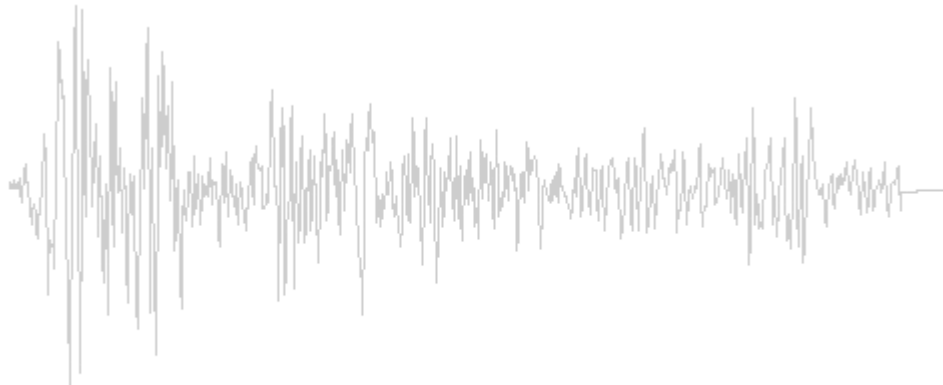




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ**  
**ΕΡΕΥΝΩΝ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Ανάλυση κόστους κύκλου ζωής  
πετρόχτιστων κατασκευών με βάση την  
τρωτότητα**



Εκπόνηση: Ευαγγελία Στρατάκη

Επίβλεψη: Νίκος Λαγαρός

Μιχάλης Φραγκιαδάκης

Αθήνα  
Δεκέμβριος 2013

## Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση λιθόκτιστων κατασκευών μέσω της ανάλυσης κόστους του κύκλου ζωής αυτών. Αυτό σημαίνει πως συνυπολογίζονται το αρχικό κόστος ανέγερσης της κατασκευής, με το κόστος που μπορεί να έχουν βλάβες που είναι δυνατόν να προκληθούν στη κατασκευή λόγω σεισμικών φαινομένων στα οποία θα υποβληθεί μέχρι να ολοκληρώσει το κύκλο της ζωής της.

Αρχικά λοιπόν στο *Πρώτο κεφάλαιο* παρουσιάζονται κάποια εισαγωγικά στοιχεία για τη τοιχοποιία ως δομικό υλικό και τις κατηγορίες στις οποίες αυτή μπορεί να διαιρεθεί με διάφορα κριτήρια. Ενώ στη συνέχεια, στο *Δεύτερο κεφάλαιο*, κρίνεται σκόπιμο να παρατεθούν κάποια εισαγωγικά στοιχεία για την Ανάλυση κόστους κύκλου ζωής καθώς και η μεθοδολογία της ανάλυσης, όπως αυτή θα ακολουθηθεί στη συνέχεια.

Προκειμένου να αποτιμηθούν οι βλάβες που είναι δυνατόν να προκληθούν, στο *Κεφάλαιο τρία*, λιθόκτιστες κατασκευές με διαφορετικά χαρακτηριστικά (μηχανικά και άλλα) υποβλήθηκαν σε γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας και στη συνέχεια χρησιμοποιώντας ως παράμετρο παρατήρησης τη σχετική μετακίνηση οροφής διαπιστώθηκε αν υπερβαίνουν συγκεκριμένες οριακές καταστάσεις. Χαράχθηκαν έτσι οι καμπύλες τρωτότητας της κάθε κατασκευής. Η κατασκευή η οποία εμφάνισε τις μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις κορυφής ενισχύεται στο κεφάλαιο που ακολουθεί.

Στο *Κεφάλαιο τέσσερα*, λοιπόν, παρουσιάζονται τρεις εκδοχές ενίσχυσης της κατασκευής. Οι ενισχυμένες κατασκευές υποβάλλονται και αυτές σε γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας και όμοια με τις μη ενισχυμένες παρατηρείται αν υπερβαίνουν τις ίδιες οριακές καταστάσεις. Χαράσσονται επίσης καμπύλες τρωτότητας για τη κάθε ενισχυμένη κατασκευή.

Στο *Πέμπτο κεφάλαιο*, παρουσιάζεται η αναλυτική εφαρμογή της Ανάλυσης κόστους του κύκλου ζωής της κατασκευής που επιλέχθηκε να ενισχυθεί, τόσο στη μη ενισχυμένη όσο και στις ενισχυμένες εκδοχές της. Έτσι προκύπτει το συνολικό κόστος για όλο το κύκλο της ζωής της κάθε κατασκευής και η εξέλιξη του κόστους με τη πάροδο του χρόνου.

Τέλος, στο *Κεφάλαιο έξι* παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα των συγκρίσεων που έχουν γίνει σε άλλα σημεία της συγκεκριμένης Διπλωματικής εργασίας και εξάγονται τα τελικά συμπεράσματα.

## **Abstract**

This Diploma thesis discusses the assessment of masonry structures using Life Cycle Cost Analysis. A structure's life cycle cost includes not only the initial construction cost but also potential damage cost from earthquakes that may occur during the life of the structure.

First of all, the First chapter introduces masonry as a construction material and the categories in which it can be divided. In the Second chapter, general information about Life cycle cost analysis and its model are presented.

In Chapter three, different masonry structures (as far as mechanical characteristics are concerned) are submitted in linear time-history analyzes and their roof displacements compare with predefined limit state displacements. As a result fragility curves are plotted for each of the structures. Afterwards, the structure with the biggest displacements was chosen to be rehabilitated in the following chapter.

In Chapter four, three different rehabilitation scenario are presented thoroughly. Reinforced structures are also submitted in linear time-history analyzes and their roof displacements compare with predefined limit state displacements. As a result fragility curves are plotted for each of the structures.

In Chapter five, the detailed implementation of Life cycle cost analysis on reinforced or unreinforced structures is described, estimating the cost of the entire life cycle of each structure.

Finally, Chapter six summarizes the comparisons of the results of the whole thesis and reaches the final conclusions.

## **Ευχαριστίες**

Ολοκληρώνοντας την Διπλωματική αυτή εργασία νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω όσους συνέβαλαν στην εξέλιξη και ολοκλήρωσή της.

Αρχικά, ευχαριστώ τον υπεύθυνο καθηγητή μου κ. Νικόλαο Λαγαρό για την ανάθεση της παρούσας εργασίας αλλά κυρίως για το χρόνο που μου διέθεσε και την στήριξή του κάθε φορά που αντιμετώπιζα οποιοδήποτε πρόβλημα. Ακόμα, ευχαριστώ τον κ. Μιχάλη Φραγκιαδάκη για τη πολύτιμη βοήθειά του.

Στη συνέχεια, οφείλω να ευχαριστήσω τη συμφοιτήτριά μου Μαρία Δαγαλάκη γιατί μοιράστηκε μαζί μου όλη την εμπειρία και τις γνώσεις που είχε αποκομίσει από την Διπλωματική της εργασία όσον αφορά το SAP 2000 και τη χρήση του.

Τέλος, ευχαριστώ τον Κωνσταντίνο Στρατάκη για τη πολύτιμη βοήθειά του στη γλώσσα προγραμματισμού Matlab.



# Περιεχόμενα

<b>1</b>	<b>Εισαγωγικά στοιχεία για τη τοιχοποιία</b>	
1.1	Γενικά	9
1.2	Είδη τοιχοποιών	9
1.2.1	Ανάλογα με το είδος των τοιχοσωμάτων	9
1.2.2	Ανάλογα με τη λειτουργία τους	12
1.2.3	Αναλόγως του τρόπου δόμησης	12
<b>2</b>	<b>Θεωρητική περιγραφή Ανάλυσης κόστους κύκλου ζωής</b>	
2.1	Εισαγωγή	13
2.2	Σεισμική επικινδυνότητα	13
2.3	Καμπύλες θραυστότητας	14
2.4	Κόστος κύκλου ζωής	16
<b>3</b>	<b>Υφιστάμενη κατασκευή</b>	
3.1	Θεωρητικό υπόβαθρο	19
3.1.1	Περιγραφή	19
3.1.2	Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας	20
3.1.3	Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	20
3.2	Μονώροφη κατασκευή - σενάριο 1	23
3.2.1	Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά	23
3.2.2	Προσομοίωση φορέα	23
3.2.3	Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	25
3.2.4	Καμπύλες θραυστότητας	31
3.3	Μονώροφη κατασκευή - σενάριο 2	33
3.3.1	Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά	33
3.3.2	Προσομοίωση φορέα	33
3.3.3	Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	34
3.3.4	Καμπύλες θραυστότητας	37
3.4	Διώροφη κατασκευή - σενάριο 3	39
3.4.1	Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά	39
3.4.2	Προσομοίωση φορέα	39
3.4.3	Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	40
3.4.4	Καμπύλες θραυστότητας	44
3.5	Διώροφη κατασκευή - σενάριο 4	46
		5

3.5.1	Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά	46
3.5.2	Προσομοίωση φορέα	46
3.5.3	Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	47
3.5.4	Καμπύλες θραυστότητας	50
3.6	Διώροφη κατασκευή - σενάριο 5	52
3.6.1	Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά	52
3.6.2	Προσομοίωση φορέα	52
3.6.3	Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	53
3.6.4	Καμπύλες θραυστότητας	56
3.7	Διώροφη κατασκευή - σενάριο 6	58
3.7.1	Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά	58
3.7.2	Προσομοίωση φορέα	58
3.7.3	Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	59
3.7.4	Καμπύλες θραυστότητας	62
3.8	Συμπεράσματα	64
<b>4</b>	<b>Ενισχύσεις</b>	
4.1	Εισαγωγή	67
4.2	Ενίσχυση 1	69
4.2.1	Γενική περιγραφή μεθόδου	69
4.2.2	Προσομοίωση μεθόδου	70
4.2.3	Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	71
4.2.4	Καμπύλες θραυστότητας	75
4.3	Ενίσχυση 2	77
4.3.1	Θεωρητικά στοιχεία	77
4.3.2	Προσομοίωση μεθόδου	79
4.3.3	Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	79
4.3.4	Καμπύλες θραυστότητας	83
4.4	Ενίσχυση 3	85
4.4.1	Γενική περιγραφή	85
4.4.2	Προσομοίωση μεθόδου	86
4.4.3	Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	90
4.4.4	Καμπύλες θραυστότητας	93
4.5	Συμπεράσματα	95
<b>5</b>	<b>Ανάλυση κόστους κύκλου ζωής</b>	

5.1	Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας	103
5.2	Αρχικό κόστος	104
5.3	Υπολογισμός πιθανοτήτων εμφάνισης οριακών καταστάσεων	107
5.4	Κόστος οριακών καταστάσεων	110
5.5	Συνολικό Κόστος και συμπεράσματα	113
<b>6</b>	<b>Συμπεράσματα</b>	<b>117</b>
<b>7</b>	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</b>	<b>119</b>
<b>8</b>	<b>Παράρτημα Α</b>	<b>121</b>
<b>9</b>	<b>Παράρτημα Β</b>	<b>125</b>





# 1 Εισαγωγικά στοιχεία για τη τοιχοποιία

## 1.1 Γενικά

Το βασικότερο δομικό υλικό παγκοσμίως για τη κατασκευή όλων των έργων ήταν η τοιχοποιία, μέχρι την εμφάνιση και τη χρήση του χάλυβα στα μέσα του 19<sup>ου</sup> αιώνα και του σκυροδέματος στις αρχές του 20<sup>ου</sup> αιώνα. Παρόλα αυτά, η γνώση που συνοδεύει τη μηχανική συμπεριφορά κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία είναι περιορισμένη. Μάλιστα μέχρι τις αρχές του αιώνα, ο σχεδιασμός κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία ήταν εμπειρικός.

Η τοιχοποιία ως δομικό υλικό έχει πλεονεκτήματα όπως το χαμηλό κόστος, προστασία έναντι πυρκαγιάς, θερμοκρασίας, ήχου, ευκολίας στην κατασκευή, ανθεκτικότητα στο χρόνο. Έχει όμως και μειονεκτήματα, όπως η μικρή της αντοχή σε σχέση με το σκυρόδεμα, η ψαθυρή της φύση και το μεγάλο της βάρος.

Αξίζει να σημειωθεί, πως οι παραδοσιακές κατασκευές ήταν εξ ολοκλήρου πέτρινες με ξύλινα δομικά και μεταλλικά στοιχεία. Η κατασκευή τους γινόταν από τεχνίτες με εμπειρία και βαθιά γνώση που μεταλαμπαδεύονταν από γενιά σε γενιά.

[4] [9]

## 1.2 Είδη τοιχοποιιών

Η τοιχοποιία είναι σύνθετο υλικό, αποτελούμενο από τοιχοσώματα και συνδετικό κονίαμα. Ακολουθούν κατηγορίες στις οποίες μπορούν να διακριθούν οι τοιχοποιίες ανάλογα με τα χαρακτηριστικά τους.

### 1.2.1 Ανάλογα με το είδος των τοιχοσωμάτων

Τα τοιχοσώματα που δομούν την τοιχοποιία την διακρίνουν σε λιθοδομή, αν πρόκειται για φυσικούς λίθους, ή σε πλινθοδομή, αν πρόκειται για τεχνητά λιθοσώματα.

Όσον αφορά τους φυσικούς λίθους, αυτοί προέρχονταν από ανθεκτικά τις περισσότερες φορές πετρώματα, στα οποία έδιναν το σχήμα που ήταν απαραίτητο, ώστε να χρησιμοποιηθούν ως δομικά υλικά στο έργο για το οποίο προορίζονταν.

- Οι τοιχοποιίες ανάλογα με την ύπαρξη ή μη κονιάματος στο σώμα τους διακρίνονται σε:

Ξερολιθοδομές ή ξερολιθιές. Πρόκειται για λιθοδομές από ακατέργαστους φυσικούς λίθους χωρίς τη χρήση συνδετικού κονιάματος.



Εικόνα 1.1 Ξερολιθιά

Λιθοδομές. Οι Λιθοδομές αποτελούνται από φυσικούς λίθους συγκολλημένους με τη χρήση κονιάματος. Πρόκειται για την πιο συνηθισμένη περίπτωση τοιχοποιιών.

Χυτές τοιχοποιίες. Κατασκευάζονται από πλαστικά μείγματα πηλού, κροκάλων και σκυροδέματος, τα οποία στη συνέχεια σκληρύνονται και αποτελούν ενιαίο σύνολο.

- Ακόμα ανάλογα με το βαθμό επεξεργασίας των λιθοσωμάτων οι τοιχοποιίες διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες.

Αργολιθοδομές. Αποτελούνται από ακατέργαστους (αργούς) ή ελαφρώς κατεργασμένους λίθους ώστε να αποκτήσουν το απαιτούμενο σχήμα και μέγεθος για τη χρήση τους ως δομικό υλικό στο συγκεκριμένο έργο για το οποίο προορίζονται.



Εικόνα 1.2 Αργολιθοδομή

Κροκαλολιθοδομές. Λιθοδομές κατασκευασμένες από λίθους κροκαλοειδούς μορφής. Κροκάλες ονομάζονται οι λίθοι με λεία επιφάνεια και στρογγυλεμένα άκρα. Απαντώνται σε παραποτάμιες κυρίως ορεινές περιοχές. Λόγω των προαναφερθέντων ιδιοτήτων τους δυσχεραίνουν τη συνοχή και σύνδεσή τους για τη δημιουργία ενός ισχυρού τοίχου. Για αυτό το λόγο απαγορεύεται η χρήση τους στη δόμηση. Είναι δυνατόν, ωστόσο, να χρησιμοποιηθούν για την κατασκευή χυτών λιθοδομών με την προσθήκη ισχυρού τσιμεντοκονιάματος.

Πλακολιθοδομές. Αποτελούνται από λίθους με κανονική πλακοειδή μορφή. Προκειμένου να χρησιμοποιηθούν τέτοιοι λίθοι είναι απαραίτητο να έχουν ελάχιστο πάχος 10cm και μήκος το πολύ πενταπλάσιο αυτού.

Ημιλαξευμένες. Ως Ημιλαξευμένες, χαρακτηρίζονται οι λιθοδομές που αποτελούνται από ημίεπεξεργασμένους λίθους. Λίθοι δηλαδή, που έχουν υποστεί επεξεργασία στις έδρες και το πρόσωπο ώστε να έχουν μάλλον κανονικό σχήμα παραλληλεπίπεδου και περίπου ίσες διαστάσεις. Προκειμένου να είναι δυνατή αυτή η επεξεργασία οι λίθοι αυτοί προέρχονται από πετρώματα όχι πολύ σκληρά και ομοιογενή. Η λάξευση περιορίζεται σε βάθος περίπου 10cm. Στις περιπτώσεις τρίστρωτων τοιχοποιιών συνήθως η εξωτερική όψη κατασκευάζονταν με ημίξεστους λίθους, η οποία μάλιστα σπανίως επιχρίονταν λόγω υψηλού αισθητικού αποτελέσματος, ενώ η εσωτερική όψη κατασκευάζονταν από αργούς λίθους. Όταν το σχήμα της όψης των ημίξεστων λίθων είναι πολυγωνικό, τότε πρόκειται για μωσαϊκή λιθοδομή.



Εικόνα 1.3 Ακανόνιστη μωσαϊκή λιθοδομή

Λαξευμένες. Λαξευμένες χαρακτηρίζονται οι λιθοδομές που αποτελούνται από πλήρως κατεργασμένους (λαξευμένους) σε όλες τις έδρες λίθους. Έτσι κατασκευάζονταν τα σημαντικά έργα της αρχαιότητας, όπως οι αρχαίοι Ελληνικοί ναοί ή οι Αιγυπτιακές πυραμίδες. Η λάξευση επιτυγχάνεται με την τέλεια επαφή μεταξύ των τοιχοσωμάτων με αποτέλεσμα κατά τη κατακόρυφη έννοια η τοιχοποιία να συμπεριφέρεται ως ολόσωμη.

Οι τεχνητοί λίθοι ή πλίνθοι, είναι βιομηχανικά ή βιοτεχνικά προϊόντα που κατασκευάζονται επί τόπου ή μακριά από το έργο. Το κύριο χαρακτηριστικό τους είναι το συγκεκριμένο σχήμα τους και οι σταθερές διαστάσεις τους.

- Ανάλογα με το υλικό των πλίνθων οι τοιχοποιίες διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες.

Ωμοπλινθοδομές. Αποτελούνται από ωμόπλινθους. Απαντώνται συνήθως σε αγροτικές περιοχές όπου δεν υπήρχαν διαθέσιμοι λίθοι. Οι ωμές πλίνθοι ήταν χειροποίητες και οι διαστάσεις τους δεν ήταν σταθερές, συνήθως όμως ήταν περίπου 20x20x40cm. Σήμερα στην Ελλάδα δεν κατασκευάζονται πια ωμοπλινθοδομές.



Εικόνα 1.4 Ωμοπλινθοδομή

Οπτοπλινθοδομές. Τοιχοποιίες που κατασκευάζονται από «οπτές», δηλαδή ψημένες, πλίνθους, γνωστότερες ως τούβλα. Αυτά αποτελούνται από αργιλικό υλικό (πηλός). Τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή κατασκευάζονται κατά κόρον σήμερα ως φέρουσες ή τοιχοπληρώσεις στην Ελλάδα, όπως και σε όλο τον κόσμο.

Τσιμεντοπλινθοδομές. Αποτελούνται από τσιμεντόλιθους, τεχνητά λιθωσώματα με βάση το τσιμέντο. Λόγω της κακής θερμομονωτικής τους ικανότητας δεν ενδείκνυται η χρήση τους στην κατασκευή κατοικιών, εκτός αν πρόκειται για ειδικού τύπου τσιμεντόλιθους με θερμομονωτικές ιδιότητες.

### **1.2.2 Ανάλογα με τη λειτουργία τους**

Ανάλογα με τη λειτουργία τους οι τοιχοποιίες διακρίνονται στις ακόλουθες κατηγορίες.

Φέρουσες. Ρόλος τους είναι να μεταφέρουν τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία στο έδαφος.

Πληρώσεως. Διαμορφώνουν τους χώρους χωρίς όμως να μεταφέρουν φορτία.

Αντιστήριξης. Οι τοιχοποιίες αντιστήριξης στηρίζουν γαιώδη πρηνή.

Επένδυσης. Κατασκευάζονται σε επαφή με άλλες τοιχοποιίες μόνο για διακοσμητικούς σκοπούς.

### **1.2.3 Αναλόγως του τρόπου δόμησης**

Ανάλογα με τρόπο που είναι δομημένη μία τοιχοποιία διακρίνεται σε συμπαγή ή σε κοίλη (ή αλλιώς με πυρήνα). Όταν μια τοιχοποιία είναι συμπαγής δε διακρίνονται σε μία κατακόρυφη τομή της ξεχωριστές στρώσεις. Αντιθέτως στην περίπτωση της κοίλης τοιχοποιίας διακρίνονται εξωτερική στρώση, εσωτερική στρώση και πυρήνας. Στην περίπτωση που ο πυρήνας είναι κενός πρόκειται για δίστρωτη τοιχοποιία ενώ αν είναι πληρωμένος με κονίαμα (κροκαλόδεμα, σκυρόδεμα ή τσιμεντοκονίαμα) η τοιχοποιία χαρακτηρίζεται ως τρίστρωτη.

[1] [2] [4]

## **2 Θεωρητική περιγραφή Ανάλυσης κόστους κύκλου ζωής**

### **2.1 Εισαγωγή**

Η Ανάλυση κόστους κύκλου ζωής κατασκευών σε σεισμογενείς περιοχές αποτελεί ένα από τα προβλήματα της βελτιστοποίησης που συγκεντρώνουν όλο και περισσότερο το ενδιαφέρον των ερευνητών τα τελευταία χρόνια. Εντάσσεται στο γενικότερο πλαίσιο της βιωσιμότητας των κατασκευών, όντας νέο σε σχέση με τα υπόλοιπα προβλήματα βελτιστοποίησης κατασκευών. Η Ανάλυση κόστους κύκλου ζωής μίας κατασκευής συνυπολογίζοντας το αρχικό κόστος της κατασκευής και το κόστος των διορθωτικών εργασιών που απαιτήθηκαν μετά από κάποιον σεισμό, αναγνωρίζεται ως μόνος κατάλληλος αλγόριθμος αποτίμησης της συμπεριφοράς κατασκευών με μεγάλο αναμενόμενο χρόνο ζωής.

Γενικότερα, τα προβλήματα βελτιστοποίησης των κατασκευών χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες. Αυτά που αναζητούν το βέλτιστο σχεδιασμό, τη βέλτιστη τοπολογία, και τέλος το βέλτιστο σχήμα. Αυτή η αναζήτηση μπορεί να αφορά είτε ένα δομικό μέλος της κατασκευής είτε την κατασκευή ολόκληρη. Ακόμα, τα προβλήματα βελτιστοποίησης των κατασκευών είναι δυνατόν να έχουν στόχο τη βελτιστοποίηση μίας μόνο παραμέτρου, όπου βέλτιστη λύση θεωρείται αυτή που ελαχιστοποιεί τη συγκεκριμένη παράμετρο καλύπτοντας τους περιορισμούς, ή τη βελτιστοποίηση περισσότερων παραμέτρων, όπου μπορούν να βρεθούν περισσότερες βέλτιστες λύσεις.

Τέλος η έννοια της σεισμικής επικινδυνότητας αναφέρεται στους πιθανούς σεισμούς που θα αντιμετωπίσει η κατασκευή στο μέλλον ενώ η έννοια των καμπυλών θραυστότητας αναφέρεται στην ικανότητα απόκρισης της κατασκευής. Οι έννοιες αυτές εξηγούνται αναλυτικά ακολούθως.

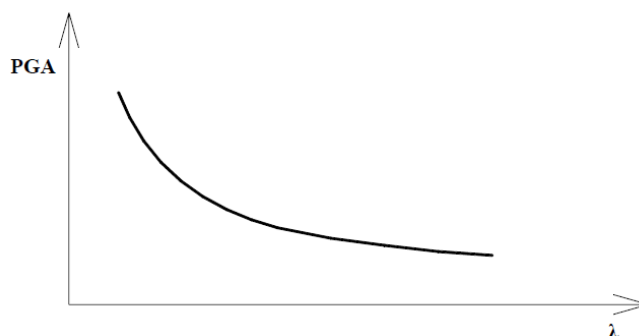
[6] [15]

### **2.2 Σεισμική επικινδυνότητα**

Ένα σεισμός συνεπάγεται μια σειρά από διαφορετικές επικινδυνότητες. Η σημαντικότερη αυτών είναι η εδαφική κίνηση, ενώ άλλες μορφές σεισμικής επικινδυνότητας είναι οι κατολισθήσεις, τα θαλάσσια κύματα κτλ. Ποσοτικά ως σεισμική επικινδυνότητα εκφράζεται η συχνότητα με την οποία αναμένεται οι τιμές της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης να υπερβούν μια συγκεκριμένη τιμή. Οι καμπύλες που περιγράφουν την παραπάνω εικόνα ονομάζονται καμπύλες επικινδυνότητας (hazard curves).

Μία μελέτη σεισμικής επικινδυνότητας, αρχικά, προσδιορίζει τις σεισμικές πηγές στην περιοχή του έργου που είναι ικανές να δώσουν σεισμούς που θα πλήξουν την

περιοχή που εξετάζεται. Οι σεισμικές περιοχές μπορεί να είναι σημειακές, γραμμικές ή επιφανειακές. Για κάθε σεισμική πηγή καθορίζεται ο αριθμός και το μέγεθος σεισμικών γεγονότων που έχουν συμβεί σύμφωνα με ιστορικά στοιχεία. Έτσι, δημιουργούνται καμπύλες, οι οποίες δίνουν την αθροιστική κατανομή των μεγεθών, δηλαδή για ένα συγκεκριμένο χρονικό διάστημα  $\Delta t$  και για μια συγκεκριμένη τιμή του μεγέθους  $m$ , το πλήθος των σεισμών με μέγεθος μεγαλύτερο από  $m$ .



Εικόνα 2.1 Καμπύλη επικινδυνότητας. Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση συναρτήσει ετήσιας συχνότητας

Αναλύσεις σεισμικής επικινδυνότητας είναι απαραίτητες για τη μελέτη έργων μεγάλου μεγέθους όπως μεγάλες γέφυρες, φράγματα, πυρηνικά εργοστάσια κτλ. Ενώ οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί ορίζουν ως σεισμό σχεδιασμού για τα συνήθη έργα (κατοικίες, γραφεία, κτλ.) το σεισμό με εδαφική επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% σε χρονικό διάστημα 50 ετών. Για σημαντικά έργα, οι κανονισμοί απαιτούν ο σχεδιασμός να γίνεται για ισχυρότερους σεισμούς με μικρότερες πιθανότητες εμφάνισης.

[10]

### 2.3 Καμπύλες θραυστότητας

Για το σχεδιασμό και ανασχεδιασμό των κατασκευών, αλλά και την αποτελεσματική εφαρμογή διαδικασιών αποκατάστασης και αξιολόγησή τους, είναι χρήσιμη η εκτίμηση της σεισμικής τους τρωτότητας. Η σεισμική τρωτότητα σχετίζεται ευθέως με την έκταση των βλαβών που αναμένεται να υποστεί η κατασκευή λόγω ενός σεισμικού γεγονότος.

Οικονομικοί, κοινωνικοί και αρχιτεκτονικοί λόγοι επιβάλλουν την ανάγκη μιας σαφούς εικόνας για το μέγεθος της αξιοπιστίας της κατασκευής, με απώτερο σκοπό τη λήψη των αποφάσεων. Συγχρόνως, ο τυχαίος χαρακτήρας των στοιχείων που καθορίζουν την συμπεριφορά της κατασκευής στα επιβαλλόμενα φορτία και η έλλειψη βεβαιότητας για το μέγεθος των αναμενόμενων φορτίων λόγω του τυχαίου τους χαρακτήρα, οδηγεί σε σχεδιασμό που βασίζεται σε μια πιθανοτική προσέγγιση. Έτσι εισάγεται η οικογένεια των καμπυλών θραυστότητας, που συσχετίζουν σε όρους πιθανοτήτων την εκτιμώμενη βλάβη της κατασκευής με την σεισμική ένταση.

Για τη δημιουργία διαγράμματος καμπυλών θραυστότητας, αρχικά, δημιουργείται το προσομοίωμα της κατασκευής και επιλέγεται το δεδομένο εισόδου. Στη συνέχεια, πραγματοποιούνται αναλύσεις τάσεων και αστοχίας. Τέλος, εξάγονται καμπύλες θραυστότητας μέσω στατιστικής επεξεργασίας και προσαρμογής της κατάλληλης συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας επί των παρατηρήσεων. Υπάρχουν δύο είδη καμπυλών θραυστότητας οι αναλυτικές, όπου τα στοιχεία σεισμικής απόκρισης παράγονται αναλυτικά και οι εμπειρικές, όπου τα στοιχεία λαμβάνονται εμπειρικά μέσω συλλογής και αξιολόγησης υπαρκτών μεγεθών.

Δεδομένου ότι η τρωτότητα της κατασκευής εξαρτάται από το εύρος των βλαβών, μια κλίμακα αναφοράς πρέπει να χρησιμοποιηθεί ώστε να μετασχηματίζει τις ποσοτικές τιμές του δείκτη βλάβης σε ποιοτικές περιγραφές του βαθμού βλάβης. Στην παρούσα διπλωματική εργασία, ως παράμετρος απόκρισης λαμβάνεται η σχετική με το έδαφος μετακίνηση κορυφής της κατασκευής ενώ η προσομοίωση της κατασκευής έγινε στο SAP 2000 v15.1.0. Το μέγεθος της μετακίνησης κορυφής ορίζει το επίπεδο βλάβης όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα. Υιοθετείται η βαθμονόμηση που παρουσιάζεται στο άρθρο "Vector-valued fragility functions for seismic risk evaluation" από τους P. Gehl, D. M. Seyed, J. Douglas και προκύπτει ως συνδυασμός των επιπέδων βλάβης του EMS-98 και των μετατοπίσεων για μη οπλισμένη τοιχοποιία των Milutinovic and Trendafiloski (2003).

Πίνακας 2.1 Επίπεδα βλάβης

Επίπεδα Βλάβης	Σχετική μετατόπιση (mm)
Slight	3.94
Moderate	4.59
Extensive	6.54
Very heavy	10.43
Collapse	16.92

Οι καμπύλες θραυστότητας θα προκύψουν τελικά από την παρακάτω συνάρτηση λογαριθμοκανονικής αθροιστικής κατανομής πιθανότητας.

$$P(u \geq u_{op} | PGA) = \Phi \left\{ \frac{1}{\beta} \ln \left( \frac{PGA}{\mu_{PGA}(u_{op})} \right) \right\} \quad (1)$$

όπου

$P(u \geq u_{op} | PGA)$ , η πιθανότητα υπέρβασης συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης υπό σεισμική φόρτιση δεδομένης εντάσεως

$u_{op}$ , είναι η μετακίνηση κορυφής σύμφωνα με το κάτω όριο του επιπέδου βλάβης στο οποίο αναφέρεται η καμπύλη θραυστότητας

$\Phi\{.\}$ , η συνάρτηση της τυποποιημένης κανονικής αθροιστικής κατανομής



$\mu_{PGA}(u_{op})$ , η μέση τιμή των μέγιστων εντάσεων των σεισμικών γεγονότων που η μετακίνηση κορυφής που προκαλούν ξεπερνά το κάτω όριο του συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης

$\beta = \frac{\sigma_{PGA}(u_{op})}{\mu_{PGA}(u_{op})}$ , το πηλίκο της τυπικής απόκλισης και της μέσης τιμής των σεισμικών γεγονότων που η μετακίνηση κορυφής που προκαλούν ξεπερνά το κάτω όριο του συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης

[11] [15] [17]

## 2.4 Κόστος κύκλου ζωής

Το Κόστος του κύκλου ζωής μιας κατασκευής είναι το άθροισμα του κόστους των αρχικών εργασιών κατασκευής αλλά και του κόστους των εργασιών που αναμένεται να χρειαστούν για τη συντήρηση και επισκευή της κατασκευής σε βάθος χρόνου, όπως και τυχόν επεμβάσεων που είναι πιθανόν να χρειαστούν προκειμένου να διασφαλισθεί η ασφάλεια της κατασκευής σε βάθος χρόνου. Το κόστος του κύκλου ζωής μιας κατασκευής αναφέρεται συνήθως στη μείωση της φέρουσας ικανότητας δομικών στοιχείων με τη πάροδο του χρόνου εξαιτίας φαινομένων όπως διάβρωση ή εξασθένηση των αρθρώσεων ή των στηριζέων. Ακόμα, αναφέρεται σε κινδύνους πρόκλησης βλαβών λόγω φυσικών φαινομένων όπως σεισμοί ή άνεμοι μεγάλης έντασης.

Στόχος του αλγορίθμου είναι έχοντας προσδιορίσει την πιθανότητα η κατασκευή να βρεθεί σε ένα προκαθορισμένο επίπεδο βλάβης κατά τη διάρκεια της ζωής της, να εκτιμηθεί το κόστος διόρθωσης των βλαβών του κάθε επιπέδου, και τέλος να βρεθεί το κόστος ζωής της κατασκευής.

Αρχικά προσδιορίζεται η καμπύλη επικινδυνότητας της περιοχής στην οποία βρίσκεται η κατασκευή και οι καμπύλες θραυστότητας της κατασκευής όπως περιγράφηκε προηγούμενα.

Ακολούθως τα δύο ανωτέρω μεγέθη συνδυάζονται και υπολογίζεται η ετήσια συχνότητα με την οποία η σχετική μετακίνηση κορυφής υπερβαίνει την κάθε οριακή κατάσταση όπως αυτή ορίστηκε στον Πίνακα 2.1 στη συγκεκριμένη τοποθεσία.

$$P(\Delta > \Delta_i) = \int_0^{\infty} P(\Delta > \Delta_i | PGA) \left| \frac{dv(PGA)}{PGA} \right| dPGA \quad (2)$$

όπου, το πρώτο μέρος του ολοκληρώματος έχει προκύψει από τις καμπύλες θραυστότητας και εκφράζει την πιθανότητα υπέρβασης της  $i$  οριακής κατάστασης και το δεύτερο μέρος είναι η απόλυτη τιμή της κλίσης της καμπύλης επικινδυνότητας.

Στη συνέχεια προσδιορίζεται η πιθανότητα η κατασκευή να βρεθεί στην  $i$  οριακή κατάσταση στη συγκεκριμένη τοποθεσία.

$$P_i = P(\Delta > \Delta_i) - P(\Delta > \Delta_{i+1}) \quad (3)$$

Στη συνέχεια προσδιορίζεται το αρχικό κατασκευαστικό κόστος  $C_{IN(s)}$  στο οποίο προστίθεται το κόστος των υλικών και των εργασιών της κάθε επέμβασης για τις ενισχυμένες κατασκευές. Ακόμα, υπολογίζεται το κόστος κάθε οριακής κατάστασης το οποίο περιλαμβάνει την αποκατάσταση ή αποζημίωση ζημιών που έχουν προκληθεί στη κατασκευή από σεισμικά φαινόμενα.

$$C_{LS(t,s)} = \frac{\nu}{\lambda} (1 - e^{-\lambda t}) \sum_{i=1}^N C_{LS}^i P_i \quad (4)$$

όπου,

$\nu$ , ετήσιος ρυθμός εμφάνισης σημαντικών σεισμών

$\lambda$ , πληθωρισμός

$C_{LS}^i$ , συνολικό κόστος οριακής κατάστασης  $i$

$P_i$ , η πιθανότητα να βρεθεί η κατασκευή στην  $i$  οριακή κατάσταση στη συγκεκριμένη τοποθεσία

Τέλος το αναμενόμενο συνολικό κόστος του κύκλου ζωής της κατασκευής προκύπτει από τη ακόλουθη σχέση.

$$C_{LC}(t,s) = C_{IN(s)} + C_{LS(t,s)} \quad (5)$$

όπου,

$C_{IN(s)}$ , το αρχικό κατασκευαστικό κόστος

$C_{LS(t,s)}$ , συνολικό κόστος οριακών καταστάσεων

[6] [15]



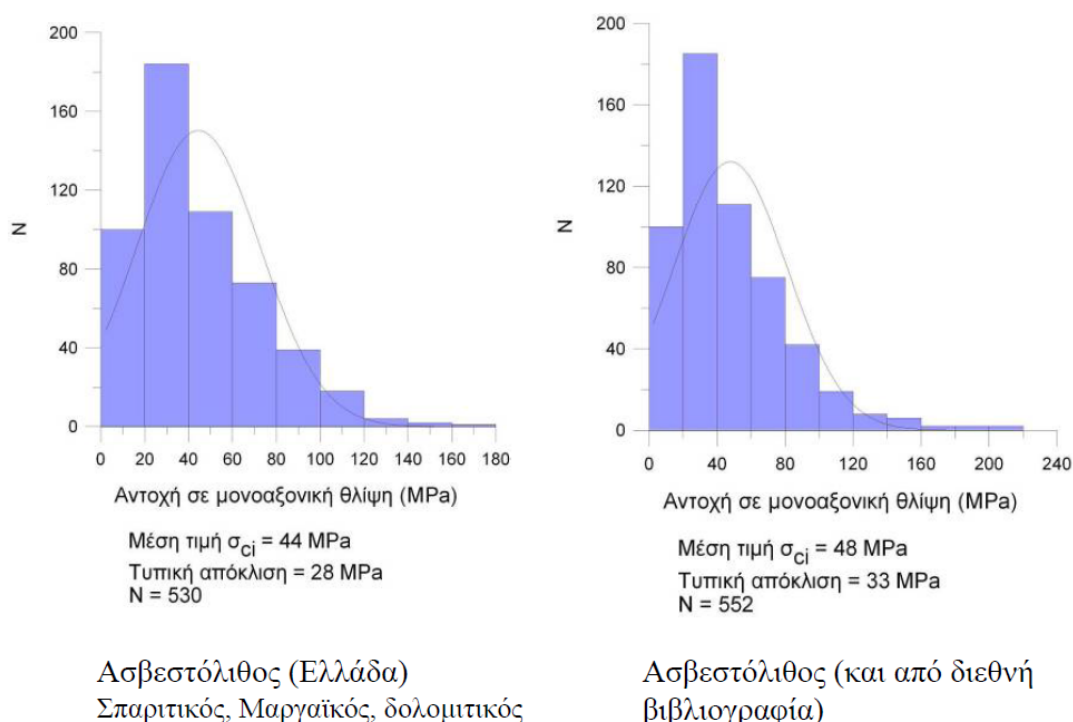
### 3 Υφιστάμενη κατασκευή

#### 3.1 Θεωρητικό υπόβαθρο

##### 3.1.1 Περιγραφή

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εφαρμόζεται η Ανάλυση κόστους κύκλου ζωής σε μία πρότυπη πετρόχτιστη κατασκευή. Σε πρώτη φάση αποτιμήθηκε η κατάσταση της υφιστάμενης κατασκευής για τις περιπτώσεις που αυτή έχει έναν ή δύο ορόφους αντίστοιχα και για διάφορες εκδοχές μέτρου ελαστικότητας και θλιπτικής αντοχής των δομικών υλικών.

Η υφιστάμενη κατασκευή με έναν ή δύο ορόφους έχει διαστάσεις κάτοψης 5m x 7m και ύψος 3m για τον κάθε όροφο. Αποτελείται από φυσικούς αργούς λίθους και συγκεκριμένα ασβεστόλιθο και ασβεστοκονίαμα. Σε κάθε ένα από τα σενάρια που περιγράφονται παρακάτω έχει επιλεγεί διαφορετικό μέτρο θλιπτικής αντοχής ασβεστόλιθου και κονιάματος. Στην εικόνα 3.1 που ακολουθεί εμφανίζεται η κατανομή του μέτρου μονοαξονικής θλίψης του ασβεστόλιθου. [12] Όσον αφορά το ασβεστοκονίαμα η αντοχή του σε θλίψη κυμαίνεται από 0,5MPa έως 1,5MPa. [5] Η οροφή του κάθε ορόφου, είτε πρόκειται για μονώροφη είτε για διώροφη κατασκευή είναι από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, γεγονός που συνεπάγεται τη διαφραγματική λειτουργία αυτής.



