΟΡΟΦΟΥ

Η κακή συμπεριφορά του κτιρίου, κυρίως σε ότι αφορά τους ελέγχους εκτός επιπέδου κάμψης, οφείλεται στην απουσία διαφραγματικής λειτουργίας. Η ύπαρξη διαζωμάτων στις στάθμες των ορόφων εξασφαλίζει την μονολιθική συμπεριφορά του συστήματος υπό την επιβολή σεισμικών δράσεων. Επομένως, εάν αυτά είναι αγκυρωμένα επαρκώς στους τοίχους, τότε εμποδίζεται αποτελεσματικά η εκτός επιπέδου ταλάντωση της τοιχοποιίας άρα και η κατάρρευση των τοίχων λόγω εκτός επιπέδου κάμψης. Βασικό χαρακτηριστικό της διαφραγματικής λειτουργίας είναι ότι η οριζόντια σεισμική δύναμη κατανέμεται πλέον με βάση την δυσκαμψία των τοίχων από τους οποίους αποτελείται το σύστημα. Αυτό συμβαίνει διότι με την ύπαρξη δύσκαμπτων δαπέδων η κάθετη στο επίπεδο του τοίχου αδρανειακή δύναμη, μεταφέρεται στους εγκάρσιους τοίχους όχι μόνο μέσω των κατακόρυφων ακμών σύνδεσής του αλλά και μέσω του διαφράγματος. Επίσης, μειώνεται σημαντικά το κατακόρυφο άνοιγμα της καμπτικής παραμόρφωσης του τοίχου, καθιστώντας καθοριστική την κάμψη εντός του επιπέδου του.



Εικόνα 6.3: Μεταφορά σεισμικών δράσεων με ή χωρίς την ύπαρξη διαφράγματος <sup>[1]</sup>

Τα δάπεδα από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι εκείνα που εξασφαλίζουν στον μεγαλύτερο βαθμό την διαφραγματική λειτουργία του κτιρίου. Ωστόσο η κατασκευή τους είναι πιθανό να αποτελέσει πολύπλοκη διαδικασία, όπως η κατασκευή διαζωμάτων σε ενδιάμεσα ύψη που αναλύθηκε στην προηγούμενη ενότητα. Μία αρκετά πιο εύκολη διαδικασία είναι εκείνη της τοποθέτησης επιπλέον ξύλινου πετσώματος στο ήδη υπάρχον ξύλινο δάπεδο. Με αυτή τη μέθοδο θεωρείται πως το υπάρχον εύκαμπτο δάπεδο αποκτά σημαντική δυσκαμψία και άρα θα μπορούσε να εξασφαλίσει την επιθυμητή διαφραγματική λειτουργία του ορόφου. Πιο συγκεκριμένα, το δεύτερο πέτσωμα τοποθετείται κάθετα στον υπάρχον και παράλληλα στις δοκούς, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 6.4: Τοποθέτηση διπλού πετσώματος για την εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας <sup>[1]</sup>

#### **Απαιτούμενα υλικά για την δημιουργία διαφραγματικής λειτουργίας στο κτίριο:**

- Ξύλινες σανίδες
- Καρφιά

#### **Πλεονεκτήματα:**

- ❖ Μονολιθική συμπεριφορά του κτιρίου υπό τις σεισμικές δράσεις
- ❖ Σημαντική μείωση της εκτός επιπέδου ταλάντωσης
- ❖ Ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων της στέγης
- ❖ Αύξηση των κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων, λόγω του βάρους του επιπλέον πετσώματος, άρα και της αντοχής της τοιχοποιίας

#### **Μειονεκτήματα:**

- ❖ Ύπαρξη αβεβαιότητας όσον αφορά τον βαθμό επίτευξης της διαφραγματικής λειτουργίας

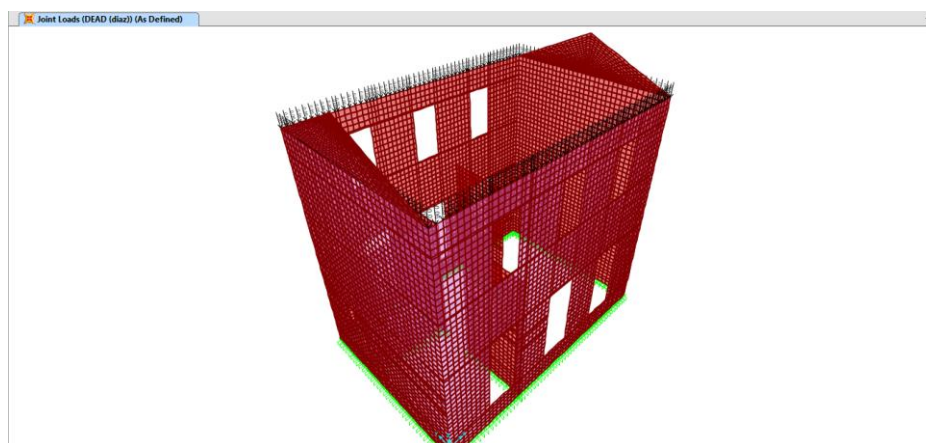
## 6.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ ΣΤΟ SAP2000

### Προσομοίωση διαζώματος:

Η προσομοίωση του διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στέψη του κτιρίου πραγματοποιήθηκε ως εξής:

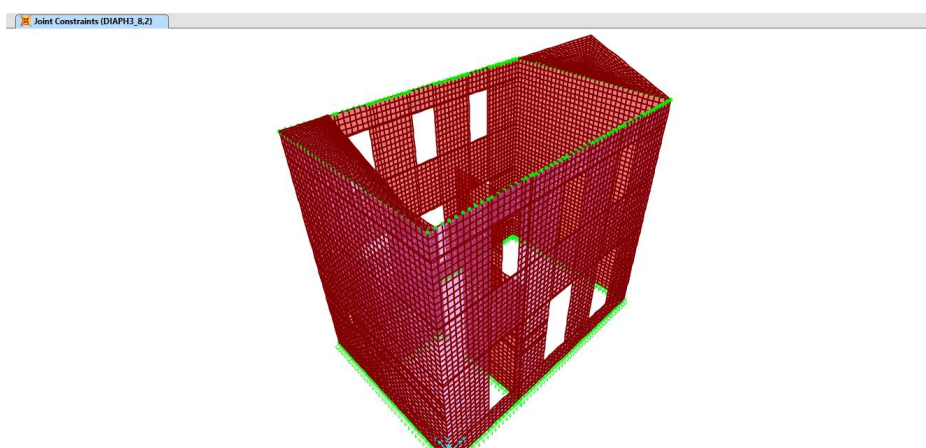
- 1) Προσθήκη του ίδιου βάρους του διαζώματος ως κατανεμημένο φορτίο στη στάθμη 8,20m πάνω από το έδαφος. Το φορτίο αυτό καταχωρήθηκε στο πρόγραμμα ως DEAD(diaz) και προστέθηκε στις ταλαντούμενες μάζες (Difine→Mass Source).

$$g_{\text{diaz}} = E_{\text{diaz}} * (\gamma_{\text{οπλ.σκυρ.}} - \gamma_{\text{τοιχ}}) = 0,50 * 0,20 * (25 - 24) = 0,10 \text{ KN/m}$$



Εικόνα 6.5: Προσομοίωση βάρους διαζώματος στο SAP2000

- 2) Δημιουργία διαφράγματος στη στάθμη που θα κατασκευαστεί το διάζωμα, μέσω της εντολής Assign→Joints→Diaphragm. Το διάφραγμα που ορίστηκε παρουσιάζεται στην Εικόνα 6.6 με πράσινο χρώμα.



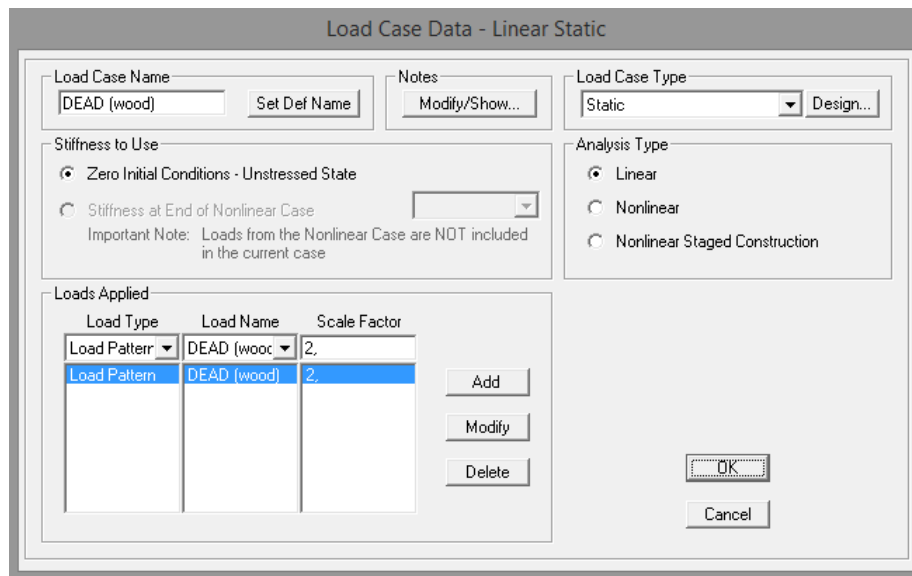
Εικόνα 6.6: Εφαρμογή διαφράγματος στη στέψη του κτιρίου με το SAP2000



### Προσομοίωση διαφράγματος:

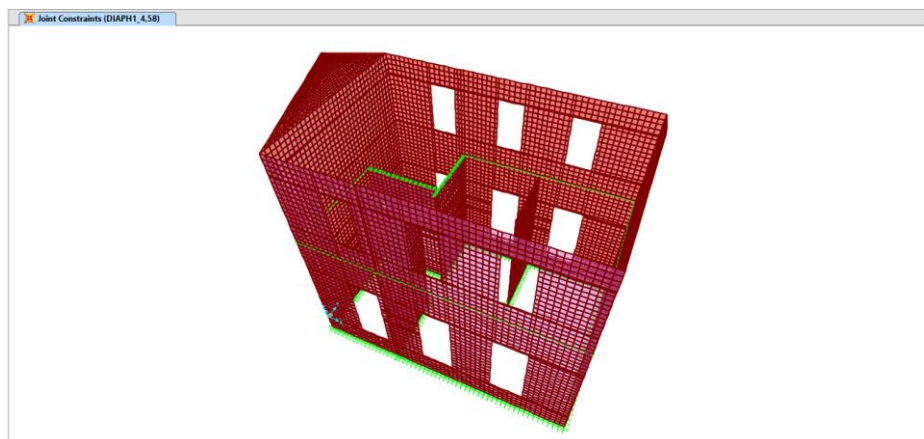
Η προσομοίωση του οριζώντιου διαφράγματος στη στάθμη του ορόφου μέσω του διπλού σανιδώματος, πραγματοποιήθηκε ως εξής:

- 1) Διπλασιασμός των μόνιμων φορτίων του ξύλινου δαπέδου με την εντολή Load Case Data→Dead (wood)→Scale Factor→2.



Εικόνα 6.7: Διπλασιασμός των μόνιμων φορτίων του δαπέδου DEAD (wood) στο SAP2000

- 2) Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στο ύψος του ξύλινου δαπέδου ( $Z=4,58\text{m}$ ), μέσω της εντολής Assign→Joints→Diaphragm. Το διάφραγμα που ορίστηκε παρουσιάζεται στην Εικόνα 6.8 με πράσινο χρώμα.

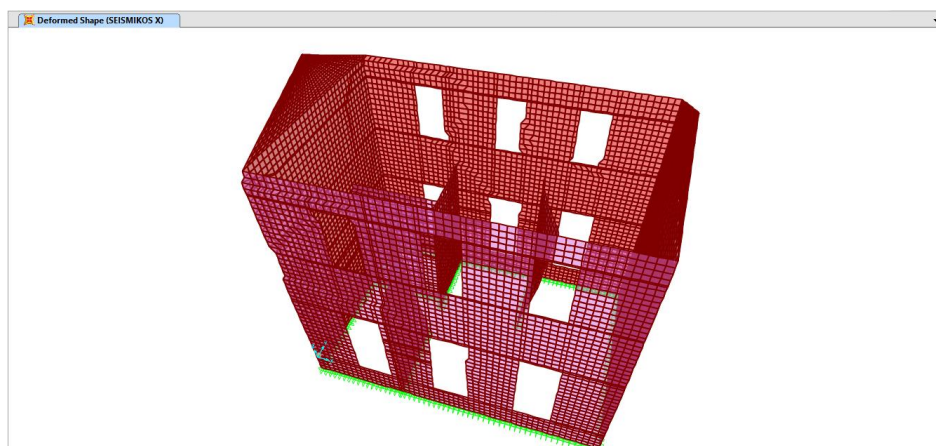


Εικόνα 6.8: Εφαρμογή διαφράγματος στο ύψος και στα σημεία αγκύρωσης του ξύλινου δαπέδου

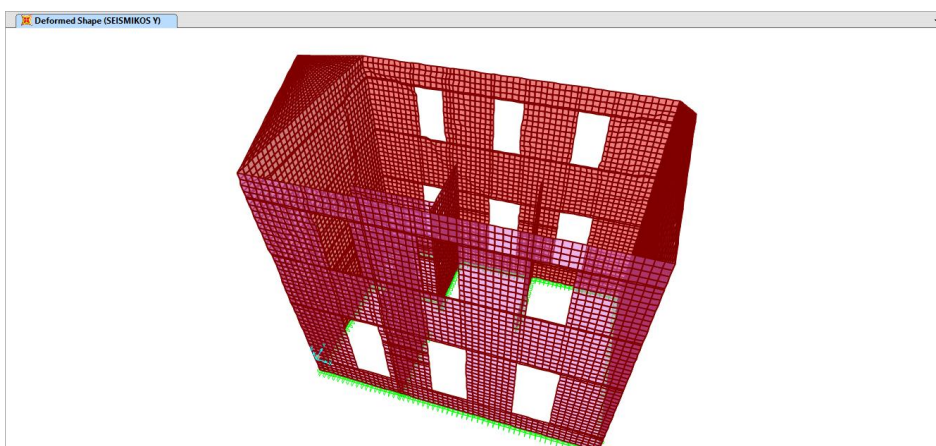
## 6.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 6.3.1 ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

Αρχικά παρατηρήθηκε μακροσκοπικά η συμπεριφορά του κτιρίου μετά και από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση. Η παραμόρφωση του κτιρίου διαφέρει σημαντικά από όλες τις προηγούμενες περιπτώσεις λόγω της ύπαρξης διαφραγματικής λειτουργίας. Παρατηρήθηκε πως οι κόμβοι στη στέψη και στο ύψος του ξύλινου δαπέδου μετατοπίζονται ομοιόμορφα. Επιβεβαιώνεται επίσης, η μεταφορά της σεισμικής δράσης από τα διαφράγματα στους τοίχους που είναι παράλληλοι στη διεύθυνση του σεισμού. Αυτό είναι εμφανές κυρίως στη Εικόνα 6.9, όπου κατά τον συνδυασμό SEISMICOS X παρατηρείται έντονη εντός επιπέδου παραμόρφωση των τοίχων που είναι παράλληλοι στη διεύθυνση του σεισμού. Αντίθετα στην Εικόνα 6.10, οι τοίχοι των επιπέδων X-Z δεν παρουσιάζουν σημαντική εντός επιπέδου παραμόρφωση υπό τον συνδυασμό SEISMICOS Y, διότι η σεισμική δύναμη μεταφέρεται κατευθείαν μέσω του διαφράγματος στους τοίχους των επιπέδων Y-Z, οι οποίοι παραλαμβάνουν σημαντική εντός επιπέδου ένταση και παραμόρφωση. Επίσης πρέπει να σημειωθεί ότι οι εικόνες που ακολουθούν αντιστοιχούν σε συντελεστή κλίμακας 60.



Εικόνα 6.9: Παραμορφωμένη κατάσταση 2<sup>ης</sup> ενίσχυσης για τον συνδυασμό SEISMICOS X



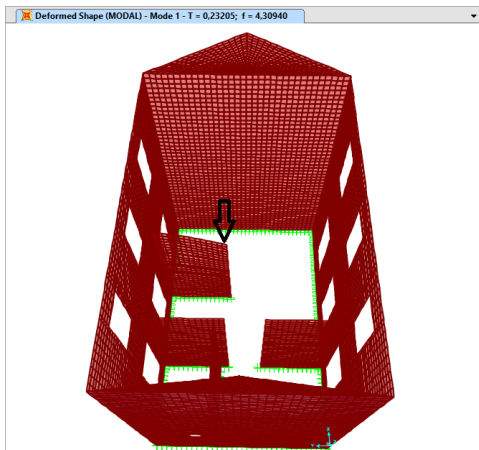
Εικόνα 6.10: Παραμορφωμένη κατάσταση 2<sup>ης</sup> ενίσχυσης για τον συνδυασμό SEISMICOS Y

Ακολουθεί ο έλεγχος της αποτελεσματικότητας της 2<sup>ης</sup> ενίσχυσης σε σχέση με την 1<sup>η</sup> ενίσχυση και την αρχική κατάσταση του κτιρίου. Τα κριτήρια με βάση τα οποία θα αξιολογηθεί η επάρκεια της ενίσχυσης είναι τα εξής:

- 1) οι ιδιομορφές του κτιρίου
- 2) οι ισοδυναμικές καμπύλες των εντατικών μεγεθών και ο έλεγχος των «κρίσιμων» περιοχών
- 3) οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις σε χαρακτηριστικές περιοχές της κατασκευής

### 6.3.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ

Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής μετά και από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση, μέχρι την ενεργοποίηση της μέγιστης δρώσας μάζας σε όλες τις διευθύνσεις Χ,Υ,θ.