Εικόνα 3.1 Κατανομή ασβεστόλιθου

### 3.1.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

Ανάλογα με τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών λίθων και του κονιάματος σε κάθε περίπτωση, υπολογίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας όπως φαίνονται παρακάτω σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6. [14]

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (6)$$

όπου

$f_k$  , η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$f_b$ , η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

$f_m$  , η θλιπτική αντοχή του κονιάματος

$K$  , σταθερά εξαρτώμενη από τον τύπο του λιθοσώματος και του κονιάματος

Εφόσον σε όλα τα σενάρια τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών υλικών καλύπτουν τις προϋποθέσεις που περιγράφει ο Ευρωκώδικας 6, ο συντελεστής  $K$  μπορεί να ληφθεί από το πίνακα 3.3 του Ευρωκώδικα 6. Έτσι για κονίαμα γενικής εφαρμογής και φυσικά λιθοσώματα προκύπτει  $K=0,45$ . Ακόμα, στην περίπτωση της τρίστρωτης τοιχοποιίας θεωρώ πως υπάρχει διαμήκης αρμός κονιάματος σε όλο το μήκος του τοίχου, άρα ο συντελεστής  $K$  προκύπτει μειωμένος και ίσος με  $0,8K$ .

Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας προκύπτει από την παρακάτω σχέση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6.

$$E = 1000 \cdot f_k \quad (7)$$

όπου

$f_k$  , η χαρακτηριστική αντοχή της τοιχοποιίας

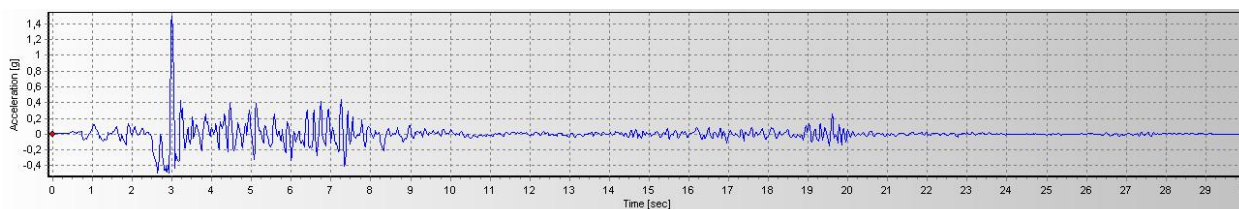
### 3.1.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Η αποτίμηση των αρχικών κατασκευών αλλά και των μετέπειτα ενισχυμένων έγινε με τη μέθοδο της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας ονομάζεται η δυναμική ανάλυση που υποβάλει το φορέα σε σεισμική φόρτιση μέσω επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών δονήσεων. Η απόκριση του φορέα υπολογίζεται με επαναληπτικό τρόπο για κάθε χρονικό βήμα. Τα αποτελέσματα της εν λόγω ανάλυσης είναι ιδιαίτερα ευαίσθητα σε μεταβολές των βασικών παραμέτρων του συστήματος όπως, διέγερση, μάζα, δυσκαμψία, απόσβεση.

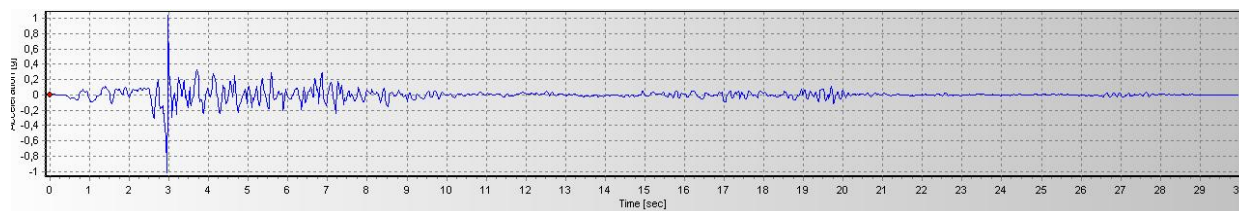
Η επίλυση της εξίσωσης κίνησης επιλέγεται να γίνει με αριθμητική ολοκλήρωση. Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών αυτής, και συγκεκριμένα για τον προσδιορισμό της απόσβεσης Rayleigh απαιτούνται δύο ιδιομορφές. (Την απόδειξη της απόσβεσης Rayleigh μπορεί να βρει κανείς στην <<Δυναμική των Κατασκευών>> τόμος II, Ι.Θ. Κατσικαδέλλης εκδόσεις Συμμετρία).

Οι μη ενισχυμένες, αλλά και οι ενισχυμένες κατασκευές υποβλήθηκαν σε 101 διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις από τη βάση δεδομένων Peer Strong Motion Database, εξάγοντας κάθε φορά τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής της κατασκευής. Χρησιμοποιήθηκαν επιταχυνσιογραφήματα με μέγιστες επιταχύνσεις από 0,037g (Ιταλία, 1976) έως και 1,49g (Cape Mendocino, California, 1992). Λεπτομέρειες για τα χαρακτηριστικά των χρονοϊστοριών των σεισμών που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α. Κάθε σεισμικός συνδυασμός περιλαμβάνει διαφορετικές χρονοϊστορίες στις διευθύνσεις X και Y. Οι ακραίες και μη ταυτόχρονες τιμές των σχετικών μετακινήσεων που προκαλούν οι σεισμικές δονήσεις κάθε διεύθυνσης επαλληλίζονται χωρικά όπως φαίνεται στη σχέση και προκύπτει η συνολική σχετική μετακίνηση που προκαλεί ο κάθε σεισμός σε κάθε σημείο της κατασκευής.

$$exU = \pm \sqrt{(exU_X)^2 + (exU_Y)^2} \quad (8)$$



Εικόνα 3.2 Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Cape Mendocino στη διεύθυνση X



Εικόνα 3.3 Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Cape Mendocino στη διεύθυνση Y

Στη συνέχεια ορίζονται συγκεκριμένα επίπεδα βλάβης και κατασκευάζονται καμπύλες θραυστότητας για το κάθε κτίριο όπως ακριβώς περιγράφεται αναλυτικά στο κεφάλαιο 2.3. Τέλος θα επιλεγεί η κατασκευή με τις περισσότερες βλάβες και θα ενισχυθεί όπως περιγράφεται στη συνέχεια της εργασίας.

Σημειώνεται πως στη συγκεκριμένη εργασία ελέγχεται μόνο η σχετική μετακίνηση κορυφής της κατασκευής. Για να ελεγχθεί η λιθόκτιστη κατασκευή έναντι σεισμικών δράσεων απαιτούνται οι παρακάτω έλεγχοι.

- Έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς
- Έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα στους κατακόρυφους αρμούς
- Έλεγχος έναντι εντός επιπέδου κάμψης

- Έλεγχος έναντι διάτμησης

Οι έλεγχοι αυτοί δεν θεωρήθηκε σκόπιμο να πραγματοποιηθούν στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

## 3.2 Μονώροφη κατασκευή - σενάριο 1

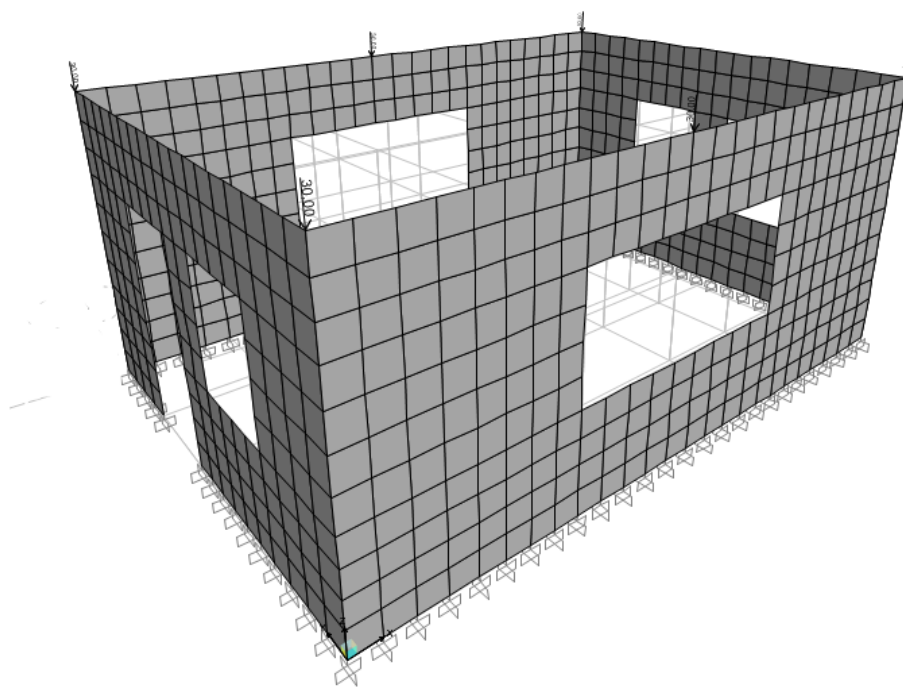
### 3.2.1 Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά

Πρόκειται για μονώροφη κατασκευή με διαστάσεις κάτοψης 5m x7m και ύψος 3m. Στο ύψος της οροφής υπάρχει πλάκα σκυροδέματος 20cm η οποία εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία σε αυτή τη στάθμη. Το πάχος της τοιχοποιίας είναι 30cm. Σε αυτό το σενάριο θεωρείται μονοαξονική θλιπτική αντοχή ασβεστόλιθου 5MPa και ασβεστοκονιάματος 1,5 MPa . Έτσι προκύπτει η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας  $f_{k,1}$  και το μέτρο ελαστικότητάς της  $E_1$  όπως φαίνεται παρακάτω.

$$f_{k,1} = K \cdot f_{b,1}^{0,7} \cdot f_{m,1}^{0,3} = 0,45 \cdot 5^{0,7} \cdot 1,5^{0,3} = 1,57 \text{ MPa}$$

$$E_1 = 1000 \cdot f_{k,1} = 1000 \cdot 1,57 = 1570 \text{ MPa}$$

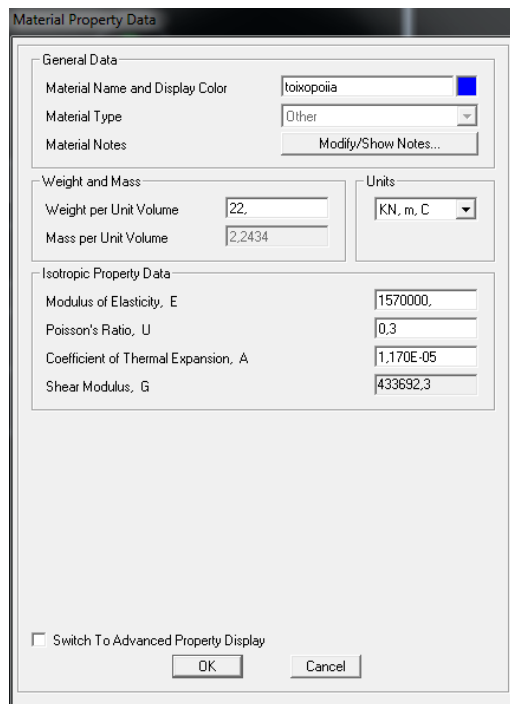
### 3.2.2 Προσομοίωση φορέα



Εικόνα 3.4 Μοντέλο σεναρίου 1

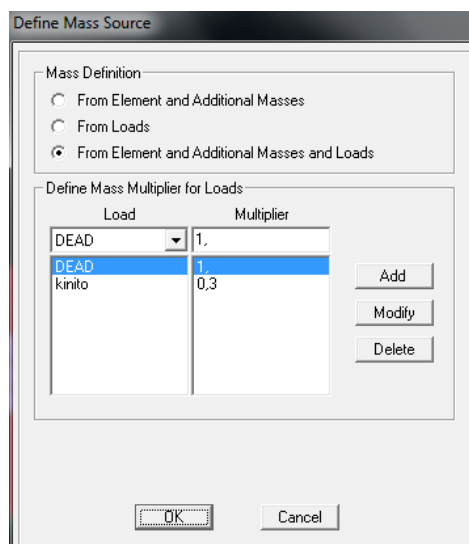
Η προσομοίωση και η ανάλυση του φορέα έγινε στο πρόγραμμα Sap2000. Η τοιχοποιία προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (shell-thick) πάχους 30cm. Ορίζεται το υλικό όπως φαίνεται στην εικόνα εικόνα 3.5 μέσω του μέτρου ελαστικότητάς  $E_1 = 1570 \text{ MPa}$  που υπολογίστηκε παραπάνω με λόγο Poisson  $\nu=0,3$  και ειδικό βάρος  $22 \text{ kN/m}^3$ .





Εικόνα 3.5 Ορισμός υλικού

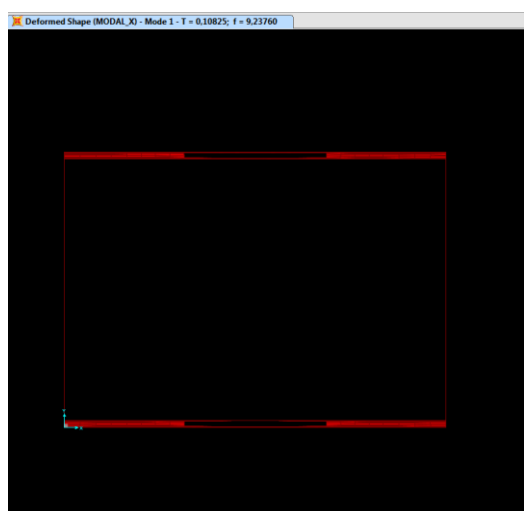
Το μοντέλο πακτώνεται στη στάθμη του εδάφους. Η προσομοίωση της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος στη στάθμη της οροφής γίνεται μέσω των φορτίων που αυτή επιβάλλει στην κατασκευή. Επιβάλλονται λοιπόν συγκεντρωμένα μόνιμα φορτία συνολικά 175kN και κινητά συγκεντρωμένα φορτία συνολικά 180kN όπως φαίνονται στην εικόνα 3.4. Η διαφραγματική λειτουργία που εξασφαλίζει η πλάκα εισάγεται μέσω διαφράγματος στη στάθμη της οροφής. Τέλος η μάζα της κατασκευής ορίζεται όπως φαίνεται στην εικόνα που ακολουθεί.



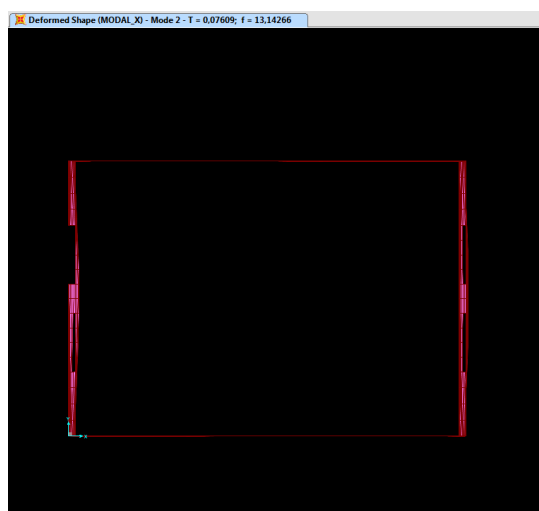
Εικόνα 3.6 Ορισμός μάζας κατασκευής

### 3.2.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Αρχικά, όπως περιγράφεται και στην παράγραφο 3.1.3 γίνεται ιδιομορφική ανάλυση για να προσδιοριστούν δύο ιδιοπερίοδοι της κατασκευής. Προσδιορίζονται λοιπόν οι  $T_1=0,10825\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 1ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά Y (εικόνα 3.7), και η  $T_2=0,07609\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 2ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά X (εικόνα 3.8).

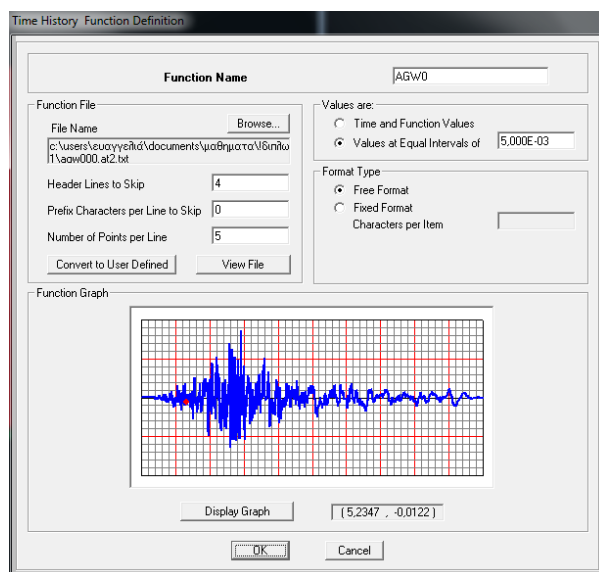


Εικόνα 3.7 1η ιδιομορφή

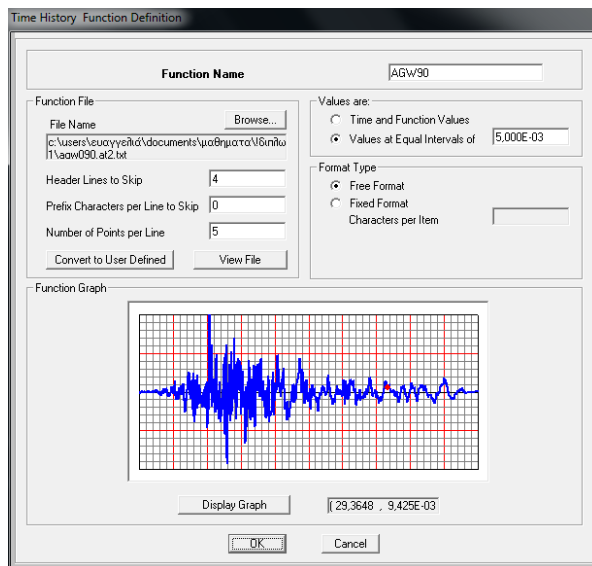


Εικόνα 3.8 2η ιδιομορφή

Στη συνέχεια εισάγονται στο SAP2000 οι χρονοϊστορίες κάθε διεύθυνσης των σεισμών και τα απαραίτητα στοιχεία αυτών, όπως το χρονικό βήμα κ.τ.λ. Στις εικόνες 3.9, 3.10 που ακολουθούν φαίνεται η εισαγωγή της χρονοϊστορίας της κάθε διεύθυνσης του σεισμού που συνέβη στη Loma Prieta της California το 1989.

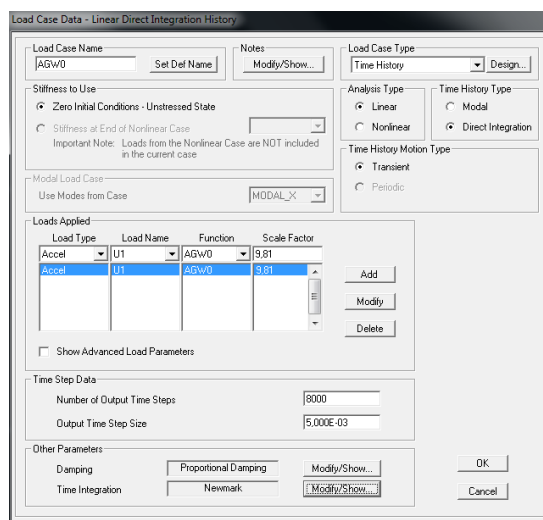


Εικόνα 3.9 Εισαγωγή δεδομένων χρονοϊστορίας σεισμού

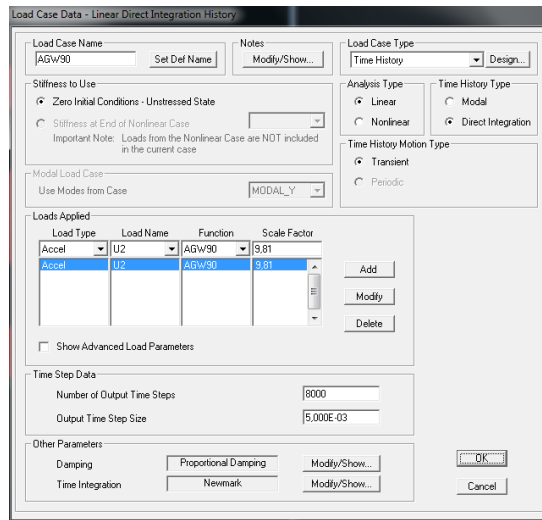


Εικόνα 3.10 Εισαγωγή δεδομένων χρονοϊστορίας σεισμού

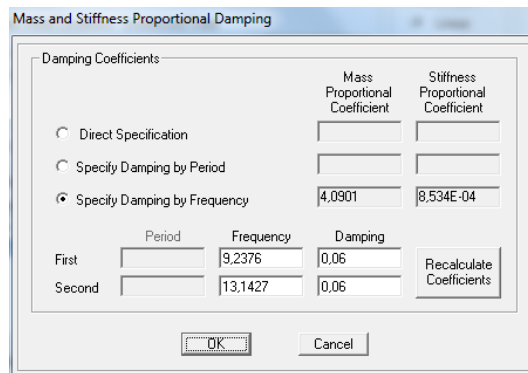
Ακολουθεί ο ορισμός των load cases, όπου εισάγονται στοιχεία όπως η διεύθυνση του σεισμού, το μέγεθος των χρονικών βημάτων, το πλήθος αυτών (εικόνα 3.11, 3.12). Ακόμα, σε αυτό το σημείο εισάγονται οι ιδιοπερίοδοι αλλά και οι ιδιομορφικές αποσβέσεις 6% όπως φαίνονται στην εικόνα 3.13 για τον υπολογισμό του μητρώου αποσβέσεως. Οι παράμετροι της μεθόδου Newmark ορίζονται ίσοι με  $\gamma=0,5$  και  $\beta=0,25$  σύμφωνα με τη βιβλιογραφία.



Εικόνα 3.11 Εισαγωγή Load case

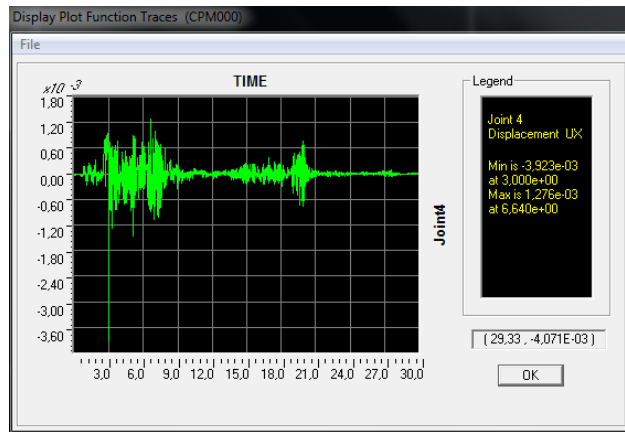


Εικόνα 3.12 Εισαγωγή Load case

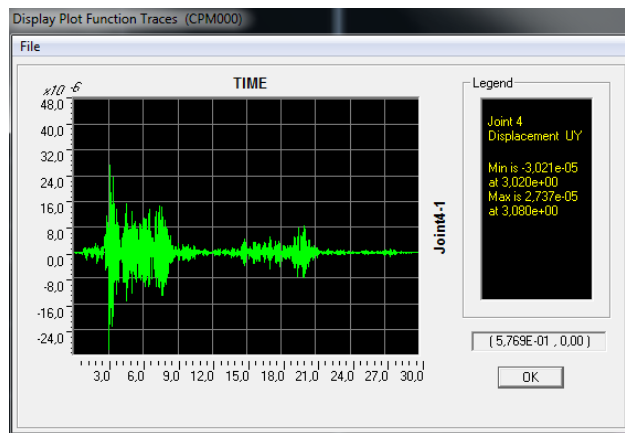


Εικόνα 3.13 Εισαγωγή ιδιοσυχνοτήτων

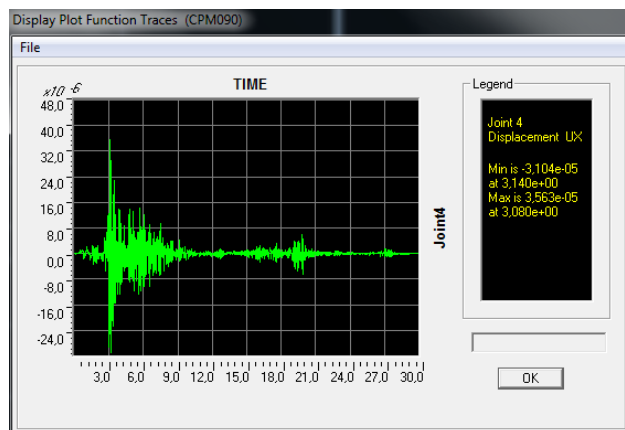
Μετά το πέρας της γραμμικής ανάλυσης ιστορίας προκύπτουν οι μετακινήσεις κορυφής στην διεύθυνση X ( $U_X$ ) και στη διεύθυνση Y ( $U_Y$ ) για τη κάθε συνιστώσα του σεισμού. Ενδεικτικά ακολουθούν, για το σεισμό του Cape Mendocino της California που έγινε το 1992 με PGA 1,49g, η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 3.14) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 3.15) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση X και η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 3.16) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 3.17) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση Y.



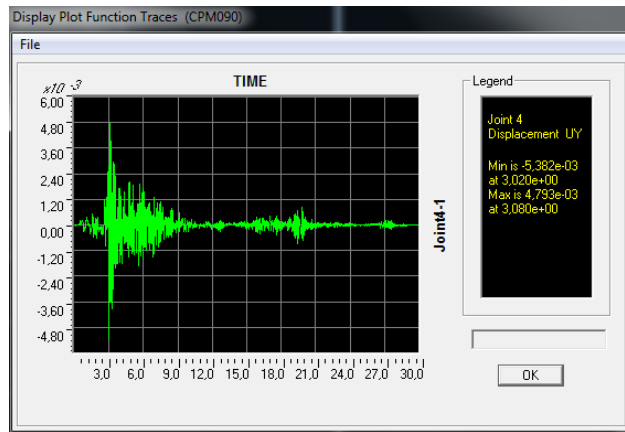
Εικόνα 3.14 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X



Εικόνα 3.15 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X

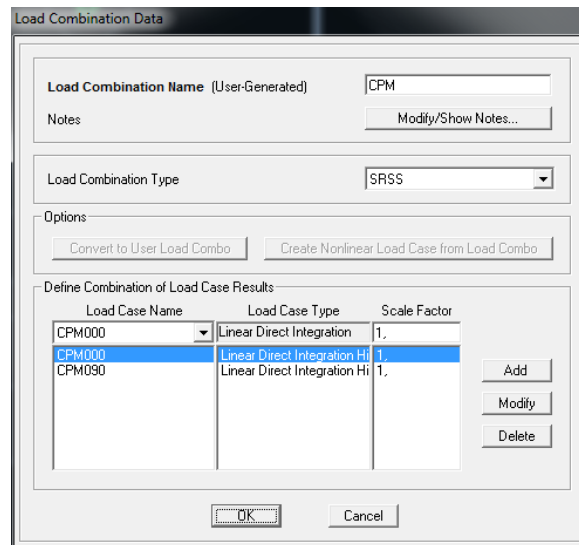


Εικόνα 3.16 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση Y



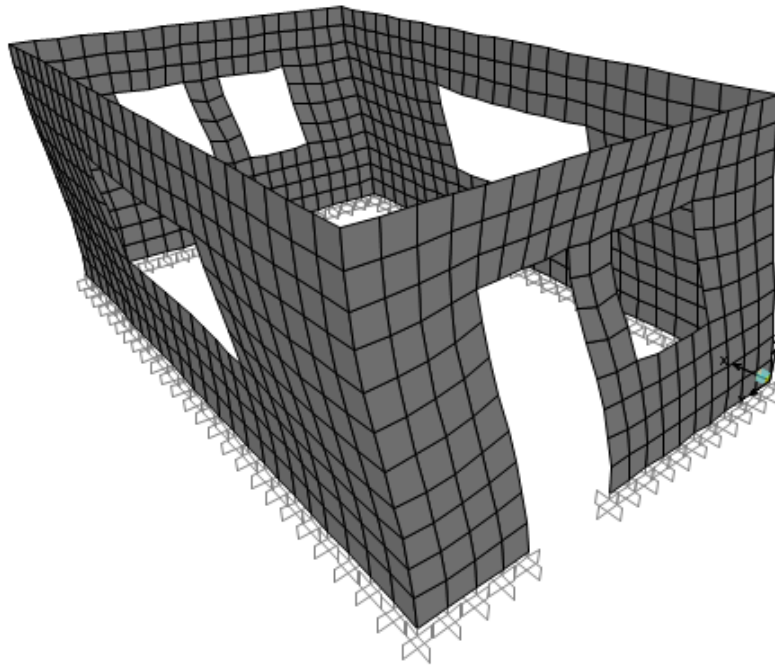
Εικόνα 3.17 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση Y

Τέλος, οι μετακινήσεις εξαιτίας των σεισμικών δονήσεων στη X και Y διεύθυνση επαλληλίζονται χωρικά μέσω του κανόνα της τετραγωνικής επαλληλίας (8), ώστε να προσομοιωθεί η ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού. Έτσι ορίζεται Load combination με τη μέθοδο SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) όπως φαίνεται στην εικόνα που ακολουθεί.

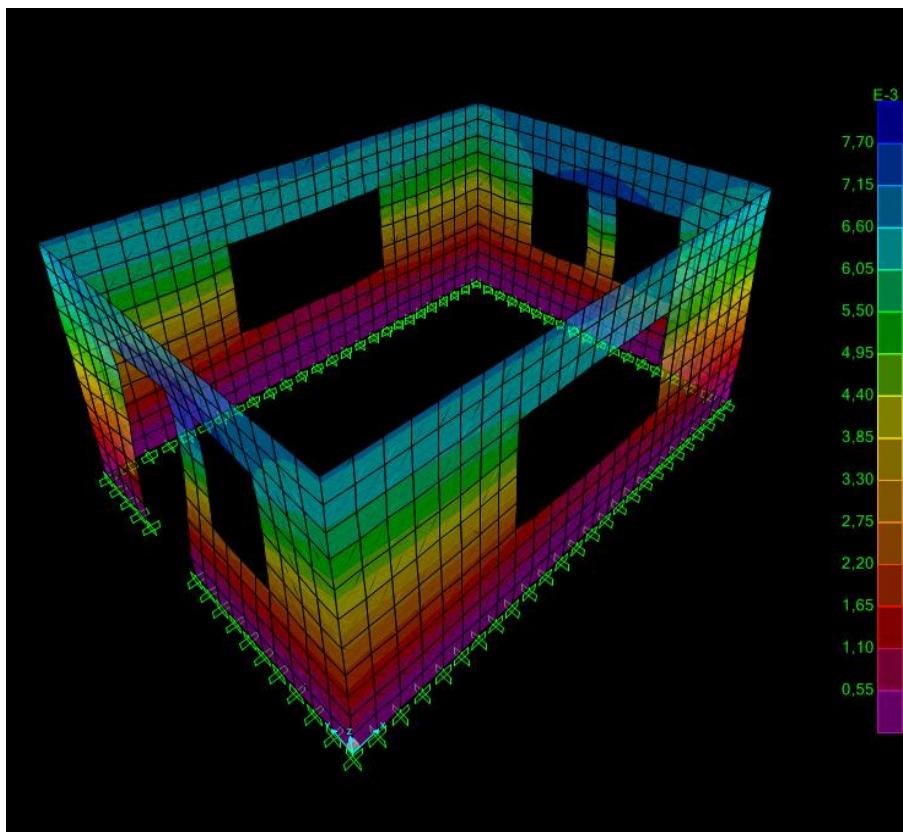


Εικόνα 3.18 Ορισμός load combination

Η καθολική παραμόρφωση της κατασκευής εξαιτίας της ταυτόχρονης δράσης των ιστοριών των δύο συνιστωσών του σεισμού του Cape Mendocino φαίνεται στις εικόνες που ακολουθούν.



Εικόνα 3.19 Παραμορφωμένη εικόνα κατασκευής



Εικόνα 3.20 Παραμορφωμένη εικόνα και συνολικές μετακινήσεις

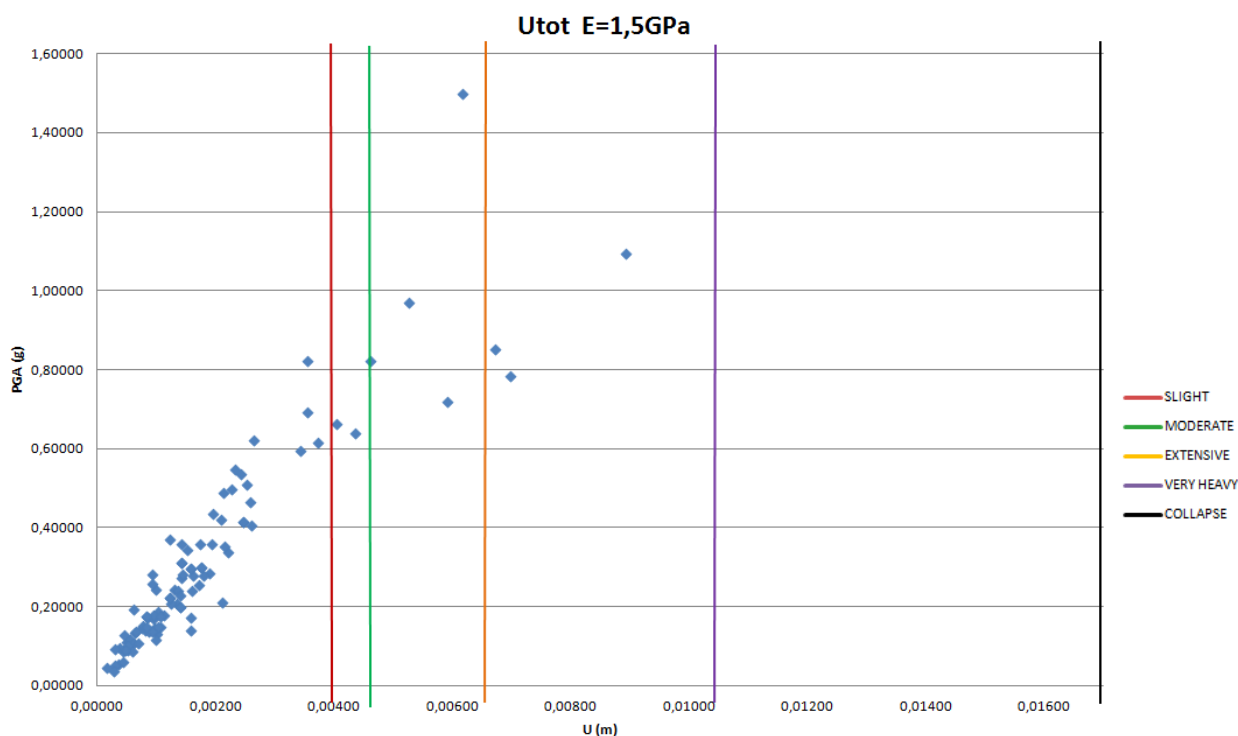
Ενδεικτικά έγινε η περιγραφή της διαδικασίας επιβολής του σεισμού του Cape Mendocino στη κατασκευή. Ομοίως εισήχθησαν οι υπόλοιποι σεισμοί στο μοντέλο. Για κάθε έναν από τους 101 σεισμούς εξάγεται η σχετική μετακίνηση κορυφής της κατασκευής και όλες συγκεντρώνονται σε πίνακα.

### 3.2.4 Καμπύλες θραυστότητας

Οι συνολικές σχετικές μετακινήσεις που εξάγονται από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας συγκρίνονται με τα κάτω όρια των επιπέδων βλάβης που υιοθετήθηκαν σύμφωνα με το κεφάλαιο 2.3 και διαπιστώνεται αν τα υπερβαίνουν. Παρακάτω παρατίθεται ξανά ο πίνακας με τα επίπεδα βλάβης και ακολουθεί το νέφος των προκαλούμενων σχετικών σεισμικών μετακινήσεων οροφής της κατασκευής με τα συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά στο σχήμα 3.1.

Πίνακας 2.1 Επίπεδα βλάβης

Επίπεδα Βλάβης	Σχετική μετατόπιση (mm)
<b>Slight</b>	3.94
<b>Moderate</b>	4.59
<b>Extensive</b>	6.54
<b>Very heavy</b>	10.43
<b>Collapse</b>	16.92



Σχήμα 3.1 Σεισμικές μετακινήσεις

Στη συνέχεια υπολογίζονται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση των PGA (Peak Ground Acceleration) των σεισμών που προκαλούν μετακινήσεις που υπερβαίνουν την κάθε οριακή κατάσταση. Οι τιμές που υπολογίστηκαν εισάγονται στον τύπο (1) για να προκύψουν οι καμπύλες τρωτότητας του σχήματος 3.2 που συσχετίζουν την πιθανότητα υπέρβασης της κάθε οριακής κατάστασης με το μέγεθος της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού.

$$P(u \geq u_{op} | PGA) = \Phi \left\{ \frac{1}{\beta} \ln \left( \frac{PGA}{\mu_{PGA}(u_{op})} \right) \right\} \quad (1)$$



όπου

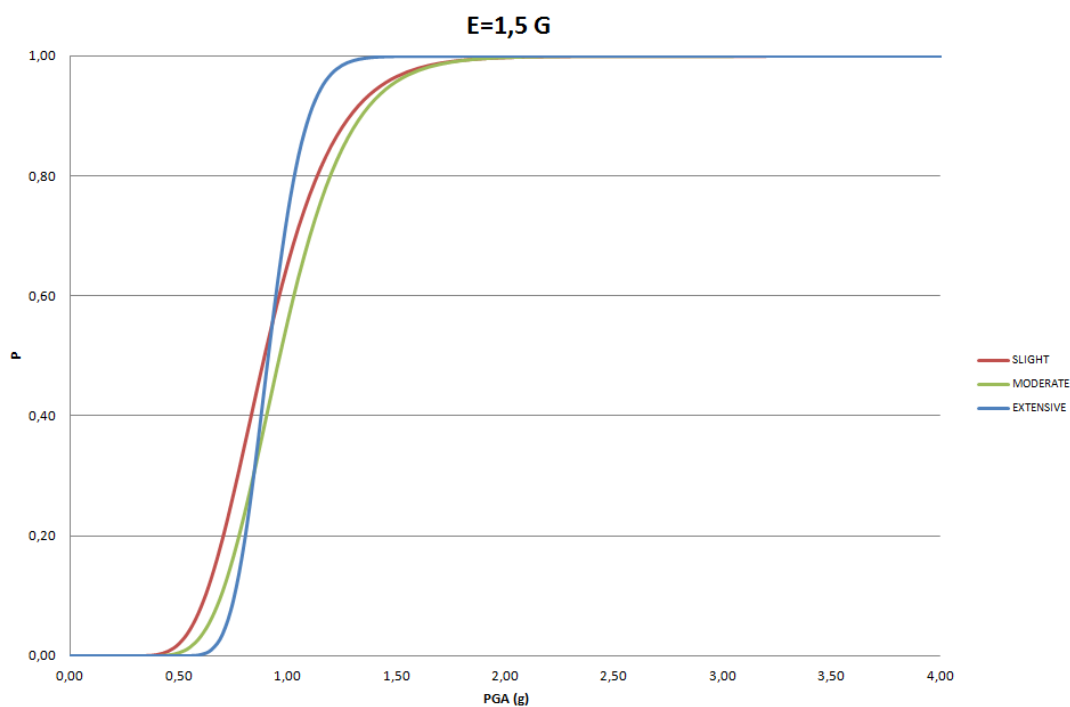
$P(u \geq u_{op} | PGA)$ , η πιθανότητα υπέρβασης συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης υπό σεισμική φόρτιση δεδομένης εντάσεως

$u_{op}$ , είναι η μετακίνηση κορυφής σύμφωνα με το κάτω όριο του επιπέδου βλάβης στο οποίο αναφέρεται η καμπύλη θραυστότητας

$\Phi\{ \cdot \}$ , η συνάρτηση της τυποποιημένης κανονικής αθροιστικής κατανομής

$\mu_{PGA}(u_{op})$ , η μέση τιμή των μέγιστων εντάσεων των σεισμικών γεγονότων που η μετακίνηση κορυφής που προκαλούν ξεπερνά το κάτω όριο του συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης

$\beta = \frac{\sigma_{PGA}(u_{op})}{\mu_{PGA}(u_{op})}$ , το πηλίκο της τυπικής απόκλισης και της μέσης τιμής των σεισμικών γεγονότων που η μετακίνηση κορυφής που προκαλούν ξεπερνά το κάτω όριο του συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης



Σχήμα 3.2 Καμπύλες θραυστότητας

### 3.3 Μονώροφη κατασκευή - σενάριο 2

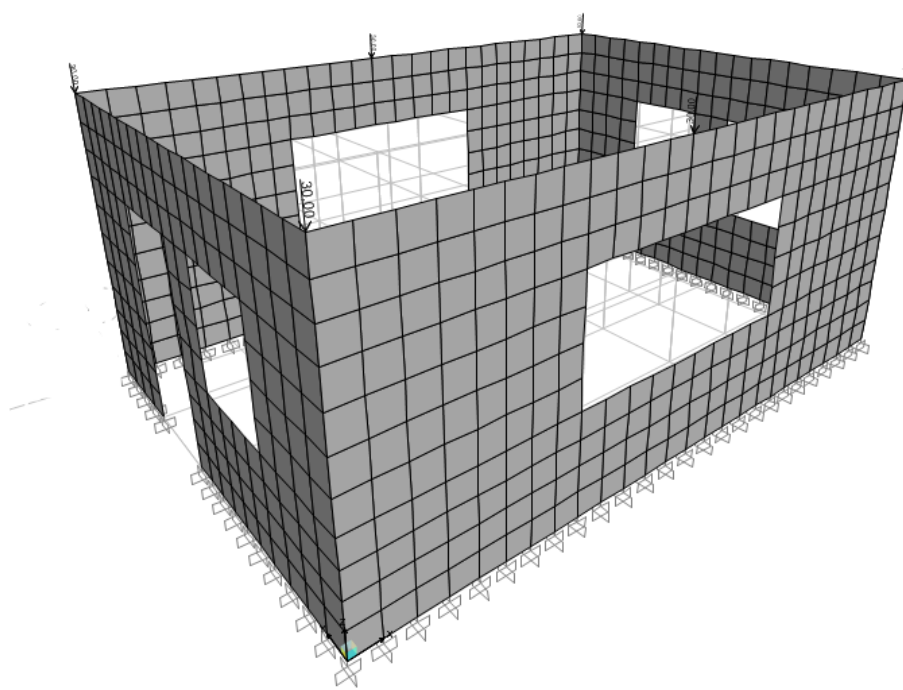
#### 3.3.1 Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά

Ομοίως με το σενάριο 1 πρόκειται για μονώροφη κατασκευή με διαστάσεις κάτοψης 5m x7m και ύψος 3m. Στο ύψος της οροφής υπάρχει πλάκα σκυροδέματος 20cm η οποία εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία σε αυτή τη στάθμη. Το πάχος της τοιχοποιίας είναι 30cm. Σε αυτό το σενάριο θεωρείται μονοαξονική αντοχή ασβεστολίθου 5MPa και ασβεστοκονιάματος 0,5MPa. Έτσι προκύπτει η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας  $f_{k,2}$  και το μέτρο ελαστικότητάς της  $E_2$  όπως φαίνεται παρακάτω.

$$f_{k,2} = K \cdot f_{b,2}^{0,7} \cdot f_{m,2}^{0,3} = 0,45 \cdot 5^{0,7} \cdot 0,5^{0,3} = 1,127 \text{ MPa}$$

$$E_2 = 1000 \cdot f_{k,2} = 1000 \cdot 1,127 = 1127 \text{ MPa}$$

#### 3.3.2 Προσομοίωση φορέα

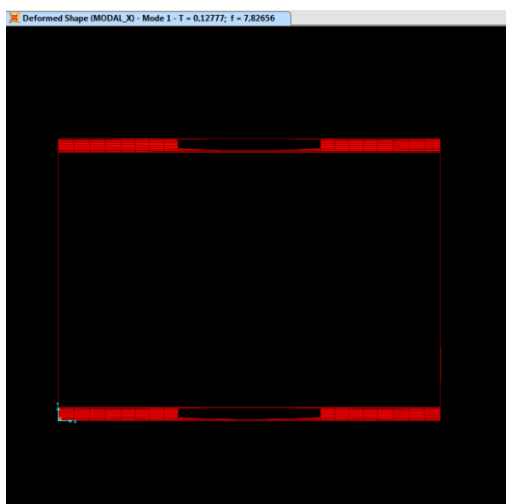


Εικόνα 3.21 Μοντέλο σεναρίου 2

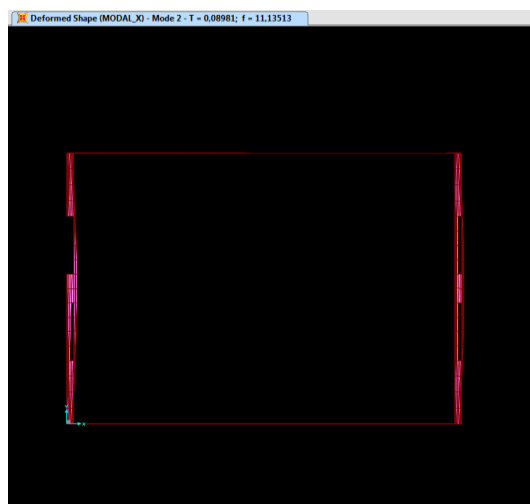
Όμοια με το σενάριο 1 (κεφάλαιο 3.2.2) η τοιχοποιία προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (shell-thick) πάχους 30cm και ορίζεται υλικό μέτρου ελαστικότητάς  $E_2 = 1127 \text{ MPa}$  με λόγο Poisson  $\nu=0,3$  και ειδικό βάρος  $22 \text{ kN/m}^3$ . Η προσομοίωση της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος στη στάθμη της οροφής γίνεται μέσω των φορτίων που αυτή επιβάλλει στην κατασκευή και εισαγωγή διαφράγματος όπως ακριβώς περιγράφεται και στο κεφάλαιο 3.2.2.

### 3.3.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Αρχικά, γίνεται ιδιομορφική ανάλυση για να προσδιοριστούν δύο ιδιοπερίοδοι της κατασκευής. Προσδιορίζονται λοιπόν οι  $T_1=0,12777\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 1ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά  $Y$  (εικόνα 3.22) και η  $T_2=0,08981\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 2ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά  $X$  (εικόνα 3.23).



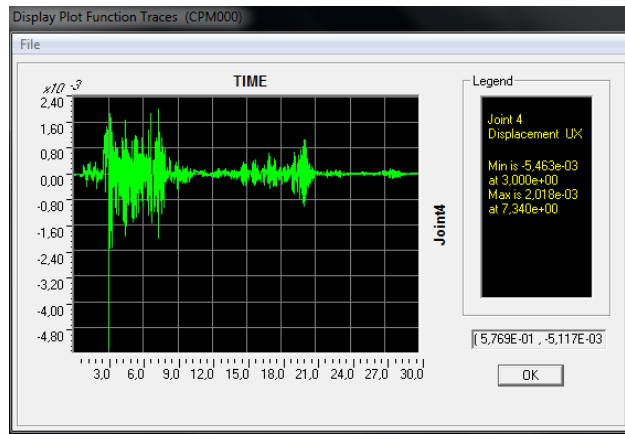
Εικόνα 3.22 1η ιδιομορφη



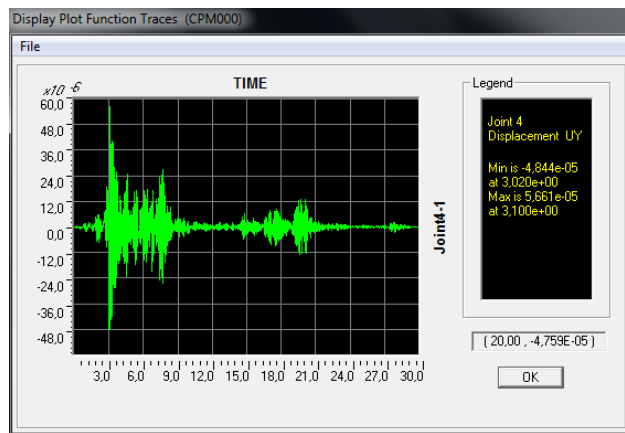
Εικόνα 3.23 2η ιδιομορφη

Στη συνέχεια εισάγονται στο SAP2000 οι χρονοϊστορίες των συνιστωσών των σεισμών και ορίζεται το αντίστοιχο load case για κάθε μία συνιστώσα των σεισμών. Για κάθε έναν από τους 101 σεισμούς ορίζεται το αντίστοιχο load combination μέσω του οποίου επαλληλίζονται χωρικά τα μεγέθη απόκρισης που προκύπτουν από τις συνιστώσες του σεισμού στην  $X$  και  $Y$  διεύθυνση. Οι παραπάνω διαδικασίες περιγράφονται αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 3.2.3. Τέλος πραγματοποιούνται οι αναλύσεις.

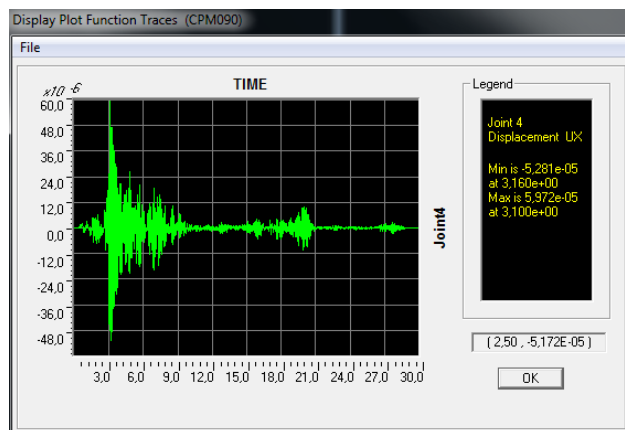
Μετά το πέρας της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας προκύπτουν οι μετακινήσεις κορυφής στην διεύθυνση  $X$  ( $U_X$ ) και στη διεύθυνση  $Y$  ( $U_Y$ ) για τη κάθε συνιστώσα του σεισμού. Ενδεικτικά ακολουθούν, για το σεισμό του Cape Mendocino της California που έγινε το 1992 με PGA 1,49g, η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση  $X$  (εικόνα 3.24) και στη διεύθυνση  $Y$  (εικόνα 3.25) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση  $X$  και η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση  $X$  (εικόνα 3.26) και στη διεύθυνση  $Y$  (εικόνα 3.27) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση  $Y$ .



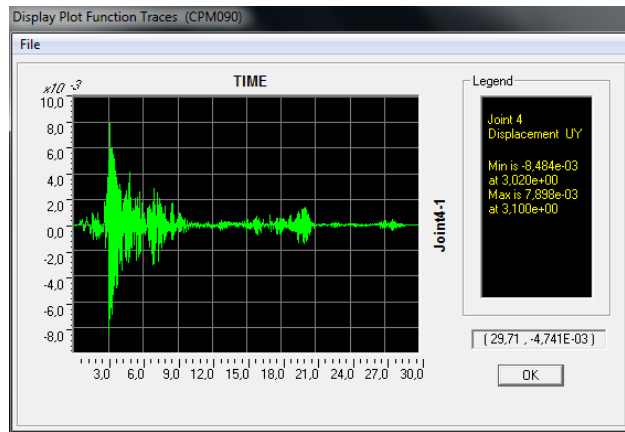
Εικόνα 3.24 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X



Εικόνα 3.25 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X

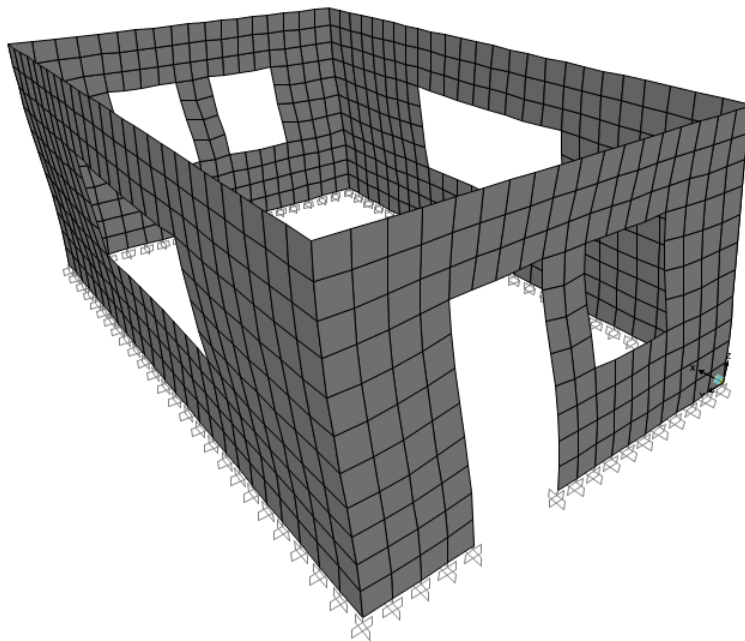


Εικόνα 3.26 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση Y

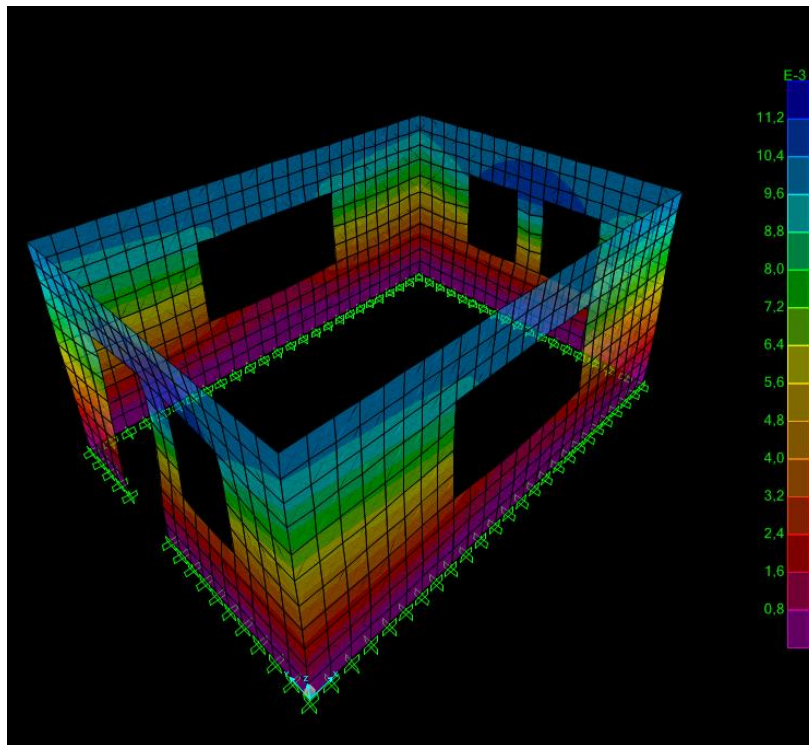


Εικόνα 3.27 Μετακίνηση  $U_Y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση  $Y$

Η καθολική παραμόρφωση της κατασκευής εξαιτίας της ταυτόχρονης δράσης των χρονοϊστοριών των δύο συνιστωσών του σεισμού του Cape Mendocino φαίνεται στις εικόνες που ακολουθούν.



Εικόνα 3.28 Παραμορφωμένη εικόνα κατασκευής



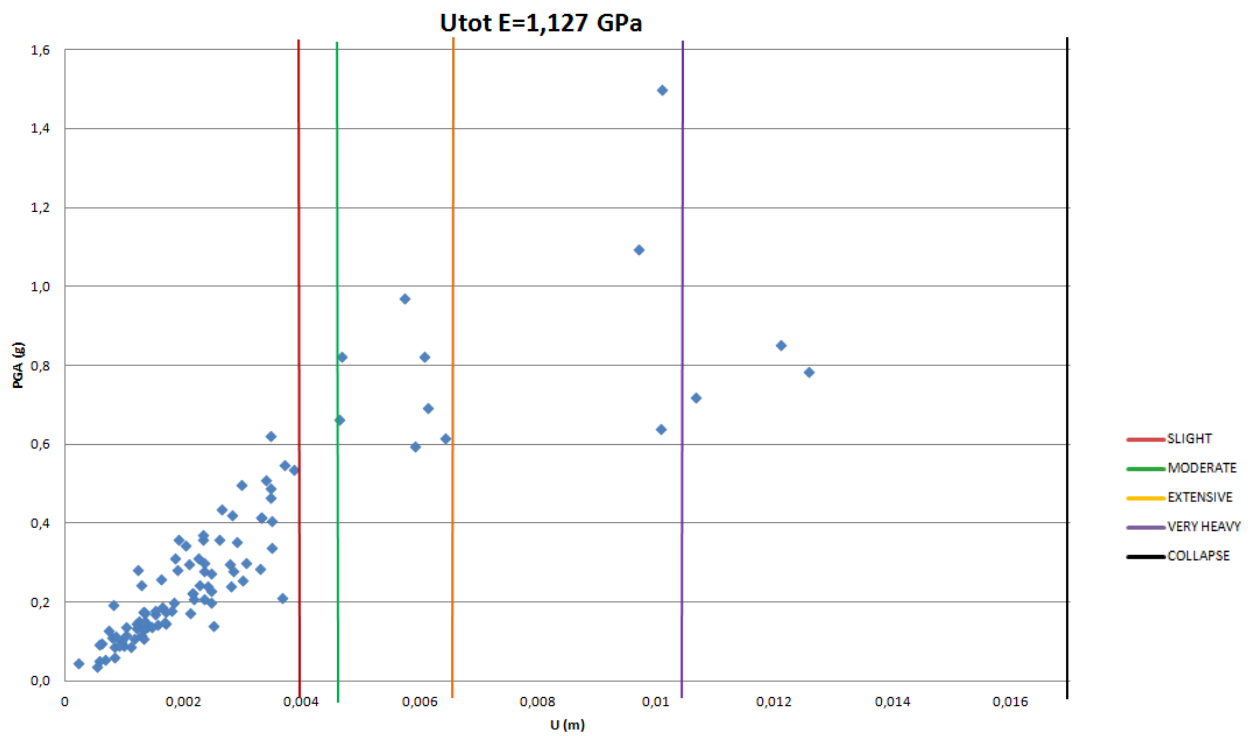
Εικόνα 3.29 Παραμορφωμένη εικόνα και συνολικές μετακινήσεις

### 3.3.4 Καμπύλες θραυστότητας

Οι μετακινήσεις που εξάγονται από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας συγκρίνονται με τα κάτω όρια των επιπέδων βλάβης του πίνακα 2.1 και διαπιστώνεται αν τα υπερβαίνουν. Παρακάτω παρατίθεται ξανά ο πίνακας με τα επίπεδα βλάβης και ακολουθεί το νέφος των προκαλούμενων σχετικών σεισμικών μετακινήσεων οροφής της κατασκευής με τα συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά στο σχήμα 3.3.

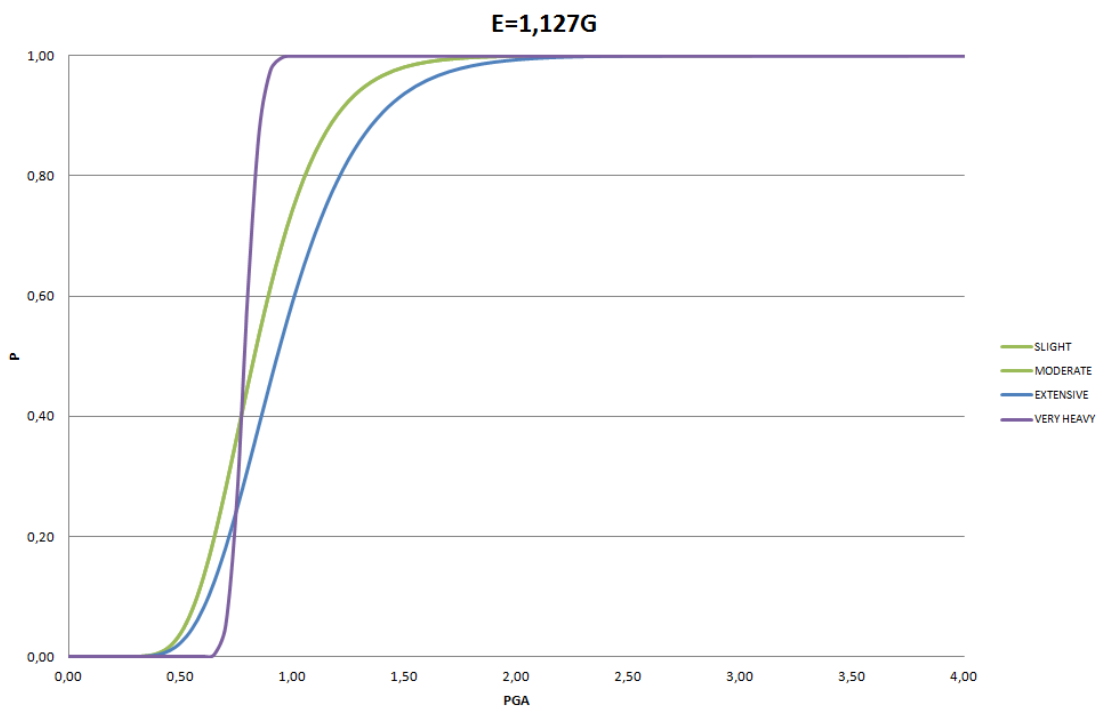
Πίνακας 2.1 Επίπεδα βλάβης

Επίπεδα Βλάβης	Σχετική μετατόπιση (mm)
Slight	3.94
Moderate	4.59
Extensive	6.54
Very heavy	10.43
Collapse	16.92



Σχήμα 3.3 Σεισμικές μετακινήσεις

Στη συνέχεια υπολογίζονται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση των PGA (Peak Ground Acceleration) των σεισμών που προκαλούν μετακινήσεις που υπερβαίνουν την κάθε οριακή κατάσταση. Οι τιμές που υπολογίστηκαν εισάγονται στον τύπο (1) για να προκύψουν οι καμπύλες τρωτότητας του σχήματος 3.4 που συσχετίζουν την πιθανότητα υπέρβασης της κάθε οριακής κατάστασης με το μέγεθος της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού.



Σχήμα 3.4 Καμπύλες θραυστότητας

### 3.4 Διώροφη κατασκευή - σενάριο 3

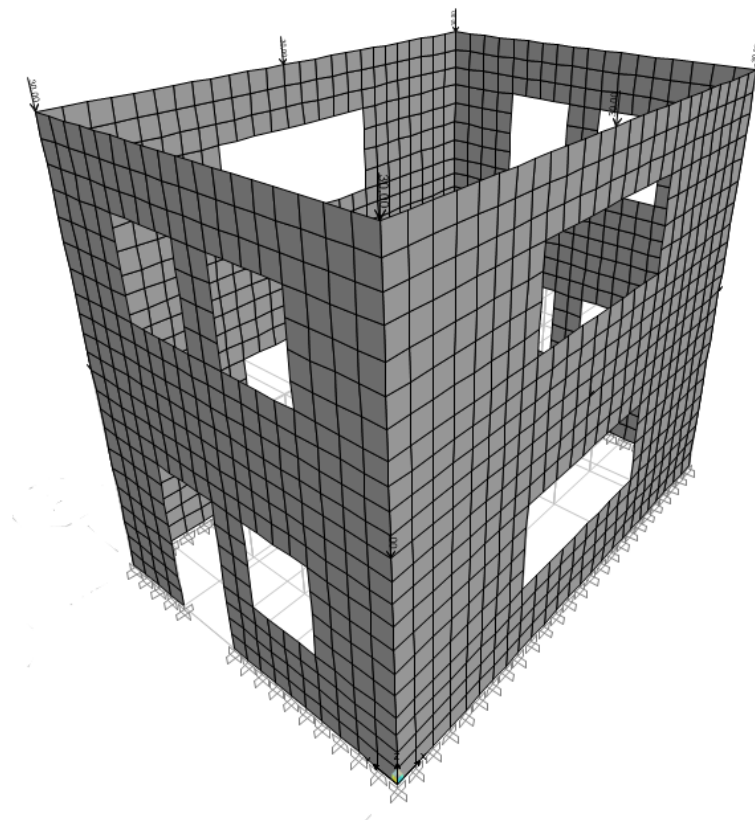
#### 3.4.1 Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά

Πρόκειται για διώροφη κατασκευή όμοια με αυτή του σεναρίου 1 με διαστάσεις κάτοψης 5m x7m και συνολικό ύψος 3m. Στη στάθμη της οροφής του ισογείου αλλά και στη στάθμη της οροφής του πρώτου ορόφου υπάρχει πλάκα σκυροδέματος 20cm. Οι πλάκες εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία σε αυτές τις στάθμες. Το πάχος της τοιχοποιίας είναι 50cm και είναι τρίστρωτη. Σε αυτό το σενάριο θεωρείται μονοαξονική θλιπτική αντοχή ασβεστολίθου 44MPa (ίση με τη μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής του ασβελίθου σύμφωνα με την εικόνα 3.1) και ασβεστοκονιάματος 1MPa (ίση με τη μέση τιμή θλιπτικής αντοχής σύμφωνα με τη βιβλιογραφία). Έτσι προκύπτει η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας  $f_{k,3}$  και το μέτρο ελαστικότητάς της  $E_3$  όπως φαίνεται παρακάτω. Στη σχέση που ακολουθεί ο συντελεστής K λαμβάνεται μειωμένος και ίσος με 0,8K καθώς θεωρώ πως υπάρχει διαμήκης αρμός κονιάματος σε όλο το μήκος του τοίχου.

$$f_{k,3} = K \cdot f_{b,3}^{0,7} \cdot f_{m,3}^{0,3} = 0,8 \cdot 0,45 \cdot 44^{0,7} \cdot 1^{0,3} = 5,09 \text{ MPa}$$

$$E_3 = 1000 \cdot f_{k,3} = 1000 \cdot 5,09 = 5090 \text{ MPa}$$

#### 3.4.2 Προσομοίωση φορέα



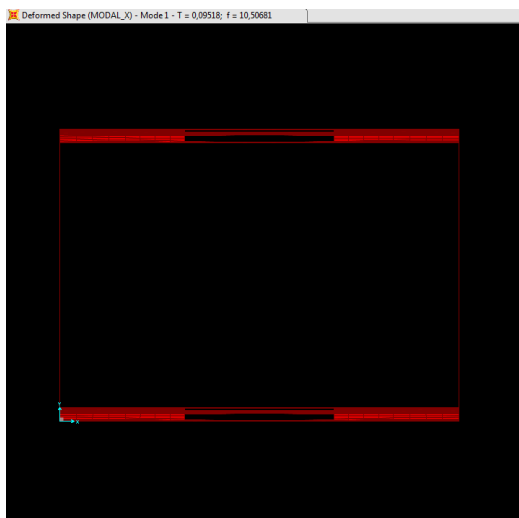
Εικόνα 3.30 Μοντέλο σεναρίου 3



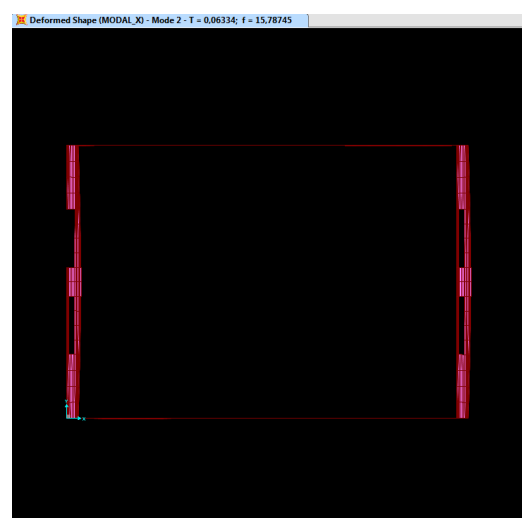
Όμοια με το σενάριο 1 (κεφάλαιο 3.2.2) η τοιχοποιία προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (shell-thick) πάχους 50cm και ορίζεται υλικό μέτρου ελαστικότητας  $E_1 = 5090MPa$  με λόγο Poisson  $\nu=0,3$  και ειδικό βάρος  $22kN/m^3$ . Η προσομοίωση της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος και στις δύο στάθμες γίνεται μέσω των φορτίων που οι πλάκες επιβάλλουν στην κατασκευή και εισαγωγή διαφραγμάτων όπως ακριβώς περιγράφεται και στο κεφάλαιο 3.2.2.

### 3.4.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Αρχικά, γίνεται ιδιομορφική ανάλυση για να προσδιοριστούν δύο ιδιοπερίοδοι της κατασκευής. Προσδιορίζονται λοιπόν οι  $T1=0,09518sec$  ιδιοπερίοδος της 1ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά  $Y$  (εικόνα 3.31) και η  $T2=0,06334sec$  ιδιοπερίοδος της 2ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά  $X$  (εικόνα 3.32).



Εικόνα 3.31 1η ιδιομορφή

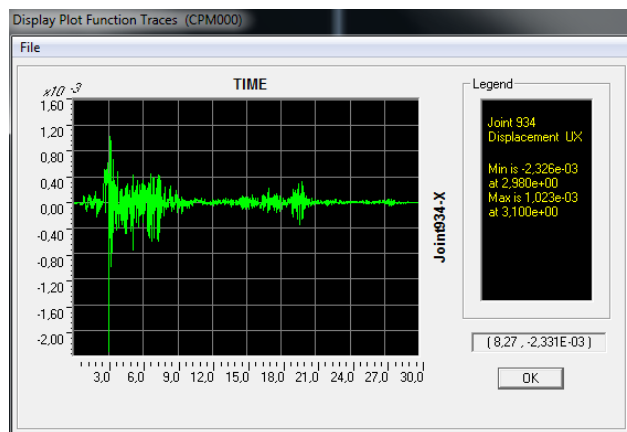


Εικόνα 3.32 2η ιδιομορφή

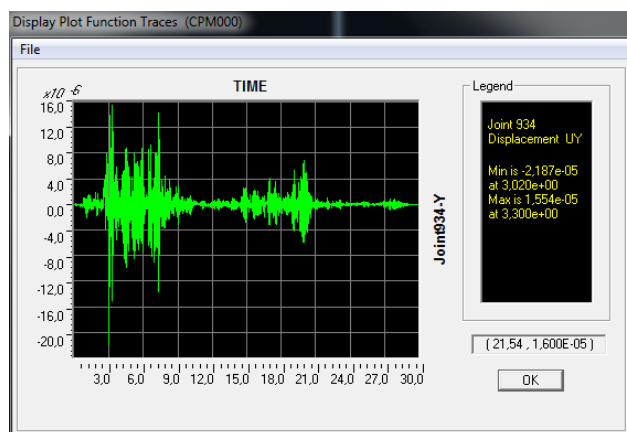
Στη συνέχεια εισάγονται στο SAP2000 οι χρονοϊστορίες των συνιστωσών των σεισμών και ορίζεται το αντίστοιχο load case για κάθε μία συνιστώσα των σεισμών. Για κάθε έναν από τους 101 σεισμούς ορίζεται το αντίστοιχο load combination μέσω του οποίου επαλληλίζονται χωρικά τα μεγέθη απόκρισης που προκύπτουν από τις συνιστώσες του σεισμού στην  $X$  και  $Y$  διεύθυνση. Οι παραπάνω διαδικασίες περιγράφονται αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 3.2.3. Τέλος πραγματοποιούνται οι αναλύσεις.

Μετά το πέρας της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας προκύπτουν οι μετακινήσεις κορυφής στην διεύθυνση  $X$  ( $U_X$ ) και στη διεύθυνση  $Y$  ( $U_Y$ ) για τη κάθε συνιστώσα του σεισμού. Ενδεικτικά ακολουθούν, για το σεισμό του Cape Mendocino της

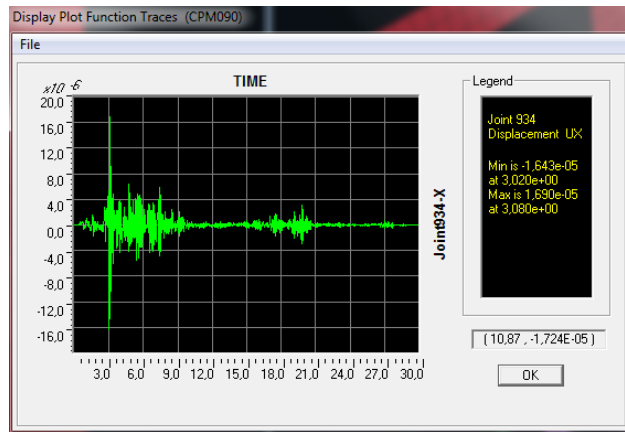
California που έγινε το 1992 με PGA 1,49g, η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 3.33) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 3.34) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση X και η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 3.35) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 3.36) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση Y.



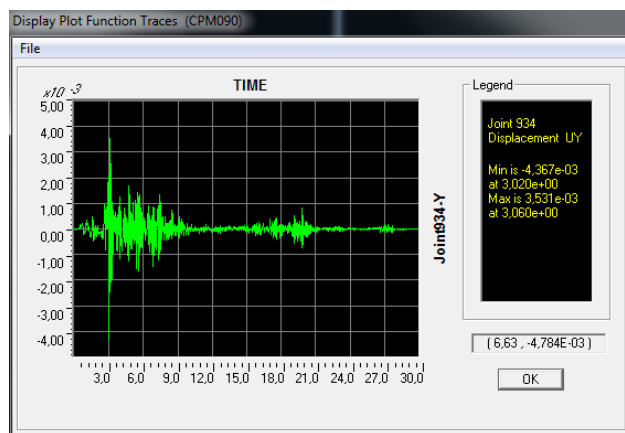
Εικόνα 3.33 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X



Εικόνα 3.34 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X

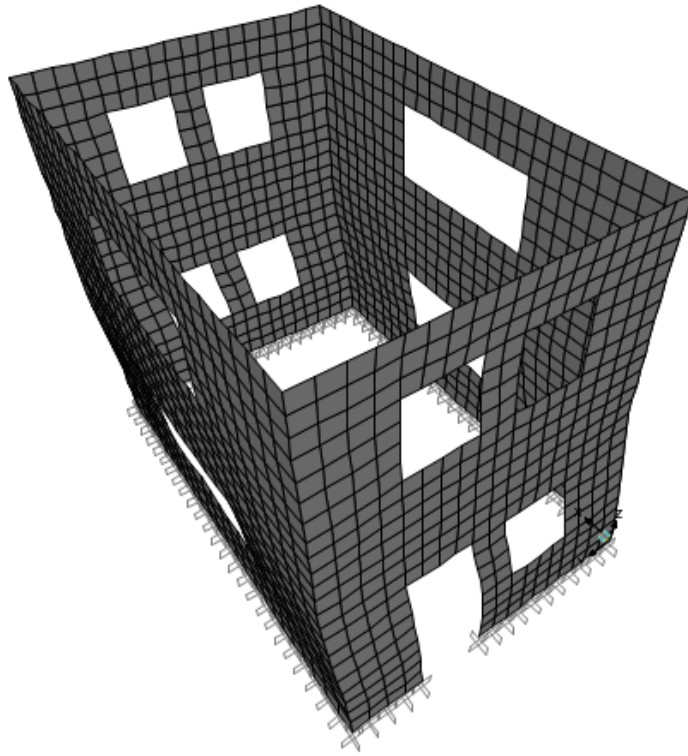


Εικόνα 3.35 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση  $X$

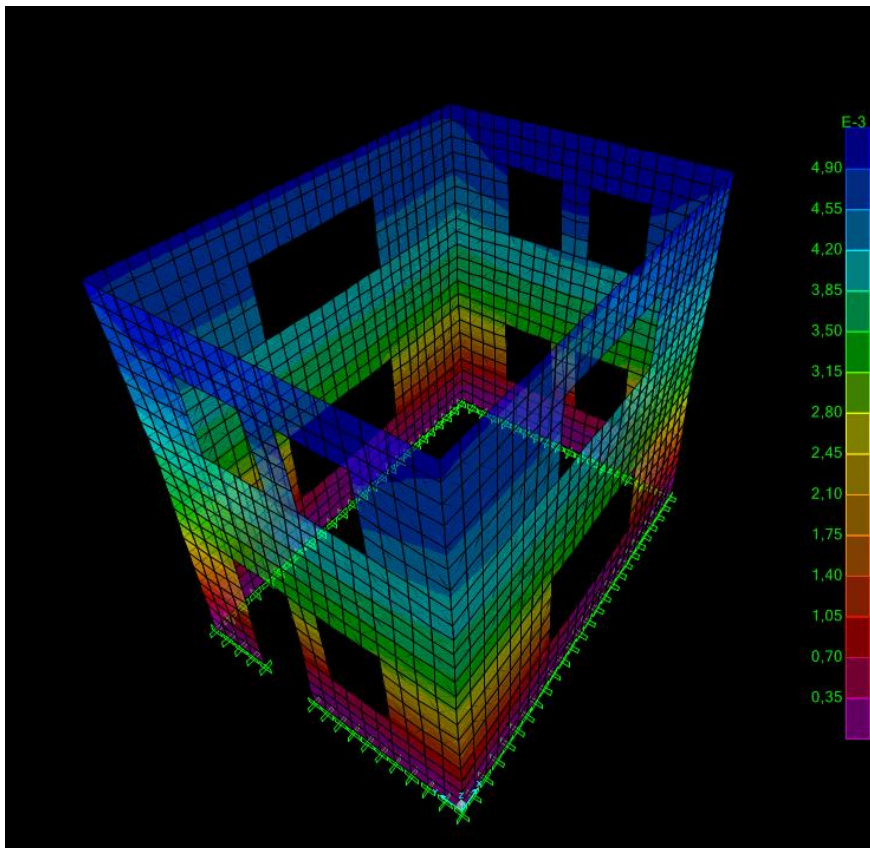


Εικόνα 3.36 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση  $Y$

Η καθολική παραμόρφωση της κατασκευής εξαιτίας της ταυτόχρονης δράσης των χρονοϊστοριών των δύο συνιστωσών του σεισμού του Cape Mendocino φαίνεται στις εικόνες που ακολουθούν.



Εικόνα 3.37 Παραμορφωμένη εικόνα κατασκευής



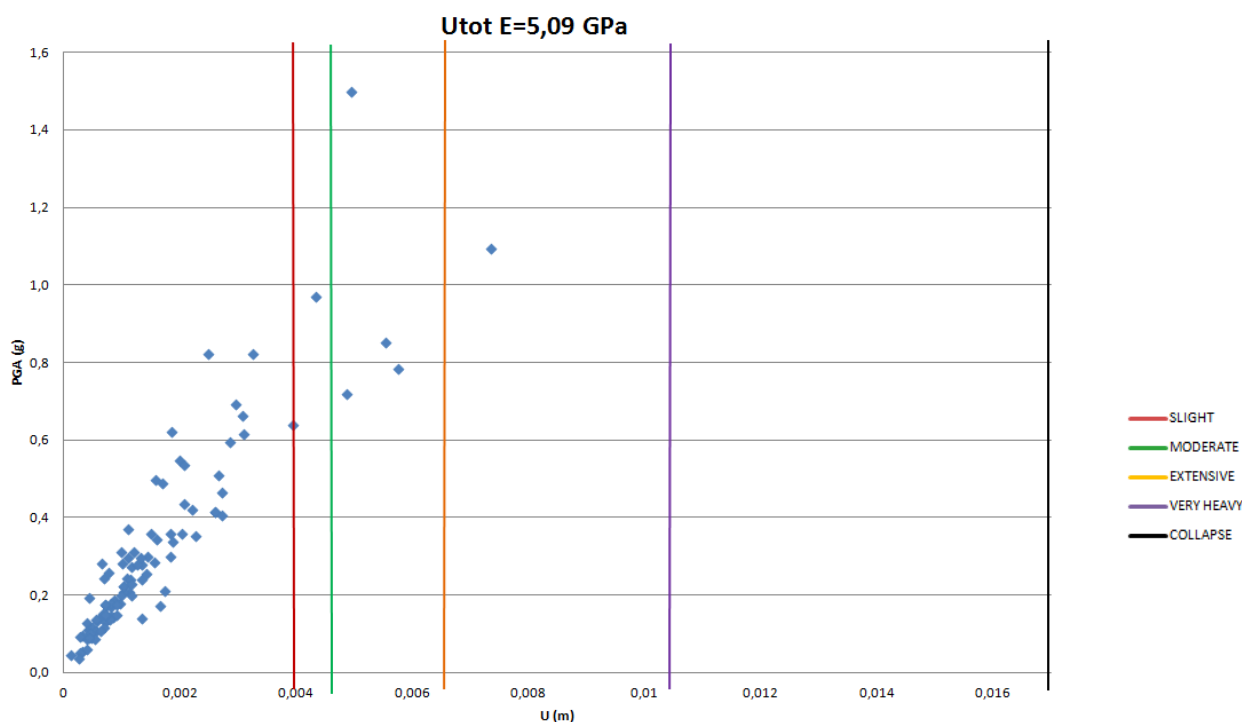
Εικόνα 3.38 Παραμορφωμένη εικόνα και συνολικές μετακινήσεις

### 3.4.4 Καμπύλες θραυστότητας

Οι μετακινήσεις που εξάγονται από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας συγκρίνονται με τα κάτω όρια των επιπέδων βλάβης του πίνακα 2.1 και διαπιστώνεται αν τα υπερβαίνουν. Παρακάτω παρατίθεται ξανά ο πίνακας με τα επίπεδα βλάβης και ακολουθεί το νέφος των προκαλούμενων σχετικών σεισμικών μετακινήσεων οροφής της κατασκευής με τα συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά.