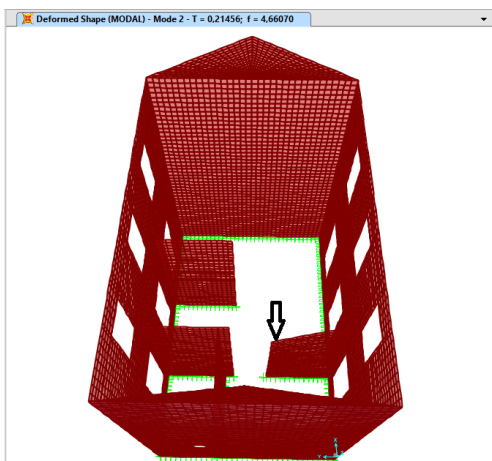


Εικόνα 6.11: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (μετά τη 2<sup>η</sup> ενίσχυση)

#### 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (T=0,232):

Εκτός επιπέδου ταλάντωση του τοίχου του επιπέδου Y-Z (Χ=6,33).

1η ιδιομορφή T=0,232sec	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
Χ	0,82%
Υ	0,00%
θ	0,29%



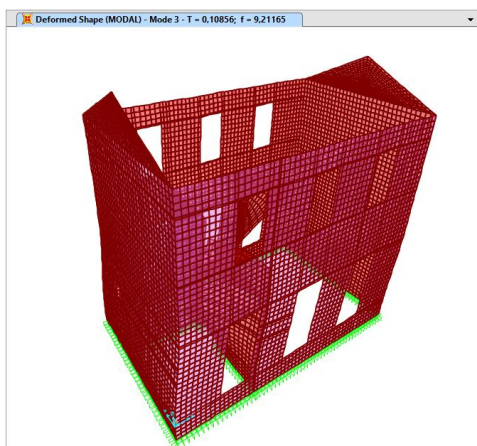
Εικόνα 6.12: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή (μετά τη 2<sup>η</sup> ενίσχυση)

#### 2<sup>η</sup> ιδιομορφή (T=0,215):

Εκτός επιπέδου ταλάντωση του τοίχου του επιπέδου Y-Z (Χ=3,15).

2η ιδιομορφή T=0,215sec	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
Χ	0,83%
Υ	0,00%
θ	0,06%

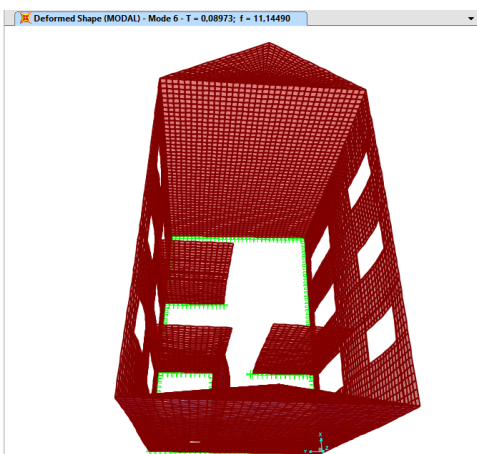


Εικόνα 6.13: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή (μετά τη 2<sup>η</sup> ενίσχυση)**3<sup>η</sup> ιδιομορφή (T=0,109):**

Ταλάντωση όλων των τοίχων του κτιρίου κατά τη διεύθυνση Χ. Ιδιομορφή με την μέγιστη ταλαντούμενη μάζα κατά Χ.

3η ιδιομορφή T=0,109sec	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
Χ	73,39%
Υ	0,04%
θ	14,56%

Η 4<sup>η</sup> και η 5<sup>η</sup> ιδιομορφή αφορούν και πάλι την εκτός επιπέδου ταλάντωση των τοίχων Υ-Z (Χ=6,33) και Υ-Z (Χ=3,15) αντίστοιχα.

Εικόνα 6.14: 6<sup>η</sup> ιδιομορφή (μετά τη 2<sup>η</sup> ενίσχυση)**6<sup>η</sup> ιδιομορφή (T=0,090):**

Ταλάντωση όλων των τοίχων του κτιρίου κατά τη διεύθυνση Υ. Ιδιομορφή με την μέγιστη ταλαντούμενη μάζα κατά Υ και θ.

6η ιδιομορφή T=0,090sec	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
Χ	0,06%
Υ	70,11%
θ	27,65%

Από το output του προγράμματος προκύπτουν τα αποτελέσματα που αφορούν τις ιδιομορφές του ενισχυμένου κτιρίου. Το 90% της δρώσας ιδιομορφικής μάζας συμπληρώνεται στην 112<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά την διεύθυνση Χ και στην 100<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Υ.

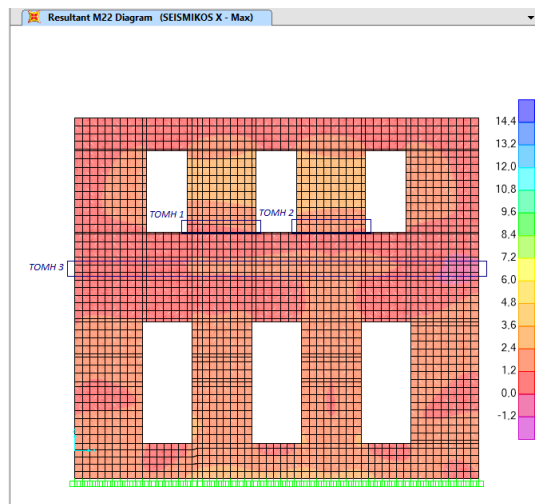
	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΡΩΣΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ
ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ T=0,347sec	Χ	3η	0,235	43,45%
	Υ	10η	0,128	33,59%
	θ	8η	0,142	21,02%
ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΠΕΜΒΑΣΗ T1=0,233sec	Χ	5η	0,140	41,02%
	Υ	17η	0,067	32,72%
	θ	4η	0,167	13,85%
ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΠΕΜΒΑΣΗ T1=0,232sec	Χ	3η	0,109	73,39%
	Υ	6η	0,090	70,11%
	θ	6η	0,090	27,65%

Πίνακας 6.1: Σύγκριση ιδιοπεριόδων κατασκευής πριν και μετά τις ενισχύσεις

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που προέκυψε μετά από την ανάλυση της ενισχυμένης κατασκευής με διαφραγματική λειτουργία στη στέψη και στον όροφο, είναι σχεδόν ίση με εκείνη που είχε υπολογιστεί κατά την 1<sup>η</sup> ενίσχυση. Αυτό συμβαίνει διότι παρόλο που αυξάνεται η δυσκαμψία της κατασκευής, συγχρόνως αυξάνεται και η μάζα της λόγω του βάρους του διαζώματος και του διπλού πετώματος του ξύλινου δαπέδου. Επομένως, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κατά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση παραμένει στα ίδια επίπεδα με την 1<sup>η</sup>. Ωστόσο αυτό που ενδιαφέρει περισσότερο είναι ότι είναι αρκετά μικρότερη σε σχέση με εκείνη που είχε υπολογιστεί για την υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου. Όσον αφορά τις ιδιοπερίοδους των ιδιομορφών που δεσπόζουν κατά τις διευθύνσεις Χ,Υ,Θ, αυτές είναι αρκετά μικρότερες σε σύγκριση με εκείνες που υπολογίστηκαν για την αρχική κατάσταση του κτιρίου.

### 6.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

*Επίπεδο Χ-Ζ (Υ=6,58):*

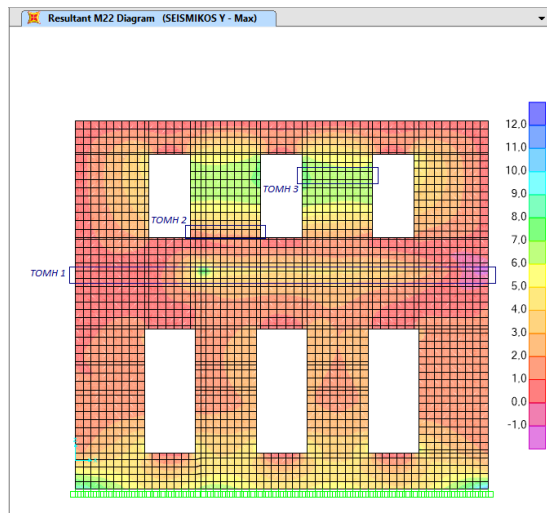


Εικόνα 6.15: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMΙΚΟΣ Χ)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Ζ (Υ=6,58)			
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	1,73	1,73	1,73
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
F22 (KN)	-62,70	-82,32	-80,75
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-40,27	-52,87	-51,86
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	2,44
M <sub>rd</sub> (KNm)	8,36	11,19	10,98
M <sub>sd</sub> (=Σ M22) (KNm)	24,73	27,67	1,92
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	2,96	2,47	0,17
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Ζ (Υ=6,58)			
ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	1,67	1,67	1,67
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
F22 (KN)	-60,01	-82,18	-80,95
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-39,93	-54,68	-53,86
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	2,44
M <sub>rd</sub> (KNm)	8,00	11,16	11,00
M <sub>sd</sub> (=Σ M22) (KNm)	12,85	26,18	2,06
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	1,61	2,35	0,19
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Ζ (Υ=6,58)			
ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	9,98	9,98	9,98
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	0,52
F22 (KN)	-348,83	-432,84	-433,75
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-37,34	-46,34	-46,43
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	2,44
M <sub>rd</sub> (KNm)	48,50	61,34	61,46
M <sub>sd</sub> (=Σ M22) (KNm)	73,99	85,34	10,14
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	1,53	1,39	0,16
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>



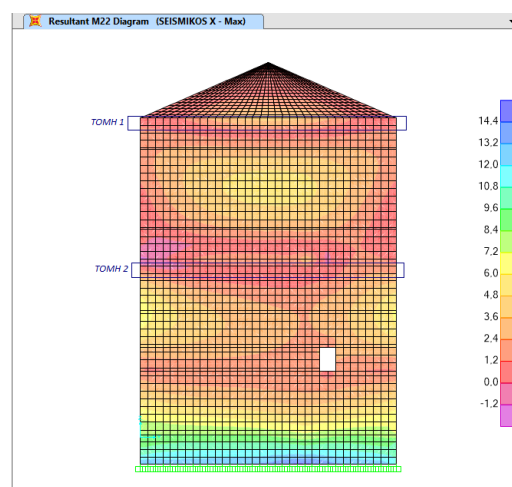
Εικόνα 6.16: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Y-Z (X=6,58)			
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	9,98	9,98	9,98
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	0,52
F22 (KN)	-348,83	-432,84	-433,74
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-37,34	-46,34	-46,43
$f_d$ (Μpa)	1,00	2,44	2,44
M <sub>rd</sub> (KNm)	48,50	61,33	61,46
M <sub>sd</sub> (=Σ M22) (KNm)	73,99	126,45	24,36
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	1,53	2,06	0,40
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Y-Z (X=6,58)			
ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	1,73	1,73	1,73
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
F22 (KN)	-62,70	-82,32	-80,75
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-40,27	-52,87	-51,86
$f_d$ (Μpa)	1,00	2,44	2,44
M <sub>rd</sub> (KNm)	8,36	11,19	10,98
M <sub>sd</sub> (=Σ M22) (KNm)	21,86	37,69	2,93
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	2,62	3,37	0,27
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Y-Z (X=6,58)			
ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	1,67	1,67	1,67
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
F22 (KN)	-33,83	-53,62	-52,39
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-22,51	-35,68	-34,86
$f_d$ (Μpa)	1,00	2,44	2,44
M <sub>rd</sub> (KNm)	4,59	7,34	7,17
M <sub>sd</sub> (=Σ M22) (KNm)	13,01	9,26	5,08
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	2,83	1,26	0,71
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

Επίπεδο Y-Z (X=0):



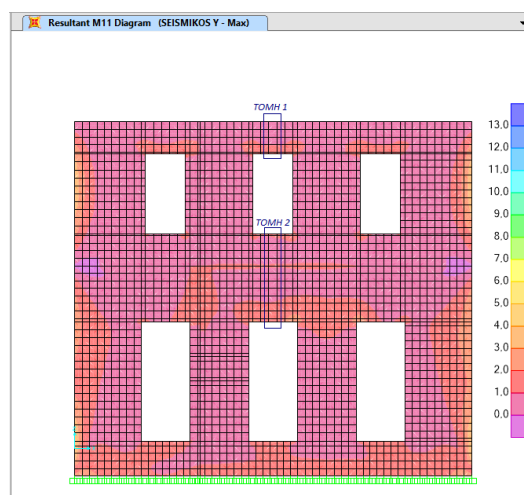
Εικόνα 6.17: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Υ-Z (Χ=0)				ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Υ-Z (Χ=0)			
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	6,58	6,58	6,58	Μήκος Πεσσού l (m)	6,58	6,58	6,58
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50	Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	0,52
F22 (KN)	-65,36	-72,79	-75,11	F22 (KN)	-326,70	-412,76	-429,06
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-11,04	-12,29	-12,68	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-53,05	-67,02	-69,67
f <sub>d</sub> (Μρα)	1,00	2,44	2,44	f <sub>d</sub> (Μρα)	1,00	2,44	2,44
M <sub>rd</sub> (KNm)	8,98	10,06	10,38	M <sub>rd</sub> (KNm)	49,69	57,99	60,21
M <sub>sd</sub> (=ΣM22) (KNm)	34,29	31,63	5,90	M <sub>sd</sub> (=ΣM22) (KNm)	34,29	27,89	8,31
M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	3,82	3,14	0,57	M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub>	0,69	0,48	0,14
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

Όπως φαίνεται από τους παραπάνω πίνακες, η δεύτερη επέμβαση που εφαρμόστηκε στο κτίριο βελτίωσε σημαντικά την συμπεριφορά του έναντι εκτός επιπέδου κάμψης. Ο έλεγχος για επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς ήταν ένας από τους πιο κρίσιμους κατά την ανάλυση της υπάρχουσας κατάστασης της κατασκευής, του οποίου το αποτέλεσμα δεν βελτιώθηκε μετά από την εφαρμογή των ενεμάτων και του αρμολογήματος. Η διαφραγματική λειτουργία ωστόσο, ήταν αναμενόμενο ότι θα βελτίωνε σημαντικά την κατάσταση, διότι πλέον οι τοίχοι που βρίσκονται κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού δεν λειτουργούν ως πρόβολοι παραλαμβάνοντας την σεισμική δράση, αλλά η δράση αυτή μεταφέρεται μέσω του διαφράγματος στους εγκάρσιους τοίχους. Επομένως, τα αποτελέσματα που προέκυψαν είναι λογικά και υποδεικνύουν πως η επέμβαση που εφαρμόστηκε ήταν επιτυχής όσον αφορά τον συγκεκριμένο τρόπο αστοχίας.