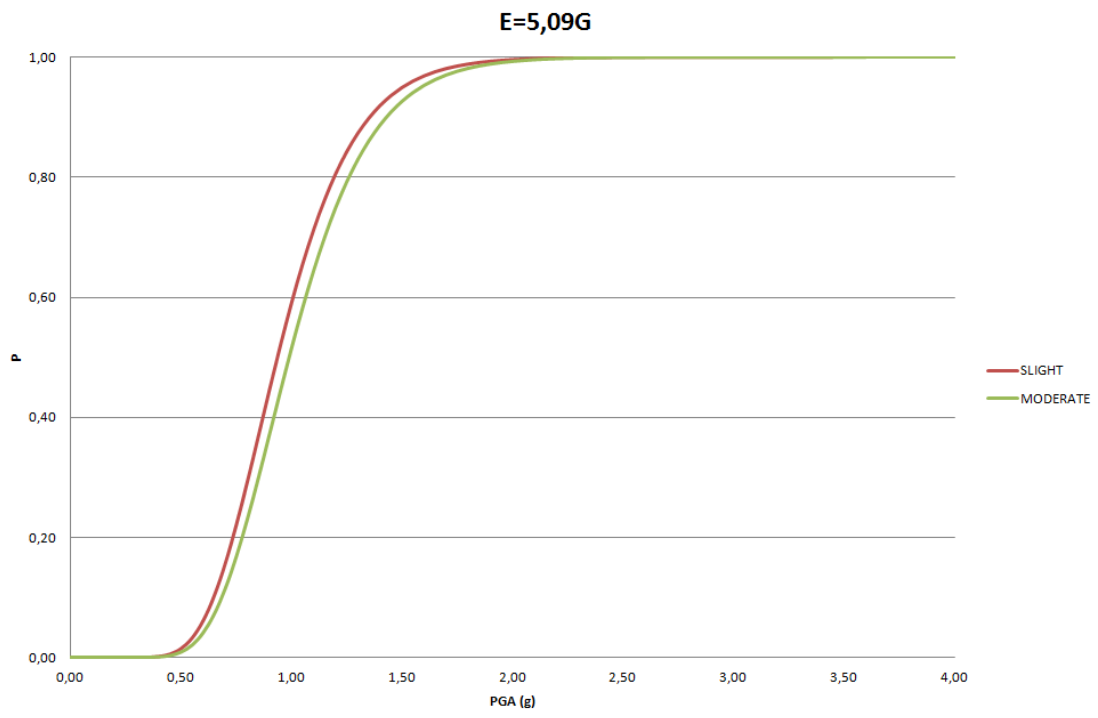
Πίνακας 2.1 Επίπεδα βλάβης

Επίπεδα Βλάβης	Σχετική μετατόπιση (mm)
Slight	3.94
Moderate	4.59
Extensive	6.54
Very heavy	10.43
Collapse	16.92



Σχήμα 3.5 Σεισμικές μετακινήσεις

Στη συνέχεια υπολογίζονται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση των PGA (Peak Ground Acceleration) των σεισμών που προκαλούν μετακινήσεις που υπερβαίνουν την κάθε οριακή κατάσταση. Οι τιμές που υπολογίστηκαν εισάγονται στον τύπο (1) για να προκύψουν οι καμπύλες τρωτότητας του σχήματος 3.7 που συσχετίζουν την πιθανότητα υπέρβασης της κάθε οριακής κατάστασης με το μέγεθος της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού.



Σχήμα 3.7 Καμπύλες θραυστότητας

### 3.5 Διώροφη κατασκευή - σενάριο 4

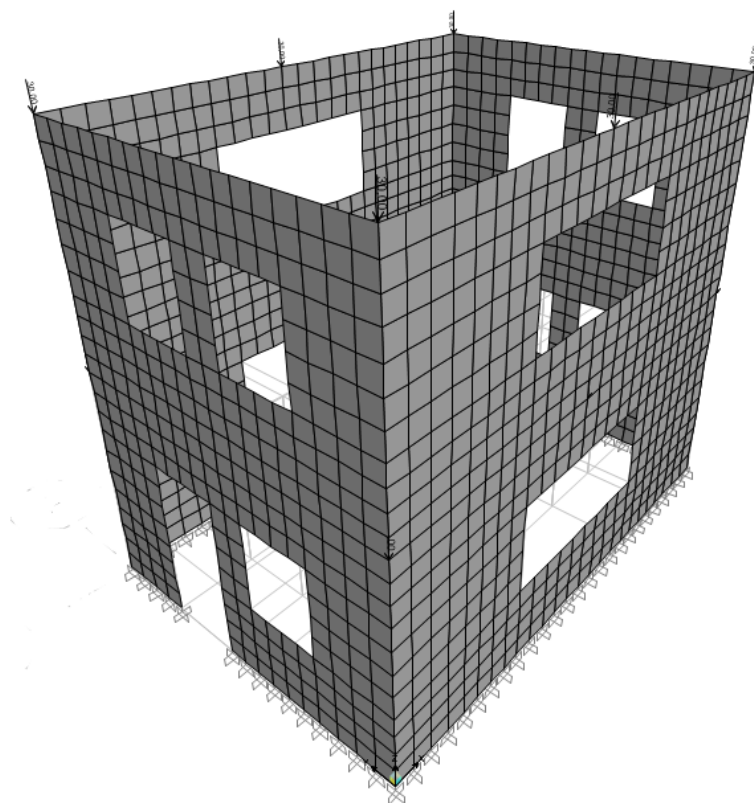
#### 3.5.1 Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά

Πρόκειται για διώροφη κατασκευή όμοια με αυτή του σεναρίου 1 με διαστάσεις κάτοψης 5m x7m και συνολικό ύψος 6m. Στη στάθμη της οροφής του ισογείου αλλά και στη στάθμη της οροφής του πρώτου ορόφου υπάρχουν πλάκες σκυροδέματος 20cm. Οι πλάκες εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία σε αυτές τις στάθμες. Το πάχος της τοιχοποιίας είναι 50cm και είναι τρίστρωτη. Σε αυτό το σενάριο θεωρείται μονοαξονική αντοχή ασβεστολίθου 30MPa και ασβεστοκονιάματος 0,5MPa. Έτσι προκύπτει η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας  $f_{k,4}$  και το μέτρο ελαστικότητας της  $E_4$  όπως φαίνεται παρακάτω. Στη σχέση που ακολουθεί ο συντελεστής K λαμβάνεται μειωμένος και ίσος με 0,8K καθώς θεωρώ πως υπάρχει διαμήκης αρμός κονιάματος σε όλο το μήκος του τοίχου.

$$f_{k,4} = K \cdot f_{b,4}^{0,7} \cdot f_{m,4}^{0,3} = 0,8 \cdot 0,45 \cdot 30^{0,7} \cdot 0,5^{0,3} = 3,16 \text{MPa}$$

$$E_4 = 1000 \cdot f_{k,4} = 1000 \cdot 3,16 = 3160 \text{MPa}$$

#### 3.5.2 Προσομοίωση φορέα

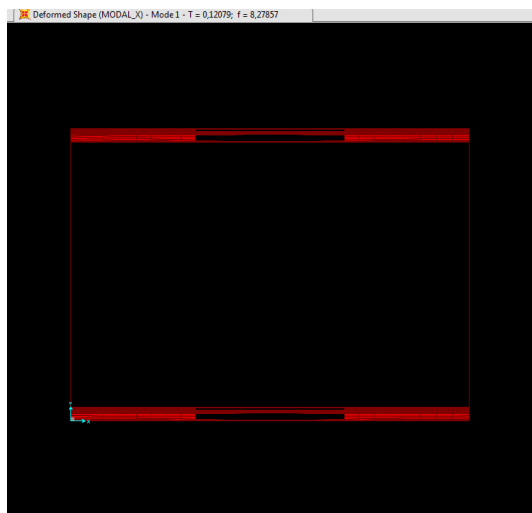


Εικόνα 3.39 Μοντέλο σεναρίου 4

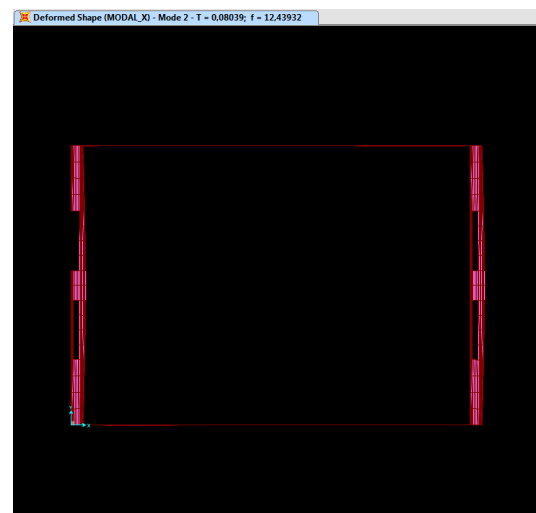
Όμοια με το σενάριο 1 η τοιχοποιία προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (shell-thick) πάχους 50cm και ορίζεται υλικό μέτρου ελαστικότητας  $E_4 = 3160MPa$  με λόγο Poisson  $\nu=0,3$  και ειδικό βάρος  $22kN/m^3$ . Η προσομοίωση της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος και στις δύο στάθμες γίνεται μέσω των φορτίων που οι πλάκες επιβάλλουν στην κατασκευή και εισαγωγή διαφραγμάτων όπως ακριβώς περιγράφεται και στο κεφάλαιο 3.2.2.

### 3.5.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Αρχικά, γίνεται ιδιομορφική ανάλυση για να προσδιοριστούν δύο ιδιοπερίοδοι της κατασκευής. Προσδιορίζονται λοιπόν οι  $T1=0,1208sec$  ιδιοπερίοδος της 1ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά Y (εικόνα 3.40) και η  $T2=0,0804sec$  ιδιοπερίοδος της 2ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά X (εικόνα 3.41).



Εικόνα 3.40 1η ιδιομορφή

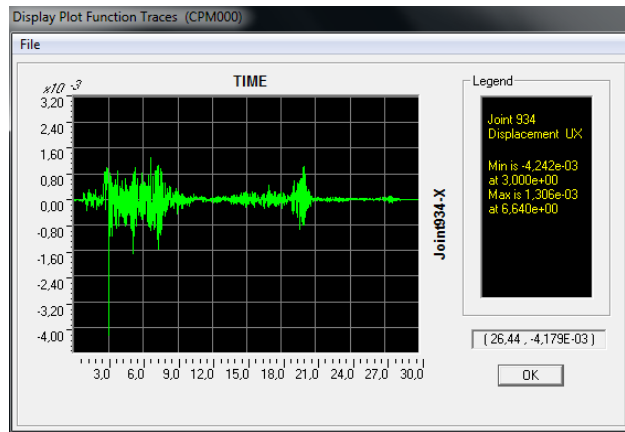


Εικόνα 3.41 2η ιδιομορφή

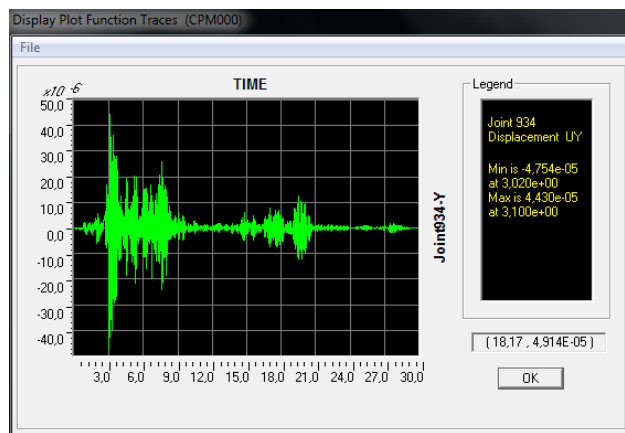
Στη συνέχεια εισάγονται στο SAP2000 οι χρονοϊστορίες των συνιστωσών των σεισμών και ορίζεται το αντίστοιχο load case για κάθε μία συνιστώσα των σεισμών. Για κάθε έναν από τους 101 σεισμούς ορίζεται το αντίστοιχο load combination μέσω του οποίου επαλληλίζονται χωρικά τα μεγέθη απόκρισης που προκύπτουν από τις συνιστώσες του σεισμού στην X και Y διεύθυνση. Οι παραπάνω διαδικασίες περιγράφονται αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 3.2.3. Τέλος πραγματοποιούνται οι αναλύσεις.

Μετά το πέρας της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας προκύπτουν οι μετακινήσεις κορυφής στην διεύθυνση X ( $U_X$ ) και στη διεύθυνση Y ( $U_Y$ ) για τη κάθε συνιστώσα του σεισμού. Ενδεικτικά ακολουθούν, για το σεισμό του Cape Mendocino της California που έγινε το 1992 με PGA 1,49g, η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 3.42) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 3.43) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση X και η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 3.44) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 3.45) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση Y.

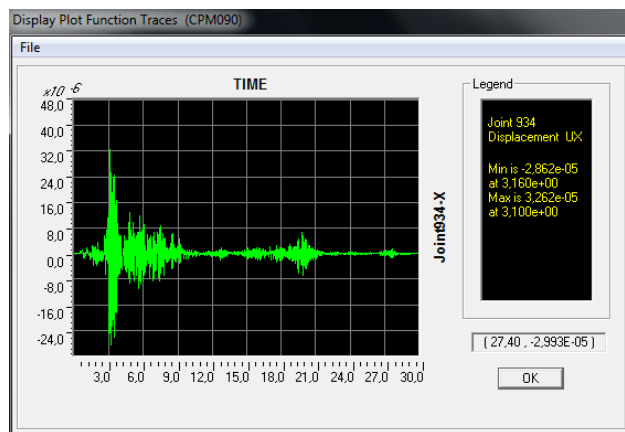




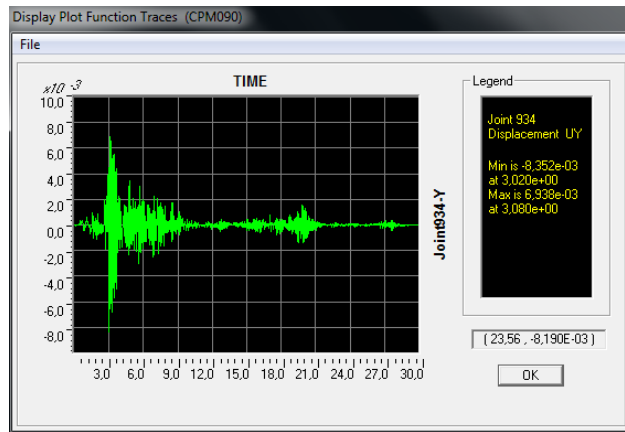
Εικόνα 3.42 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X



Εικόνα 3.43 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X

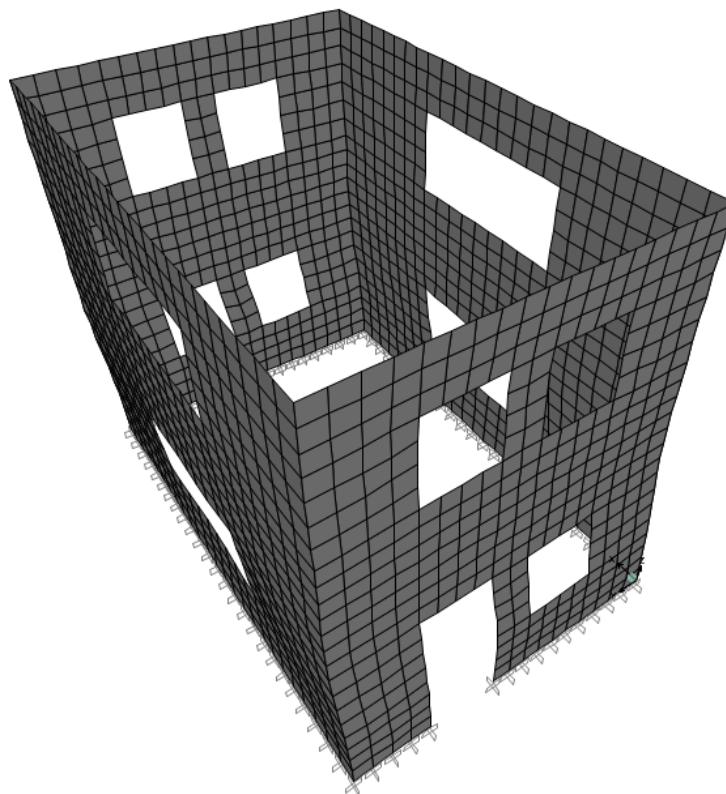


Εικόνα 3.44 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση Y

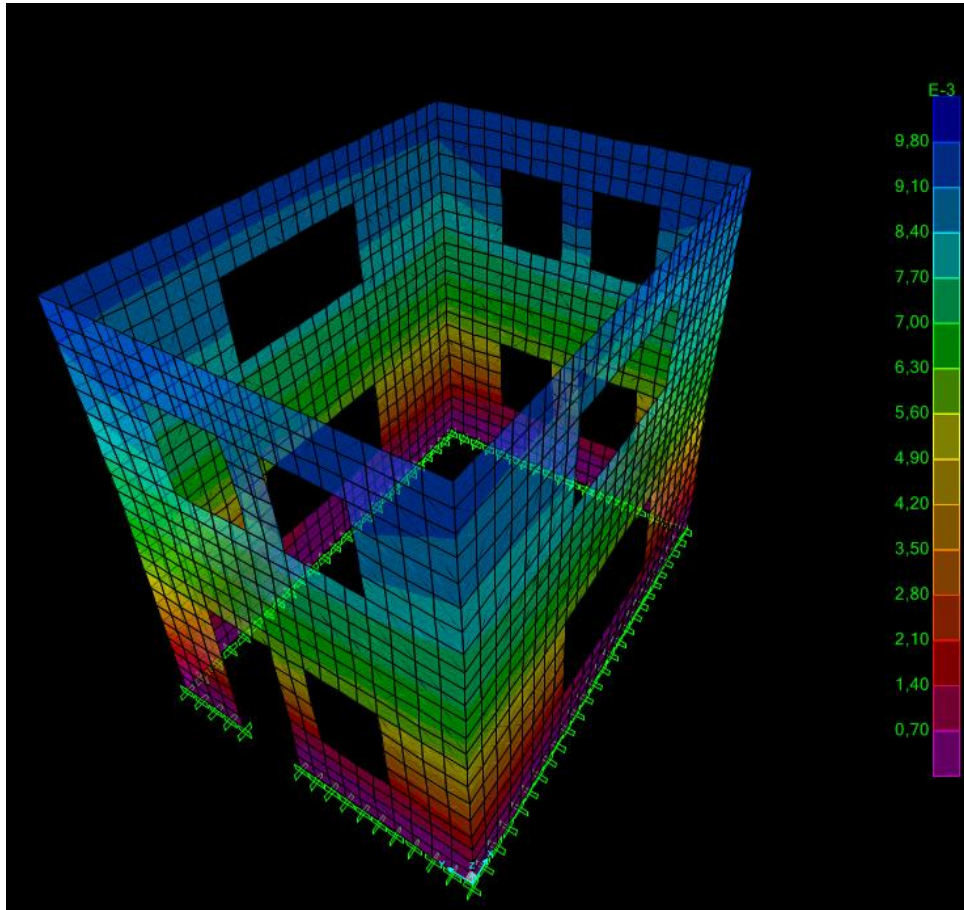


Εικόνα 3.45 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση  $Y$

Η καθολική παραμόρφωση της κατασκευής εξαιτίας της ταυτόχρονης δράσης των χρονοϊστοριών των δύο συνιστωσών του σεισμού του Cape Mendocino φαίνεται στις εικόνες που ακολουθούν.



Εικόνα 3.46 Παραμορφωμένη εικόνα κατασκευής



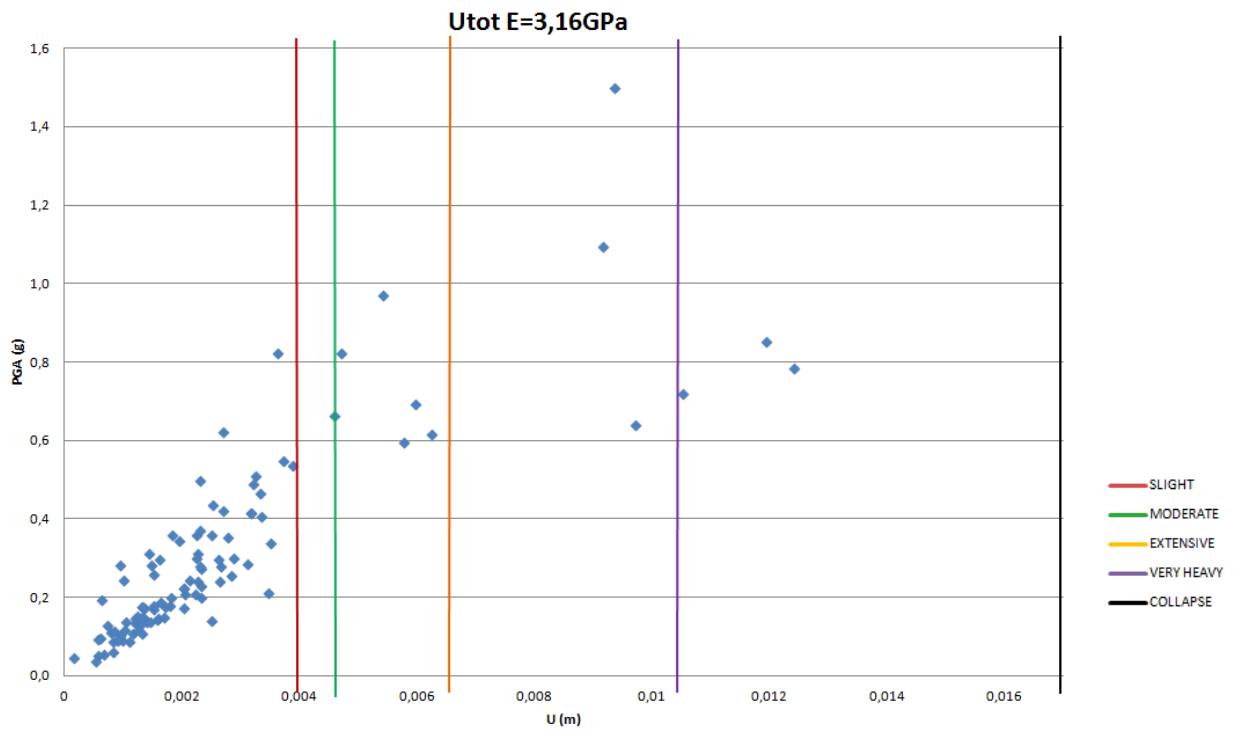
Εικόνα 3.47 Παραμορφωμένη εικόνα και συνολικές μετακινήσεις

### 3.5.4 Καμπύλες θραυστότητας

Οι μετακινήσεις που εξάγονται από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας συγκρίνονται με τα κάτω όρια των επιπέδων βλάβης του πίνακα 2.1 και διαπιστώνεται αν τα υπερβαίνουν. Παρακάτω παρατίθεται ξανά ο πίνακας με τα επίπεδα βλάβης και ακολουθεί το νέφος των προκαλούμενων σχετικών σεισμικών μετακινήσεων οροφής της κατασκευής με τα συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά.

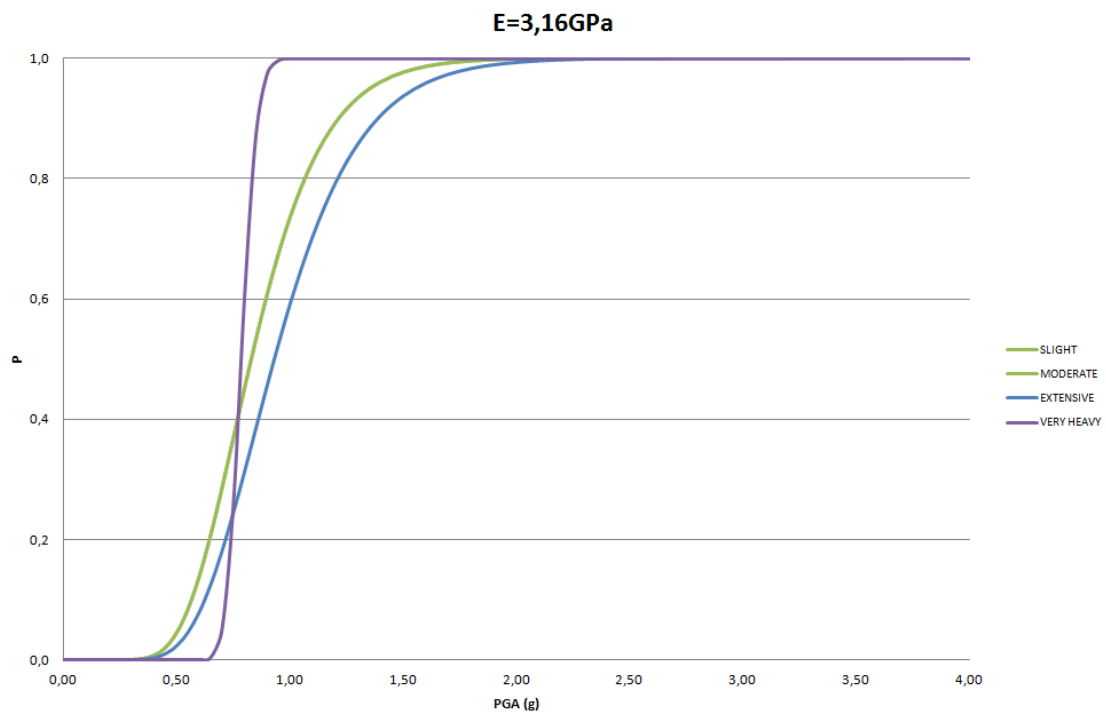
Πίνακας 2.1 Επίπεδα βλάβης

Επίπεδα Βλάβης	Σχετική μετατόπιση (mm)
Slight	3.94
Moderate	4.59
Extensive	6.54
Very heavy	10.43
Collapse	16.92



Σχήμα 3.8 Σεισμικές μετακινήσεις

Στη συνέχεια υπολογίζονται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση των PGA (Peak Ground Acceleration) των σεισμών που προκαλούν μετακινήσεις που υπερβαίνουν την κάθε οριακή κατάσταση. Οι τιμές που υπολογίστηκαν εισάγονται στον τύπο (1) για να προκύψουν οι καμπύλες τρωτότητας που συσχετίζουν την πιθανότητα υπέρβασης της κάθε οριακής κατάστασης με το μέγεθος της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού.



Σχήμα 3.9 Καμπύλες θραυστότητας

### 3.6 Διώροφη κατασκευή - σενάριο 5

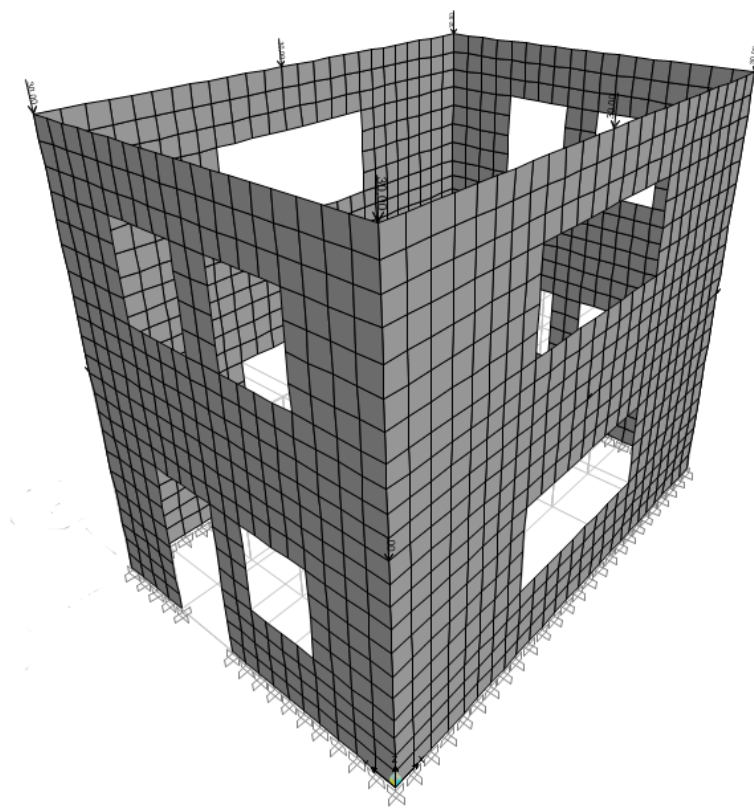
#### 3.6.1 Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά

Πρόκειται για διώροφη κατασκευή όμοια με αυτή του σεναρίου 1 με διαστάσεις κάτοψης 5m x7m και συνολικό ύψος 6m. Στη στάθμη της οροφής του ισογείου αλλά και στη στάθμη της οροφής του πρώτου ορόφου υπάρχουν πλάκες σκυροδέματος 20cm. Οι πλάκες εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία σε αυτές τις στάθμες. Το πάχος της τοιχοποιίας είναι 50cm και είναι τρίστρωτη. Σε αυτό το σενάριο θεωρείται μονοαξονική αντοχή ασβεστολίθου 22MPa και ασβεστοκονιάματος 0,5MPa. Έτσι προκύπτει η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας  $f_{k,5}$  και το μέτρο ελαστικότητας της  $E_5$  όπως φαίνεται παρακάτω. Στη σχέση που ακολουθεί ο συντελεστής K λαμβάνεται μειωμένος και ίσος με 0,8K καθώς θεωρείται πως υπάρχει διαμήκης αρμός κονιάματος σε όλο το μήκος του τοίχου.

$$f_{k,5} = K \cdot f_{b,5}^{0,7} \cdot f_{m,5}^{0,3} = 0,8 \cdot 0,45 \cdot 22^{0,7} \cdot 0,5^{0,3} = 2,545MPa$$

$$E_5 = 1000 \cdot f_{k,5} = 1000 \cdot 2,545 = 2545MPa$$

#### 3.6.2 Προσομοίωση φορέα

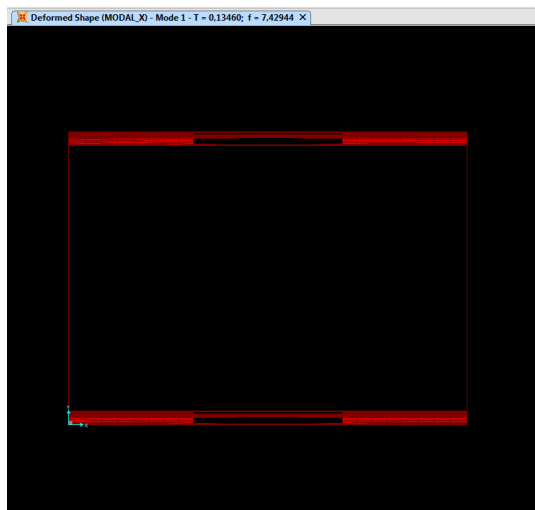


Εικόνα 3.48 Μοντέλο σεναρίου 5

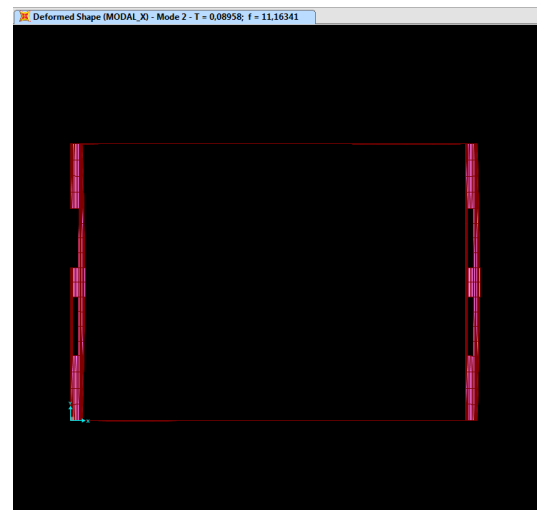
Όμοια με το σενάριο 1 η τοιχοποιία προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (shell-thick) πάχους 50cm και ορίζεται υλικό μέτρου ελαστικότητας  $E_s = 2545 \text{ MPa}$  με λόγο Poisson  $\nu=0,3$  και ειδικό βάρος  $22\text{kN/m}^3$ . Η προσομοίωση της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος και στις δύο στάθμες γίνεται μέσω των φορτίων που οι πλάκες επιβάλλουν στην κατασκευή και η εισαγωγή διαφραγμάτων όπως ακριβώς περιγράφεται και στο κεφάλαιο 3.2.2.

### 3.6.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Αρχικά, γίνεται ιδιομορφική ανάλυση για να προσδιοριστούν δύο ιδιοπερίοδοι της κατασκευής. Προσδιορίζονται λοιπόν οι  $T1=0,1346\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 1ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά Y (εικόνα 3.49) και η  $T2=0,0896\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 2ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά X (εικόνα 3.50).



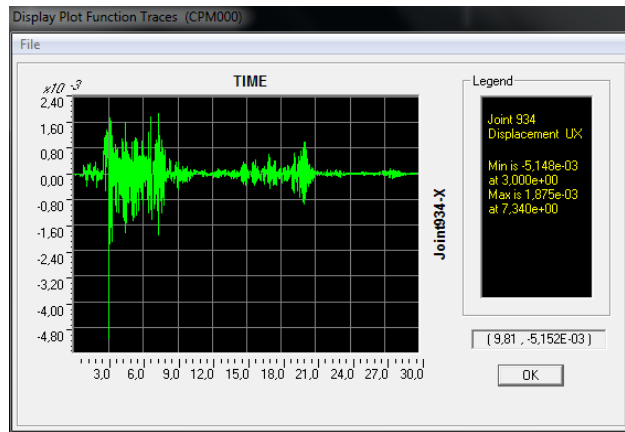
Εικόνα 3.49 1η ιδιομορφή



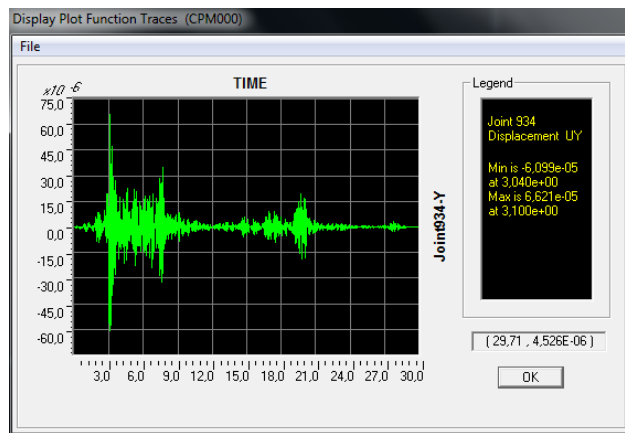
Εικόνα 3.50 2η ιδιομορφή

Στη συνέχεια εισάγονται στο SAP2000 οι χρονοϊστορίες των συνιστωσών των σεισμών και ορίζεται το αντίστοιχο load case για κάθε μία συνιστώσα των σεισμών. Για κάθε έναν από τους 101 σεισμούς ορίζεται το αντίστοιχο load combination μέσω του οποίου επαλληλίζονται χωρικά τα μεγέθη απόκρισης που προκύπτουν από τις συνιστώσες του σεισμού στην X και Y διεύθυνση. Οι παραπάνω διαδικασίες περιγράφονται αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 3.2.3. Τέλος πραγματοποιούνται οι αναλύσεις.

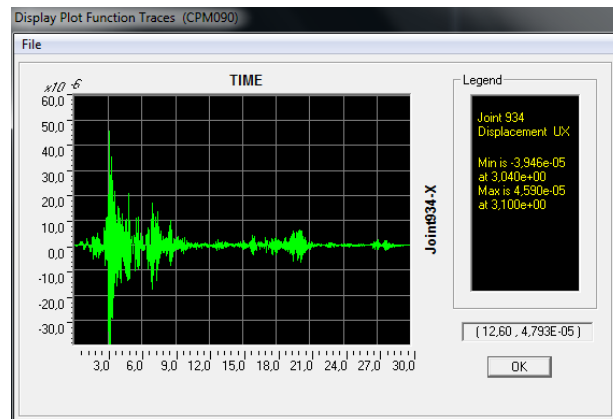
Μετά το πέρας της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας προκύπτουν οι μετακινήσεις κορυφής στην διεύθυνση X ( $U_X$ ) και στη διεύθυνση Y ( $U_Y$ ) για τη κάθε συνιστώσα του σεισμού. Ενδεικτικά ακολουθούν, για το σεισμό του Cape Mendocino της California που έγινε το 1992 με PGA 1,49g, η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 3.51) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 3.52) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση X και η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 3.53) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 3.54) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση Y.