### 6.3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

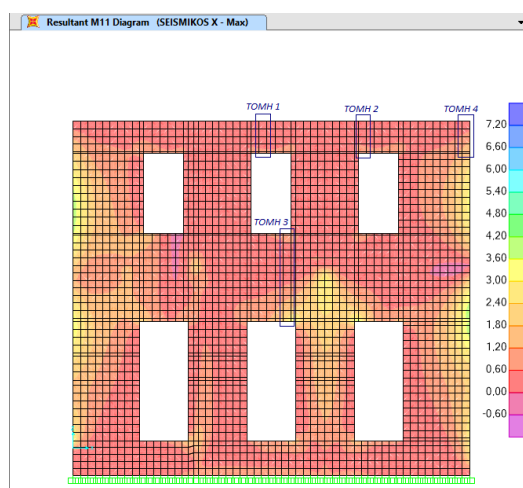
Επίπεδο Χ-Z (Υ=0):



Εικόνα 6.18: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS Υ)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ ΟΨΗ Χ-Z (Υ=0)				ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ ΟΨΗ Χ-Z (Υ=0)			
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81	0,81	Ύψος Τομής h (m)	2,22	2,22	2,22
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50	Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70	3,70	$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62	0,62	Συντελεστής λ	0,80	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46	0,46	$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	38,09	31,99	0,59	$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	44,04	40,75	1,40
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	1128,59	947,85	17,48	$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	476,11	440,54	15,14
$\sigma_t/f_{wt}$	7,05	2,08	0,04	$\sigma_t/f_{wt}$	2,98	0,97	0,03
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Επίπεδο Χ-Z (Υ=6,58):

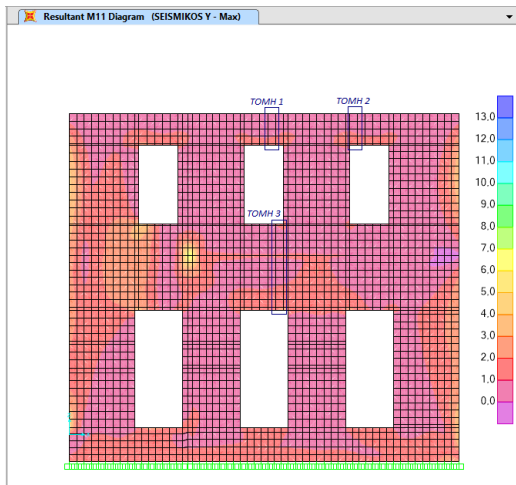


Εικόνα 6.19: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Υ=6,58)				ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Υ=6,58)			
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81	0,81	Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50	Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70	3,70	$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62	0,62	Συντελεστής λ	0,80	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46	0,46	$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	29,40	24,38	0,30	$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	26,45	27,13	0,45
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	871,11	722,37	8,89	$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	783,70	803,85	13,33
$\sigma_t/f_{wt}$	5,44	1,59	0,02	$\sigma_t/f_{wt}$	4,90	1,77	0,03
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Υ=6,58)			
ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Ύψος Τομής h (m)	2,22	2,22	2,22
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	44,53	47,22	1,21
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	481,41	510,49	13,08
$\sigma_t/f_{wt}$	3,01	1,12	0,03
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Υ=6,58)			
ΤΟΜΗ 4	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	37,45	32,98	0,57
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	1109,63	977,19	16,89
$\sigma_t/f_{wt}$	6,94	2,15	0,04
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>



Εικόνα 6.20: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ ΟΨΗ Χ-Z (Υ=6,58)			
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	39,74	46,75	0,57
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	1177,48	1385,19	16,89
$\sigma_t/f_{wt}$	7,36	3,04	0,04
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ ΟΨΗ Χ-Z (Υ=6,58)			
ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Ύψος Τομής h (m)	0,81	0,81	0,81
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	34,89	37,25	0,95
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	1033,78	1103,70	28,15
$\sigma_t/f_{wt}$	6,46	2,42	0,06
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

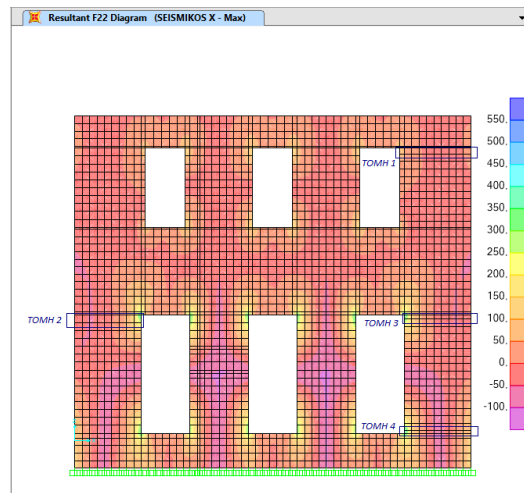
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ ΟΨΗ Χ-Z (Υ=6,58)			
ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Ύψος Τομής h (m)	2,22	2,22	2,22
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
$f_{mc}$ (MPa)	1,00	3,70	3,70
Συντελεστής λ	0,80	0,62	0,62
$f_{wt}=\lambda*f_{mc}/5$ (MPa)	0,16	0,46	0,46
$M_{sd} (= \sum M11)$ (KNm)	60,06	48,96	1,53
$\sigma_t=M/W$ (KN/m <sup>2</sup> )	649,30	529,30	16,54
$\sigma_t/f_{wt}$	4,06	1,16	0,04
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

Ο έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης για επίπεδο αστοχίας κάθετο στους οριζόντιους αρμούς ικανοποιείται σε όλες τις περιπτώσεις. Οι δρώσες εφελκυστικές τάσεις μάλιστα είναι σχεδόν μηδενικές, πράγμα που είναι αναμενόμενο αφού το διάζωμα και το διάφραγμα δεν επιτρέπουν τέτοιου είδους παραμόρφωση άρα και αστοχία. Ο συγκεκριμένος τρόπος ενίσχυσης επομένως, ήταν ιδιαίτερα αποτελεσματικός ως προς την επάρκεια των πεσσών έναντι εκτός επιπέδου κάμψης.



### 6.3.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ

Επίπεδο X-Z (Y=0):



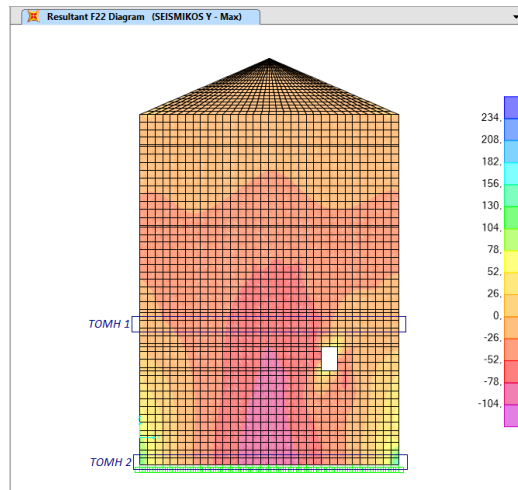
Εικόνα 6.21: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)			
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	1,84	1,84	1,84
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
F22 (KN)	-24,86	-39,26	-41,01
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-15,01	-23,71	-24,76
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	12,52	19,87	20,75
$M_{sd}$ (KNm)	23,79	27,61	35,93
$M_{sd}/M_{rd}$	1,90	1,39	1,73
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)			
ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	1,71	1,71	1,71
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	0,52
F22 (KN)	-123,59	-148,48	-148,27
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-77,22	-92,77	-92,64
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	54,17	67,85	67,75
$M_{sd}$ (KNm)	62,77	64,93	85,89
$M_{sd}/M_{rd}$	1,16	0,96	1,27
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)			
ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	1,71	1,71	1,71
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	0,52
F22 (KN)	-121,89	-146,30	-146,81
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-76,15	-91,41	-91,72
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	53,49	66,89	67,11
$M_{sd}$ (KNm)	71,30	74,48	96,48
$M_{sd}/M_{rd}$	1,33	1,11	1,44
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)			
ΤΟΜΗ 4	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ:	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	1,71	1,71	1,71
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	0,52
F22 (KN)	-171,47	-199,57	-202,58
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-107,13	-124,69	-126,57
$f_d$ (Mpa)	1,00	2,44	2,44
$M_{rd}$ (KNm)	72,72	89,95	91,23
$M_{sd}$ (KNm)	100,42	101,82	132,74
$M_{sd}/M_{rd}$	1,38	1,13	1,45
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>

Επίπεδο Y-Z για X=0:Εικόνα 6.22: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMIKOS Y)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMIKOS Y ΟΨΗ Y-Z (X=0)			
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	6,58	6,58	6,58
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	0,52
F22 (KN)	-433,87	-531,70	-548,29
σd (KN/m <sup>2</sup> )	-70,45	-86,33	-89,02
fd (Mpa)	1,00	2,44	2,44
Mrd (KNm)	737,15	937,43	965,57
Msd (KNm)	378,56	374,90	552,32
Msd/Mrd	0,51	0,40	0,57
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

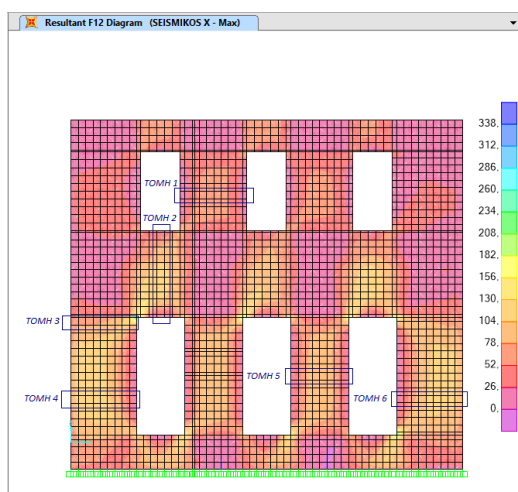
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMIKOS Y ΟΨΗ Y-Z (X=0)			
ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Μήκος Πεσσού l (m)	6,58	6,58	6,58
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	0,52
F22 (KN)	-699,00	-838,01	-848,51
σd (KN/m <sup>2</sup> )	-113,49	-136,07	-137,77
fd (Mpa)	1,00	2,44	2,44
Mrd (KNm)	1132,61	1446,24	1463,28
Msd (KNm)	737,13	698,37	1135,52
Msd/Mrd	0,65	0,48	0,78
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Η κατασκευή διαζώματος στη στέψη και διαφράγματος στη στάθμη του ορόφου έχει αρνητικά αποτελέσματα για την εντός επιπέδου συμπεριφορά των τοίχων, οι οποίοι είναι παράλληλοι στην κύρια σεισμική δράση. Στις προηγούμενες περιπτώσεις την δράση αυτή την αναλάμβαναν οι τοίχοι κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού. Ωστόσο, η ύπαρξη του διαφράγματος κατανέμει την ένταση στους εγκάρσιους τοίχους ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, αυξάνοντας κατά πολύ τα εντατικά τους μεγέθη (ροπή εκτός επιπέδου και διατμητική δράση εντός επιπέδου). Στους παραπάνω πίνακες είναι εμφανής αυτή η αύξηση της εκτός επιπέδου ροπής κάμψης συγκριτικά με τα αποτελέσματα της υπάρχουσας κατάστασης και της 1<sup>ης</sup> ενίσχυσης. Επομένως, σύμφωνα με τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης η ύπαρξη διαφράγματος σε αρκετές περιπτώσεις δεν ικανοποιεί τον συγκεκριμένο έλεγχο. Επειδή όμως η φασματική ανάλυση στηρίζεται στην συντηρητική υπόθεση ότι το κτίριο έχει συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1,50$ , μία καλύτερη εικόνα για την επάρκεια της κατασκευής έναντι εντός επιπέδου κάμψης θα δώσει η μη γραμμική στατική ανάλυση.



### 6.3.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Επίπεδο X-Z (Y=0):



Εικόνα 6.23: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ X-Z (Y=0)			
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος l <sub>c</sub> (m)	1,70	1,70	1,70
F22 (KN) ή F11(KN)	-45,69	-66,65	-65,24
σ <sub>d</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-53,75	-78,41	-76,75
f <sub>vwk</sub> (MPa)	0,12	0,50	0,50
V <sub>rd</sub> (KN)	57,38	238,19	237,96
V <sub>sd</sub> (=Σ F12) (KN)	57,60	61,66	76,17
V <sub>sd</sub> /V <sub>rd</sub>	1,00	0,26	0,32
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

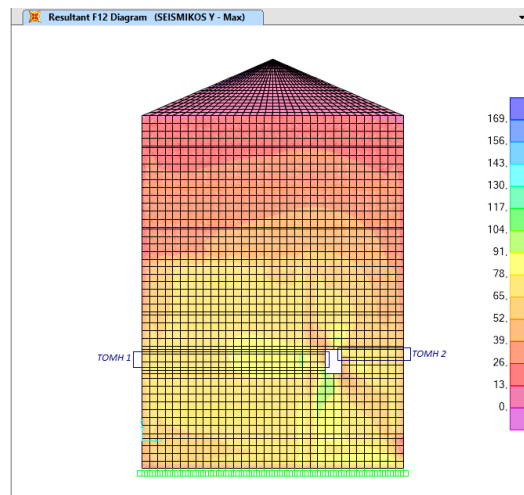
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ X-Z (Y=0)			
ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος l <sub>c</sub> (m)	2,21	2,21	2,21
F22 (KN) ή F11(KN)	-2,03	-1,91	-14,93
σ <sub>d</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	1,84	-1,73	-13,51
f <sub>vwk</sub> (MPa)	0,10	0,48	0,48
V <sub>rd</sub> (KN)	61,84	295,53	297,70
V <sub>sd</sub> (=Σ F12) (KN)	144,97	148,02	193,80
V <sub>sd</sub> /V <sub>rd</sub>	2,34	0,50	0,23
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ X-Z (Y=0)			
ΤΟΜΗ 3	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος l <sub>c</sub> (m)	1,68	1,68	1,68
F22 (KN) ή F11(KN)	-123,59	-148,48	-148,27
σ <sub>d</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-147,48	-177,18	-176,93
f <sub>vwk</sub> (MPa)	0,16	0,53	0,53
V <sub>rd</sub> (KN)	74,02	248,63	248,59
V <sub>sd</sub> (=Σ F12) (KN)	105,48	106,24	147,13
V <sub>sd</sub> /V <sub>rd</sub>	1,43	0,43	0,59
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: SEISMICOS X ΟΨΗ X-Z (Y=0)			
ΤΟΜΗ 4	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος l <sub>c</sub> (m)	1,68	1,68	1,68
F22 (KN) ή F11(KN)	-156,71	-186,03	-188,87
σ <sub>d</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-187,00	-221,99	-225,38
f <sub>vwk</sub> (MPa)	0,17	0,55	0,55
V <sub>rd</sub> (KN)	81,38	254,88	255,36
V <sub>sd</sub> (=Σ F12) (KN)	106,72	108,95	152,54
V <sub>sd</sub> /V <sub>rd</sub>	1,31	0,43	0,60
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	<b>ΑΣΤΟΧΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)				ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ ΟΨΗ Χ-Z (Y=0)			
ΤΟΜΗ 5	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΤΟΜΗ 6	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50	Πάχος Τοίχου t (m)	0,50	0,50	0,50
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,47	1,47	1,47	Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,68	1,68	1,68
F22 (KN) ή F11(KN)	-151,43	-179,44	-179,61	F22 (KN) ή F11(KN)	-157,59	-184,82	-186,69
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-206,03	-244,14	-244,37	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-188,05	-220,55	-222,78
$f_{vwk}$ (MPa)	0,18	0,55	0,55	$f_{vwk}$ (MPa)	0,18	0,55	0,55
$V_{rd}$ (KN)	74,48	226,27	226,30	$V_{rd}$ (KN)	81,58	254,68	254,99
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	73,59	76,06	98,99	$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	110,41	113,66	152,26
$V_{sd}/V_{rd}$	0,99	0,34	0,44	$V_{sd}/V_{rd}$	1,35	0,45	0,60
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

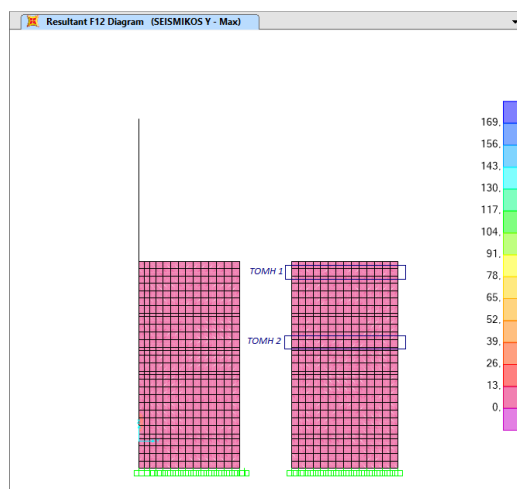
Επίπεδο Y-Z (X=0):



Εικόνα 6.24: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Χ)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ ΟΨΗ Y-Z (X=0)				ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Υ ΟΨΗ Y-Z (X=0)			
ΤΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΤΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	0,52	Πάχος Τοίχου t (m)	0,52	0,52	0,52
Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	4,62	4,62	4,62	Θλιβόμενο Μήκος $l_c$ (m)	1,56	1,56	1,56
F22 (KN) ή F11(KN)	-365,68	-448,22	-461,76	F22 (KN) ή F11(KN)	-123,77	-150,48	-152,60
$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-152,21	-186,57	-192,21	$\sigma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	-152,58	-185,50	-188,12
$f_{vwk}$ (MPa)	0,16	0,54	0,54	$f_{vwk}$ (MPa)	0,16	0,54	0,54
$V_{rd}$ (KN)	214,73	716,52	718,78	$V_{rd}$ (KN)	72,57	241,80	242,15
$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	220,69	185,85	347,40	$V_{sd}$ (=Σ F12) (KN)	68,47	58,84	111,77
$V_{sd}/V_{rd}$	1,03	0,26	0,48	$V_{sd}/V_{rd}$	0,94	0,24	0,46
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Επίπεδο Y-Z (X=3,15):



Εικόνα 6.25: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (SEISMICOS X)

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Y-Z (X=3,15)			
TΟΜΗ 1	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Πάχος Τοίχου t (m)	0,18	0,18	0,18
Θλιβόμενο Μήκος l <sub>c</sub> (m)	2,70	2,70	2,70
F22 (KN) ή F11(KN)	-10,93	-15,83	-18,97
σ <sub>d</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-22,49	-32,57	-39,03
f <sub>vwk</sub> (MPa)	0,11	0,49	0,49
V <sub>rd</sub> (KN)	29,43	132,48	133,00
V <sub>sd</sub> (=Σ F12) (KN)	90,59	53,83	19,39
V <sub>sd</sub> /V <sub>rd</sub>	3,08	0,41	0,15
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ: ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Y ΟΨΗ Y-Z (X=3,15)			
TΟΜΗ 2	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Πάχος Τοίχου t (m)	0,18	0,18	0,18
Θλιβόμενο Μήκος l <sub>c</sub> (m)	2,70	2,70	2,70
F22 (KN) ή F11(KN)	-47,48	-30,93	-31,42
σ <sub>d</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-97,70	-63,64	-64,65
f <sub>vwk</sub> (MPa)	0,14	0,50	0,50
V <sub>rd</sub> (KN)	37,55	134,99	135,08
V <sub>sd</sub> (=Σ F12) (KN)	116,74	81,80	23,61
V <sub>sd</sub> /V <sub>rd</sub>	3,11	0,61	0,17
Ο ΠΕΣΣΟΣ:	ΑΣΤΟΧΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στην προηγούμενη ενότητα, αναμένεται αύξηση της διατμητικής δράσης στο επίπεδο των τοίχων που είναι παράλληλοι στην κύρια διεύθυνση του σεισμού. Οι παραπάνω πίνακες εμφανίζουν μία σημαντική αύξηση της τέμνουσας δύναμης. Ωστόσο επειδή ο έλεγχος έναντι τεμνουσών δυνάμεων δεν είναι κρίσιμος, παρατηρείται ότι ακόμα και μετά από αυτή τη αύξηση δεν κινδυνεύει η επάρκεια των πεσσών έναντι διατμητικής αστοχίας.