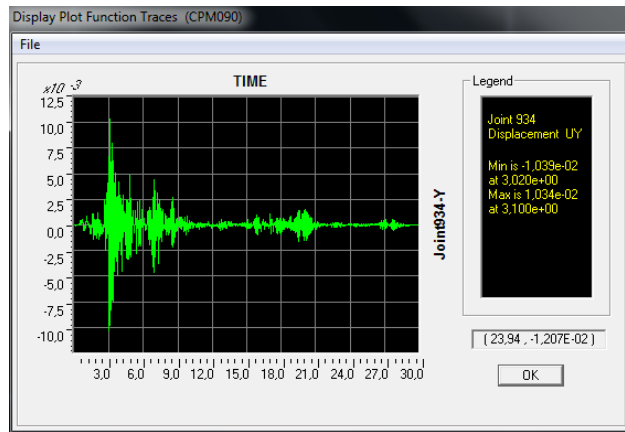
Εικόνα 3.51 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X



Εικόνα 3.52 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X

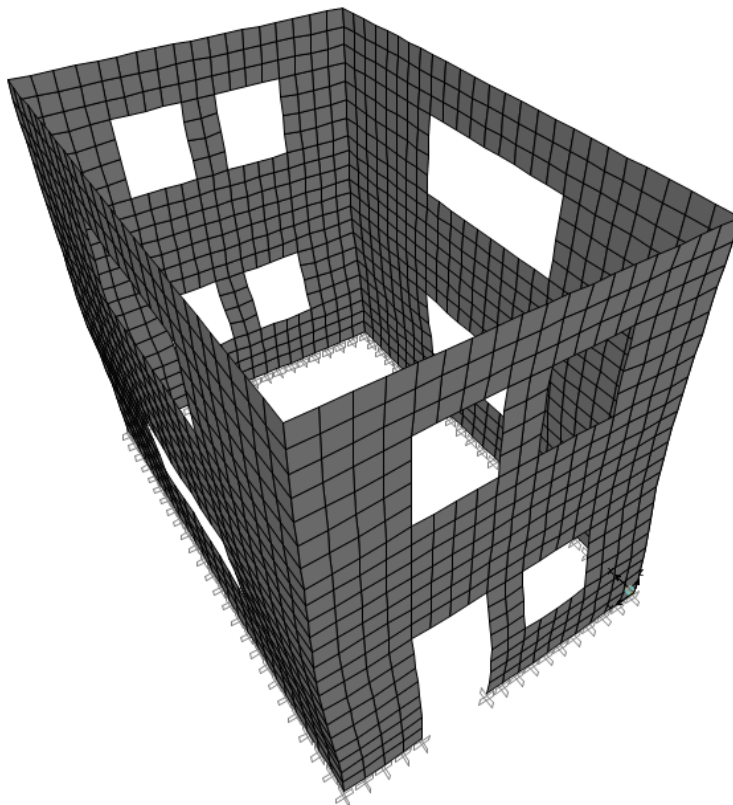


Εικόνα 3.53 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση Y



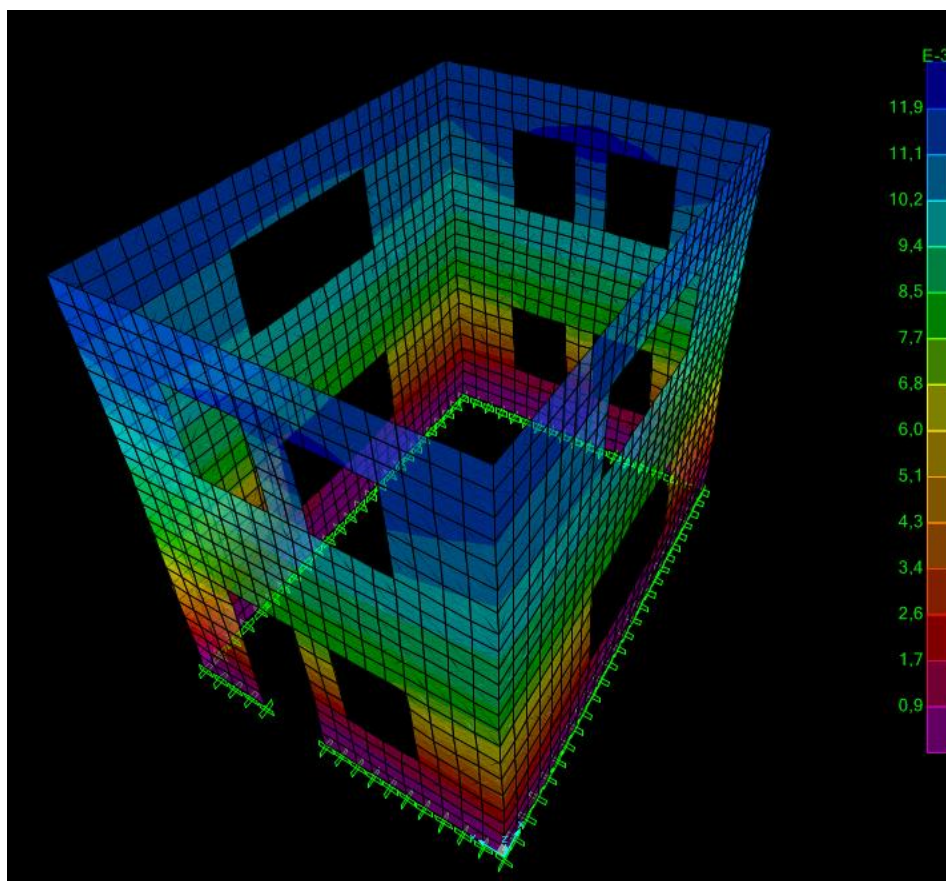
Εικόνα 3.54 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση  $Y$

Η καθολική παραμόρφωση της κατασκευής εξαιτίας της ταυτόχρονης δράσης των χρονοϊστοριών των δύο συνιστωσών του σεισμού του Cape Mendocino φαίνεται στις εικόνες που ακολουθούν.



Εικόνα 3.55 Παραμορφωμένη εικόνα κατασκευής





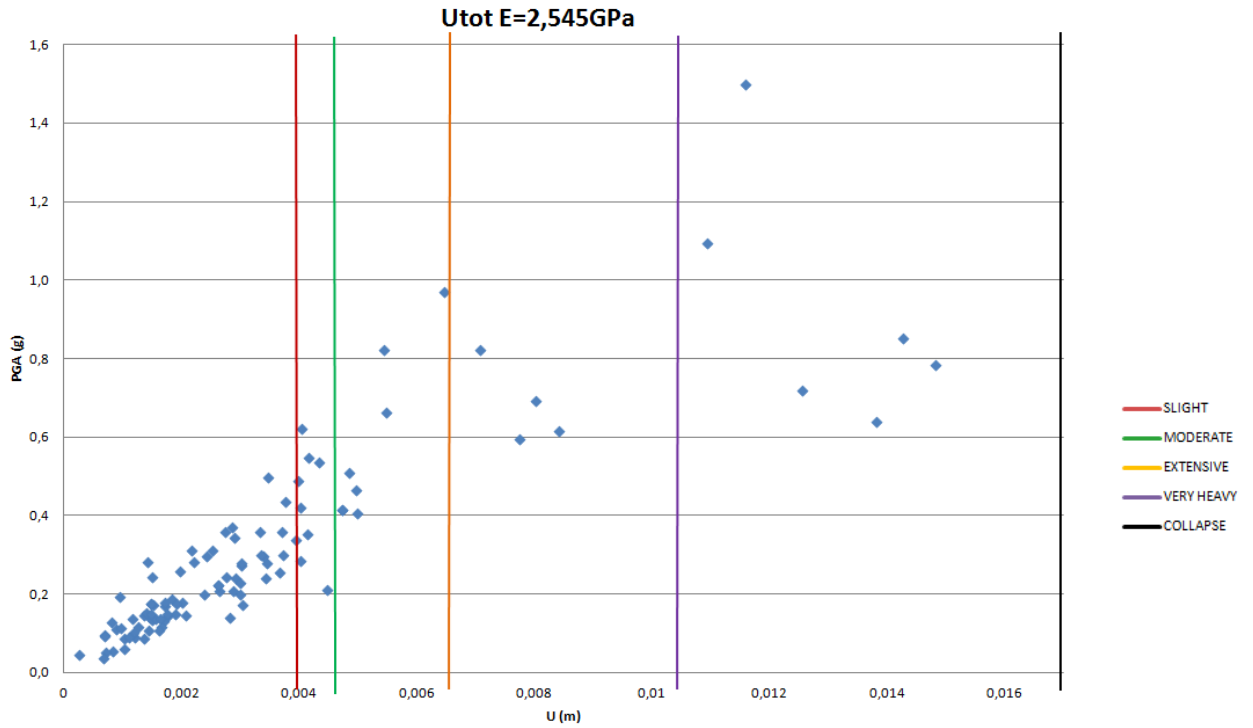
Εικόνα 3.56 Παραμορφωμένη εικόνα και συνολικές μετακινήσεις

### 3.6.4 Καμπύλες θραυστότητας

Οι μετακινήσεις που εξάγονται από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας συγκρίνονται με τα κάτω όρια των επιπέδων βλάβης του πίνακα 2.1 και διαπιστώνεται αν τα υπερβαίνουν. Παρακάτω παρατίθεται ξανά ο πίνακας με τα επίπεδα βλάβης και ακολουθεί το νέφος των προκαλούμενων σχετικών σεισμικών μετακινήσεων οροφής της κατασκευής με τα συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά.

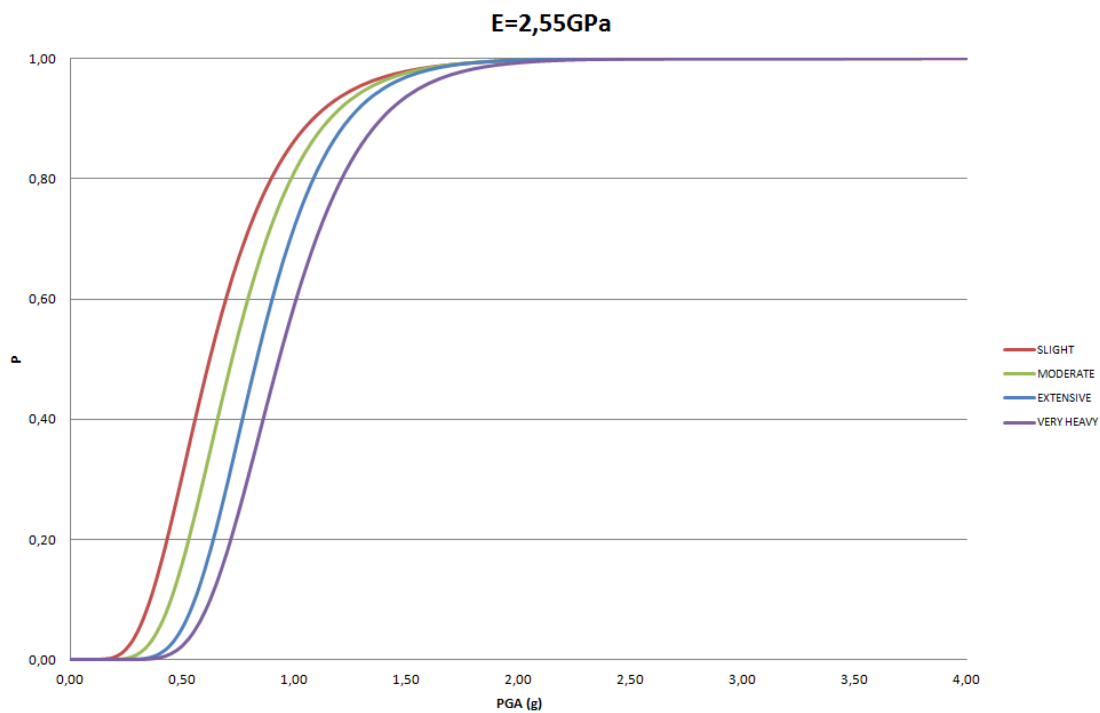
Πίνακας 2.1 Επίπεδα βλάβης

Επίπεδα Βλάβης	Σχετική μετατόπιση (mm)
Slight	3.94
Moderate	4.59
Extensive	6.54
Very heavy	10.43
Collapse	16.92



Σχήμα 3.10 Σεισμικές μετακινήσεις

Στη συνέχεια υπολογίζονται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση των PGA (Peak Ground Acceleration) των σεισμών που προκαλούν μετακινήσεις που υπερβαίνουν την κάθε οριακή κατάσταση. Οι τιμές που υπολογίστηκαν εισάγονται στον τύπο (1) για να προκύψουν οι καμπύλες τρωτότητας του σχήματος 3.11 που συσχετίζουν την πιθανότητα υπέρβασης της κάθε οριακής κατάστασης με το μέγεθος της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού.



Σχήμα 3.11 Καμπύλες τρωτότητας

### 3.7 Διώροφη κατασκευή - σενάριο 6

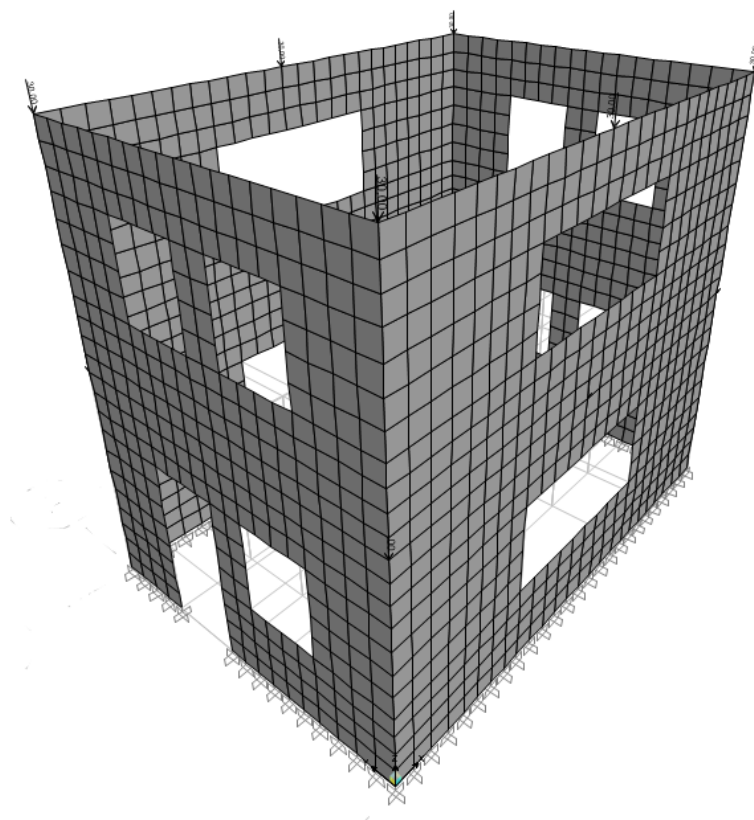
#### 3.7.1 Γενική περιγραφή και μηχανικά χαρακτηριστικά

Πρόκειται για διώροφη κατασκευή όμοια με αυτή του σεναρίου 1 με διαστάσεις κάτοψης 5m x7m και συνολικό ύψος 6m. Στη στάθμη της οροφής του ισόγειου αλλά και στη στάθμη της οροφής του πρώτου ορόφου υπάρχει πλάκα σκυροδέματος 20cm. Οι πλάκες εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία σε αυτές τις στάθμες. Το πάχος της τοιχοποιίας είναι 50cm και είναι τρίστρωτη. Σε αυτό το σενάριο θεωρείται μονοαξονική αντοχή ασβεστολίθου 20MPa και ασβεστοκονιάματος 0,5MPa. Έτσι προκύπτει η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας  $f_{k,6}$  και το μέτρο ελαστικότητας  $E_6$  όπως φαίνεται παρακάτω. Στη σχέση που ακολουθεί ο συντελεστής K λαμβάνεται μειωμένος και ίσος με 0,8K καθώς θεωρώ πως υπάρχει διαμήκης αρμός κονιάματος σε όλο το μήκος του τοίχου.

$$f_{k,6} = K \cdot f_{b,6}^{0,7} \cdot f_{m,6}^{0,3} = 0,8 \cdot 0,45 \cdot 20^{0,7} \cdot 0,5^{0,3} = 2,38 \text{ MPa}$$

$$E_6 = 1000 \cdot f_{k,6} = 1000 \cdot 2,38 = 2380 \text{ MPa}$$

#### 3.7.2 Προσομοίωση φορέα

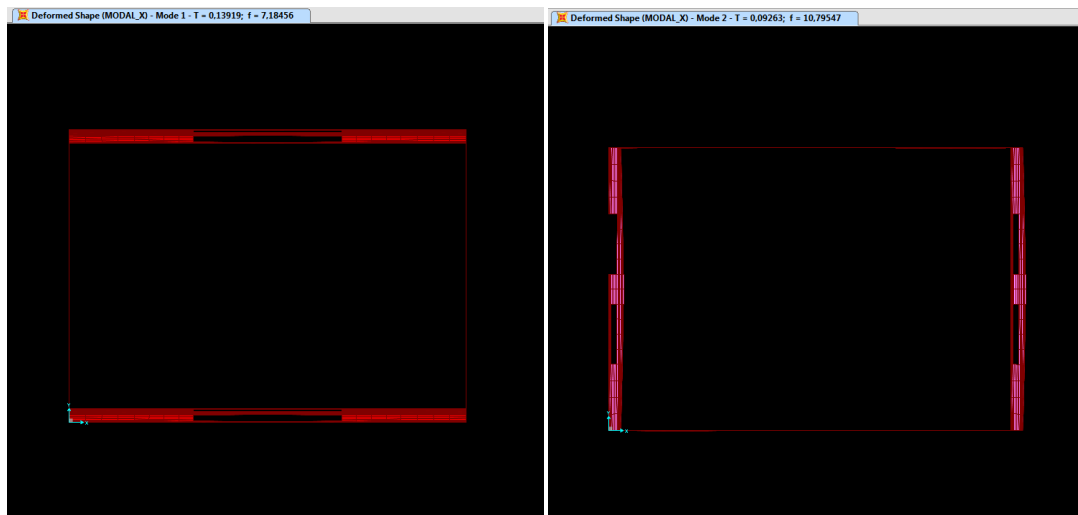


Εικόνα 3.58 Μοντέλο σεναρίου 6

Όμοια με το σενάριο 1 η τοιχοποιία προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (shell-thick) πάχους 50cm και ορίζεται υλικό μέτρου ελαστικότητας  $E_6 = 2380MPa$  με λόγο Poisson  $\nu=0,3$  και ειδικό βάρος  $22kN/m^3$ . Η προσομοίωση της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος και στις δύο στάθμες γίνεται μέσω των φορτίων που οι πλάκες επιβάλλουν στην κατασκευή και εισαγωγή διαφραγμάτων όπως ακριβώς περιγράφεται και στο κεφάλαιο 3.2.2.

### 3.7.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Αρχικά, γίνεται ιδιομορφική ανάλυση για να προσδιοριστούν δύο ιδιοπερίοδοι της κατασκευής. Προσδιορίζονται λοιπόν οι  $T1=0,13919sec$  ιδιοπερίοδος της 1ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά Y (εικόνα 3.59) και η  $T2=0,0926sec$  ιδιοπερίοδος της 2ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά X (εικόνα 3.60).

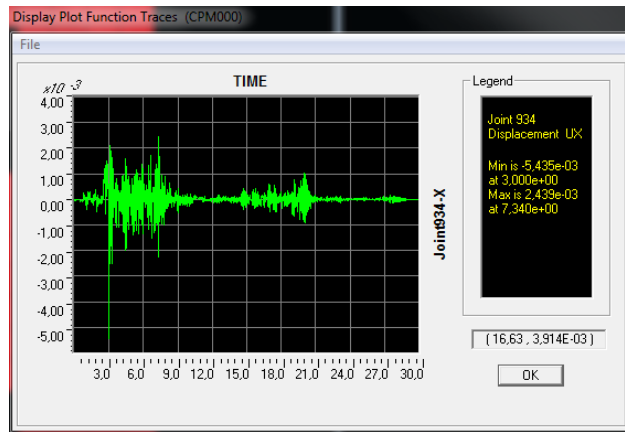


Εικόνα 3.59 1η ιδιομορφή

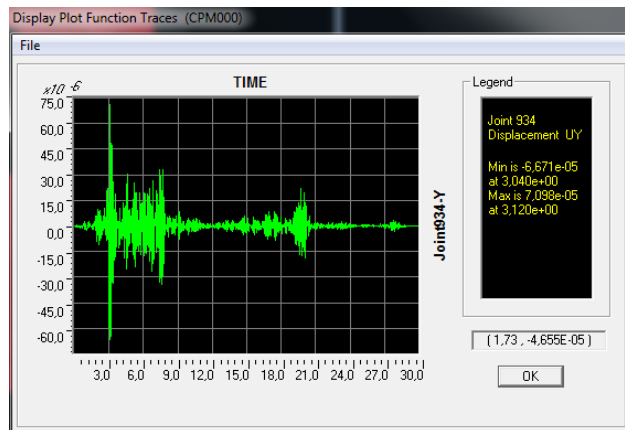
Εικόνα 3.60 2η ιδιομορφή

Στη συνέχεια εισάγονται στο SAP2000 οι χρονοϊστορίες των συνιστωσών των σεισμών και ορίζεται το αντίστοιχο load case για κάθε μία συνιστώσα των σεισμών. Για κάθε έναν από τους 101 σεισμούς ορίζεται το αντίστοιχο load combination μέσω του οποίου επαλληλίζονται χωρικά τα μεγέθη απόκρισης που προκύπτουν από τις συνιστώσες του σεισμού στην X και Y διεύθυνση. Οι παραπάνω διαδικασίες περιγράφονται αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 3.2.3. Τέλος πραγματοποιούνται οι αναλύσεις.

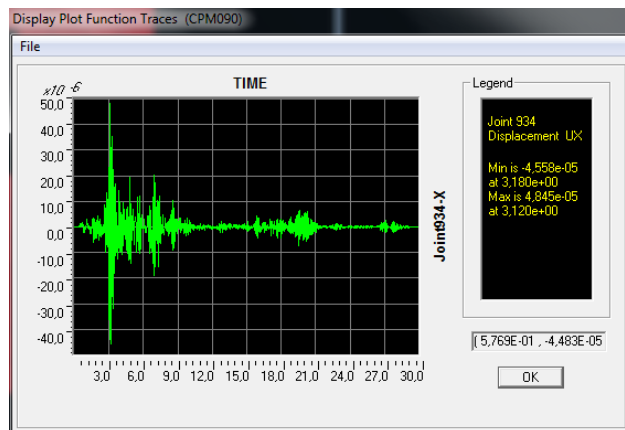
Μετά το πέρας της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας προκύπτουν οι μετακινήσεις κορυφής στην διεύθυνση X ( $U_X$ ) και στη διεύθυνση Y ( $U_Y$ ) για τη κάθε συνιστώσα του σεισμού. Ενδεικτικά ακολουθούν, για το σεισμό του Cape Mendocino της California που έγινε το 1992 με PGA 1,49g, η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 3.61) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 3.62) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση X και η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 3.63) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 3.64) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση Y.



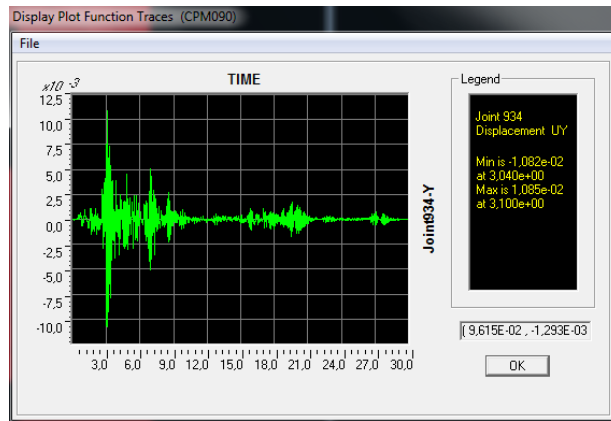
Εικόνα 3.61 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X



Εικόνα 3.62 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X

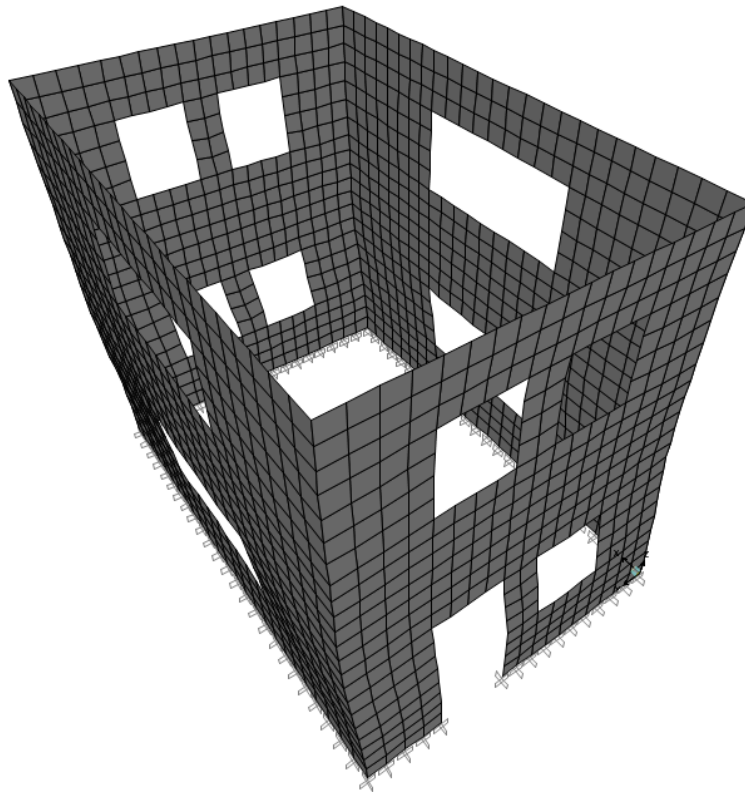


Εικόνα 3.63 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση Y

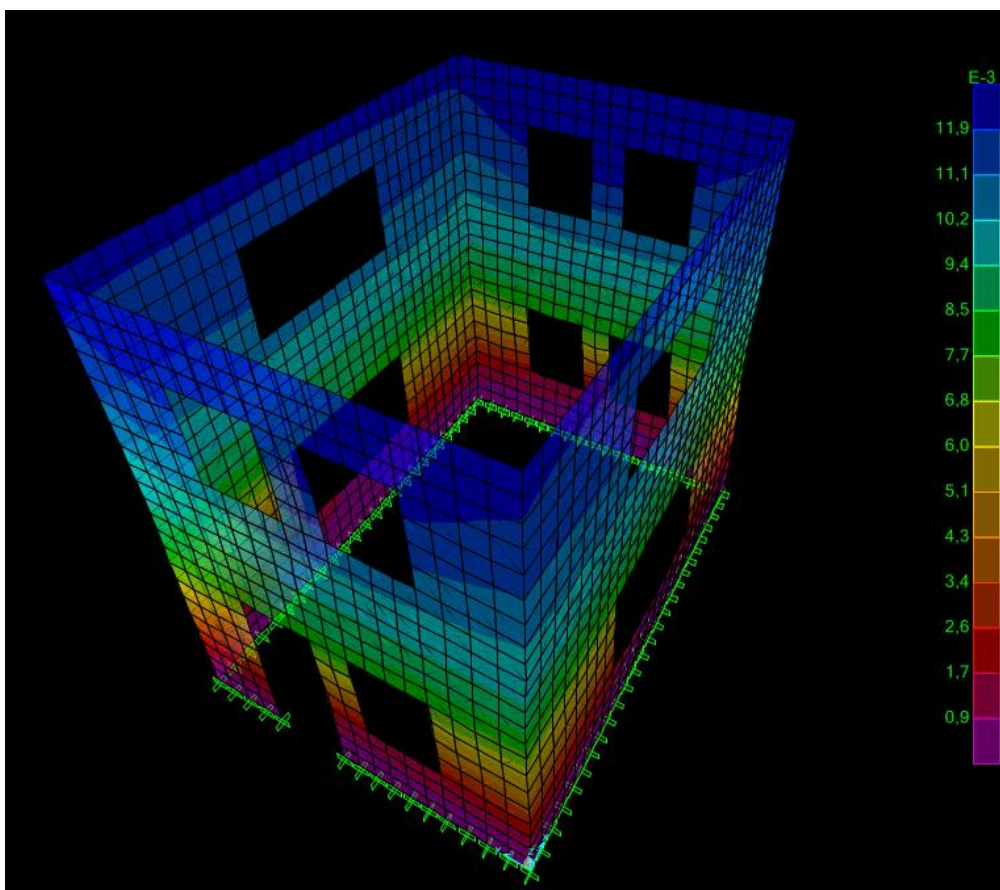


Εικόνα 3.64 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση  $Y$

Η καθολική παραμόρφωση της κατασκευής εξαιτίας της ταυτόχρονης δράσης των χρονοϊστοριών των δύο συνιστωσών του σεισμού του Cape Mendocino φαίνεται στις εικόνες που ακολουθούν.



Εικόνα 3.65 Παραμορφωμένη εικόνα κατασκευής



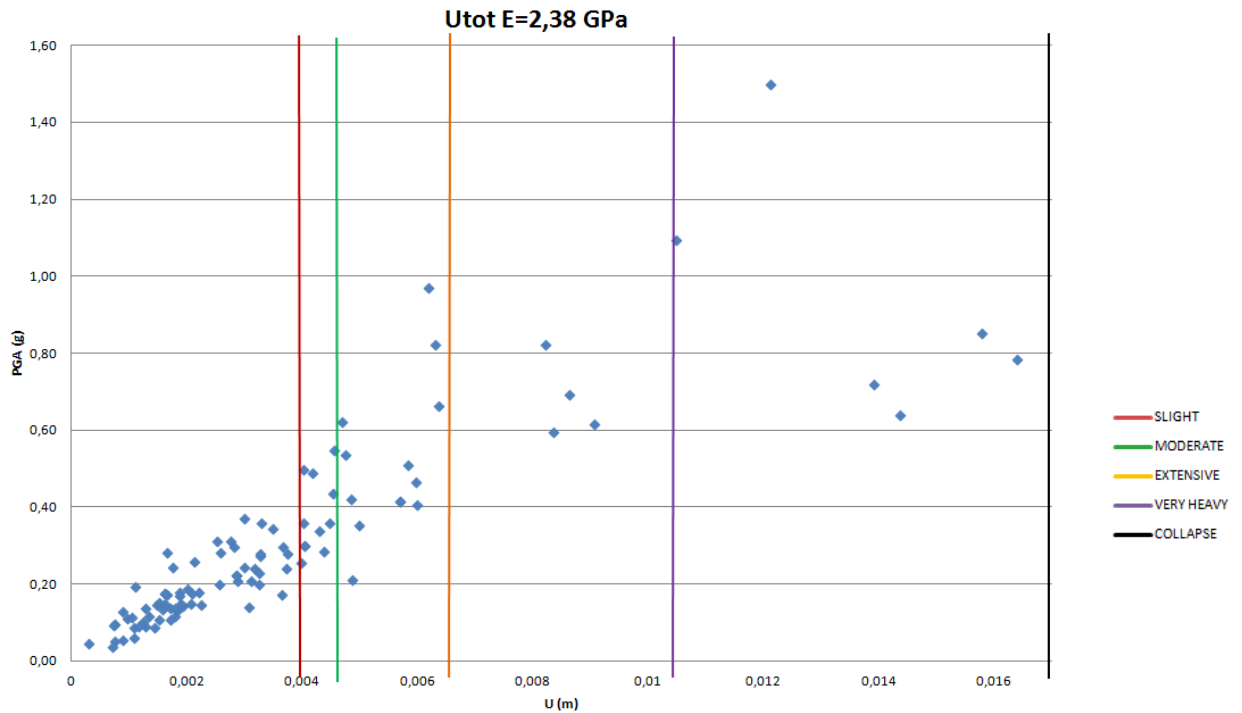
Εικόνα 3.66 Παραμορφωμένη εικόνα και συνολικές μετακινήσεις

### 3.7.4 Καμπύλες θραυστότητας

Οι μετακινήσεις που εξάγονται από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας συγκρίνονται με τα κάτω όρια των επιπέδων βλάβης του πίνακα 2.1 και διαπιστώνεται αν τα υπερβαίνουν. Παρακάτω παρατίθεται ξανά ο πίνακας με τα επίπεδα βλάβης και ακολουθεί το νέφος των προκαλούμενων σχετικών σεισμικών μετακινήσεων οροφής της κατασκευής με τα συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά.

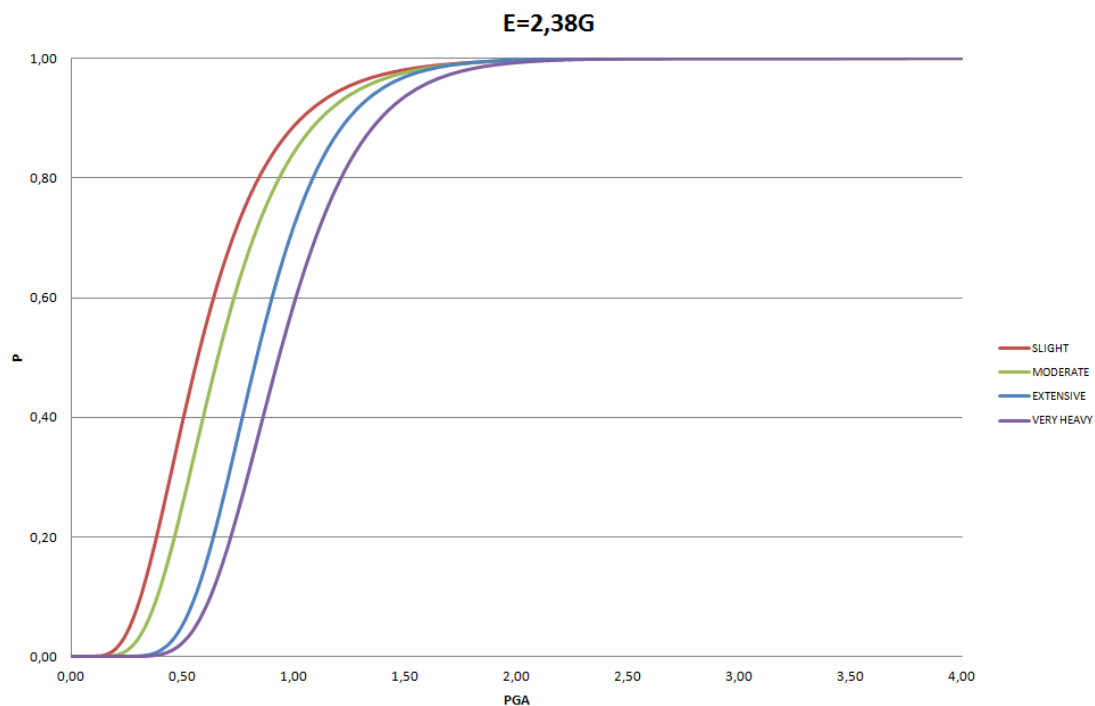
Πίνακας 2.1 Επίπεδα βλάβης

Επίπεδα Βλάβης	Σχετική μετατόπιση (mm)
Slight	3.94
Moderate	4.59
Extensive	6.54
Very heavy	10.43
Collapse	16.92



Σχήμα 3.12 Σεισμικές μετακινήσεις

Στη συνέχεια υπολογίζονται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση των PGA (Peak Ground Acceleration) των σεισμών που προκαλούν μετακινήσεις που υπερβαίνουν την κάθε οριακή κατάσταση. Οι τιμές που υπολογίστηκαν εισάγονται στον τύπο (1) για να προκύψουν οι καμπύλες τρωτότητας που συσχετίζουν την πιθανότητα υπέρβασης της κάθε οριακής κατάστασης με το μέγεθος της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού.

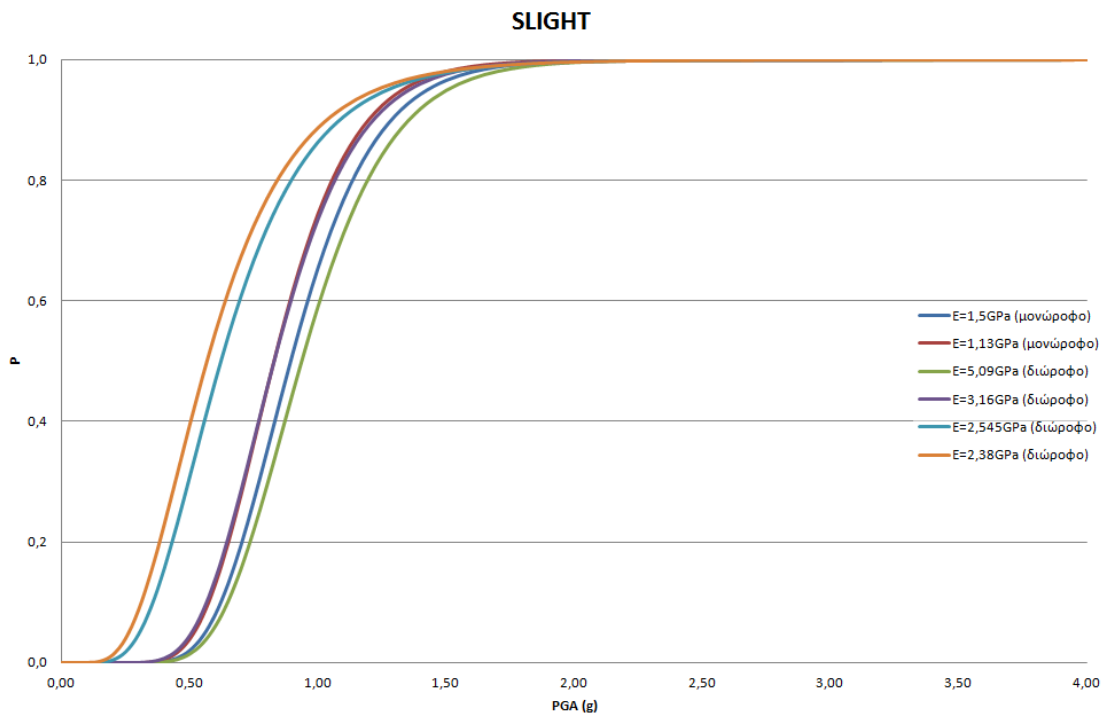


Σχήμα 3.13 Καμπύλες θραυστότητας

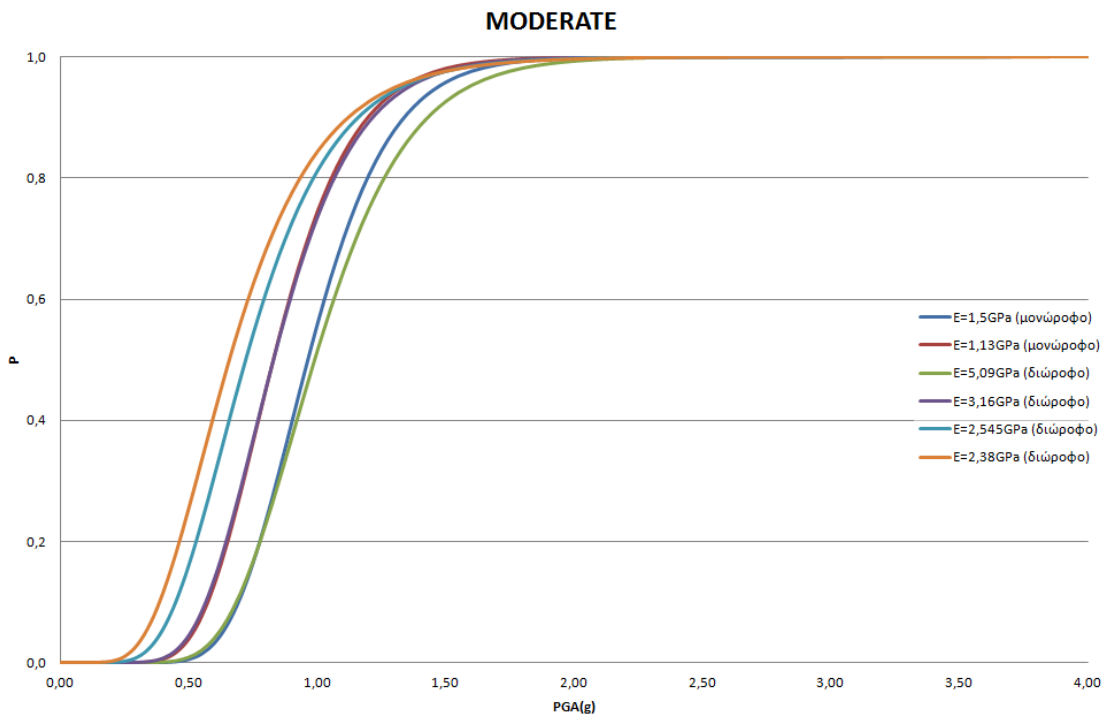


### 3.8 Συμπεράσματα

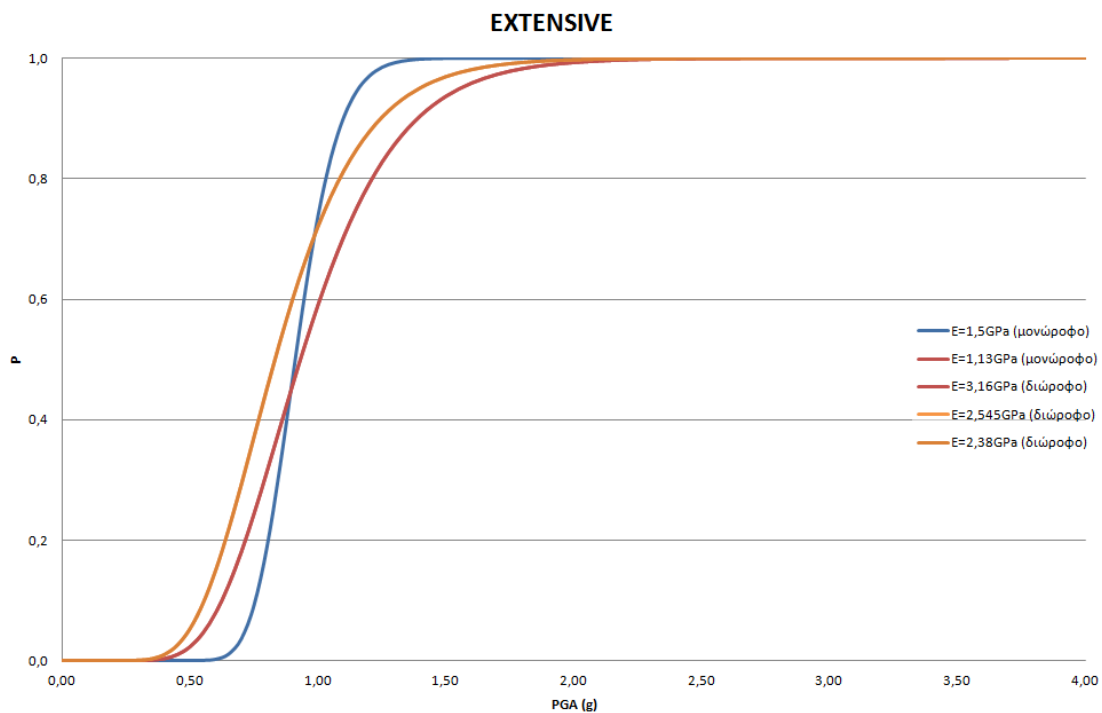
Στη συνέχεια παρατίθενται οι καμπύλες θραυστότητας όλων των κτισμάτων για την κάθε οριακή κατάσταση για να διευκολυνθεί η σύγκρισή τους.