### 6.3.7 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

Ομοίως με τις προηγούμενες ενότητες, ο έλεγχος των μετακινήσεων θα πραγματοποιηθεί μελετώντας τα σημειωμένα έξι σημεία της Εικόνας 5.18. Τα αποτελέσματα των μετακινήσεων και των στροφών που προέκυψαν από την φασματική ανάλυση του κτιρίου μετά από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

TABLE: Joint Displacements										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	
ΣΗΜΕΙΟ 1	1165	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001490	0,000368	-0,000146	0,000025	0,000060	0,000004
				Min	-0,001484	-0,000378	-0,000409	-0,000024	-0,000059	-0,000005
		SEISMIKOS Y		Max	0,000500	0,001056	-0,000232	0,000068	0,000041	0,000005
				Min	-0,000495	-0,001066	-0,000323	-0,000068	-0,000040	-0,000005
ΣΗΜΕΙΟ 2	59	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001425	0,000333	-0,000077	0,000027	0,000060	0,000003
				Min	-0,001420	-0,000342	-0,000451	-0,000038	-0,000048	-0,000002
		SEISMIKOS Y		Max	0,000465	0,000955	-0,000007	0,000072	0,000027	0,000003
				Min	-0,000459	-0,000964	-0,000520	-0,000083	-0,000016	-0,000003
ΣΗΜΕΙΟ 3	16396	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001425	0,000325	-0,000251	0,000039	0,000005	0,000003
				Min	-0,001420	-0,000332	-0,000340	-0,000040	-0,000008	-0,000002
		SEISMIKOS Y		Max	0,000465	0,000946	-0,000183	0,000088	0,000003	0,000003
				Min	-0,000459	-0,000954	-0,000408	-0,000090	-0,000006	-0,000003
ΣΗΜΕΙΟ 4	84	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001425	0,000317	-0,000063	0,000021	0,000048	0,000003
				Min	-0,001420	-0,000323	-0,000460	-0,000032	-0,000062	-0,000002
		SEISMIKOS Y		Max	0,000465	0,000938	-0,000007	0,000071	0,000015	0,000003
				Min	-0,000459	-0,000944	-0,000516	-0,000082	-0,000029	-0,000003
ΣΗΜΕΙΟ 5	3079	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001495	0,000351	-0,000152	0,000023	0,000066	0,000004
				Min	-0,001495	-0,000358	-0,000398	-0,000023	-0,000069	-0,000004
		SEISMIKOS Y		Max	0,000498	0,001038	-0,000232	0,000068	0,000041	0,000006
				Min	-0,000498	-0,001045	-0,000318	-0,000067	-0,000044	-0,000006
ΣΗΜΕΙΟ 6	14759	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001415	0,000325	-0,000256	0,000047	0,000004	0,000003
				Min	-0,001412	-0,000332	-0,000340	-0,000048	-0,000009	-0,000002
		SEISMIKOS Y		Max	0,000465	0,000946	-0,000181	0,000085	0,000002	0,000003
				Min	-0,000462	-0,000954	-0,000416	-0,000087	-0,000007	-0,000003

Πίνακας 6.2: Μέγιστες μετακινήσεις και στροφές των χαρακτηριστικών σημείων μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (φασματική ανάλυση)

Εξετάζοντας προσεκτικά τα αποτελέσματα του Πίνακα 6.2, επαληθεύεται η συμπεριφορά του κτιρίου που είχε σχολιαστεί στη Ενότητα 6.3.1. Οι μικρές διαφορές των μετατοπίσεων U1, U2 και των στροφών R3 μεταξύ των Σημείων 2,3,4 φανερώνουν ξεκάθαρα τη συμβολή του διαζώματος σε περίπτωση σεισμού. Τα σημεία αυτά φαίνεται ότι μετακινούνται σαν ένα σύνολο, πράγμα το οποίο είναι αναμενόμενο αφού ανήκουν στο διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος. Οι μετακινήσεις και οι στροφές του Σημείου 3 μάλιστα, το οποίο στα προηγούμενα κεφάλαια εμφάνιζε δυσανάλογα μεγάλες μετατοπίσεις U2, μετά από την εφαρμογή του διαζώματος πλέον εξαρτώνται από την συμπεριφορά των υπόλοιπων σημείων που αποτελούν το σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος. Εκτός όμως από τα σημεία που αναφέρθηκαν προηγουμένως, αρκετά παρόμοιες μετατοπίσεις και στροφές με αυτά διαμορφώνουν και τα Σημεία 1 και 5.

## 6.4 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 6.4.1 ΕΠΙΠΕΔΟ Χ-Z

#### Γεωμετρική Προσομοίωση:

Η υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου συμπεριλαμβάνει την ύπαρξη διαζώματος, επομένως για την προσομοίωση του κτιρίου κατά την διεύθυνση Χ χρησιμοποιήθηκε το ισοδύναμο πλαίσιο της Ενότητας 2.4.2. (βλ. Εικόνα 2.14).

#### Προσομοίωση Ανελαστικότητας Υλικού:

		ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8			
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 Χ 0,51	1,47 Χ 0,51	2,03 Χ 0,51	1,70 Χ 0,51
D (m)		1,935	1,47	2,03	1,7
t (m)		0,51	0,51	0,51	0,51
fd (MPa)		2,44	2,44	2,44	2,44
σo (MPa)		0,240	0,340	0,064	0,090
P (KN)		236,84	254,90	66,26	78,03
vd		0,098	0,139	0,026	0,037
Heff (m)		4,255	3,325	3,182	2,346
ΣΗΜΕΙΟ	Vf (KN)	47,76	47,32	20,50	27,07
SD	δ (m)	0,0340	0,0266	0,0255	0,0188
ΣΗΜΕΙΟ	Mu (KNm)	101,61	78,66	32,61	31,76
NC	δu (m)	0,0486	0,0380	0,0364	0,0268
	φu (rad)	0,0229	0,0229	0,0229	0,0229
	20%*Mu (KNm)	20,32	15,73	6,52	6,35

Πίνακας 6.3: Στάθμες επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Χ-Z

		ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ Μ-φ			
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 Χ 0,51	1,47 Χ 0,51	2,03 Χ 0,51	1,70 Χ 0,51
ΣΗΜΕΙΟ A	M (KNm)	0	0	0	0
	φ (rad)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ B	M (KNm)	101,61	78,66	32,61	31,76
	φ (rad)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ C	M (KNm)	101,61	78,66	32,61	31,76
	φ (rad)	0,0229	0,0229	0,0229	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ D	M (KNm)	20,32	15,73	6,52	6,35
	φ (rad)	0,0229	0,0229	0,0229	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ E	M (KNm)	20,32	15,73	6,52	6,35
	φ (rad)	0,0343	0,0343	0,0343	0,0343

Πίνακας 6.4: Σημεία διαγράμματος Μ-φ των πλαστικών κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Χ-Z

		ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8			
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 X 0,51	1,47 X 0,51	2,03 X 0,51	1,70 X 0,51
	D (m)	1,935	1,47	2,03	1,70
	t (m)	0,51	0,51	0,51	0,51
	fd (MPa)	2,44	2,44	2,44	2,44
	σο (MPa)	0,24	0,34	0,06	0,09
	fmc (MPa)	3,70	3,70	3,70	3,70
	fmt (MPa)	0,48	0,48	0,48	0,48
	fvd (MPa)	0,55	0,58	0,50	0,51
	Heff (m)	4,255	3,325	3,182	2,346
ΣΗΜΕΙΟ	Vf (KN)	545,61	436,99	517,74	440,34
SD	δ (m)	0,0170	0,0133	0,0127	0,0094
ΣΗΜΕΙΟ	Vu (KN)	545,61	436,99	517,74	440,34
NC	δu (m)	0,0243	0,0190	0,0182	0,0134
	20%*Vu (KN)	109,12	87,40	103,55	88,07

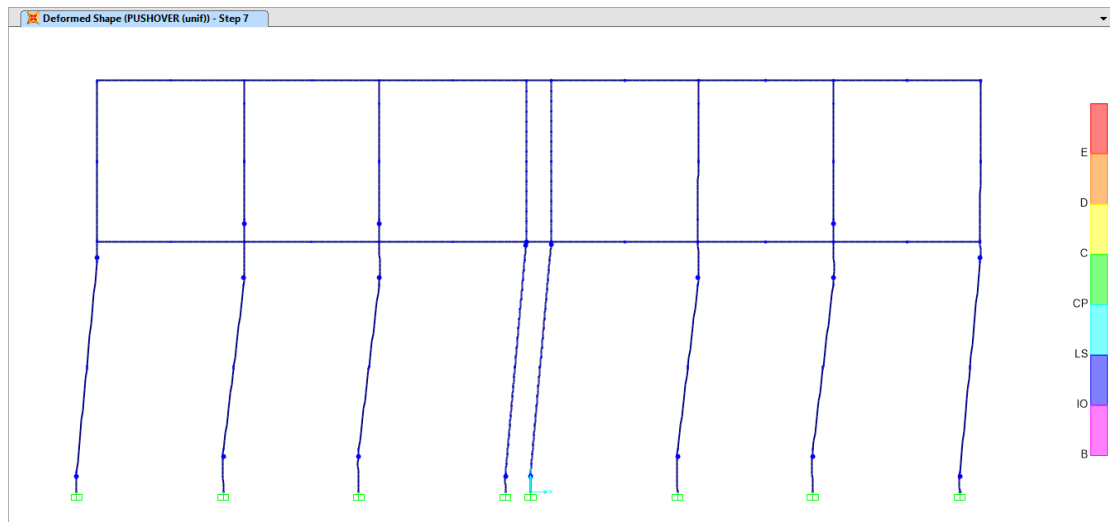
Πίνακας 6.5: Στάθμες επιτελεστικότητας πλαστικών διατμητικών κόμβων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Χ-Ζ

		ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ V-δ			
ΤΟΙΧΟΣ:		1,935 X 0,51	1,47 X 0,51	2,03 X 0,51	1,70 X 0,51
ΣΗΜΕΙΟ A	V (KN)	0	0	0	0
	δ (m)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ B	V (KN)	545,61	436,99	517,74	440,34
	δ (m)	0	0	0	0
ΣΗΜΕΙΟ C	V (KN)	545,61	436,99	517,74	440,34
	δ (m)	0,0243	0,0190	0,0182	0,0134
ΣΗΜΕΙΟ D	V (KN)	109,12	87,40	103,55	88,07
	δ (m)	0,0243	0,0190	0,0182	0,0134
ΣΗΜΕΙΟ E	V (KN)	109,12	87,40	103,55	88,07
	δ (m)	0,0365	0,0285	0,0273	0,0201

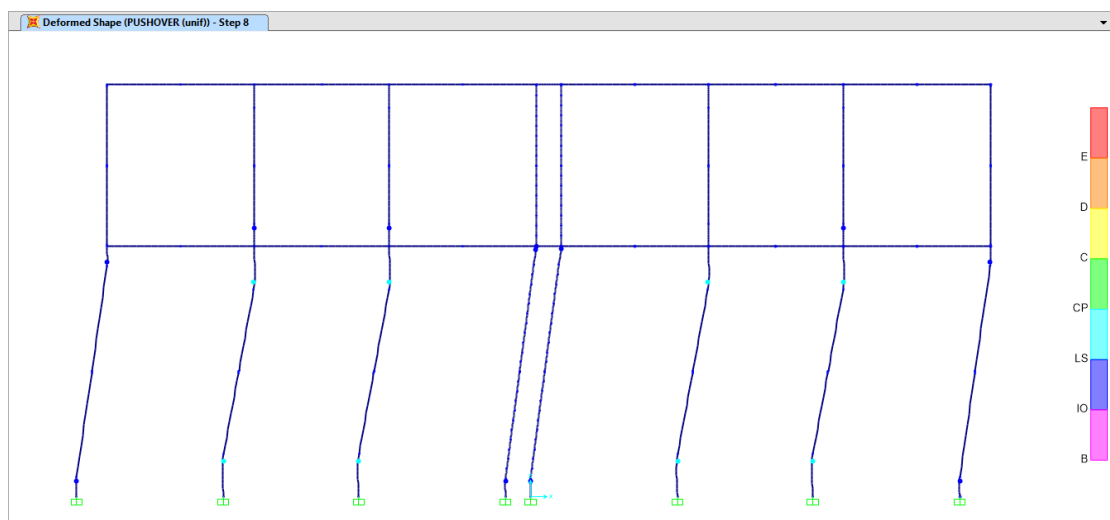
Πίνακας 6.6: Σημεία διαγράμματος V-δ των πλαστικών κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Χ-Ζ

### Αποτελέσματα:

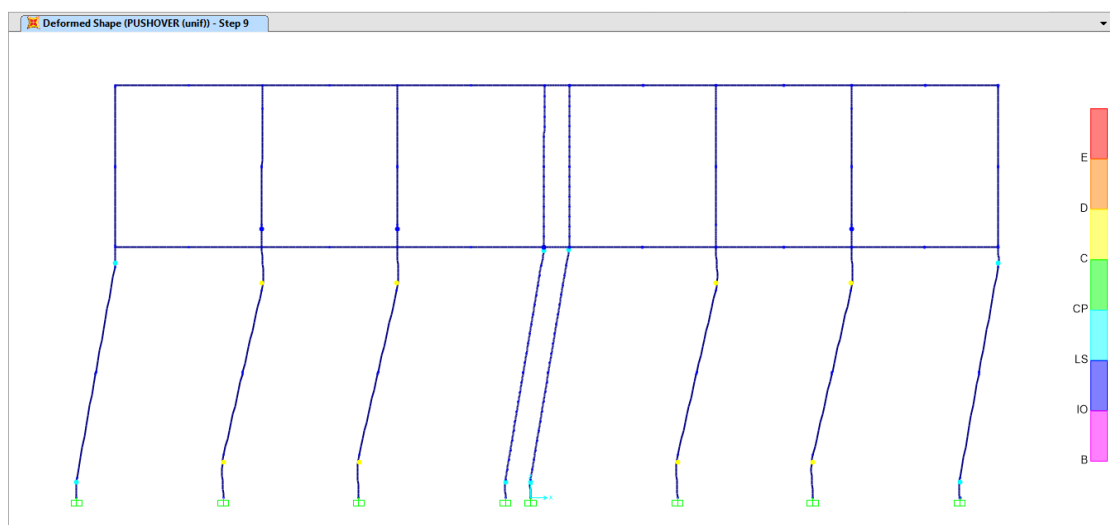
Τα χαρακτηριστικά βήματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών ωθήσεων (PUSHOVER(unif.)) και για κατανομή σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (PUSHOVER(mode1)) υποδεικνύουν τη συμπεριφορά του κτιρίου μετά από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση. Ο μηχανισμός αστοχίας είναι καμπτικός και εμφανίζεται στα άκρα των κατακόρυφων στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρείται συμπεριφορά τύπου «μαλακού ορόφου», το οποίο αποδεικνύεται και από τους υπολογιστικά ( $\Gamma_{top} \approx 1,09$ ). Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται τα κυριότερα βήματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας και οι καμπύλες ικανότητας pushover.



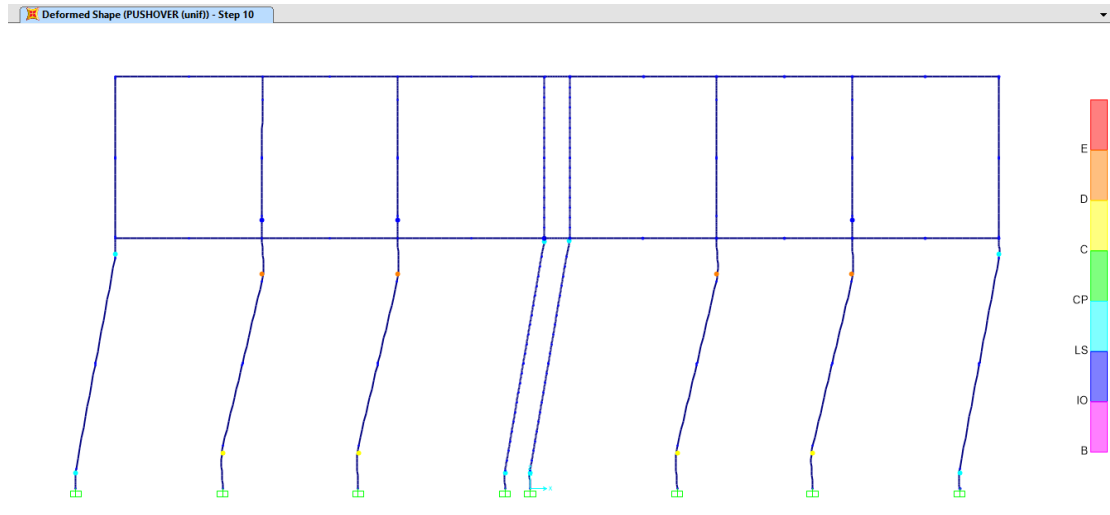
Εικόνα 6.26: 7<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (PUSHOVER(unif))



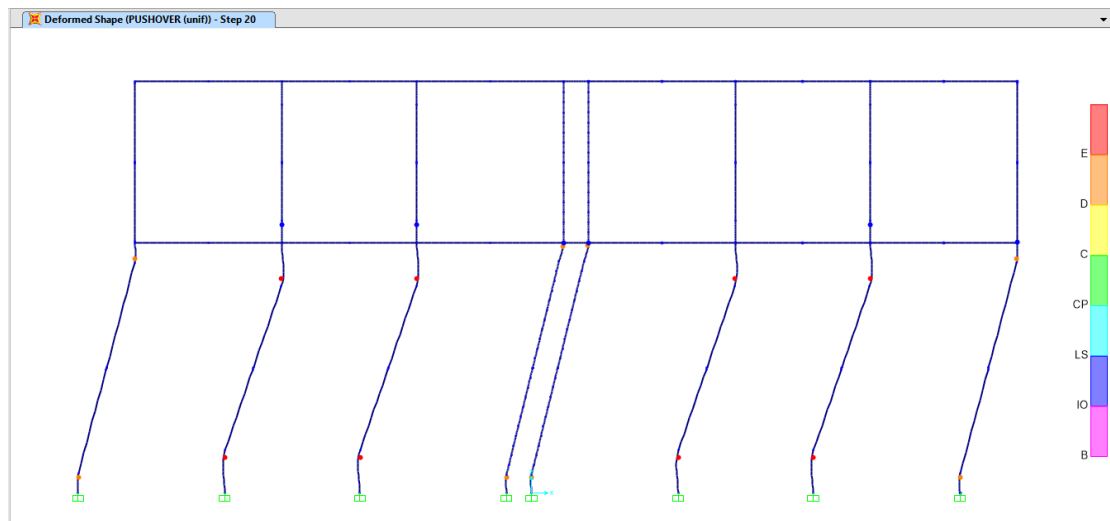
Εικόνα 6.27: 8<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (PUSHOVER(unif))



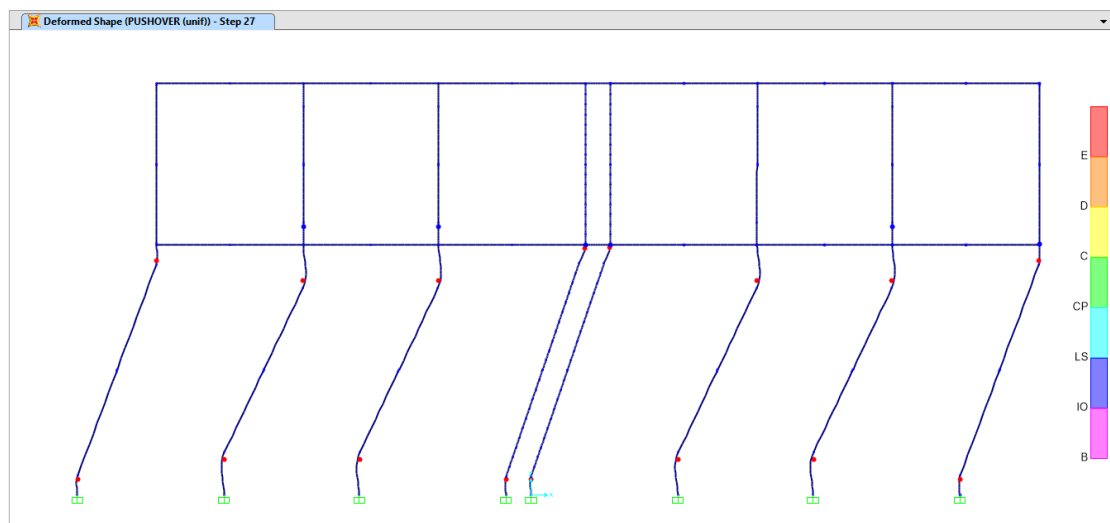
Εικόνα 6.28: 9<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (PUSHOVER(unif))



Εικόνα 6.29: 10<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (PUSHOVER(unif))

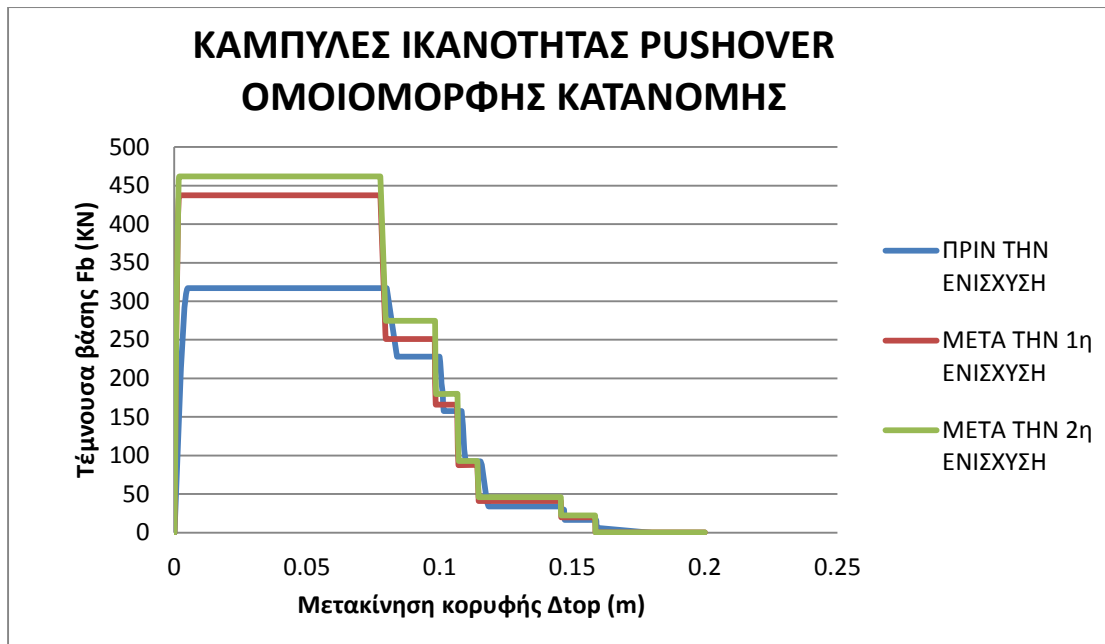


Εικόνα 6.30: 20<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (PUSHOVER(unif))

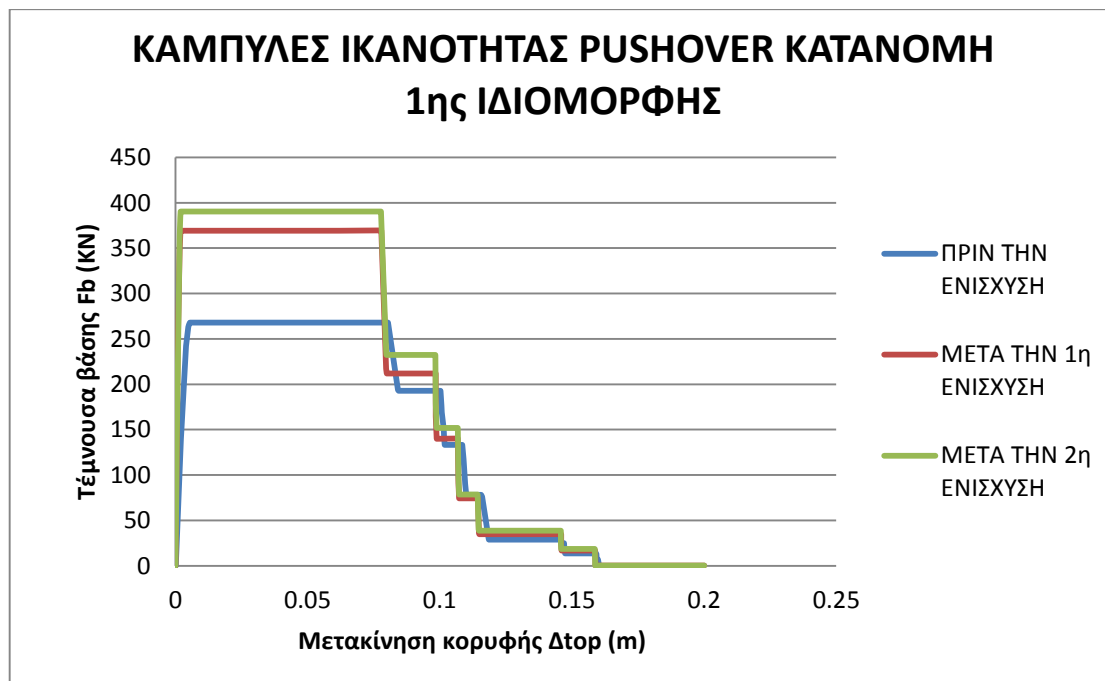


Εικόνα 6.31: 27<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (PUSHOVER(unif))

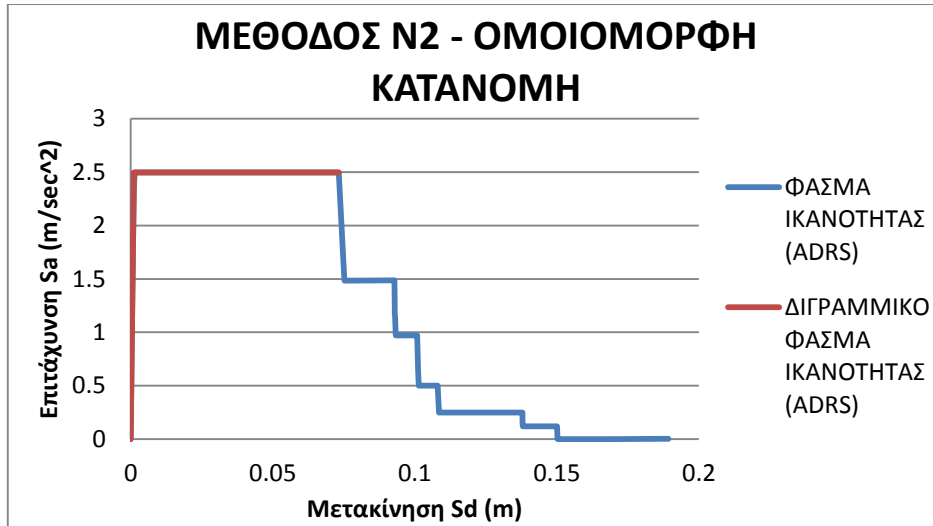




Σχήμα 6.1: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας επιπέδου X-Z (που προκύπτουν από ομοιόμορφη κατανομή φορτίων) πριν και μετά την ενίσχυση



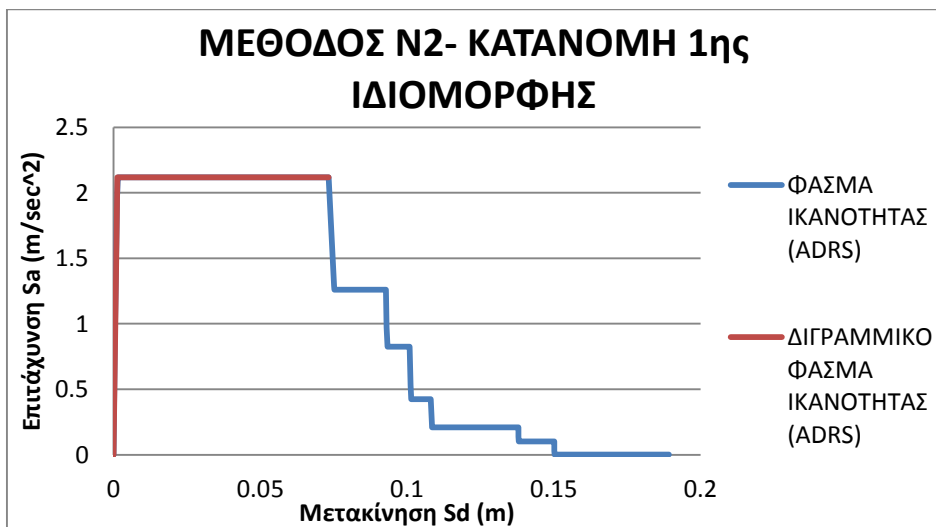
Σχήμα 6.2: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας επιπέδου X-Z (που προκύπτουν από κατανομή φορτίων με βάση την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή) πριν και μετά την ενίσχυση



Σχήμα 6.3: Μέθοδος N2 για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στο επίπεδο X-Z (μετά από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση)

#### Μέθοδος N2 (ομοιόμορφη κατανομή):

$S_{ay}$ =	2,50	m/sec <sup>2</sup>
$S_{dmax}$ =	0,0732	m
$E$ =	0,1816	m <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
$S_{dy}$ =	0,0011	m
$T^*$ =	0,13	Sec < $T_o$
$S_{a,el}(\zeta=5\%)$ =	6,74	m/sec <sup>2</sup>
$R_\mu$ =	2,70	
$\mu$ =	7,33	
$S_{du}$ =	0,0083	m
$\Delta t_{op,u}$ =	0,0091	m



Σχήμα 6.4: Μέθοδος N2 για κατανομή φορτίων με βάση την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή στο επίπεδο X-Z (μετά από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση)

**Μέθοδος N2 (κατανομή 1ης ιδιομορφής):**

$$\begin{aligned}
 S_{ay} &= 2,12 \quad \text{m/sec}^2 \\
 S_{dmax} &= 0,0733 \quad \text{m} \\
 E &= 0,1539 \quad \text{m}^2/\text{sec}^2 \\
 S_{dy} &= 0,0012 \quad \text{m} \\
 T^* &= 0,15 \quad \text{Sec} < T_0 \\
 S_{a,el}(\zeta=5\%) &= 7,20 \quad \text{m/sec}^2 \\
 R_{\mu} &= 3,40 \\
 \mu &= 8,90 \\
 S_{du} &= 0,0110 \quad \text{m} \\
 \Delta_{top,u} &= 0,0121 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

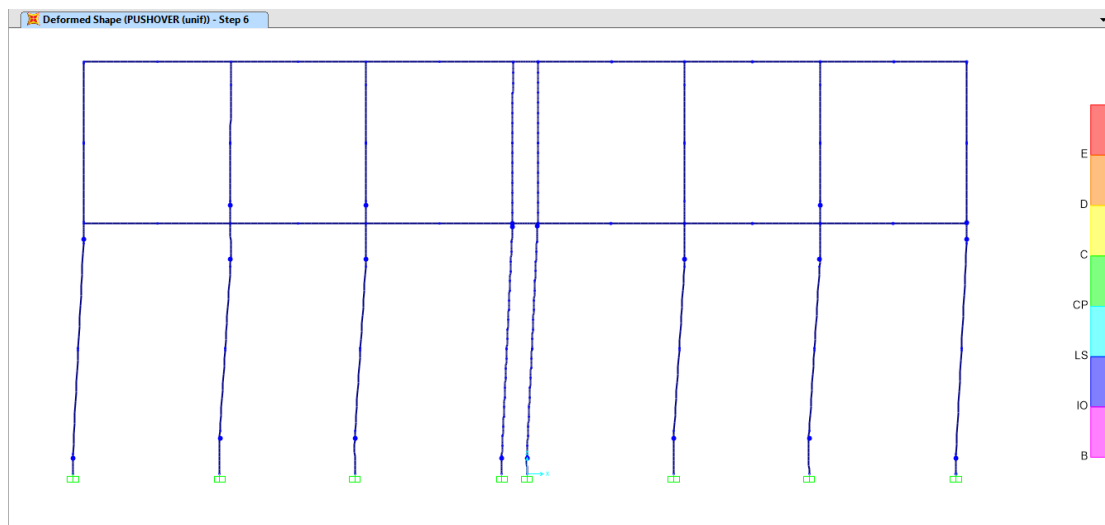
Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα δίνεται ο παρακάτω συγκεντρωτικός πίνακας, ο οποίος υποδεικνύει πως ο σεισμός σχεδιασμού του ΕΚ8 θα φέρει την κατασκευή στη στάθμη «Περιορισμένων Βλαβών (LD)». Επίσης, όπως είναι αναμενόμενο παρατηρούνται πολύ μικρότερες μετατοπίσεις στη κορυφή της κατασκευής μετά την ενίσχυση σε σχέση με εκείνες που υπολογίστηκαν με βάση το μοντέλο της υπάρχουσας κατάστασης. Επίσης, μικρότερες μετατοπίσεις παρατηρούνται συγκρίνοντας τις δύο ενισχύσεις μεταξύ τους. Πιο συγκεκριμένα, η μείωση της μετατοπίσεων από την 1<sup>η</sup> στην 2<sup>η</sup> ενίσχυση υπολογίστηκε στο 6%. Η μείωση αυτή οφείλεται στην αύξηση των κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων λόγω των πρόσθετων φορτίων (βάρους διαζώματος και διπλού ξύλινου πετώματος), οι οποίες αυξάνουν την αντοχή σε εντός επιπέδου κάμψη και διάτμηση. Η ουσιαστική συμβολή του διαζώματος και του διαφράγματος όμως αφορά την εκτός επιπέδου ταλάντωση των τοίχων, πράγμα το οποίο δεν είναι δυνατό να παρατηρηθεί μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης με την μέθοδο των ισοδύναμων επίπεδων πλαισίων. Ωστόσο, κάτι τέτοιο παρουσιάστηκε αναλυτικά κατά τη φασματική ανάλυση χρησιμοποιώντας το μοντέλο των πεπερασμένων στοιχείων.