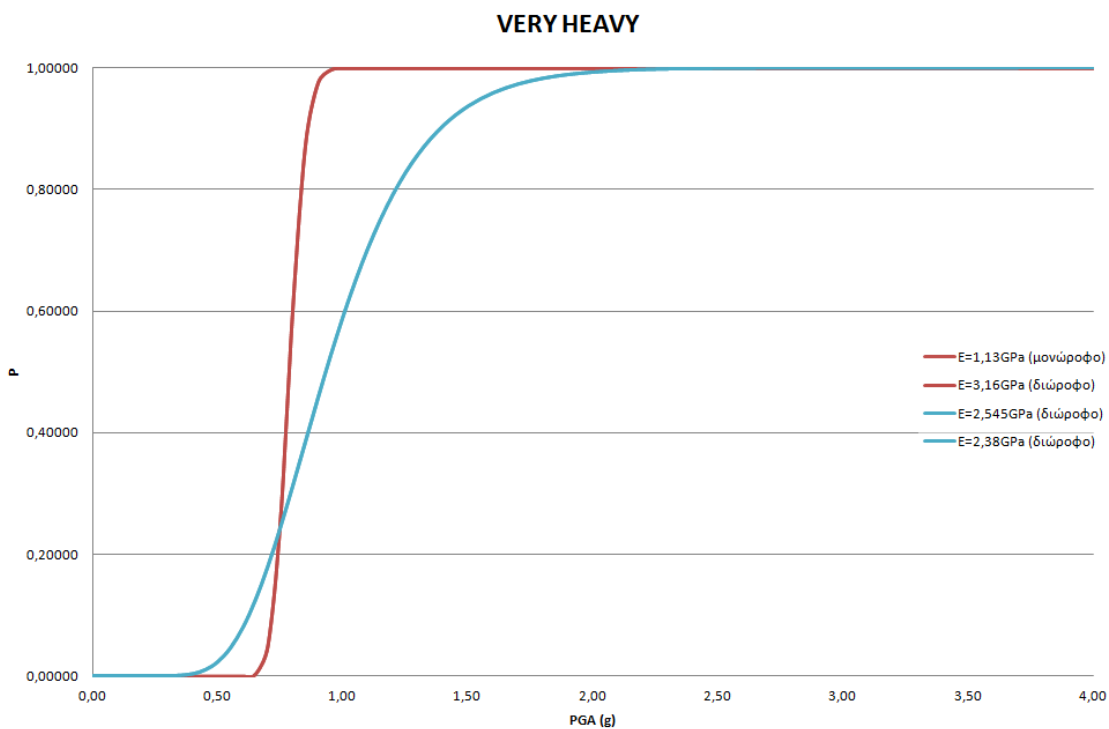
Σχήμα 3.14 Καμπύλες θραυστότητας για το επίπεδο βλάβης "SLIGHT"



Σχήμα 3.15 Καμπύλες θραυστότητας για το επίπεδο βλάβης "MODERATE"



Σχήμα 3.16 Καμπύλες θραυστότητας για το επίπεδο βλάβης "EXTENSIVE"



Σχήμα 3.17 Καμπύλες θραυστότητας για το επίπεδο βλάβης "VERY HEAVY"

Όπως φαίνεται και από τα διαγράμματα όσο μικρότερο είναι το μέτρο ελαστικότητας του κτίσματος τόσο μεγαλύτερη πιθανότητα έχει αυτό να υπερβεί μία οριακή κατάσταση βλάβης για την ίδια τιμή επιτάχυνσης. Ταυτόχρονα, στα διαγράμματα

όπου οι γραμμές θραυστότητας τέμνονται αυτό συμβαίνει επειδή οι σεισμοί με τις μέγιστες επιταχύνσεις δεν προκαλούν απαραίτητα τις μέγιστες μετακινήσεις (συγκριτικά με τις μετακινήσεις που προκαλούν άλλοι σεισμοί). Το γεγονός αυτό παρατηρείται εύκολα στα σχήματα που απεικονίζουν τις σεισμικές μετακινήσεις.

Τέλος, από τα διαγράμματα προκύπτει πως η διώροφη κατασκευή με μέτρο ελαστικότητας  $E=2,38\text{GPa}$  είναι αυτή με τις μεγαλύτερες αναμενόμενες βλάβες. Στη συνέχεια ακολουθούν προτάσεις για την ενίσχυση αυτής.

## 4 Ενισχύσεις

### 4.1 Εισαγωγή

Στη διάρκεια της ζωής ενός κτίσματος, από την αρχή της διαδικασίας δόμησής του, έως ότου φτάσει στη σημερινή εποχή, υφίσταται τη φθορά των υλικών κατασκευής του από τη χρήση, τις καιρικές συνθήκες, κυρίως την υγρασία, τις εναλλαγές της θερμοκρασίας, φυτικούς και ζωικούς οργανισμούς, τη μόλυνση του περιβάλλοντος και γενικά την ανελέητη φθορά του χρόνου. Η ζωή του κτιρίου, ακόμα, μπορεί να σταματήσει ξαφνικά από κάποια φυσική καταστροφή όπως σεισμό, φωτιά ή - και απλά από απαξίωση και εγκατάλειψη.

Η επισκευή που απαιτείται για να επανέλθει το κτίριο στην αρχική του κατάσταση προϋποθέτει αρχικά τον εντοπισμό των βλαβών και των αιτιών που τις προκάλεσαν καθώς και την άρση αυτών, σε περίπτωση φυσικά που τις βλάβες δεν προκάλεσαν τυχηματικές δράσεις όπως φωτιά ή σεισμός. Στη συνέχεια γίνονται οι απαραίτητες επισκευές και ενισχύσεις προκειμένου να αποκατασταθεί η προηγούμενη κατάσταση της κατασκευής. Στην περίπτωση που στη κατασκευή δεν έχουν εντοπιστεί ακόμα βλάβες, για την ενίσχυσή της εντοπίζονται τα τρωτότερα σημεία της και προβλέπεται η συμπεριφορά της υπό συγκεκριμένες δράσεις μέσω αναλυτικών μεθόδων. Ακόμα είναι πιθανό να απαιτείται αύξηση της αντοχής μιας υφιστάμενης κατασκευής έναντι συγκεκριμένων δράσεων ή συνδυασμών για να ανταποκρίνεται στο επίπεδο ασφαλείας των νέων κατασκευών ή λόγω αλλαγής των φορτίων χρήσης της κατασκευής που συνεπάγεται η αλλαγή της λειτουργίας αυτής.

Προκειμένου να αποφασιστεί το είδος και η τεχνική της επέμβασης είναι απαραίτητο να συνεκτιμηθούν, εκτός από το είδος της κατασκευής οι παρακάτω παράγοντες

- η δομική συμπεριφορά της επέμβασης
- η απαίτηση ή όχι για αναστρεψιμότητα
- η δυνατότητα ή η απαίτηση να διατηρηθεί η μορφή της κατασκευής και μετά την επέμβαση
- η συμβατότητα με τα υλικά της κατασκευής

Πρέπει να τονίσουμε πως πρώτη προτεραιότητα είναι η αποκατάσταση της στατικότητας, απαραίτητη για όλων των ειδών τις κατασκευές, και ακολουθούν σε κυμαινόμενο βαθμό οι παράγοντες που προαναφέρθηκαν ανάλογα με το είδος της κατασκευής. Για την επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου σημαντικό ρόλο παίζει η γνώση και η εμπειρία του διατιθέμενου εργατοτεχνικού προσωπικού καθώς και η δυνατότητα απόκτησης του κατάλληλου εξοπλισμού.

Η ανάγκη διατήρησης και προστασίας των ιστορικών κατασκευών οδήγησε στη δημιουργία συμβάσεων που διατυπώνουν αρχές και υποχρεώσεις δεσμευτικές για τα κράτη που τις υπογράφουν. Σημαντικότερες είναι η Χάρτα της Βενετίας (1964) και η Διακήρυξη του Άμστερνταμ (1975) που έχουν κυρωθεί και από τη χώρα μας. Στην Ελλάδα περίπου 20.000 κτίσματα έχουν κυρηχθεί από το υπουργείο Πολιτισμού ως προστατευόμενα. Σε αυτή τη περίπτωση σημαντικό ρόλο στην επιλογή της τεχνικής

επέμβασης παίζουν οι περιορισμοί και οι προδιαγραφές που τίθενται από τις αρμόδιες Εφορίες του Υπουργείου.

Στη παρούσα εργασία παρουσιάζονται τρεις διαφορετικοί τρόποι ενίσχυσης της υφιστάμενης κατασκευής που έχει περιγραφεί προηγούμενα.

- Αρμολόγημα, πρόκειται για την αντικατάσταση του παλαιού κονιάματος των αρμών με νέο
- Ενέματα σε συνδυασμό με αρμολόγημα, όπου εμποτίζεται η μάζα της τοιχοποιίας με ενέσεις, πέρα από την διόρθωση των εξωτερικών όψεων μέσω του αρμολογήματος
- Προένταση συνδυασμό με αρμολόγημα, όπου εισάγονται κατακόρυφες δυνάμεις στη τοιχοποιία μέσω τενόντων, πέρα από την διόρθωση των εξωτερικών όψεων μέσω του αρμολογήματος

Η ενισχυμένη κατασκευή, σε όλες τις περιπτώσεις ενίσχυσης, αναλύεται δυναμικά με τη μέθοδο της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας και δημιουργούνται οι αντίστοιχες καμπύλες τρωτότητας.

[4] [13]

## 4.2 Ενίσχυση 1

### 4.2.1 Γενική περιγραφή μεθόδου

Αρμολόγημα ή βαθύ αρμολόγημα ονομάζεται η μέθοδος ενίσχυσης η οποία προβλέπει την αντικατάσταση του παλαιού κονιάματος των αρμών με νέο, σε μικρό βάθος που εξαρτάται από την κατάσταση και το είδος της τοιχοποιίας. Η αντικατάσταση του κονιάματος είναι απαραίτητη στις περιπτώσεις που το παλιό κονίαμα έχει διαβρωθεί αλλά και στις περιπτώσεις που κρίνεται απαραίτητο το υπάρχον (συνήθως ασβεστοκονίαμα) να αντικατασταθεί με ισχυρότερο αυτού. Στόχος και στις δύο περιπτώσεις είναι να αυξηθεί η αντοχή της τοιχοποιίας και ταυτόχρονα το νέο κονίαμα να έχει μειωμένο συντελεστή συστολής και αυξημένη εργασιμότητα. Η εργασιμότητα του κονιάματος εξασφαλίζεται με τη προσθήκη ασβέστου, η οποία όμως μειώνει την αντοχή, ενώ η αντοχή του αυξάνεται με την αύξηση του τσιμέντου. Το νέο κονίαμα οφείλει να μην είναι ισχυρότερο από τα λιθοσώματα καθώς και να μην είναι ισχυρότερο από το παλιό προκειμένου να αποφευχθούν ψαθυρές αστοχίες. Γι αυτό το λόγο δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί ποσοστό τσιμέντου μεγαλύτερο του 20% του συνολικού όγκου του μίγματος. Ταυτόχρονα, όσο συμβατότερα είναι το νέο με το παλιό κονίαμα, τόσο καλύτερη συνεργασία μεταξύ αυτών επιτυγχάνεται (απαιτούμενο κυρίως στις ιστορικές κατασκευές).



Εικόνα 4.1 Αρμολόγημα

Η καθαίρεση του υφιστάμενου κονιάματος είναι διαδικασία που μπορεί να γίνει είτε με το χέρι είτε μηχανικά με χρήση νερού ή αέρα υπό πίεση ή ακόμα και με αμμοβολή, ανάλογα με την ποιότητα του κονιάματος και της τοιχοποιίας. Η διαδικασία της καθαίρεσης πρέπει να γίνεται με πάρα πολύ προσοχή καθώς στην περίπτωση πολύ χαμηλής αντοχής κονιάματος, είναι επικίνδυνο να χαλαρώσει η συνοχή της τοιχοποιίας, ακόμα και να αποσπαστούν λιθοσώματα.

Η μέθοδος εφαρμόζεται σε τοιχοποιίες με σχετικά μικρό πάχος (μικρότερο των 40mm) και ελαφρές βλάβες. Σε περίπτωση τρίστρωτης τοιχοποιίας εφαρμόζεται στην μία ή και στις δύο όψεις της ανάλογα με το αν θα συνδυαστεί με άλλη μέθοδο ενίσχυσης.

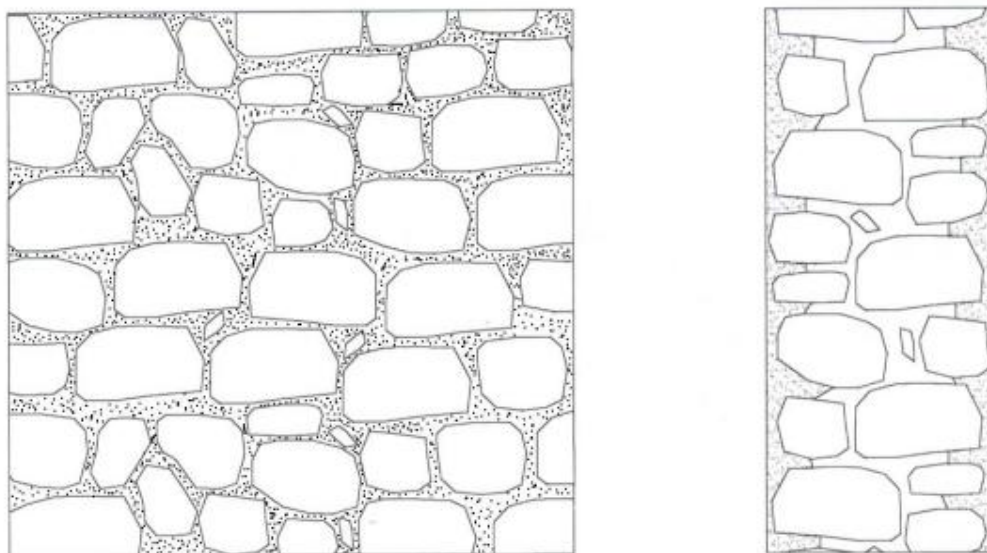
Συμπερασματικά συνοψίζονται τα στάδια εργασιών του αρμολογήματος.

- Αρχικά αφαιρούνται τα επιφανειακά επιχρίσματα
- Καθαίρεται το ασθενές συνδετικό κονίαμα και οι χαλαροί λίθοι με νερό υπό πίεση, εκτός από τα σημεία ύπαρξης ξύλων όπου χρησιμοποιείται αέρας για τη καθαίρεση

- Οι αρμοί σφραγίζονται με κονίαμα όμοιων ιδιοτήτων με το υπάρχον. Γίνεται προσπάθεια η σύνθεση του νέου κονιάματος να αποτελείται από τα ίδια υλικά με το παλιό.

#### 4.2.2 Προσομοίωση μεθόδου

Σε αυτή την εκδοχή όπου η κατασκευή ενισχύεται αποκλειστικά και μόνο με αρμολόγημα, θα αρμολογηθούν τόσο η εσωτερική όσο και η εξωτερική πλευρά της τοιχοποιίας σε βάθος 8cm. Η προσομοίωση της ενισχυμένης κατασκευής έγινε αυξάνοντας το μέτρο ελαστικότητας. Ο υπολογισμός της θλιπτικής αντοχής της ενισχυμένης τοιχοποιίας αλλά και του νέου μέτρου ελαστικότητας αυτής γίνεται μέσω των παρακάτω σχέσεων. Η προσομοίωση των υπόλοιπων στοιχείων του μοντέλου γίνεται όπως ακριβώς και στο κεφάλαιο 3.7.2.



Εικόνα 4.2 Όψη αρμολογημένου τοίχου και εγκάρσια τομή αυτού

Τα νέα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας υπολογίζονται ως εξής

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \zeta f_{wc,0} \quad (9)$$

όπου

$$\frac{1}{\gamma_{Rd}} \sim 0,80$$

$f_{wc,0}$  η αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$$\zeta = 1 + 3 \frac{\text{όγκος νέου κονιάματος}}{\text{συνολικός όγκος κονιάματος}}, \text{ εμπειρικός συντελεστής}$$

Άρα,

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \zeta f_{wc,0} = 0,8 \cdot 1,96 \cdot 2,38 = 3,73 MPa$$

όπου,

$$\text{ποσοστό αντικατάστασης κονιάματος: } \frac{16cm}{50cm} = 32\%$$

$$\zeta = 1 + 3 \frac{\text{όγκος νέου κονιάματος}}{\text{συνολικός όγκος κονιάματος}} = 1 + 3 \cdot 32\% = 1,96$$

$$f_{wc,0} = 2,38 MPa$$

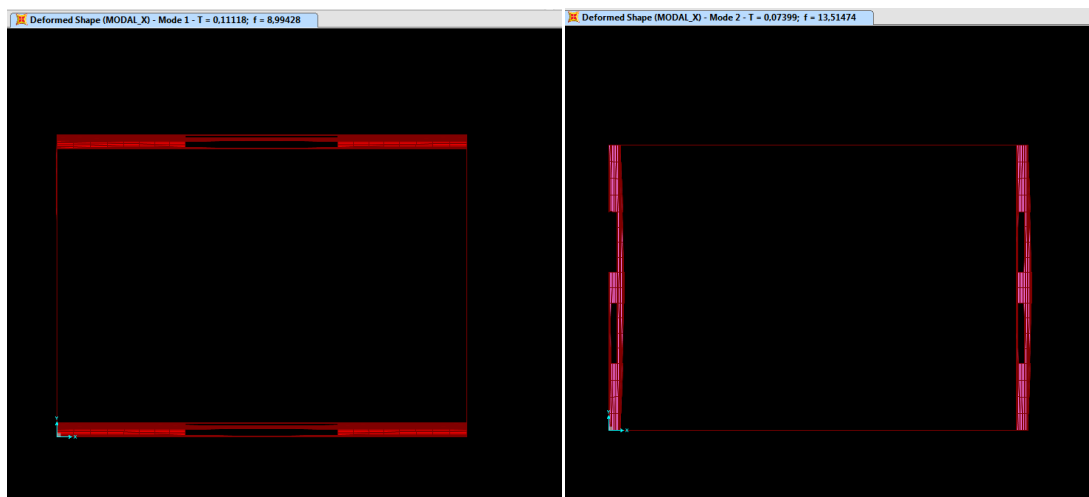
Έτσι προκύπτει από τη σχέση (7) το μέτρο ελαστικότητας της ενισχυμένης τοιχοποιίας

$$E = 1000 \cdot f_{wc} = 1000 \cdot 3,73 = 3730 MPa$$

[3] [4] [8]

### 4.2.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Αρχικά, γίνεται ιδιομορφική ανάλυση για να προσδιοριστούν δύο ιδιοπερίοδοι της κατασκευής. Προσδιορίζονται λοιπόν οι  $T_1=0,1111\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 1ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά Y (εικόνα 4.3) και η  $T_2=0,07399\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 2ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά X (εικόνα 4.4).



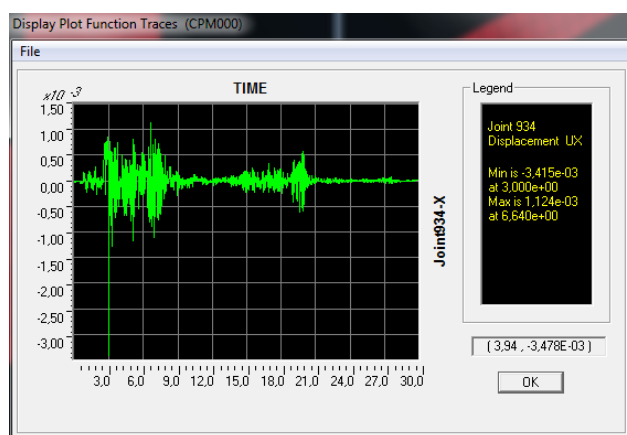
Εικόνα 4.3 1η ιδιομορφή

Εικόνα 4.4 2η ιδιομορφή

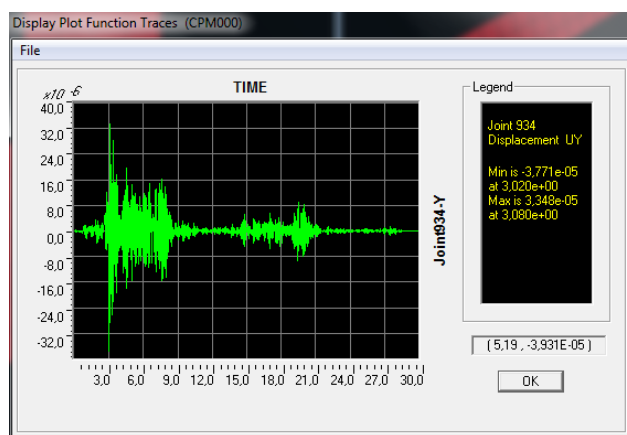


Στη συνέχεια εισάγονται στο SAP2000 οι χρονοϊστορίες των συνιστωσών των σεισμών και ορίζεται το αντίστοιχο load case για κάθε μία συνιστώσα των σεισμών. Για κάθε έναν από τους 101 σεισμούς ορίζεται το αντίστοιχο load combination μέσω του οποίου επαλληλίζονται χωρικά τα μεγέθη απόκρισης που προκύπτουν από τις συνιστώσες του σεισμού στην X και Y διεύθυνση. Οι παραπάνω διαδικασίες περιγράφονται αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 3.2.3. Τέλος πραγματοποιούνται οι αναλύσεις.

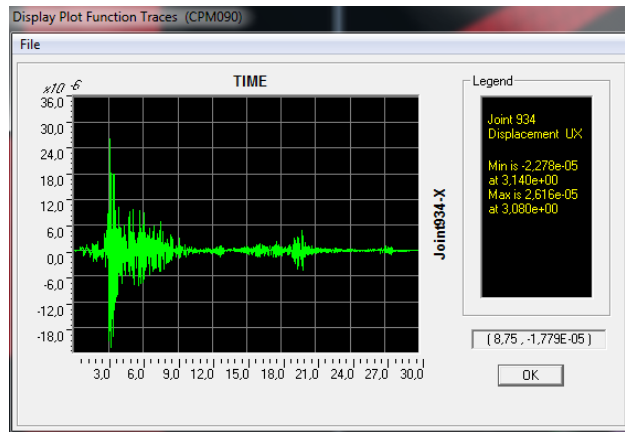
Μετά το πέρας της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας προκύπτουν οι μετακινήσεις κορυφής στην διεύθυνση X ( $U_x$ ) και στη διεύθυνση Y ( $U_y$ ) για τη κάθε συνιστώσα του σεισμού. Ενδεικτικά ακολουθούν, για το σεισμό του Cape Mendocino της California που έγινε το 1992 με PGA 1,49g, η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 4.5) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 4.6) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση X και η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 4.7) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 4.8) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση Y.



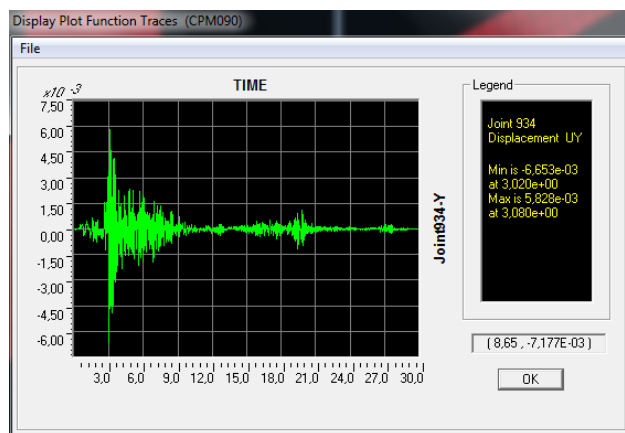
Εικόνα 4.5 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X



Εικόνα 4.6 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X

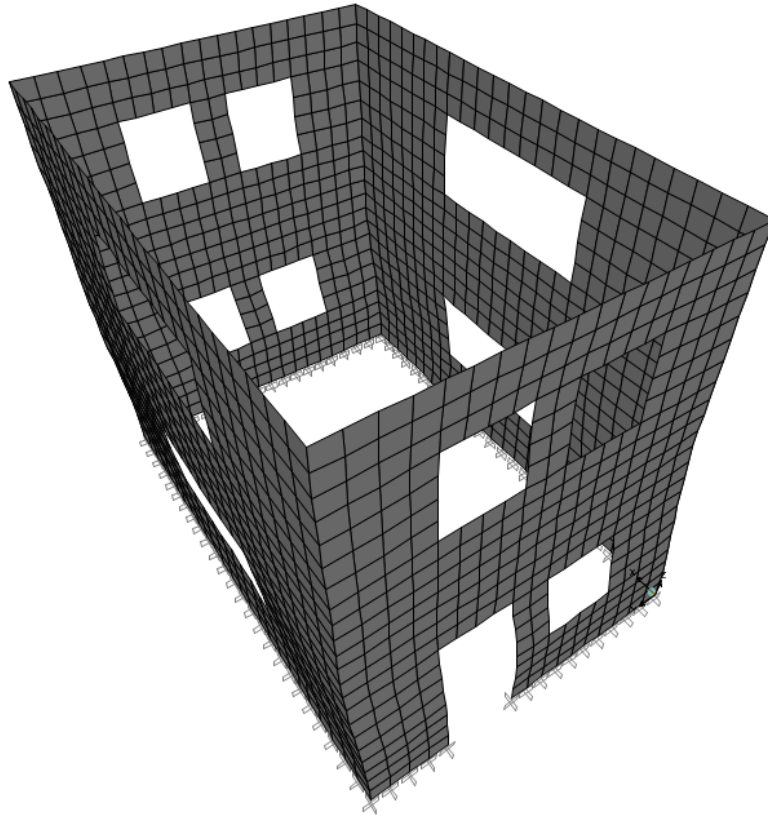


Εικόνα 4.7 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση  $Y$

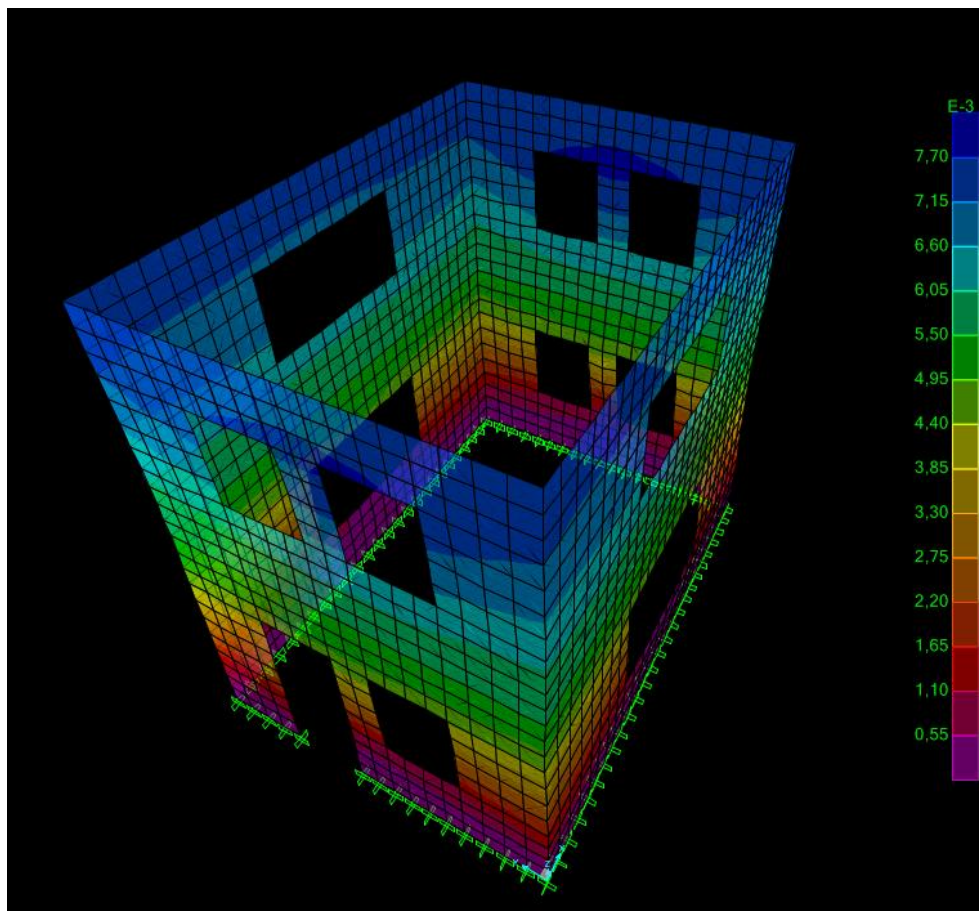


Εικόνα 4.8 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση  $Y$

Η καθολική παραμόρφωση της κατασκευής εξαιτίας της ταυτόχρονης δράσης των χρονοϊστοριών των δύο συνιστωσών του σεισμού του Cape Mendocino φαίνεται στις εικόνες που ακολουθούν.



Εικόνα 4.9 Παραμορφωμένη εικόνα κατασκευής



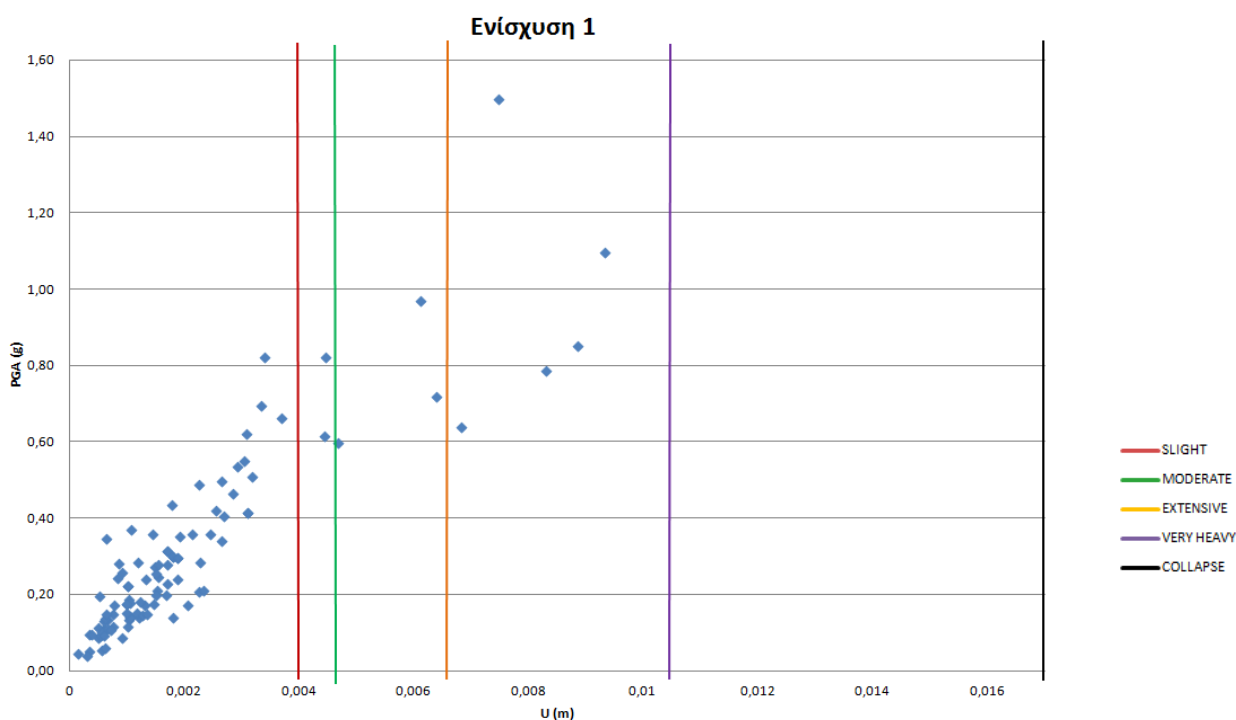
Εικόνα 4.10 Παραμορφωμένη εικόνα και συνολικές μετακινήσεις

#### 4.2.4 Καμπύλες θραυστότητας

Οι μετακινήσεις που εξάγονται από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας συγκρίνονται με τα κάτω όρια των επιπέδων βλάβης και διαπιστώνεται αν τα υπερβαίνουν. Παρακάτω παρατίθεται ξανά ο πίνακας με τα επίπεδα βλάβης και ακολουθεί το νέφος των προκαλούμενων σχετικών σεισμικών μετακινήσεων οροφής της κατασκευής με τα συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά.

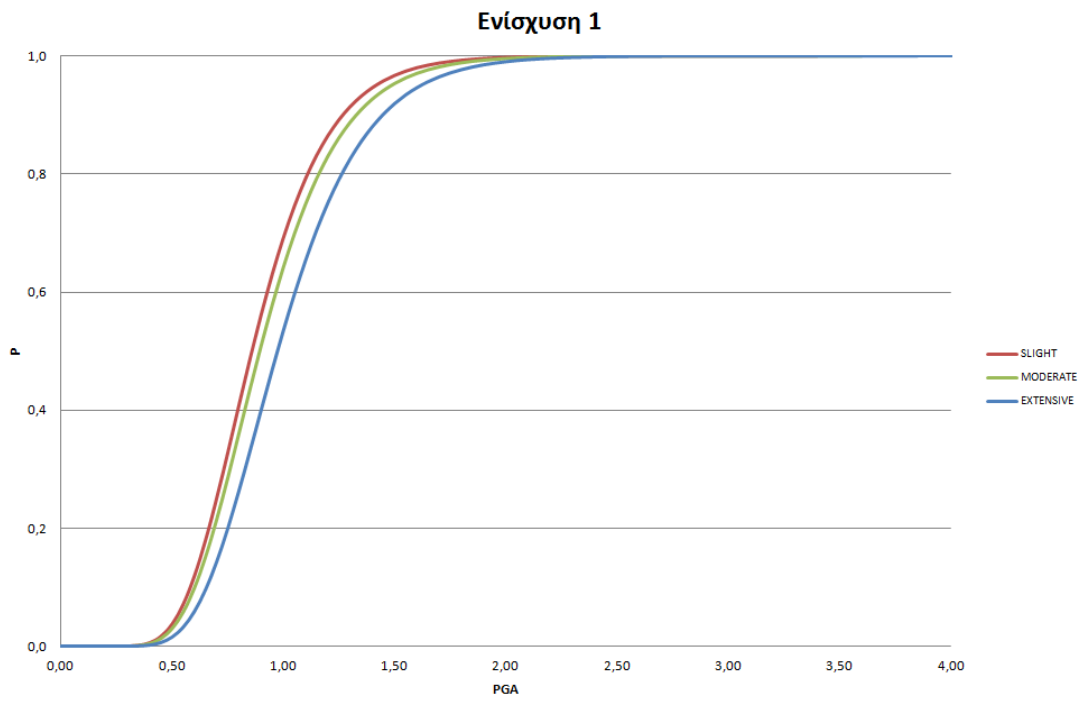
Πίνακας 2.1 Επίπεδα βλάβης

Επίπεδα Βλάβης	Σχετική μετατόπιση (mm)
Slight	3.94
Moderate	4.59
Extensive	6.54
Very heavy	10.43
Collapse	16.92



Σχήμα 4.1 Σεισμικές μετακινήσεις

Στη συνέχεια υπολογίζονται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση των PGA (Peak Ground Acceleration) των σεισμών που προκαλούν μετακινήσεις που υπερβαίνουν την κάθε οριακή κατάσταση όπως ακριβώς έγινε και για την αρχική κατασκευή. Οι τιμές που υπολογίστηκαν εισάγονται στον τύπο (1) για να προκύψουν οι καμπύλες τρωτότητας του σχήματος 4.3 που συσχετίζουν την πιθανότητα υπέρβασης της κάθε οριακής κατάστασης με το μέγεθος της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού.



Σχήμα 4.3 Καμπύλες θραυστότητας

## 4.3 Ενίσχυση 2

### 4.3.1 Θεωρητικά στοιχεία

Στην συγκεκριμένη εκδοχή ενίσχυσης της υφιστάμενης κατασκευής αρχικά θα γίνει αρμολόγηση και στις δύο παρειές της τοιχοποιίας όπως ακριβώς περιγράφεται στο κεφάλαιο 4.2.1 και στη συνέχεια θα ακολουθήσει ο εμποτισμός της μάζας της τοιχοποιίας με ενέματα.

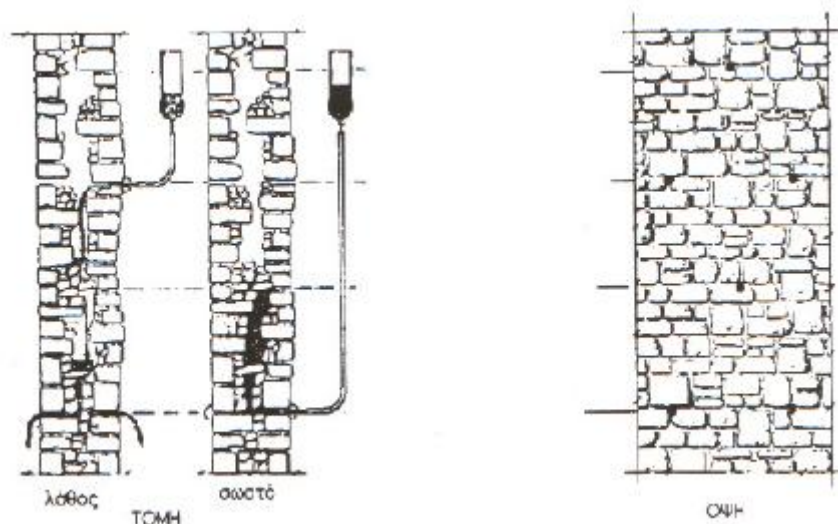
Η τεχνική των ενεμάτων (grouting), η οποία παρόλο που εφαρμόζεται σχεδόν έναν αιώνα παραμένει εμπειρική, αφορά την ομογενοποίηση της μάζας της τοιχοποιίας, με την εισαγωγή ενέματος, προκειμένου να πληρωθούν όλα τα κενά στο εσωτερικό της. Η συγκεκριμένη μέθοδος είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική σε περιπτώσεις αργολιθοδομών με μεγάλο ποσοστό κονιάματος χαμηλής ποιότητας και σε τρίστρωτες τοιχοποιίες. Γενικότερα, όσο αυξάνεται το ποσοστό των κενών της τοιχοποιίας τόσο αποδοτικότερη κρίνεται η μέθοδος, καθώς το ένεμα πληροί τα υπάρχοντα κενά στο σώμα της τοιχοδομής, αυξάνοντας έτσι την αντοχή της και ταυτόχρονα συγκολλά τα χαλαρά τμήματα της καθιστώντας τα ικανά να αναλάβουν δυνάμεις μέσω τριβής.