	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ		ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ		ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ
$\Delta_{top,LD}$ (m)	0,0032	0,0033	0,0014	0,0016	0,0012	0,0014
$\Delta_{top,SD}$ (m)	0,0561	0,0563	0,0544	0,0545	0,0544	0,0545
$\Delta_{top,NC}$ (m)	0,0801	0,0804	0,0777	0,0779	0,0777	0,0778
$\Delta_{top,target}$ (m)	0,0216	0,0248	0,0096	0,0129	0,0091	0,0121

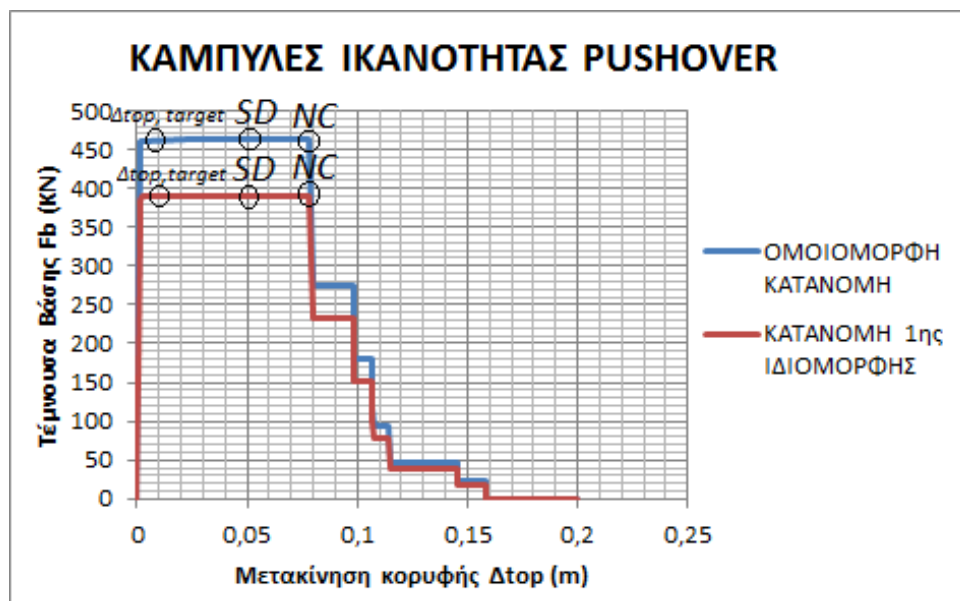
Πίνακας 6.7: Σύγκριση μετατοπίσεων στόχου στο επίπεδο X-Z πριν και μετά τις ενισχύσεις

Γνωρίζοντας πλέον την μετατόπιση κορυφής του ισοδύναμου πλαισίου της διεύθυνσης X-Z, είναι δυνατό να ελέγξουμε αν ο σεισμός σχεδιασμού του ΕΚ8 έχει προκαλέσει σημειακές απώλειες αντοχής στους κόμβους που έχουμε ορίσει. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από το SAP2000, η μετατόπιση αυτή και στις δύο περιπτώσεις βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 5 και 6. Οι εικόνες που ακολουθούν

παρουσιάζουν την μετατόπιση του ισοδύναμου πλαισίου και τις στάθμες επιτελεσιμότητας των πλαστικών κόμβων για το βήμα 6 (step 6).



Εικόνα 6.32: 6<sup>ο</sup> βήμα μη γραμμικής στατικής διαδικασίας μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση (PUSHOVER(unif))



Σχήμα 6.5: Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης μετά από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση

Από την Εικόνα 6.32 συμπεραίνουμε πως κατά το 6<sup>ο</sup> βήμα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων, κανένας πλαστικός κόμβος δεν έχει ξεπεράσει το ΣΗΜΕΙΟ C και επομένως δεν έχει επέλθει σημειακή απώλεια της αντοχής κάποιου κατακόρυφου στοιχείου. Εφόσον κάτι τέτοιο ισχύει για το βήμα 6 τότε θα ισχύει και για την κατάσταση που θα βρεθεί το κτίριο σε περίπτωση που υποστεί τον σεισμό σχεδιασμού του ΕΚ8. Στο ίδιο συμπέρασμα θα καταλήξουμε αν εξετάσουμε το 6<sup>ο</sup> βήμα που προέκυψε από την κατανομή φορτίων με βάση την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή.

## 6.4.2 ΕΠΙΠΕΔΟ Υ-Z

### Γεωμετρική Προσομοίωση:

Η κατάσταση του κτιρίου μετά από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση συμπεριλαμβάνει την ύπαρξη διαζώματος, επομένως για την προσομοίωση του κτιρίου κατά την διεύθυνση Χ χρησιμοποιήθηκε το ισοδύναμο πλαίσιο της Ενότητας 2.4.2. (βλ. Εικόνα 2.16).

### Προσομοίωση Ανελαστικότητας Υλικού:

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8		
ΤΟΙΧΟΣ:		7,10 X 0,51
D (m)		7,10
t (m)		0,51
fd (MPa)		2,44
σο (MPa)		0,131
P (KN)		474,35
vd		0,054
Heff (m)		8,20
ΣΗΜΕΙΟ SD	Vf (KN)	192,68
	δ (m)	0,0656
ΣΗΜΕΙΟ NC	Mu (KNm)	789,99
	δu (m)	0,0937
	φu (rad)	0,0229
	20%*Mu (KNm)	158,00

Πίνακας 6.8: Στάθμες επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Υ-Z

ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ Μ-φ		
ΤΟΙΧΟΣ:		7,10 X 0,51
ΣΗΜΕΙΟ A	M (KNm)	0
	φ (rad)	0
ΣΗΜΕΙΟ B	M (KNm)	789,99
	φ (rad)	0
ΣΗΜΕΙΟ C	M (KNm)	789,99
	φ (rad)	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ D	M (KNm)	158,00
	φ (rad)	0,0229
ΣΗΜΕΙΟ E	M (KNm)	158,00
	φ (rad)	0,0343

Πίνακας 6.9: Σημεία διαγράμματος Μ-φ των πλαστικών αρθρώσεων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Υ-Z

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΚ8		
ΤΟΙΧΟΣ:		7,10 X 0,51
D (m)		7,10
t (m)		0,51
fd (MPa)		2,44
σο (MPa)		0,131
fmc (MPa)		3,7
fmt (MPa)		0,48
fvd (MPa)		0,29
Heff (m)		8,20
ΣΗΜΕΙΟ SD	Vf (KN)	1046,44
	δ (m)	0,0328
ΣΗΜΕΙΟ NC	Vu (KN)	1046,44
	δu (m)	0,0469
	20%*Vu (KN)	209,29

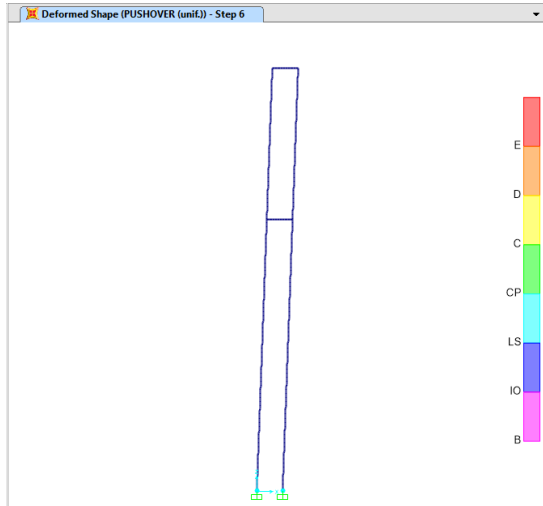
Πίνακας 6.10: Στάθμες επιτελεστικότητας πλαστικών διατμητικών κόμβων σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Υ-Z

ΣΗΜΕΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ V-δ		
ΤΟΙΧΟΣ:		7,10 X 0,51
ΣΗΜΕΙΟ A	V (KN)	0
	δ (m)	0
ΣΗΜΕΙΟ B	V (KN)	1046,44
	δ (m)	0
ΣΗΜΕΙΟ C	V (KN)	1046,44
	δ (m)	0,0469
ΣΗΜΕΙΟ D	V (KN)	209,29
	δ (m)	0,0469
ΣΗΜΕΙΟ E	V (KN)	209,29
	δ (m)	0,0703

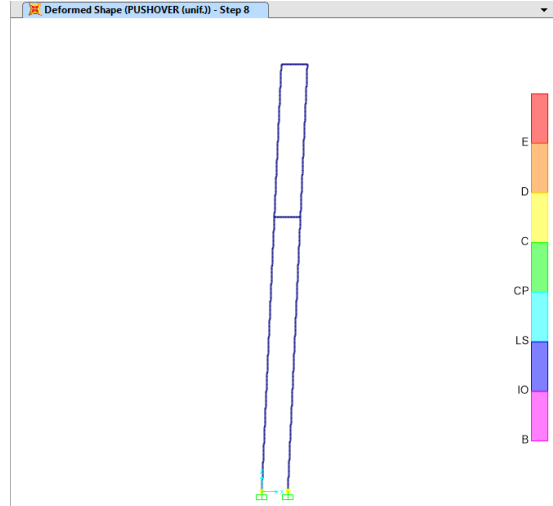
Πίνακας 6.11: Σημεία διαγράμματος Μ-φ των πλαστικών διατμητικών κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων του επιπέδου Υ-Z

Αποτελέσματα:

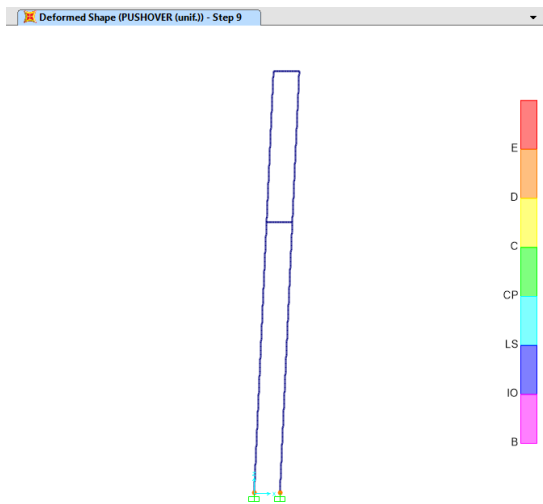
Τα χαρακτηριστικά βήματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών ωθήσεων (PUSHOVER(unif.)) και για κατανομή σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (PUSHOVER(mode1)) υποδεικνύουν τη συμπεριφορά του κτιρίου μετά από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση. Ο μηχανισμός αστοχίας είναι καμπτικός και εμφανίζεται στη βάση των κατακόρυφων στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρείται συμπεριφορά τύπου διατμητικού προβόλου. Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται τα κυριότερα βήματα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας και οι καμπύλες ικανότητας pushover.



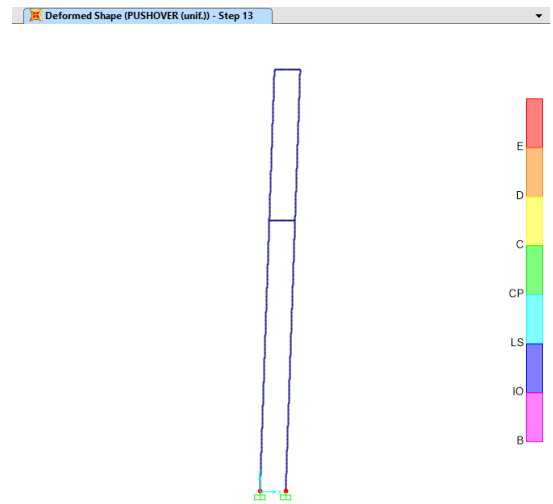
Εικόνα 6.33: 6<sup>ο</sup> βήμα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση



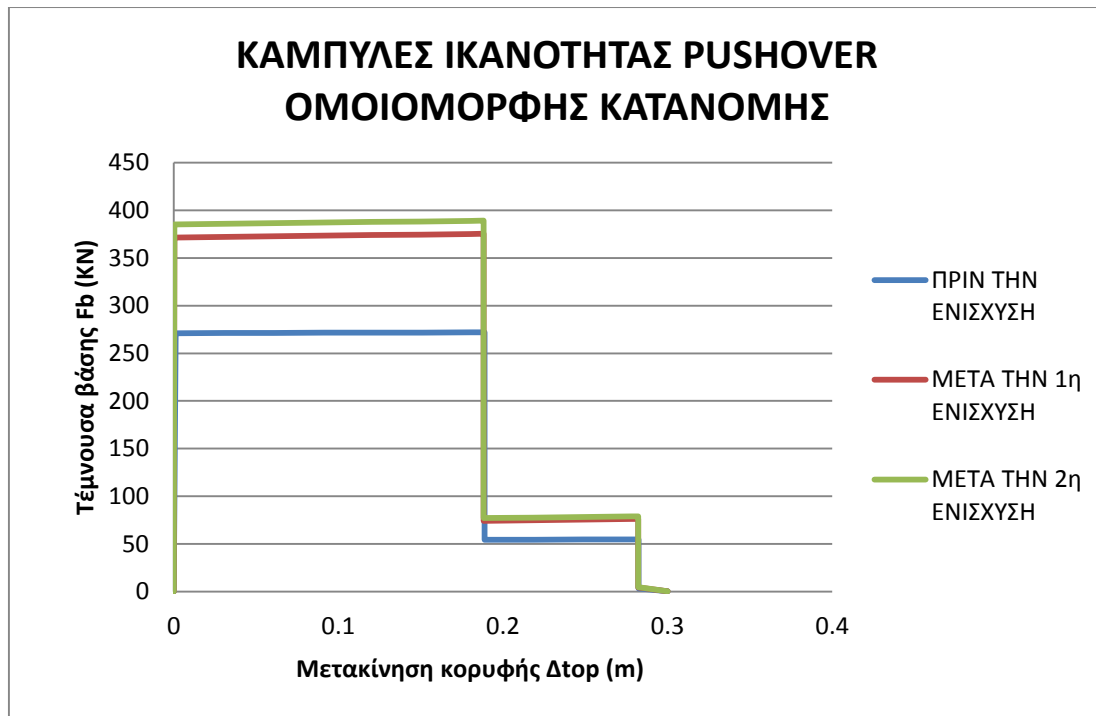
Εικόνα 6.34: 8<sup>ο</sup> βήμα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση



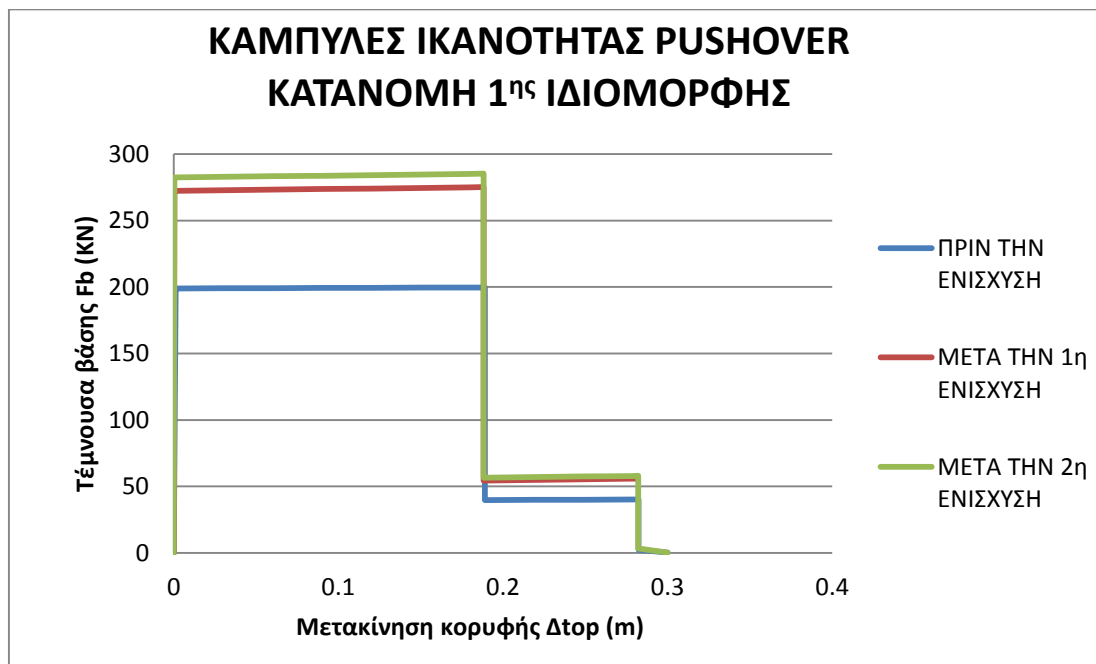
Εικόνα 6.35: 9<sup>ο</sup> βήμα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση



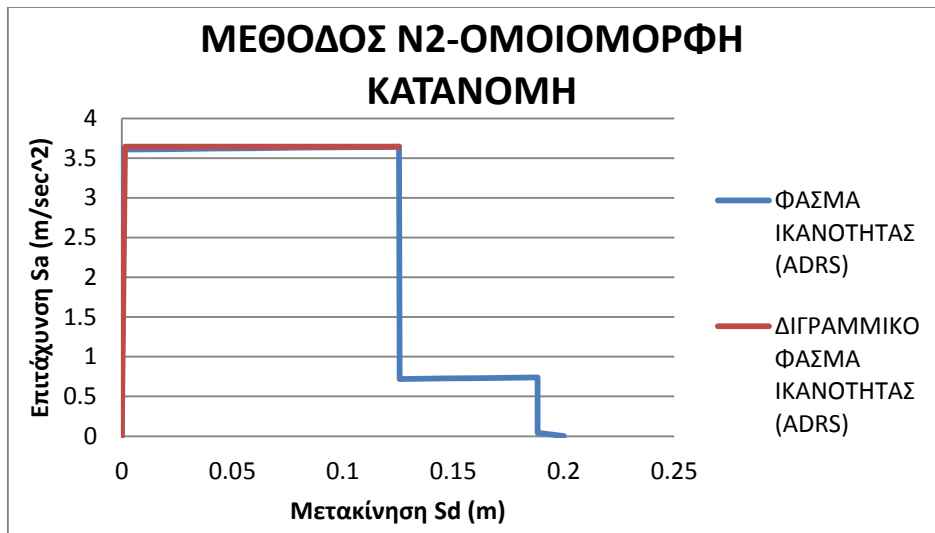
Εικόνα 6.36: 13<sup>ο</sup> βήμα της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση



Σχήμα 6.6: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας επιπέδου Y-Z (που προκύπτουν από ομοιόμορφη κατανομή φορτίων) πριν και μετά τις ενισχύσεις



Σχήμα 6.7: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας επιπέδου Y-Z (που προκύπτουν από κατανομή φορτίων με βάση την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή) πριν και μετά τις ενισχύσεις



Σχήμα 6.8: Μέθοδος Ν2 για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στο επίπεδο Y-Z (μετά από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση)

**Μέθοδος Ν2 (ομοιόμορφη κατανομή):**

$$S_{ay} = 3,64 \quad \text{m/sec}^2$$

$$S_{dmax} = 0,1255 \quad \text{m}$$

$$E = 0,4544 \quad \text{m}^2/\text{sec}^2$$

$$S_{dy} = 0,0015 \quad \text{m}$$

$$T^* = 0,13 \quad \text{sec} < T_o$$

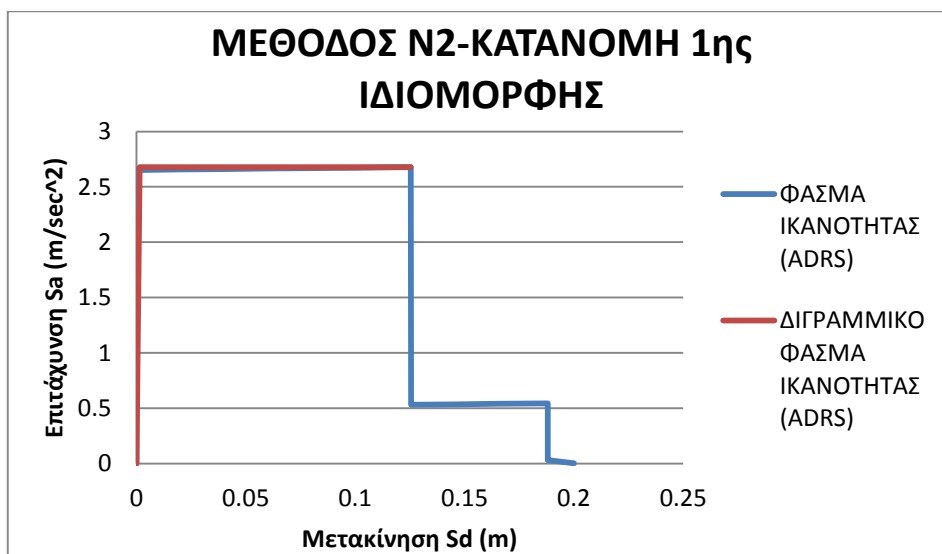
$$S_{a,el}(\zeta=5\%) = 6,52 \quad \text{m/sec}^2$$

$$R_{\mu} = 1,79$$

$$\mu = 4,12$$

$$S_{du} = 0,0061 \quad \text{m}$$

$$\Delta t_{op,u} = 0,0091 \quad \text{m}$$



Σχήμα 6.9: Μέθοδος Ν2 για κατανομή φορτίων με βάση την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή στο επίπεδο Y-Z (μετά από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση)



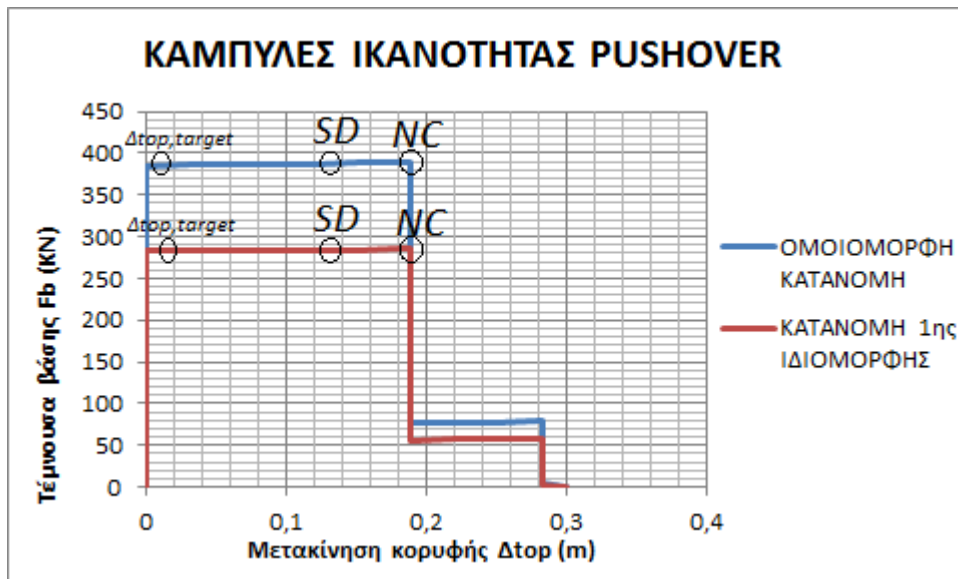
**Μέθοδος N2 (κατανομή 1ης ιδιομορφής):**

$$\begin{aligned}
 S_{ay} &= 2,68 \quad \text{m/sec}^2 \\
 S_{dmax} &= 0,1255 \quad \text{m} \\
 E &= 0,3341 \quad \text{m}^2/\text{sec}^2 \\
 S_{dy} &= 0,0015 \quad \text{m} \\
 T^* &= 0,15 \quad \text{sec} < T_0 \\
 S_{a,el}(\zeta=5\%) &= 7,20 \quad \text{m/sec}^2 \\
 R_{\mu} &= 2,69 \\
 \mu &= 6,71 \\
 S_{du} &= 0,0099 \quad \text{m} \\
 \Delta_{top,u} &= 0,0149 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα δίνεται ο παρακάτω συγκεντρωτικός πίνακας, ο οποίος υποδεικνύει πως ο σεισμός σχεδιασμού του ΕΚ8 θα φέρει την κατασκευή στη στάθμη «Περιορισμένων Βλαβών (LD)». Επίσης, όπως είναι αναμενόμενο παρατηρούνται πολύ μικρότερες μετατοπίσεις στη κορυφή της κατασκευής μετά την ενίσχυση σε σχέση με εκείνες που υπολογίστηκαν με βάση το μοντέλο της υπάρχουσας κατάστασης. Επίσης, μικρότερες μετατοπίσεις παρατηρούνται συγκρίνοντας τις δύο ενισχύσεις μεταξύ τους. Πιο συγκεκριμένα, η μείωση της μετατοπίσεων από την 1<sup>η</sup> στην 2<sup>η</sup> ενίσχυση υπολογίστηκε στο 9% για την ομοιόμορφη κατανομή φορτίων και 5% για την κατανομή φορτίων με βάση την πρώτη ιδιομορφή. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η μείωση αυτή οφείλεται στην αύξηση των κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων λόγω των πρόσθετων φορτίων (βάρους διαζώματος και διπλού ξύλινου πετσώματος), οι οποίες αυξάνουν την αντοχή σε εντός επιπέδου κάμψη και διάτμηση.

	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ		ΜΕΤΑ ΤΗΝ 1η ΕΝΙΣΧΥΣΗ		ΜΕΤΑ ΤΗΝ 2η ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ 1ης ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ
$\Delta_{top,LD} \text{ (m)}$	0,0017	0,0018	0,0023	0,0023	0,0022	0,0022
$\Delta_{top,SD} \text{ (m)}$	0,1322	0,1323	0,1317	0,1317	0,1317	0,1317
$\Delta_{top,NC} \text{ (m)}$	0,1889	0,1889	0,1881	0,1881	0,1881	0,1882
$\Delta_{top,target} \text{ (m)}$	0,0124	0,0172	0,0099	0,0156	0,0091	0,0149

Πίνακας 6.12: Σύγκριση μετατοπίσεων στόχου στο επίπεδο Υ-Z πριν και μετά τις ενισχύσεις



Σχήμα 6.10: Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης επιπέδου X-Z μετά την 2<sup>η</sup> ενίσχυση

## 6.5 ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

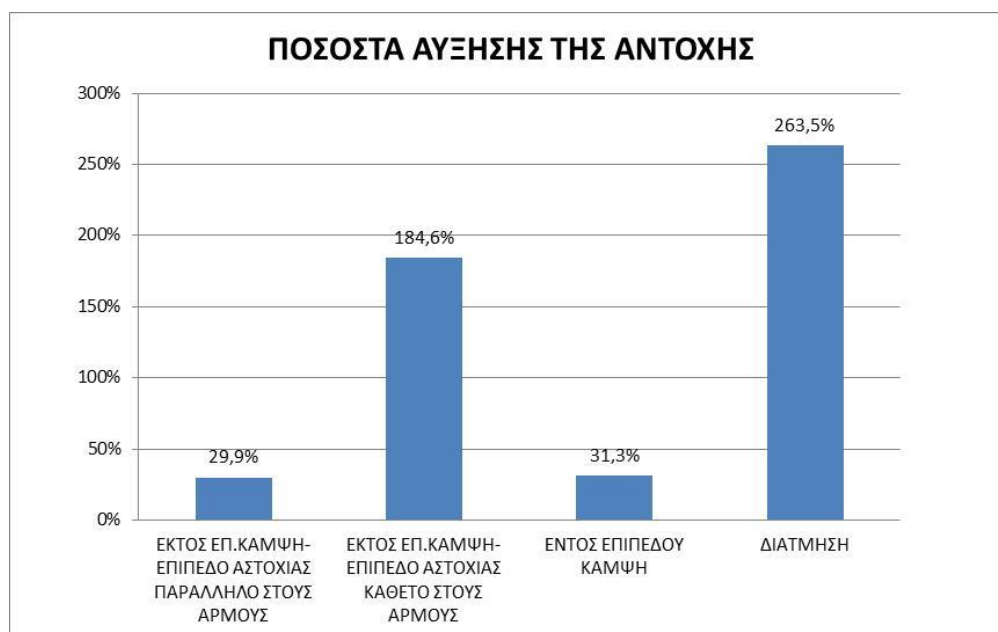
Η κατασκευή διαζώματος στην στέψη και ενός δύσκαμπτου ξύλινου δαπέδου το οποίο θα μπορούσε να προσομοιωθεί ως διάφραγμα, βελτίωσαν σε σημαντικό βαθμό την ικανότητα του κτιρίου να αντιστέκεται στα κατακόρυφα φορτία και τις σεισμικές δράσεις. Ιδιαίτερως ικανοποιητικά ήταν τα αποτελέσματα που αφορούσαν την εκτός επιπέδου κάμψη, η οποία μειώθηκε αρκετά και σε ορισμένες περιπτώσεις εξαλείφτηκε εντελώς. Αντιθέτως, η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας πρόσθεσε μεγαλύτερη ένταση στους τοίχους που βρίσκονται παράλληλα στη κύρια διεύθυνση του σεισμού. Αυτό είχε σαν αποτέλεσμα την αύξηση των λόγων της έντασης προς την αντοχή για τους ελέγχους της εντός επιπέδου κάμψης και διάτμησης. Σε αυτή την περίπτωση τον σημαντικότερο ρόλο έπαιξαν τα ενέματα και το αρμολόγημα, τα οποία προσέφεραν σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής των τοίχων και επομένως η τοιχοποιία δεν κινδυνεύει έναντι διάτμησης. Όμως, η επάρκεια των πεσσών σε εντός επιπέδου κάμψη δεν εξασφαλίστηκε από την εφαρμογή των ενεμάτων και του αρμολογήματος, με αποτέλεσμα η φασματική ανάλυση να παρουσιάζει ακόμα μεγαλύτερους λόγους έντασης προς την αντοχή. Ωστόσο όπως έχει ήδη αναφερθεί σε προηγούμενα κεφάλαια, η φασματική ανάλυση αποδίδει μία συντηρητική εκτίμηση της έντασης της κατασκευής λόγω της θεώρησης χαμηλού συντελεστή συμπεριφοράς ( $q=1,50$ ) άρα και πλαστιμότητας, ενώ στις στηρίξεις όπου εμφανίζεται συγκέντρωση τάσεων συντελούνται τοπικές ανακατανομές της έντασης. Επομένως, η εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής διαδικασίας ήταν απαραίτητη για την κατανόηση της πλαστιμότητας που μπορεί να αναπτύξει η κατασκευή σε κάθε κύρια διεύθυνση, προκειμένου να διαπιστωθεί η επάρκεια ή μη των πεσσών έναντι εντός επιπέδου κάμψης. Τα αποτελέσματα ήταν θετικά, αφού για ακόμη μία φορά αποδείχθηκε ότι ο σεισμός σχεδιασμού του ΕΚ8 δεν θα προκαλέσει απώλεια της καμπτικής αντοχής του τοίχου.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7<sup>ο</sup>: ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Έπειτα από την εφαρμογή των δύο επεμβάσεων στην κατασκευή κρίθηκε σκόπιμο να παρουσιαστεί και να σχολιαστεί η συνολική εικόνα της αποτελεσματικότητας τους. Επίσης θα σχολιαστεί η σύγκριση των αποτελεσμάτων της φασματικής με την ελαστική δυναμική ανάλυση, που πραγματοποιήθηκαν στην ενισχυμένη με τα ενέματα και το αρμολόγημα κατασκευή.