Οι μέθοδοι εισαγωγής του ενέματος στην τοιχοποιία είναι η εισαγωγή υπό πίεση και η εισαγωγή υπό κενό αέρος. Περισσότερο χρησιμοποιείται η εισαγωγή υπό πίεση. Σε αυτήν την περίπτωση, τοποθετούνται ελαστικοί σωλήνες σε οπές που δημιουργούνται ή ήδη υπάρχουσες ρωγμές, έτσι ώστε οι μεταξύ τους αποστάσεις να κυμαίνονται από 0,30m έως 0,60m, οριζόντια και κατακόρυφα (εικόνα 4.11). Έτσι το ένεμα διέρχεται μέσω των κενών και όταν δεν μπορεί πλέον να διέλθει τα γεμίζει συμπιέζοντας ή εξωθώντας τον αέρα τους. Στην αρχή της διαδικασίας εμποτισμού η πίεση είναι μέχρι 0,30MPa και κρατιέται σταθερή μέχρι να απορροφηθεί το ένεμα από τον τοίχο. Στη συνέχεια, αυξάνεται μέχρι 0,40MPa και κρατιέται σταθερή για 5-10 λεπτά έτσι ώστε να σταθεροποιηθεί το μίγμα και να στραγγίσει το επιπλέον νερό. Οι αποστάσεις μεταξύ των σωλήνων και η ποιότητα του ενέματος εξαρτώνται από τη φύση και το ιξώδες του ενέματος, τη διάμετρο των σωλήνων, τη διαπερατότητα της τοιχοποιίας και τέλος τη πίεση εισαγωγής του ενέματος. Ιδιαίτερη προσοχή είναι απαραίτητη καθώς μεγάλη πίεση είναι δυνατόν να δημιουργήσει πρόβλημα σε τοιχοποιίες χαμηλής αντοχής. Η διαδικασία του εμποτισμού ξεκινάει από τα χαμηλότερα σημεία και προχωράει προς τα άνω με συστηματικό τρόπο(εικόνα 4.12). Η εισαγωγή συνεχίζεται από ένα σημείο μέχρι να υπερχειλίσει ένεμα από κάποιο ψηλότερο αυτού. Τότε σφραγίζεται ο αρχικός σωλήνας και ο εμποτισμός συνεχίζεται από το σωλήνα που υπερχειλίσει. Σε περίπτωση, που η υπερχειλίση καθυστερήσει υπερβολικά, τότε για τον έλεγχο της πορείας του ενέματος ανοίγεται νέα οπή χαμηλότερα εκείνης από



Εικόνα 4.11 Σωλήνες για τον εμποτισμό

την οποία αναμενόταν η υπερχειλίση. Στην εικόνα 4.13, για παράδειγμα, φαίνεται η διαφυγή του ενέματος από την εσωτερική πλευρά της τοιχοποιίας ενώ γίνεται εμποτισμός με ενέματα στην εξωτερική της πλευρά. Τέλος, αφαιρούνται οι σωλήνες και σφραγίζονται οι οπές με ειδικούς στόκους, ακόμα καθαρίζεται το ένεμα που υπερχείλισε πριν αυτό στερεοποιηθεί.



Εικόνα 4.12 Μέθοδος εμποτισμού

Τα ενέματα διακρίνονται σε δύο κατηγορίες από άποψη συστάσεως, τα φυσικά και τα συνθετικά. Η πρώτη κατηγορία περιλαμβάνει τα τσιμεντενέματα και ασβεστενέματα, παρόλο που το τσιμέντο και η άσβεστος είναι προϊόντα χημικών διεργασιών. Η δεύτερη κατηγορία των συνθετικών ή πολυμερών ονομάζονται συνήθως ρητίνες. Τα πρώτα ενέματα ήταν από υδραυλική άσβεστο και ποζολάνες. Η χρήση των ασβεστενεμάτων όμως περιορίστηκε καθώς αυτά έχουν μειωμένη αποτελεσματικότητα σε σχέση με τα τσιμεντενέματα. Καθώς όμως τα τσιμεντενέματα δημιούργησαν προβλήματα στις ιστορικές κατασκευές τα τελευταία 20 χρόνια ερευνώνται ξανά τα ασβεστοκονιάματα, που με τη προσθήκη κατάλληλων φυσικών προσμίξεων όπως θηραϊκή γη, ποζολάνες, θραύσματα κεραμικών, μπορούν να αναπτύξουν αξιoσημείωτες αντοχές.

[1] [4]



Εικόνα 4.13 Διαφυγή ενέματος

### 4.3.2 Προσομοίωση μεθόδου

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εμποτισμένης τοιχοποιίας μπορούν να υπολογιστούν από τις σχέσεις που ακολουθούν. Σημειώνεται πως το ευρύ πεδίο τιμών δικαιολογείται καθώς οι τιμές είναι ενδεικτικές και εξαρτώνται από το πόσο επιτυχής υπήρξε ο βαθμός εμποτισμού.

$$f_{wc} = (3 \div 5)f_{wc,0} \text{ (Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας)}$$

όπου  $f_{wc,0}$  η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας πριν την ενίσχυση

$$E_w = 2000f_{wc} (\pm 50\%) \text{ (μέτρο ελαστικότητας)}$$

$$f_{wv} = (3 \div 5)f_{wv,0} \text{ (διατμητική αντοχή)}$$

όπου  $f_{wv,0}$  η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας πριν την ενίσχυση

$$G_w = 800f_{wv} (\pm 15\%) \text{ (μέτρο διάτμησης)}$$

Η ενίσχυση θα εκτιμηθεί συντηρητικά αφού δεν είναι δυνατόν να διαπιστωθεί η επιτυχία της επέμβασης. Η προσομοίωση της επέμβασης θα γίνει με την εισαγωγή του νέου μέτρου ελαστικότητας και του νέου ειδικού βάρους  $24\text{kN/m}^3$ . Τα υπόλοιπα στοιχεία του μοντέλου προσομοιώνονται όπως περιγράφεται στα προηγούμενα κεφάλαια.

Έτσι,

$$f_{wc} = 3 \cdot f_{wc,0} = 3 \cdot 2,38\text{MPa} = 7,14\text{MPa}$$

όπου

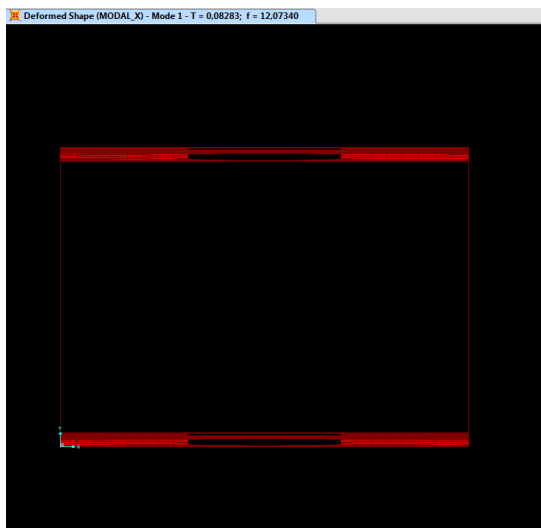
$$f_{wc,0} = 2,38\text{MPa}$$

$$E_w = 2000f_{wc}(\pm 50\%) = 2000 \cdot 7,14 \cdot (\pm 50\%) = 7140\text{MPa}$$

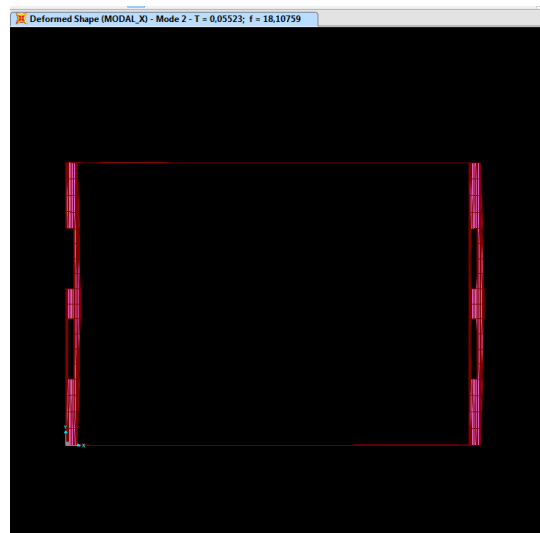
### 4.3.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Αρχικά, γίνεται ιδιομορφική ανάλυση για να προσδιοριστούν δύο ιδιοπερίοδοι της κατασκευής. Προσδιορίζονται λοιπόν οι  $T_1=0,0828\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 1ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά Y (εικόνα 4.14) και η  $T_2=0,0552\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 2ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά X (εικόνα 4.15).





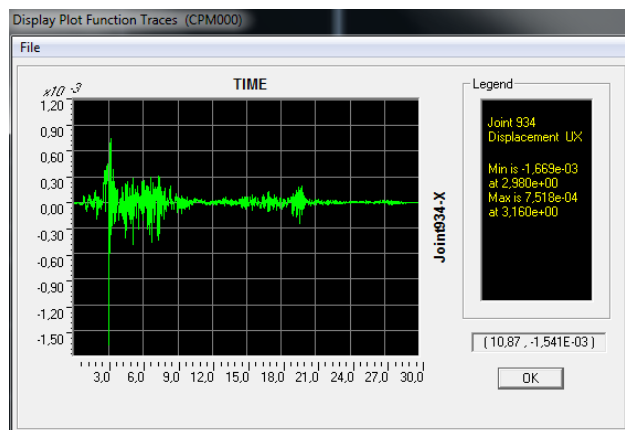
Εικόνα 4.14 1η ιδιομορφή



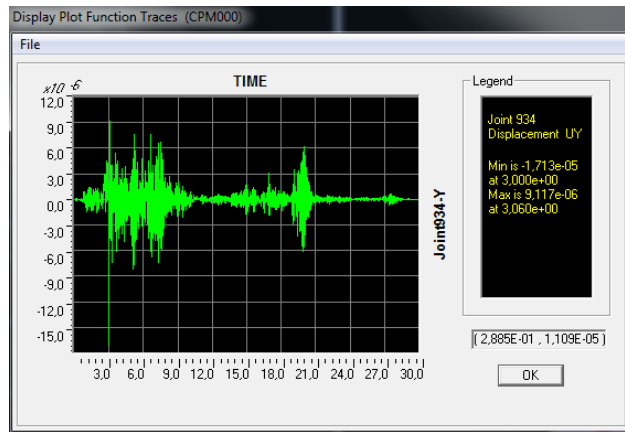
Εικόνα 4.15 2η ιδιομορφή

Στη συνέχεια εισάγονται στο SAP2000 οι χρονοϊστορίες των συνιστωσών των σεισμών και ορίζεται το αντίστοιχο load case για κάθε μία συνιστώσα των σεισμών. Για κάθε έναν από τους 101 σεισμούς ορίζεται το αντίστοιχο load combination μέσω του οποίου επαλληλίζονται χωρικά τα μεγέθη απόκρισης που προκύπτουν από τις συνιστώσες του σεισμού στην X και Y διεύθυνση. Οι παραπάνω διαδικασίες περιγράφονται αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 3.2.3. Τέλος πραγματοποιούνται οι αναλύσεις.

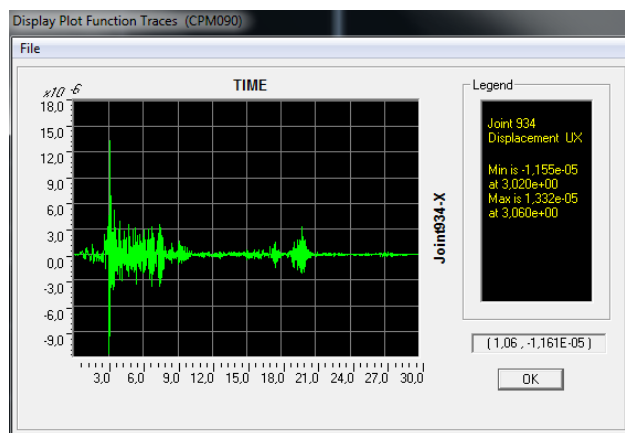
Μετά το πέρας της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας προκύπτουν οι μετακινήσεις κορυφής στην διεύθυνση X ( $U_X$ ) και στη διεύθυνση Y ( $U_Y$ ) για τη κάθε συνιστώσα του σεισμού. Ενδεικτικά ακολουθούν, για το σεισμό του Cape Mendocino της California που έγινε το 1992 με PGA 1,49g, η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 4.16) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 4.17) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση X και η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση X (εικόνα 4.18) και στη διεύθυνση Y (εικόνα 4.19) της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση Y.



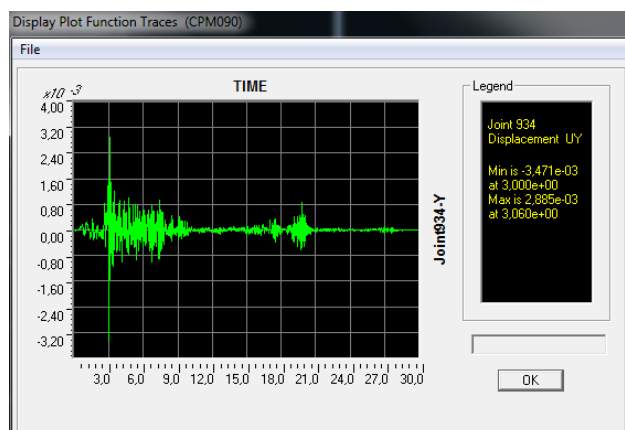
Εικόνα 4.16 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X



Εικόνα 4.17 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X

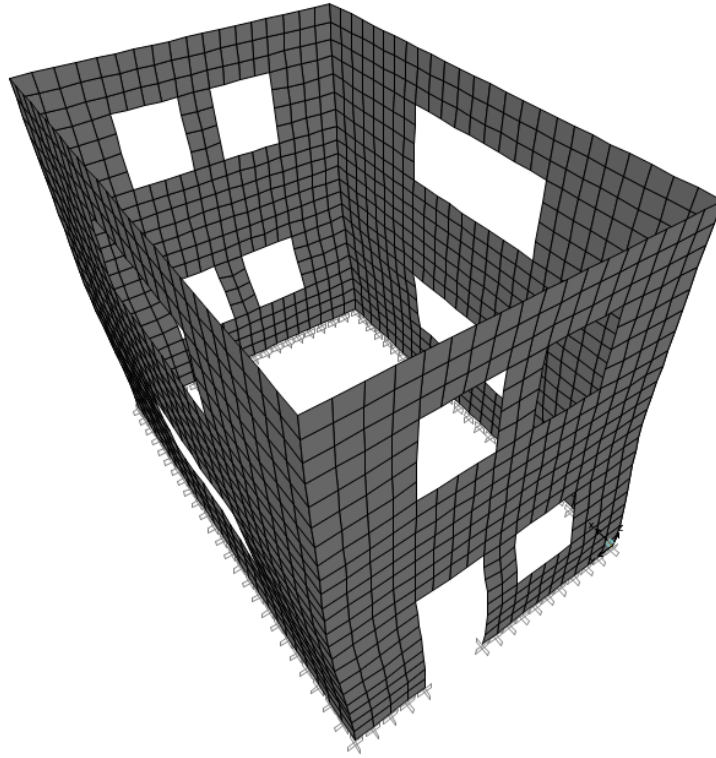


Εικόνα 4.18 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση Y

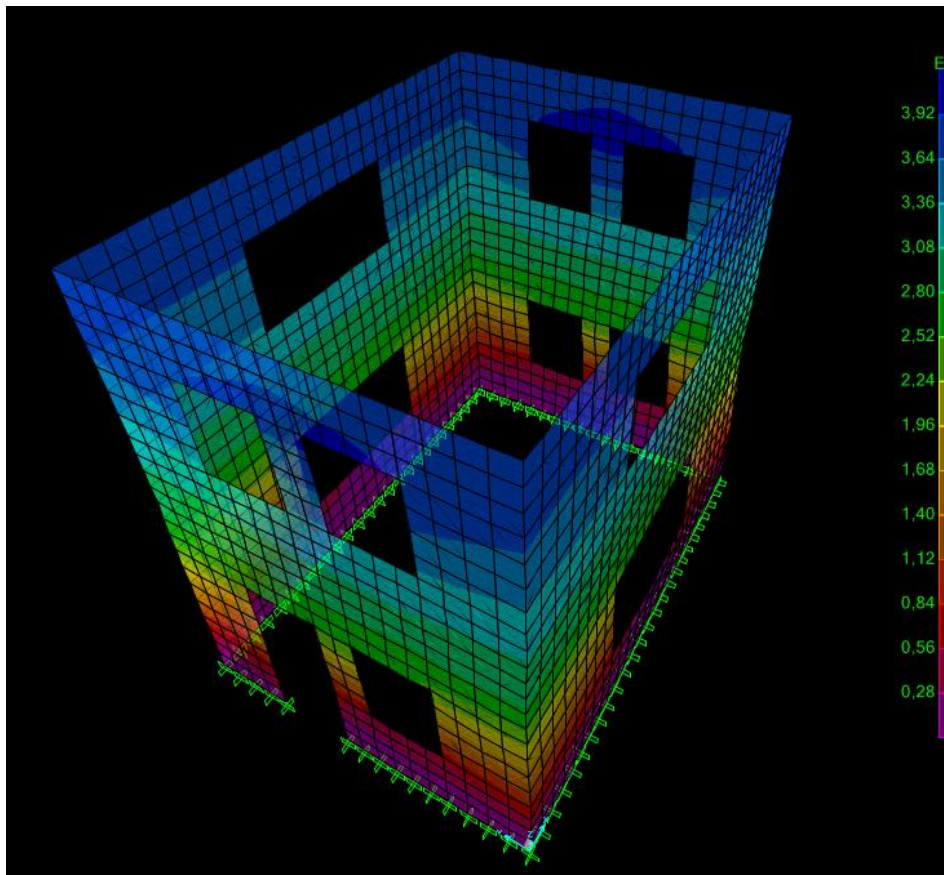


Εικόνα 4.19 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση Y

Η καθολική παραμόρφωση της κατασκευής εξαιτίας της ταυτόχρονης δράσης των χρονοϊστοριών των δύο συνιστωσών του σεισμού του Cape Mendocino φαίνεται στις εικόνες που ακολουθούν.



Εικόνα 4.20 Παραμορφωμένη εικόνα κατασκευής



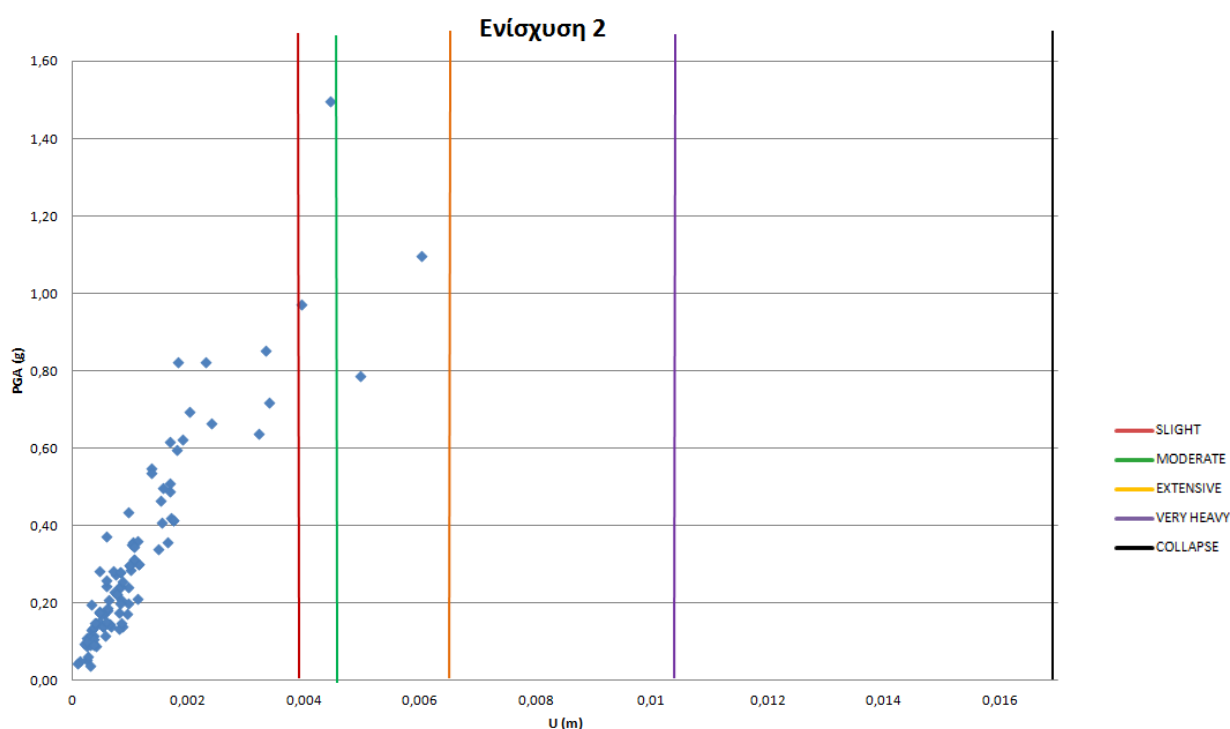
Εικόνα 4.21 Παραμορφωμένη εικόνα και συνολικές μετακινήσεις

### 4.3.4 Καμπύλες θραυστότητας

Οι μετακινήσεις που εξάγονται από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας συγκρίνονται με τα κάτω όρια των επιπέδων βλάβης και διαπιστώνεται αν τα υπερβαίνουν. Παρακάτω παρατίθεται ξανά ο πίνακας με τα επίπεδα βλάβης και ακολουθεί το νέφος των προκαλούμενων σχετικών σεισμικών μετακινήσεων οροφής της κατασκευής με τα συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά.

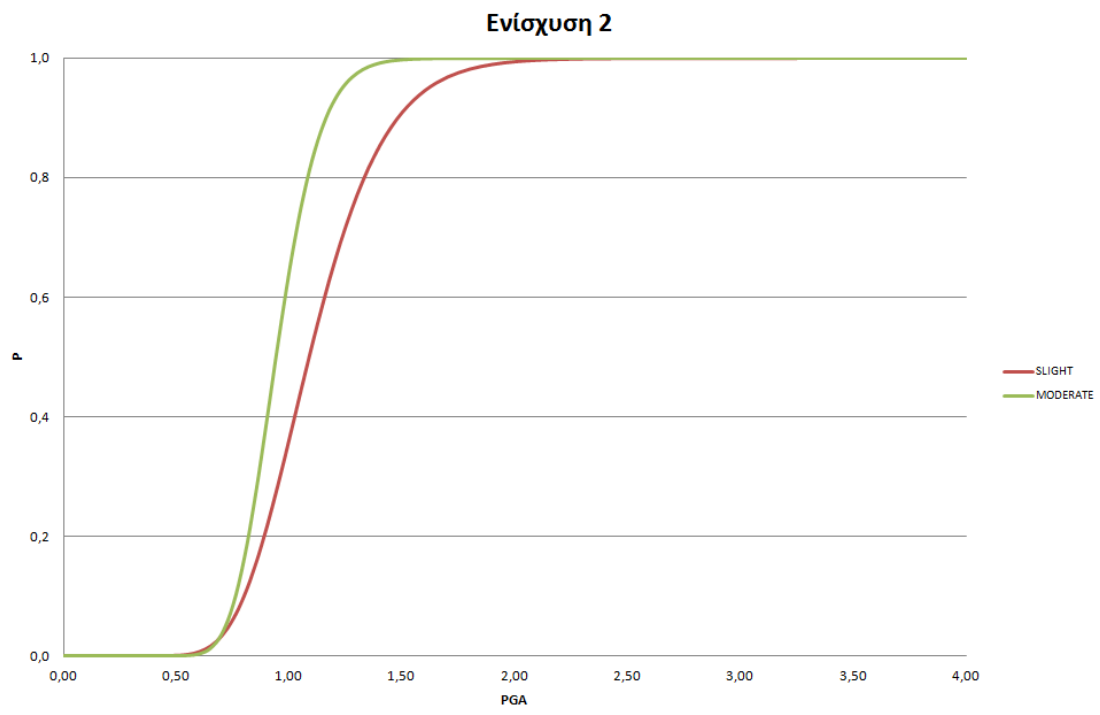
Πίνακας 2.1 Επίπεδα βλάβης

Επίπεδα Βλάβης	Σχετική μετατόπιση (mm)
Slight	3.94
Moderate	4.59
Extensive	6.54
Very heavy	10.43
Collapse	16.92



Σχήμα 4.4 Σεισμικές μετακινήσεις

Στη συνέχεια υπολογίζονται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση των PGA (Peak Ground Acceleration) των σεισμών που προκαλούν μετακινήσεις που υπερβαίνουν την κάθε οριακή κατάσταση. Οι τιμές που υπολογίστηκαν εισάγονται στον τύπο (1) για να προκύψουν οι καμπύλες θραυστότητας που ακολουθούν που συσχετίζουν την πιθανότητα υπέρβασης της κάθε οριακής κατάστασης με το μέγεθος της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού.



Σχήμα 4.5 Καμπύλες θραυστότητας

## 4.4 Ενίσχυση 3

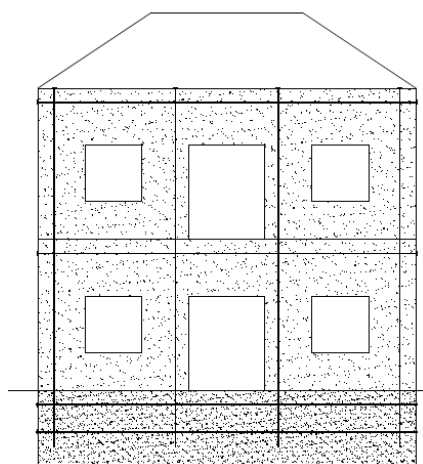
### 4.4.1 Γενική περιγραφή

Η τρίτη εκδοχή ενίσχυσης της υφιστάμενης κατασκευής περιλαμβάνει αρμολόγηση της τοιχοποιίας τόσο στην εξωτερική όσο και στην εσωτερική παρειά της αλλά και προένταση των πεσσών μέσω κατακόρυφων τενόντων. Το αρμολόγημα της τοιχοποιίας θα γίνει όπως περιγράφεται αναλυτικά στο κεφάλαιο 4.2.1.

Η προένταση στοχεύει στην βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής συνδέοντας τα τμήματά της με εφαρμογή ευνοϊκής χαμηλής θλιπτικής τάσης. Χρησιμοποιείται εκτός από ενίσχυση κτιρίων, για στερέωση και επισκευή κυρίως τοίχων με εκτεταμένες ρηγματώσεις. Η χρήση της συγκεκριμένης μεθόδου είναι εξαιρετικά περιορισμένη λόγω της αβεβαιότητας της αλληλεπίδρασης της με τη κατασκευή και τα υλικά αυτής καθώς και λόγω της έλλειψης εμπειρίας των μηχανικών για την εφαρμογή της. Στον ΟΑΣΠ [8] σημειώνεται πως ως μέθοδος δεν επιλύει ριζικά το πρόβλημα της αποκατάστασης από μόνης της, για αυτό συνήθως αποτελεί συμπληρωματική μορφή επέμβασης. Ωστόσο δεν ισχύει το ίδιο για κατασκευές μνημειακού χαρακτήρα, στις οποίες η προένταση είναι περισσότερο διαδεδομένη καθώς δεν προκαλεί μεγάλες επεμβάσεις στις ορατές επιφάνειες των μνημείων και κυρίως είναι αναστρέψιμη.

Κύριο μειονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι οι χρόνιες απώλειες προέντασης, εξαιτίας του ερπυσμού της τοιχοποιίας, οι οποίες είναι δύσκολο να υπολογιστούν. Σύμφωνα με τους Wenzel (1989), Ullrich και Maus (1989) οι απώλειες προέντασης που μετρήθηκαν μετά από 12 ή 13 χρόνια λειτουργίας κυμαίνονται από 3 έως 12% , μεγέθη όχι δυσανάλογα μεγαλύτερα από αυτά που απαντώνται στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Προκειμένου να προστατεύονται από τη διάβρωση οι τένοντες μπορούν να τοποθετηθούν σε συνήθεις σωλήνες περιβολής ή σε οπές που διατρώνται κατά μήκος της μέσης επιφάνειας του τοίχου, ή κατά μήκος αυλάκων που ανοίγονται συμμετρικά στις δύο παρειές του τοίχου ώστε να επιτυγχάνεται κεντρική εφαρμογή της συνολικής δύναμης προέντασης. Μετά την τοποθέτηση των τενόντων οι εσωτερικές οπές πληρούνται με τσιμεντένεμα ενώ τα εξωτερικά αυλάκια πληρούνται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Προένταση της τοιχοποιίας μπορεί να γίνει κατά μήκος των ανωφλίων ή των πεσσών ή ακόμα και των δύο.



Εικόνα 4.22 Ενδεικτική τοποθέτηση τενόντων

Όσον αφορά τη παρούσα εργασία, στη στάθμη των 6m θα κατασκευαστεί διάζωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25 με ύψος 15cm και πάχος ίσο με αυτό του τοίχου, δηλαδή 50cm. Το διάζωμα οπλίζεται με ελάχιστο διαμήκη οπλισμό 4Φ16 και συνδετήρες Φ6/20. Το διάζωμα κατασκευάζεται για τη διευκόλυνση της αγκύρωσης των τενόντων αλλά και για της εκμετάλλευση της λειτουργίας του ως συνεχούς δοκού που γενικεύει τη θλιπτική τάση που επιβάλλουν οι τένοντες τοπικά, σε όλη τη τοιχοποιία. Οι τένοντες τανύονται μονόπλευρα από τη στάθμη των 6m. Οι τένοντες θα τοποθετηθούν σε αυλάκια συμμετρικά στις δύο παρειές του τοίχου που μετά τη τοποθέτησή των τενόντων θα πληρωθούν με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Τέλος, θα ενισχυθούν τα θεμέλια της υφιστάμενης κατασκευής με περιμετρική ζώνη από οπλισμένο σκυρόδεμα στη οποία αφήνονται οπές για την αγκύρωση των τενόντων.

[4]

#### 4.4.2 Προσομοίωση μεθόδου

##### Αρμολόγημα

Θα αρμολογηθούν τόσο η εσωτερική όσο και η εξωτερική πλευρά της τοιχοποιίας σε βάθος 8cm. Η προσομοίωση της ενισχυμένης κατασκευής έγινε αυξάνοντας το μέτρο ελαστικότητας σε  $E=3,73\text{GPa}$  όπως ακριβώς περιγράφεται στο κεφάλαιο 4.2.2.

##### Προένταση

Η προσομοίωση της προέντασης έγινε με επιβολή της δύναμης προεντάσεως. Η δύναμη προεντάσεως υπολογίζεται ίση με την επιφάνεια της οριζόντιας διατομής του κάθε πεσσού επί το 10% της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας (έχοντάς την ήδη αρμολογήσει). Επιφάνεια επιρροής κάθε ζεύγους τενόντων ορίζεται 0,55m x 0,50m, όπου 0,55m το μήκος πεσσού ενώ 0,50m πάχος τοιχοποιίας. Τοποθετώντας τους τένοντες συμμετρικά στις δύο παρειές του τοίχου επιτυγχάνεται η συνισταμένη δύναμη προεντάσεως να περνάει από το μέσο άξονα του πάχους του τοίχου.

$$N_{\text{προεντάσεως}} = \frac{10}{100} \cdot 0,55 \cdot 0,50 \cdot 3730 = 102,6\text{kN}$$

Άρα κάθε τένοντα του ζεύγους θα τανύεται με θλιπτική δύναμη 51,3kN. Οι τένοντες αποτελούνται από χάλυβα με όριο διαρροής  $f_y = 355\text{MPa}$ , ενώ ο συντελεστής ασφαλείας του υλικού είναι  $\gamma_m = 1$ . Ακολουθεί ο υπολογισμός της διαμέτρου των τενόντων.

$$N_\tau = \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_m}$$

όπου

$N_\tau$ , η θλιπτική δύναμη κάθε τένοντα

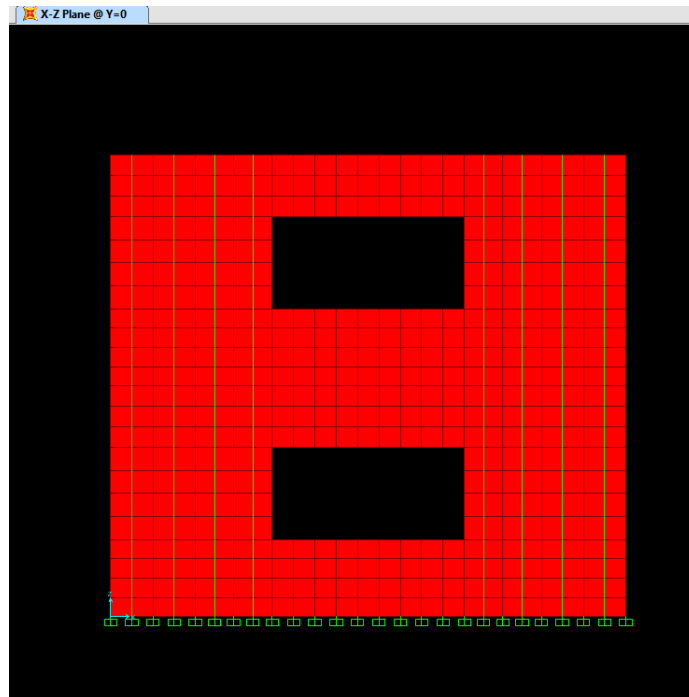
$A_s$ , η επιφάνεια του κάθε τένοντα, η οποία υπολογίζεται όπως ακολουθεί

$$A_s = \frac{N_\tau \cdot \gamma_m}{f_y} = \frac{51,3\text{kN} \cdot 1}{355000\text{ kN/m}^2} = 145\text{mm}^2$$

Ακολουθεί ο υπολογισμός της διαμέτρου των τενόντων

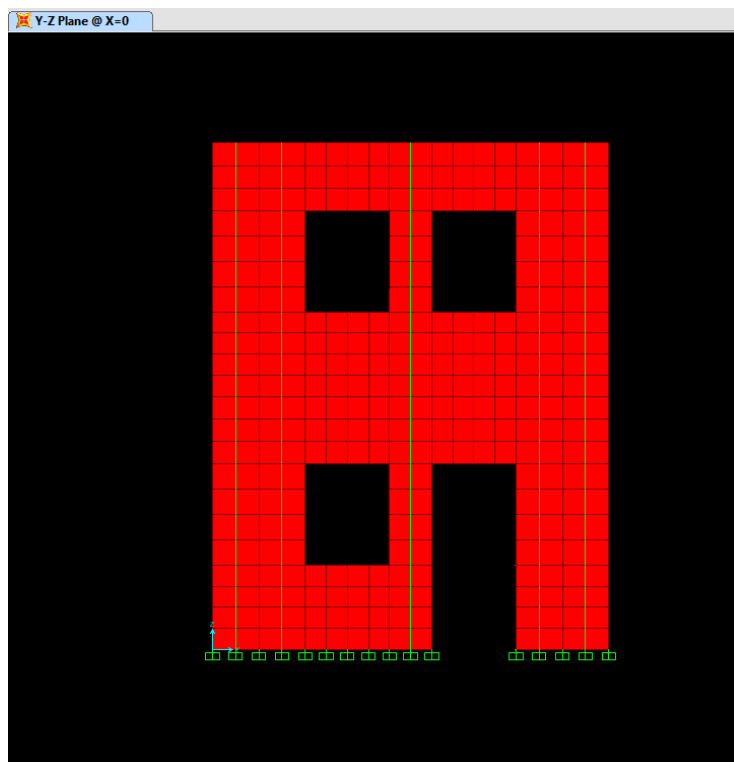
$$A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \Leftrightarrow d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 145}{\pi}} = 13,58mm$$

Άρα, χρησιμοποιούνται τένοντες Φ16 από τη κάθε πλευρά της τοιχοποιίας στις επιλεγμένες θέσεις. Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνονται οι θέσεις των ζευγών των τενόντων.



Εικόνα 4.23 Τένοντες στην όψη XZ

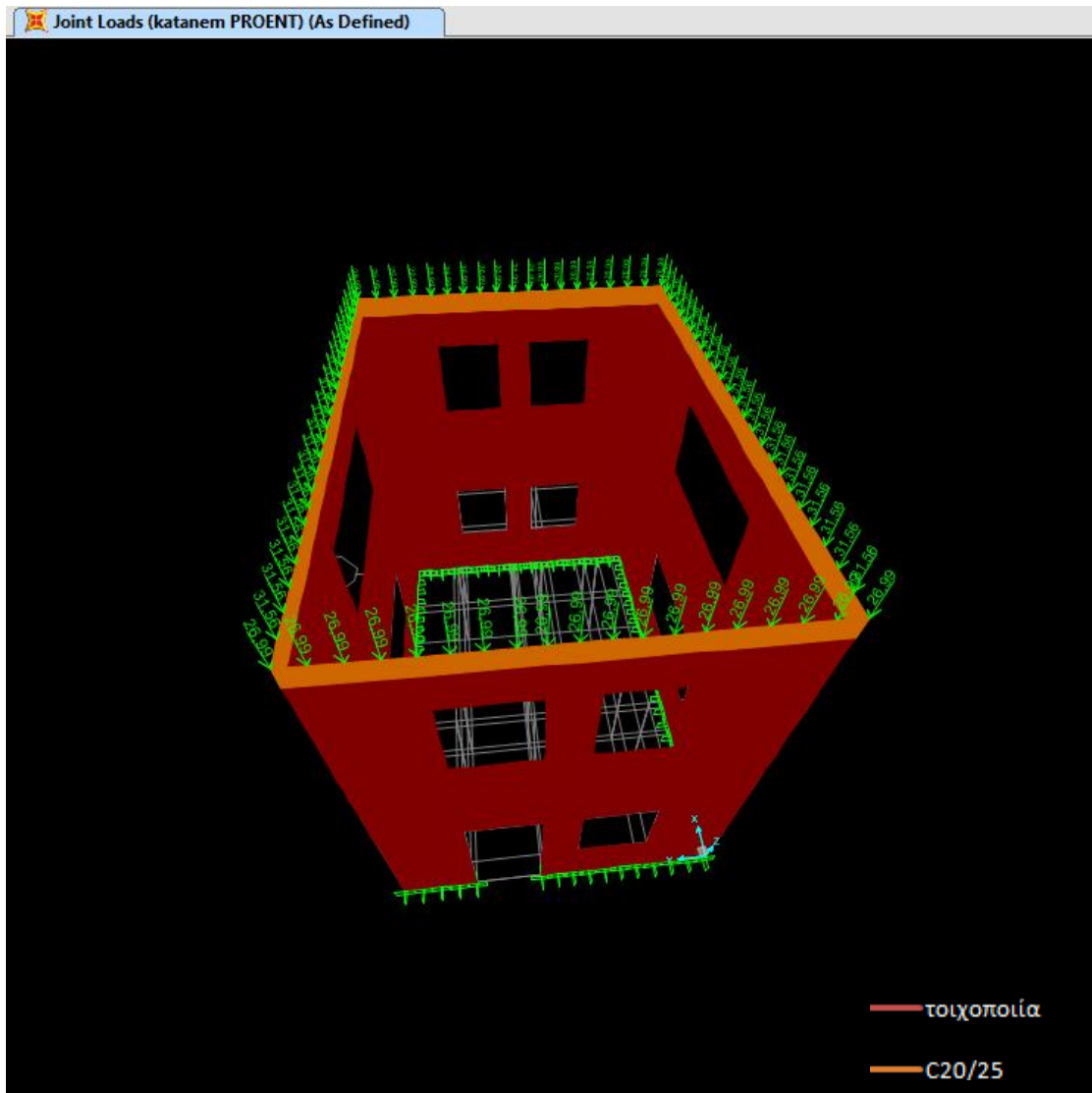




Εικόνα 4.24 Τένοντες όψη ΨΖ

### Διάζωμα

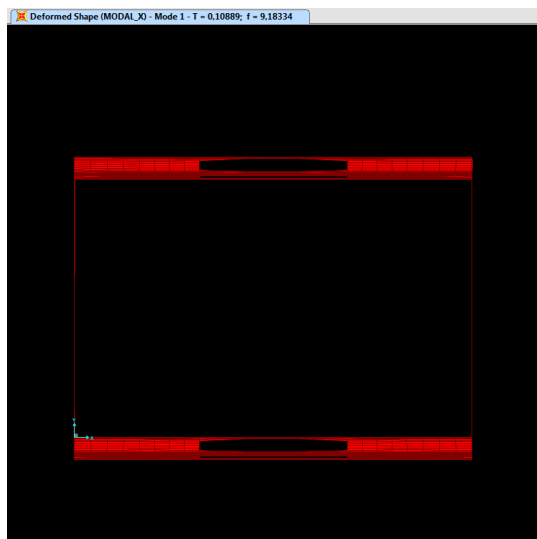
Όπως προαναφέρθηκε, στη στάθμη των 6m κατασκευάζεται διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος C20/25 για να διευκολύνει την αγκύρωση των τενόντων αλλά και για να λειτουργήσει ως συνεχής δοκός και να γενικεύσει τη επιρροή της θλιπτικής δύναμης των τενόντων σε όλη τη τοιχοποιία. Το διάζωμα προσομοιώνεται με την απόδοση των ιδιοτήτων του οπλισμένου σκυροδέματος στα ανώτερα πεπερασμένα στοιχεία περιμετρικά της κατασκευής. Ακόμα, η θλιπτική δύναμη ισομοιράζεται σε όλους τους κόμβους περιμετρικά της κατασκευής. Η προσομοίωση της κατασκευής φαίνεται στην εικόνα που ακολουθεί.