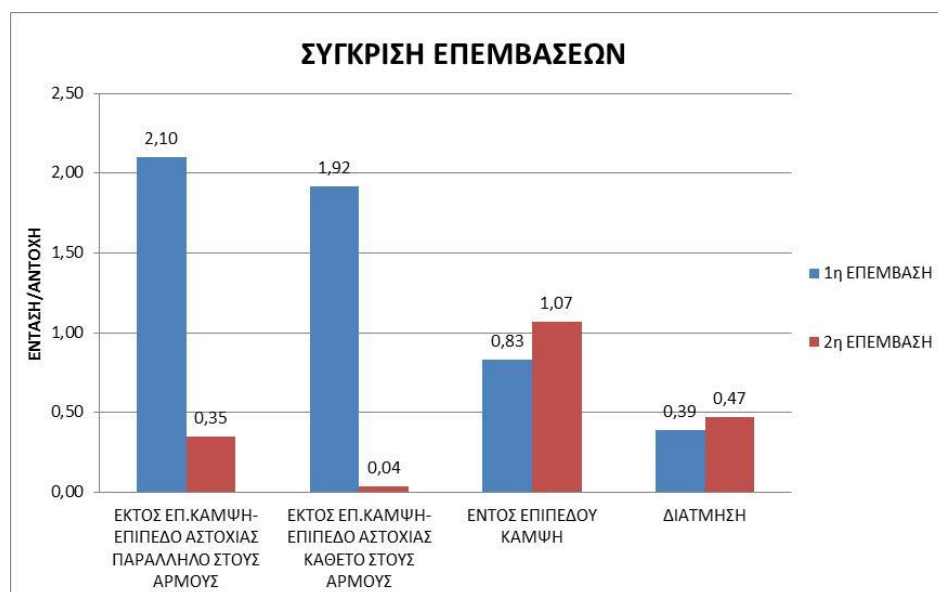
### 7.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Το Σχήμα 7.1 παρουσιάζει το ποσοστό αύξησης της αντοχής του τοίχου για κάθε μηχανισμό αστοχίας μετά από την εφαρμογή των ενεμάτων και του αρμολογήματος. Την χαμηλότερη αύξηση, της τάξης του 30%, εμφανίζουν οι περιπτώσεις της εκτός επιπέδου κάμψης (με επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους αρμούς) και της εντός επιπέδου κάμψης. Αυτό είναι λογικό αφού και στις δύο περιπτώσεις η ροπή αντοχής υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη την συνολική αντοχή της τοιχοποιίας. Αντίθετα, η αντοχή του τοίχου έναντι εκτός επιπέδου κάμψης (με επίπεδο αστοχίας κάθετο στους αρμούς) εξαρτάται αποκλειστικά από την αντοχή του κονιάματος  $f_m$ . Για τον λόγο αυτό η αντοχή μετά την 1<sup>η</sup> επέμβαση είναι σχεδόν 2,8 φορές μεγαλύτερη από την εκείνη που αντιστοιχεί στην υπάρχουσα κατάσταση της κατασκευής. Όσον αφορά την αντοχή σε διάτμηση, αυτή δείχνει ακόμα μεγαλύτερη αύξηση. Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο Κεφάλαιο 5, η αντοχή σε διάτμηση μετά από την 1<sup>η</sup> ενίσχυση εξαρτάται άμεσα από την αντοχή του κονιάματος  $f_m$  και την κατακόρυφη θλιπτική τάση  $\sigma_d$ . Επομένως, λόγω της αύξησης των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου μετά την ανακατασκευή και την 1<sup>η</sup> ενίσχυση, η διατμητική αντοχή είναι λογικό να υπολογίζεται κατά μέσο όρο 3,6 φορές μεγαλύτερη σε σύγκριση με την αντίστοιχη αντοχή της υπάρχουσας κατάστασης του κτιρίου.



Σχήμα 7.1: Ποσοστά αύξησης της αντοχής μετά από την ανακατασκευή του κτιρίου και την εφαρμογή της 1<sup>ης</sup> ενίσχυσης

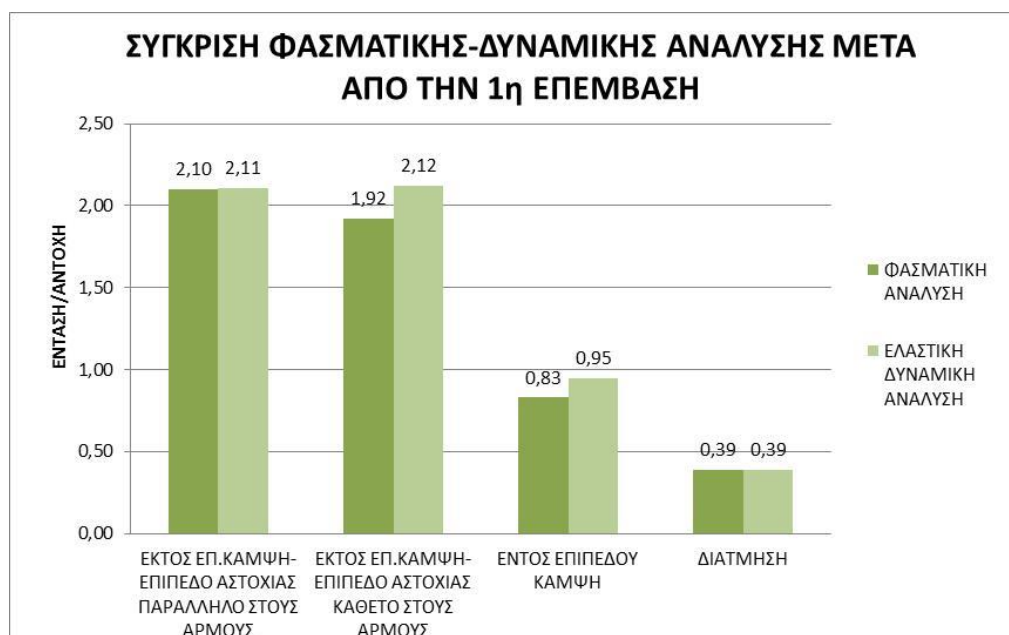
Επιπλέον, πραγματοποιήθηκε η σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ των δύο επεμβάσεων, με βάση τους λόγους έντασης προς την αντοχή. Υπολογίστηκε ο μέσος όρος των λόγων αυτών για κάθε μηχανισμό αστοχίας και εξήχθησαν τα παρακάτω αποτελέσματα. Όπως έχει ήδη αναφερθεί και στο προηγούμενο κεφάλαιο, ο έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη παύει να είναι κρίσιμος μετά από την εφαρμογή της διαφραγματικής λειτουργίας. Αντίθετα, διακρίνεται πως η ένταση της κάμψης και διάτμησης εντός του επιπέδου των τοίχων, μετά από την 2<sup>η</sup> ενίσχυση, αυξάνεται σε σχέση με τα αντίστοιχα μεγέθη της κατασκευής που αντιστοιχούν στην 1<sup>η</sup> ενίσχυση. Ωστόσο, η διάτμηση παρα την αύξηση αυτή παραμένει σε χαμηλά επίπεδα (ο λόγος είναι μικρότερος του 1) και δεν αποτελεί κίνδυνο για την επάρκεια της κατασκευής. Η εντός επιπέδου κάμψη όμως κατά την φασματική ανάλυση δεν ικανοποιεί οριακά τους ελέγχους σε αντίθεση με την μη γραμμική στατική ανάλυση που διεξήχθη, η η οποία υπέδειξε πως δεν θα υπάρξει τέτοιου είδους αστοχία.



Σχήμα 7.2: Σύγκριση επεμβάσεων σύμφωνα με τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης

## 7.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Φασματική και δυναμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο κτίριο μετά την ανακατασκευή και τον εμποτισμό της με ενέματα και το αρμολόγημα. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων πραγματοποιήθηκε υπολογίζοντας τον μέσο όρο των λόγων έντασης προς την αντοχή για κάθε μηχανισμό αστοχίας.



Σχήμα 7.3: Σύγκριση φασματικής και δυναμικής ανάλυσης στην κατασκευή μετά από την 1<sup>η</sup> επέμβαση

Η γενική διαπίστωση που προέκυψε από την σύγκριση των δύο αναλύσεων είναι ότι η δυναμική ανάλυση έδωσε πιο συντηρητικά αποτελέσματα σε σχέση με τη φασματική ανάλυση. Από την αναγωγή του σεισμού της Καλαμάτας του 1986 (βλ. Σχήμα 2.14 και Σχήμα 2.15) είναι φανερό πως για ιδιοπεριόδους μικρότερες της θεμελιώδους, αρκετές από τις τιμές του φάσματος του σεισμού είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες του φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ8. Επομένως η αύξηση στα εντατικά μεγέθη που παρατηρήθηκε είναι αναμενόμενη. Ωστόσο, πρέπει να σημειωθεί ότι η δυναμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε για έναν μόνο σεισμό, γεγονός το οποίο δικαιολογεί την απόκλιση των αποτελεσμάτων. Αν η δυναμική ανάλυση είχε πραγματοποιηθεί σύμφωνα με τις οδηγίες των κανονισμών, δηλαδή χρησιμοποιώντας τις 8 σεισμικές καταγραφές της Ενότητας 2.5.2 (βλ. Σχήμα 2.13), τότε τα αποτελέσματα που θα προέκυπταν δεν θα παρουσίαζαν σημαντικές αποκλίσεις σε σχέση με εκείνα της φασματικής ανάλυσης.



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Καραντώνη Φ.Β. (2004). *Κατασκευές από Φέρουσα Τοιχοποιία, Σχεδιασμός και Επισκευές*. Αθήνα: Εκδόσεις Παπασωτηρίου.
- [2] Ο.Α.Σ.Π. (2001), *Συστάσεις για Προσεισμικές και Μετασεισμικές Επεμβάσεις στα Κτίρια, Μέρος Β΄*, Ενημερωτικό Δελτίο ΤΕΕ, Αθήνα.
- [3] Βιντζηλαίου Ε. (2005). *Σημειώσεις για το μάθημα Μηχανική της Τοιχοποιίας (οπλισμένης και άοπλης)*. Αθήνα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- [4] Ο.Α.Σ.Π. (2001), *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000*, ΟΑΣΠ και ΣΠΜΕ, Αθήνα. <http://www.oasp.gr/node/8>, 12/3/2015.
- [5] Ο.Α.Σ.Π. (2013). *Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)*, 1<sup>η</sup> Αναθεώρηση. Αθήνα. <http://www.oasp.gr/node/92>, 12/3/2015.
- [6] Κορωναίος Α.Γ. & Πουλάκος Γ.Ι. (2006). *Τεχνικά Υλικά, Τόμος 4*, Αθήνα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- [7] Ευρωκώδικας 6, *Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία*, ENV 1996-1-1:1995.
- [8] Ευρωκώδικας 8, *Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών*.
- [9] Κατσικαδέλης Ι.Θ. (2012). *Δυναμική Ανάλυση των Κατασκευών: Θεωρία και Εφαρμογές*. Αθήνα: Εκδόσεις Συμμετρία.
- [10] *Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής EC6, Ενημερωτικό Δελτίο ΤΕΕ*, 24 Οκτωβρίου 1996.
- [11] Ιγνατάκης Χ. & Στυλιανίδης Κ. (2014) «*Σεμινάριο Μικρής Διάρκειας: Κατασκευές από Φέρουσα Τοιχοποιία Κανονισμός-Βλάβες-Αποκατάσταση*», Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας. <http://www.scribd.com/doc/221767642/%CE%A3%CE%B5%CE%BC-%CF%84%CE%BF%CE%B9%CF%87-%CE%A4%CE%95%CE%95-1#scribd>, 12/2/2015.
- [12] Δημοσθένους Μ.Α. (2009). *Μέθοδοι και υλικά αποκατάστασης και ενίσχυσης διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία*, Τ.Ε.Ε./Τ.Κ.Μ. [http://portal.tee.gr/portal/page/portal/teetkm/DRASTHRIOTHTES/SEMINARIA/PALAIOTERA\\_SEMINARIA/H\\_KYKLOS\\_S\\_M\\_D\\_IAN\\_FEB\\_09/FEROUSA\\_TOIXOPOIIA\\_VLAVES\\_APOKATASTASH/Milton\\_%20Demosthenous\\_2009.pdf](http://portal.tee.gr/portal/page/portal/teetkm/DRASTHRIOTHTES/SEMINARIA/PALAIOTERA_SEMINARIA/H_KYKLOS_S_M_D_IAN_FEB_09/FEROUSA_TOIXOPOIIA_VLAVES_APOKATASTASH/Milton_%20Demosthenous_2009.pdf), 12/3/2015.
- [13] Κοτανίδης Χ. & Δουδούμης Ν.Ι. (2006). «*Συγκριτική μελέτη εφαρμογής των μεθόδων ανάλυσης "Static Pushover" και "Time-History" σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος*». Ανακοίνωση στο 15<sup>ο</sup> Συνέδριο Σκυροδέματος, Τ.Ε.Ε.-Ε.Τ.Ε.Κ., Αλεξανδρούπολη.
- [14] Σπανός Χρ., Σπιθάκης Μ., Τρέζος Κ. (2001). *Μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών των υλικών*, Αθήνα: Τ.Ε.Ε.
- [15] Giannopoulos I.P. (2009). *"Seismic Assessment of a RC Building according to FEMA 356 and Eurocode 8"*, Ανακοίνωση στο 16<sup>ο</sup> Συνέδριο Σκυροδέματος, Τ.Ε.Ε.-Ε.Τ.Ε.Κ., Πάφος.
- [16] Chopra A.K. (2010). *Δυναμική των Κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική*, Μετάφραση από τα Αγγλικά Αναγνωστόπουλος Σ.Α, Τρίτη Έκδοση, Αθήνα: Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας.
- [17] Maurizio A. (ed.) (2014). *Mechanics of Masonry Structure*. Udine: Springer.

- [18] Hendry A.W. & Khalaf F.M. (2001). *Masonry Wall Construction*, London: Spon Press.
- [19] Bozorgnia Y. & Bertero V. (2004) (eds.). *Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. Boca Raton, FL: CRC Press LLC.
- [20] Beall Cr. (2004). *Masonry Design and Detailing*, 5<sup>th</sup>edn. New York: McGraw-Hill.
- [21] Binda L. (2008). *Learning from Failure Long Term Behavior of Heavy Masonry Structures*. Southampton: WIT Press.
- [22] Belmouden Y. & Lestuzzi P. (2009). "An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings", *Construction and Building Materials*, 23, 40-53.
- [23] Bilgin H. & Korini O. (2012). "Seismic capacity evaluation of unreinforced masonry residential buildings in Albania", *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 12, 3753-3764.
- [24] Korini O. & Bilgin H. (2012). "A new modeling approach in the pushover analysis of masonry structures". International Students' Conference of Civil Engineering, ISCEE 2012, ISBN, Paper no: 13, Epoka University, Tirana, Albania, 10-11 May 2012
- [25] Bilgin H. & Korini O. (2013). "Seismic safety assessment of an unreinforced masonry building in Albania", Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2013 (VEESD 2013) C. Adam, R. Heuer, W. Lenhardt & C. Schranz (eds) 28-30 August 2013, Vienna, Austria Paper No. 205.
- [26] Arangio S., Bucchi F., Bontempi F. (2013). "Pushover seismic analysis of masonry buildings with different commercial codes", *Ανακοίνωση στο Built Heritage 2013 Monitoring Conservation Management*. On line proceedings [http://www.bh2013.polimi.it/sub\\_pub.htm](http://www.bh2013.polimi.it/sub_pub.htm)
- [27] Spyarakos C. & Francioso A. (2012). "Shaking Table Test and Pushover Analysis on a Scaled Masonry Building", " , Proceedings of the 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa. <http://invenio.itam.cas.cz/record/6792/12/2/2015>.
- [28] Katsanos E.I., Sextos A.G., Manolis G.D. (2010). "Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 157-169.
- [29] Penelis G.Gr. & Penelis Gr. G., Papanikolaou V.K. (2010). "Quasi-Inelastic Static Analysis of URM Monuments", 14ECEE. <file:///C:/Users/User/Downloads/4.7.%20Quasi-inelastic%20static%20analysis%20of%20URM%20monuments.pdf>, 12/3/2015.
- [30] Kappos A.J., Penelis Gr.G., Drakopoulos Ch.G (2002). "Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings", *Journal of Structural Engineering*, 128 (7), 890-89.
- [31] Simoes A., Bento R., A. Gago, Lopes M. (2012). "Seismic Vulnerability of Old Masonry 'Gaioleiro' Buildings in Lisbon", Proceedings of the 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa. [http://www.civil.ist.utl.pt/~rbento/tmp/SEVERES/WCEE2012\\_2444.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~rbento/tmp/SEVERES/WCEE2012_2444.pdf), 12/3/2015.