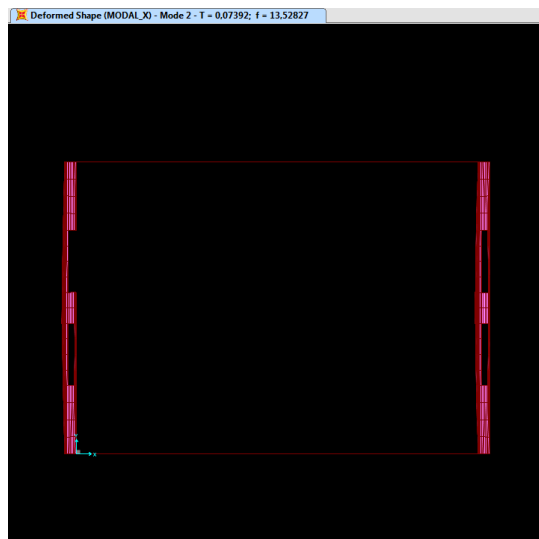
Εικόνα 4.25 Προσομοίωμα ενισχυμένης κατασκευής

### 4.4.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Αρχικά, γίνεται ιδιομορφική ανάλυση για να προσδιοριστούν δύο ιδιοπερίοδοι της κατασκευής. Προσδιορίζονται λοιπόν οι  $T_1=0,10889\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 1ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά  $Y$  (εικόνα 4.26) και η  $T_2=0,07392\text{sec}$  ιδιοπερίοδος της 2ης ιδιομορφής κυρίως μεταφορικής κατά  $X$  (εικόνα 4.27).



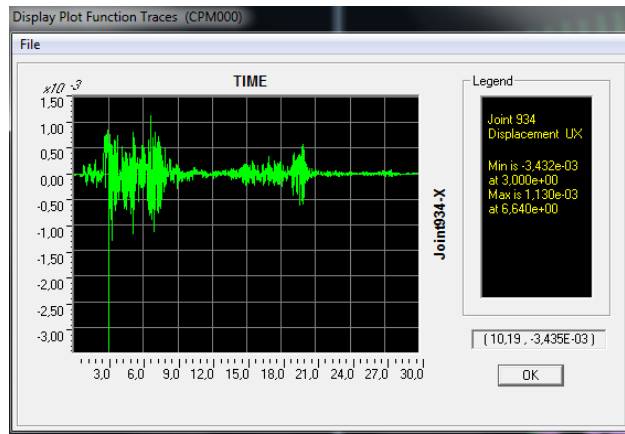
Εικόνα 4.26 1η ιδιομορφή



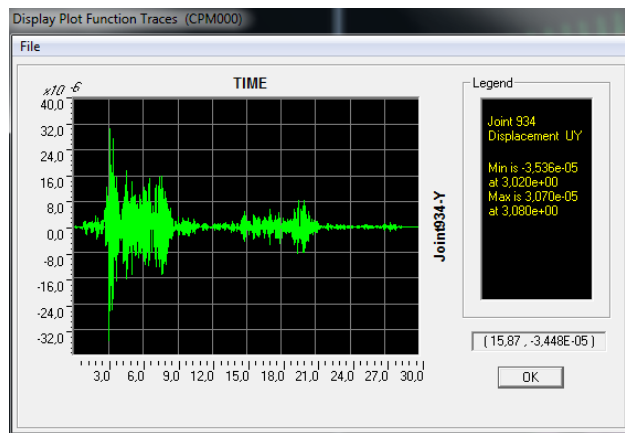
Εικόνα 4.27 2η ιδιομορφή

Στη συνέχεια εισάγονται στο SAP2000 οι χρονοϊστορίες των συνιστωσών των σεισμών και ορίζεται το αντίστοιχο load case για κάθε μία συνιστώσα των σεισμών. Για κάθε έναν από τους 101 σεισμούς ορίζεται το αντίστοιχο load combination μέσω του οποίου επαλληλίζονται χωρικά τα μεγέθη απόκρισης που προκύπτουν από τις συνιστώσες του σεισμού στην  $X$  και  $Y$  διεύθυνση. Οι παραπάνω διαδικασίες περιγράφονται αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 3.2.3. Τέλος πραγματοποιούνται οι αναλύσεις.

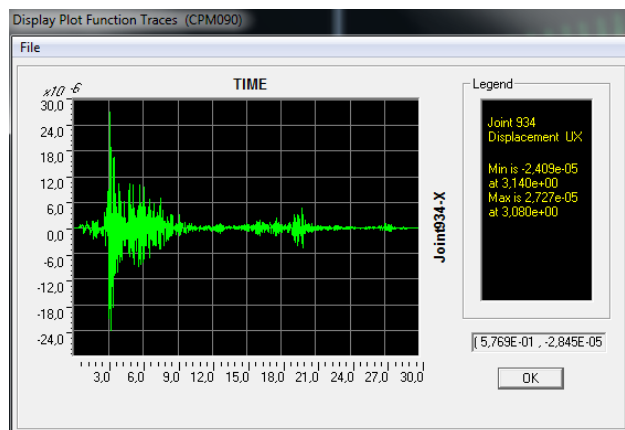
Μετά το πέρας της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας προκύπτουν οι μετακινήσεις κορυφής στην διεύθυνση  $X$  ( $U_X$ ) και στη διεύθυνση  $Y$  ( $U_Y$ ) για τη κάθε συνιστώσα του σεισμού. Ενδεικτικά ακολουθούν, για το σεισμό του Cape Mendocino της California που έγινε το 1992 με PGA 1,49g, η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση  $X$  και στη διεύθυνση  $Y$  της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση  $X$  και η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης στην διεύθυνση  $X$  και στη διεύθυνση  $Y$  της συνιστώσας της σεισμικής δόνησης που εφαρμόζεται στη διεύθυνση  $Y$ .



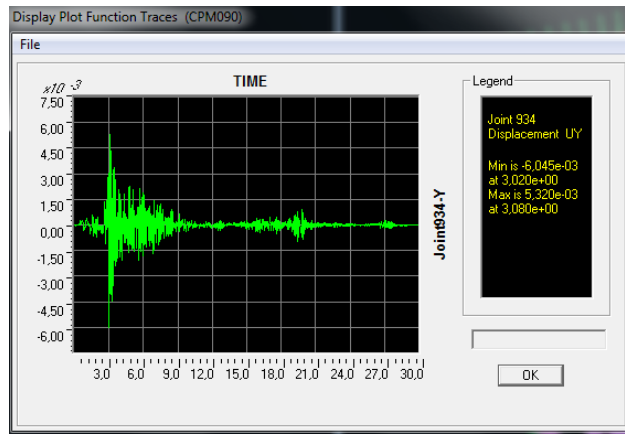
Εικόνα 4.28 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση X



Εικόνα 4.29 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση Y

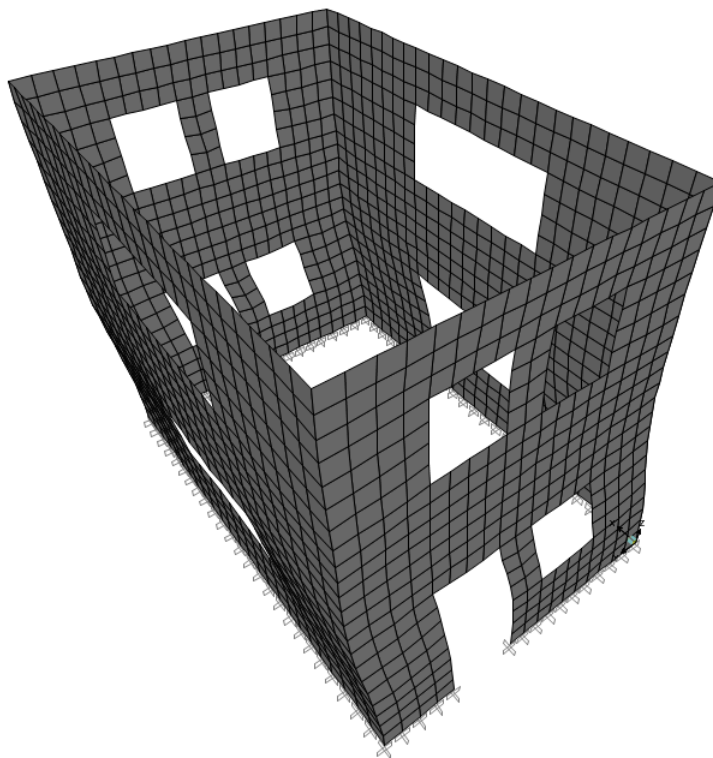


Εικόνα 4.30 Μετακίνηση  $U_x$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση Y

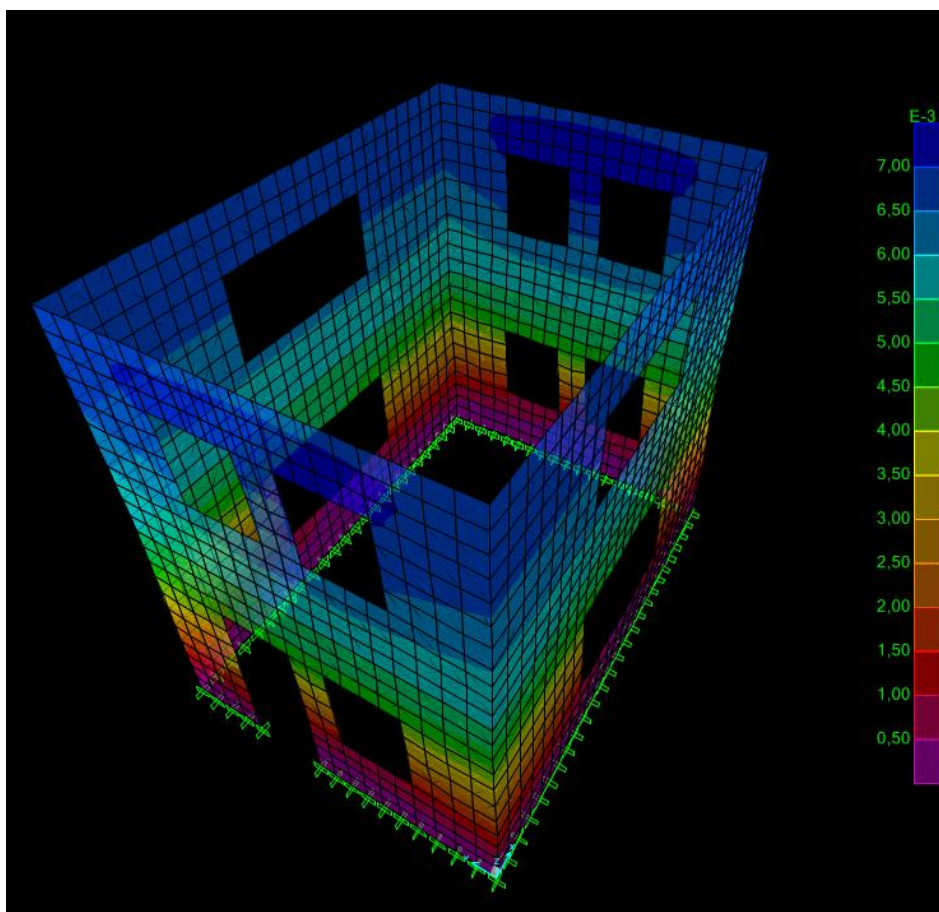


Εικόνα 4.31 Μετακίνηση  $U_y$  σεισμικής δόνησης στη διεύθυνση  $Y$

Η καθολική παραμόρφωση της κατασκευής εξαιτίας της ταυτόχρονης δράσης των χρονοϊστοριών των δύο συνιστωσών του σεισμού του Cape Mendocino φαίνεται στις εικόνες που ακολουθούν.



Εικόνα 4.32 Παραμορφωμένη εικόνα κατασκευής



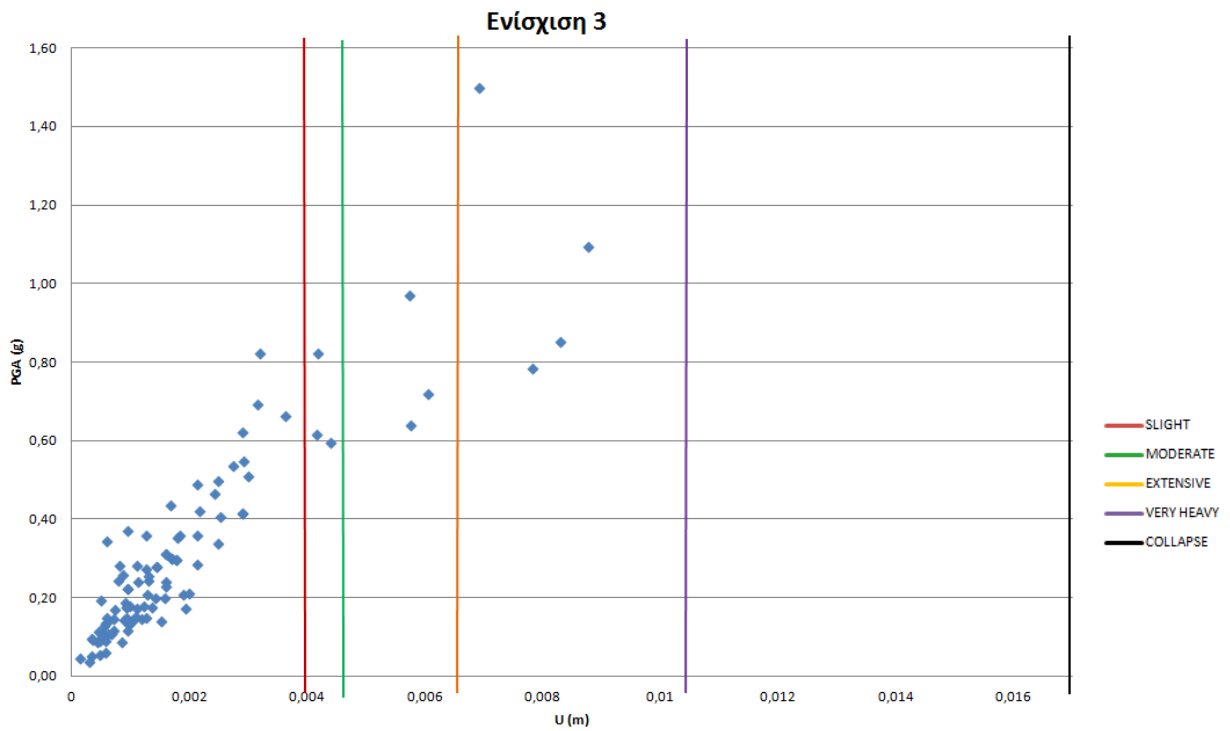
Εικόνα 4.33 Παραμορφωμένη εικόνα και συνολικές μετακινήσεις

#### 4.4.4 Καμπύλες θραυστότητας

Οι μετακινήσεις που εξάγονται από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας συγκρίνονται με τα κάτω όρια των επιπέδων βλάβης και διαπιστώνεται αν τα υπερβαίνουν. Παρακάτω παρατίθεται ξανά ο πίνακας με τα επίπεδα βλάβης και ακολουθεί το νέφος των προκαλούμενων σχετικών σεισμικών μετακινήσεων οροφής της κατασκευής με τα συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά.

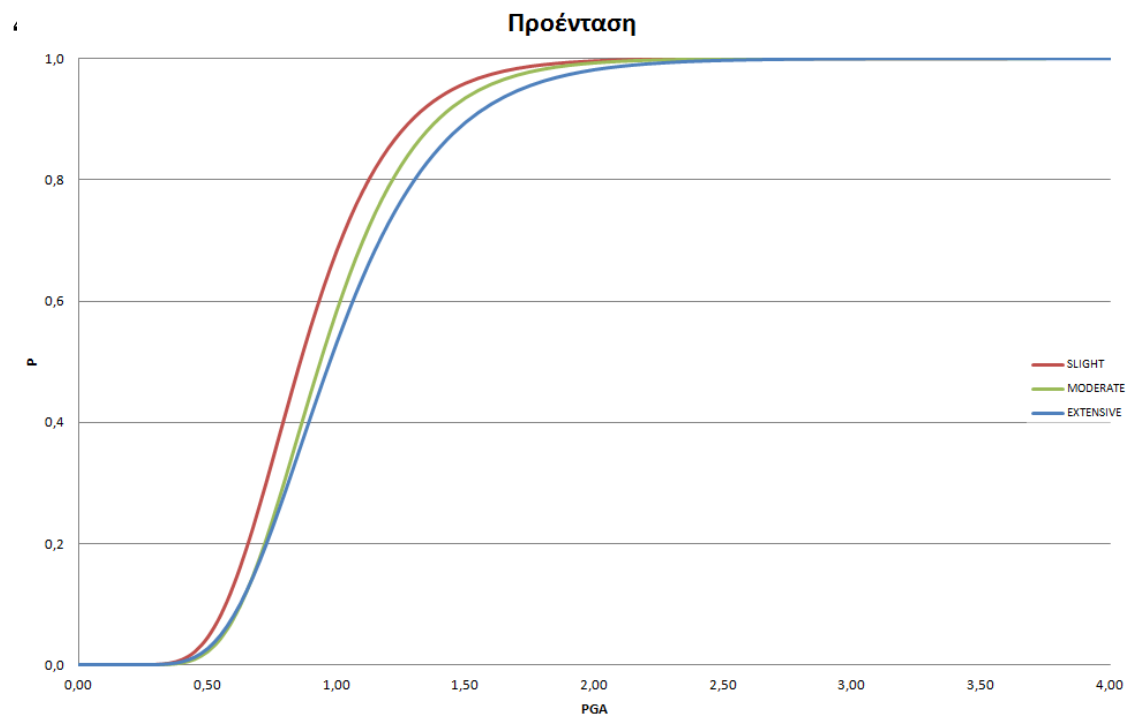
Πίνακας 2.1 Επίπεδα βλάβης

Επίπεδα Βλάβης	Σχετική μετατόπιση (mm)
Slight	3.94
Moderate	4.59
Extensive	6.54
Very heavy	10.43
Collapse	16.92



Σχήμα 4.6 Σεισμικές μετακινήσεις

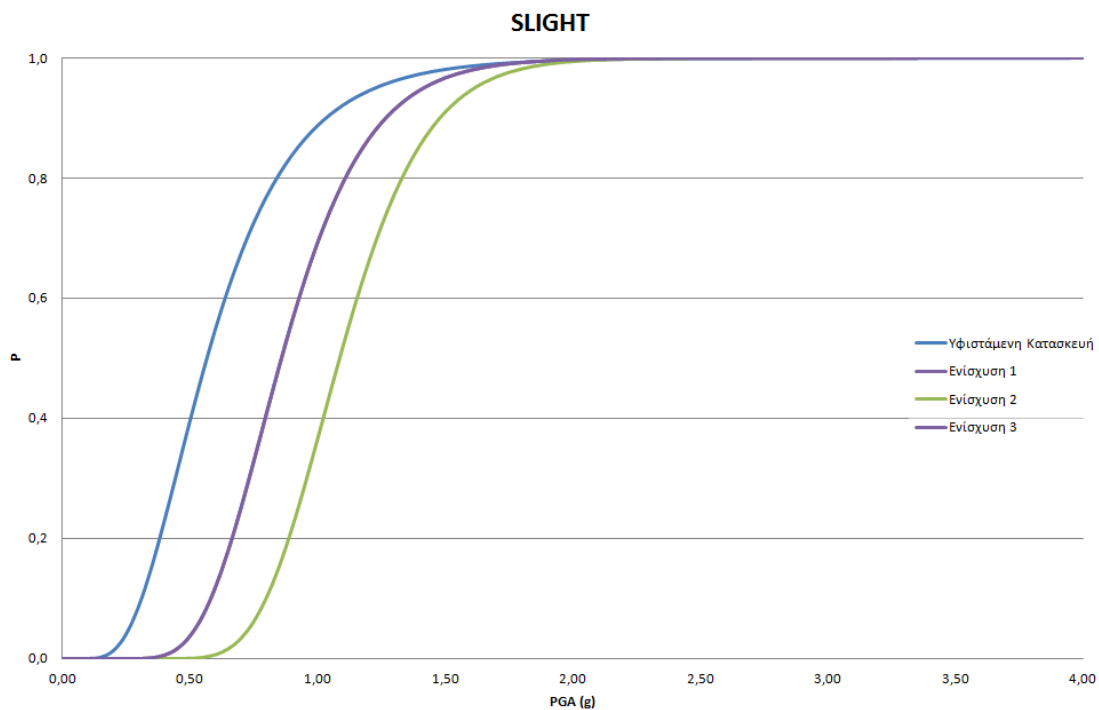
Στη συνέχεια υπολογίζονται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση των PGA (Peak Ground Acceleration) των σεισμών που προκαλούν μετακινήσεις που υπερβαίνουν την κάθε οριακή κατάσταση. Οι τιμές που υπολογίστηκαν εισάγονται στον τύπο (1) για να προκύψουν οι καμπύλες τρωτότητας που συσχετίζουν την πιθανότητα υπέρβασης της κάθε οριακής κατάστασης με το μέγεθος της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού.



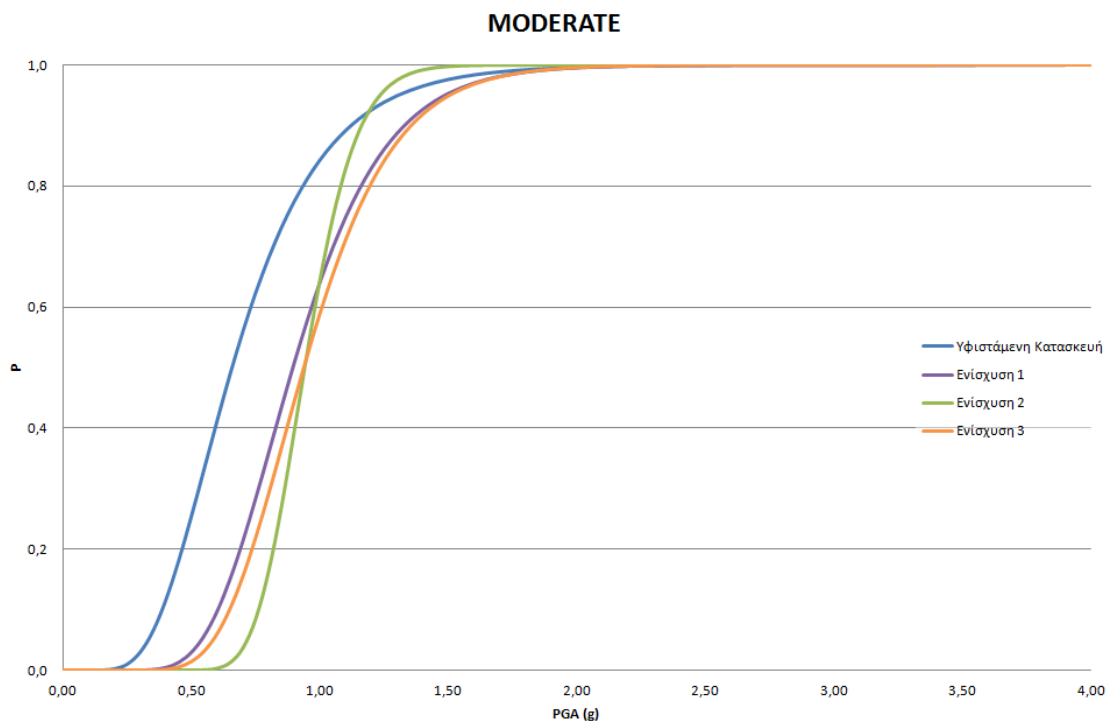
Σχήμα 4.7 Καμπύλες θραυστότητας

## Συμπεράσματα

Παρακάτω παρατίθενται οι καμπύλες τρωτότητας όλων των ενισχυμένων κατασκευών αλλά και της αρχικής για κάθε επίπεδο βλάβης, προκειμένου να διευκολυνθεί η σύγκριση μεταξύ τους.

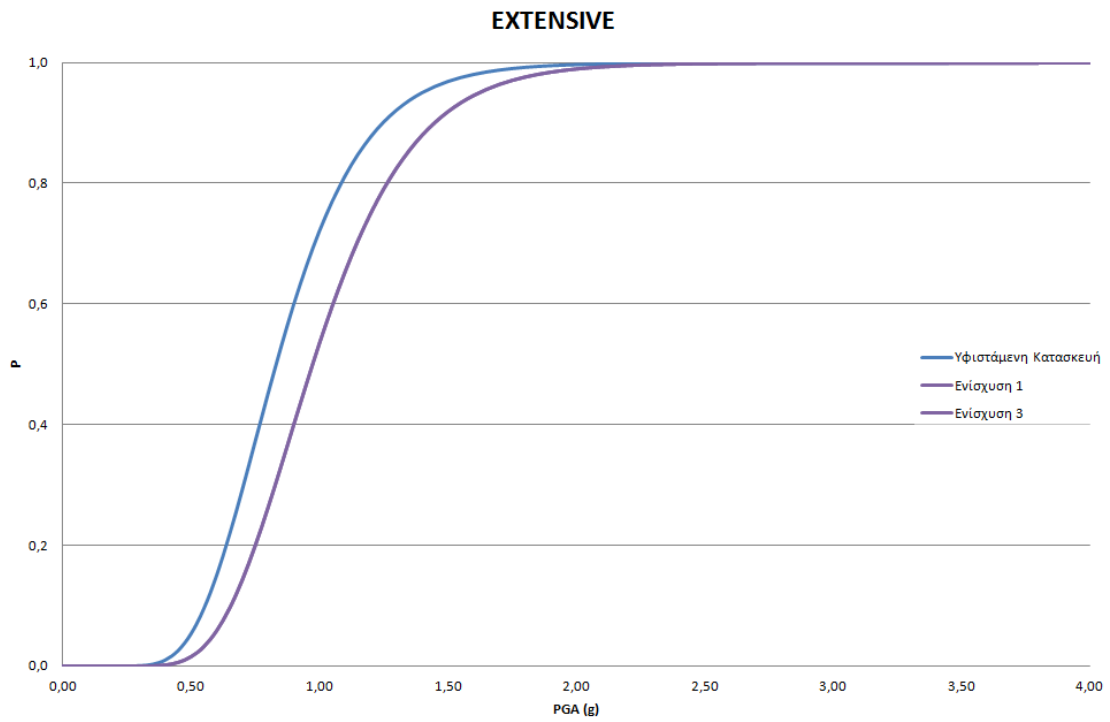


Σχήμα 4.8 Καμπύλες τρωτότητας για το επίπεδο βλάβης "Slight"

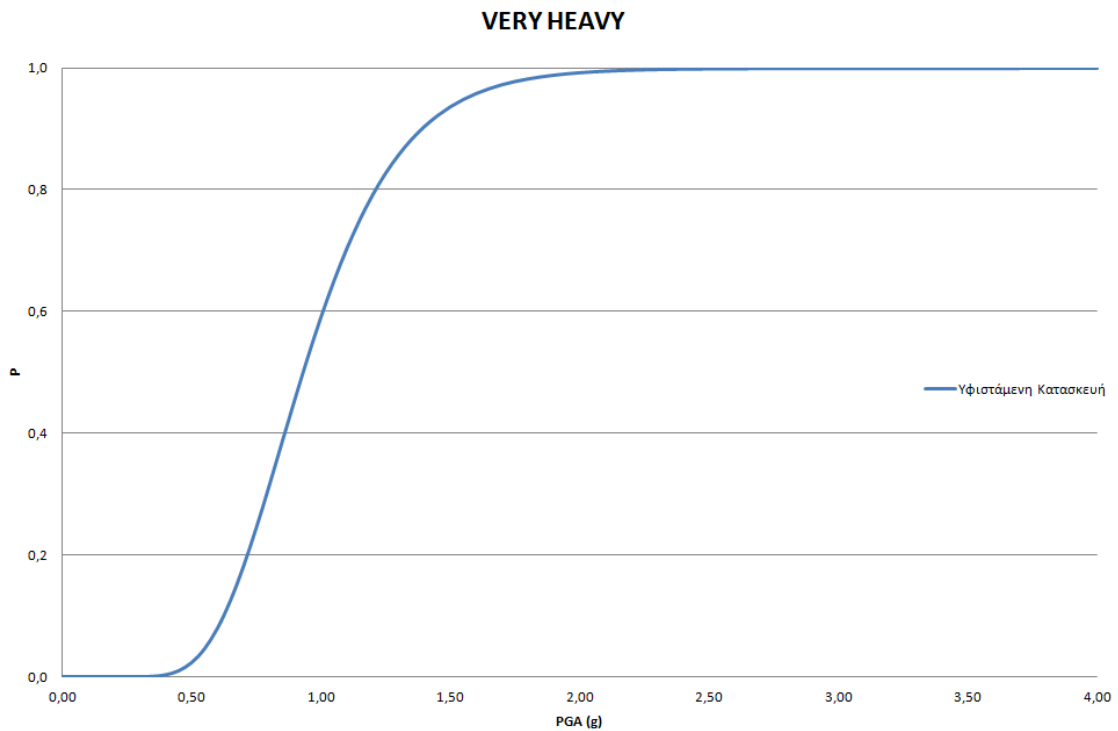


Σχήμα 4.9 Καμπύλες τρωτότητας για το επίπεδο βλάβης "Moderate"





Σχήμα 4.10 Καμπύλες τρωτότητας για το επίπεδο βλάβης "Extensive"



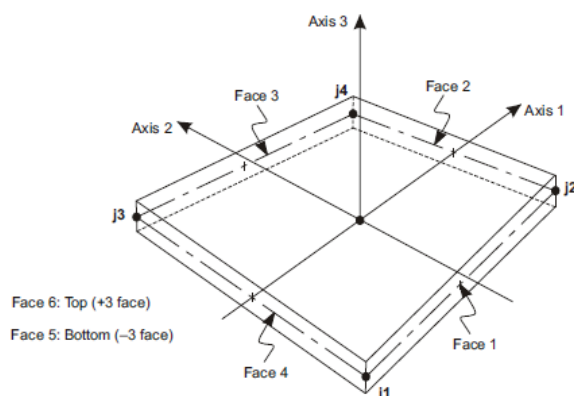
Σχήμα 4.11 Καμπύλες τρωτότητας για το επίπεδο βλάβης "Very heavy"

Παρατηρώντας τις καμπύλες τρωτότητας, είναι φανερό πως η ενίσχυση 2, δηλαδή ο συνδυασμός ενεμάτων με αρμολόγημα αποδίδει για τις ίδιες επιταχύνσεις μικρότερη πιθανότητα εμφάνισης του επιπέδου βλάβης όπως φαίνεται στο σχήμα 4.8. Αυτό

ισχύει και στο σχήμα 4.9 για επιταχύνσεις μικρότερες του σχεδόν 1,0g, ενώ για επιταχύνσεις μεγαλύτερες του 1,25g η πιθανότητα υπέρβασης του επιπέδου βλάβης από την ενισχυμένη με το δεύτερο τρόπο κατασκευή είναι μεγαλύτερες ακόμα και από την υφιστάμενη κατασκευή.

Ακόμα παρατηρείται πως οι καμπύλες τρωτότητας των ενισχυμένων κατασκευών μόνο με αρμολόγημα και με το συνδυασμό αρμολογήματος και προέντασης ταυτίζονται, εκτός από το επίπεδο βλάβης Moderate όπου διαφέρουν ελάχιστα. Αυτό συμβαίνει γιατί οι μετακινήσεις που προκαλούν οι σεισμοί στις ενισχυμένες με τις δύο εκδοχές κατασκευές έχουν πολύ μικρές διαφορές (σχήματα 4.1, 4.6). Συμπεραίνουμε λοιπόν πως η συμβολή της προέντασης στον περιορισμό των μετακινήσεων κορυφής της κατασκευής είναι πολύ μικρή.

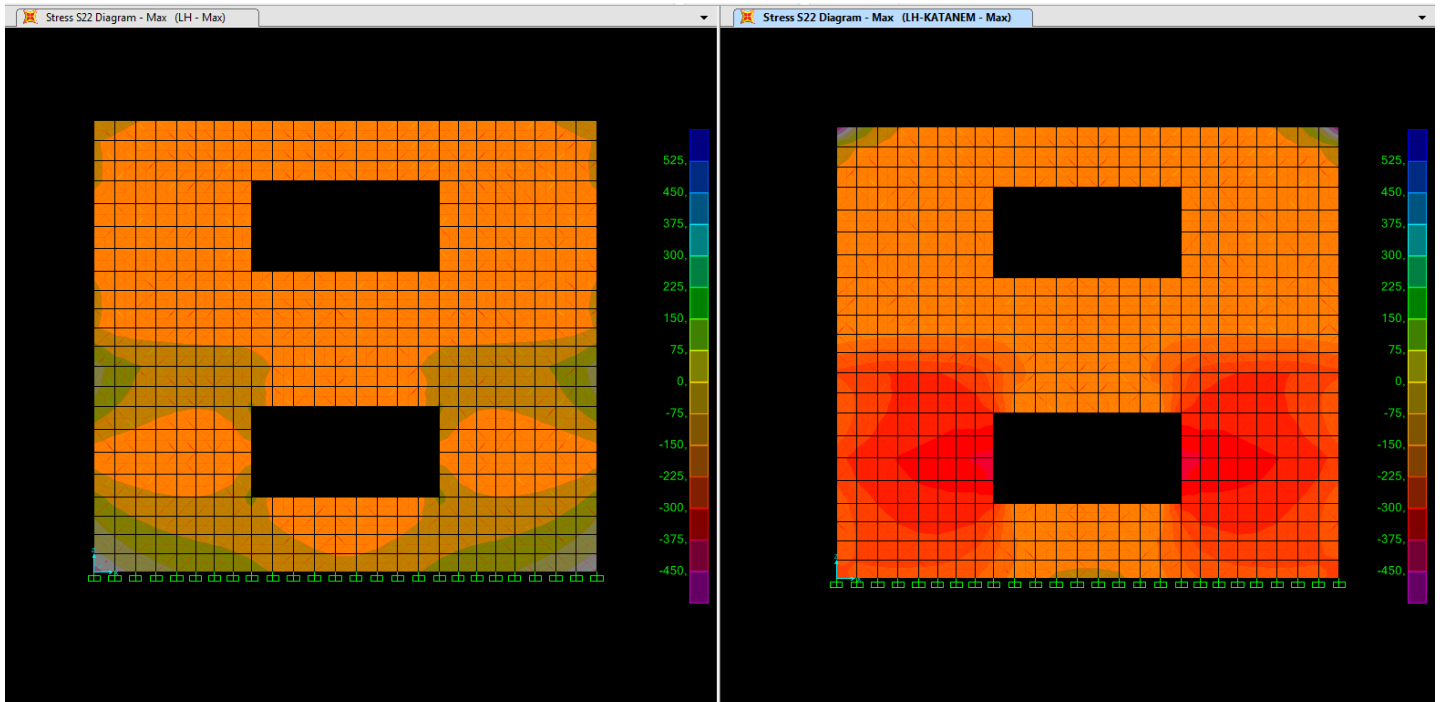
Παρόλα αυτά παρατηρούμε πως η εικόνα των τάσεων αλλάζει, καθώς οι εφελκυστικές τάσεις περιορίζονται στην περίπτωση που η κατασκευή έχει ενισχυθεί και με προένταση. Ακολουθούν εικόνες των εφελκυστικών τάσεων που προκαλούν 3 σεισμοί με διαφορετικά χαρακτηριστικά στην κατασκευή. Πριν από αυτές τις εικόνες θεωρήθηκε χρήσιμο να παρατεθεί η σύμβαση των τοπικών αξόνων των πεπερασμένων στοιχείων καθώς εκείνοι ονοματίζονται και τα εντατικά μεγέθη.



Εικόνα 4.34 Σύμβαση τοπικών αξόνων

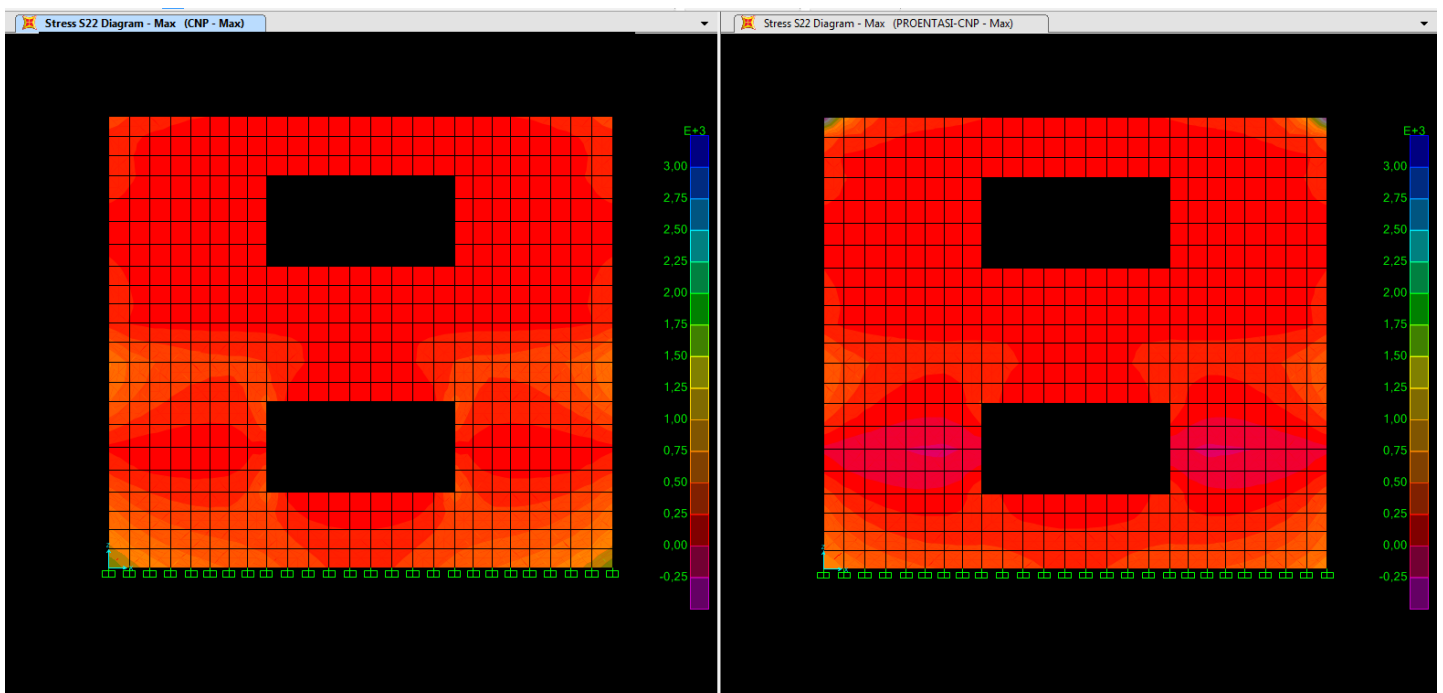
Στο SAP2000 κάθε πεπερασμένο στοιχείο έχει το δικό του τοπικό σύστημα συντεταγμένων. Οι δύο άξονες κείνται στο επίπεδο του επιφανειακού στοιχείου και ο τρίτος είναι κάθετος σε αυτούς. Στην παρούσα εργασία τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία έχουν τον προεπιλεγμένο από το πρόγραμμα προσανατολισμό. Σύμφωνα με αυτόν, το επίπεδο που ορίζεται από τους τοπικούς άξονες 2 και 3 είναι κατακόρυφο και παράλληλο του άξονα Z, ο τοπικός άξονας 2 είναι παράλληλος με τον +Z, εκτός αν το πεπερασμένο στοιχείο είναι σε οριζόντια θέση οπότε ο τοπικός άξονας 2 είναι παράλληλος με τον +Y. Τέλος, ο τοπικός άξονας 1 είναι οριζόντιος, δηλαδή κείται στο επίπεδο XY.

Ακολουθούν εικόνες τάσεων της όψης XZ του κτίσματος για 3 διαφορετικά σεισμικά γεγονότα.



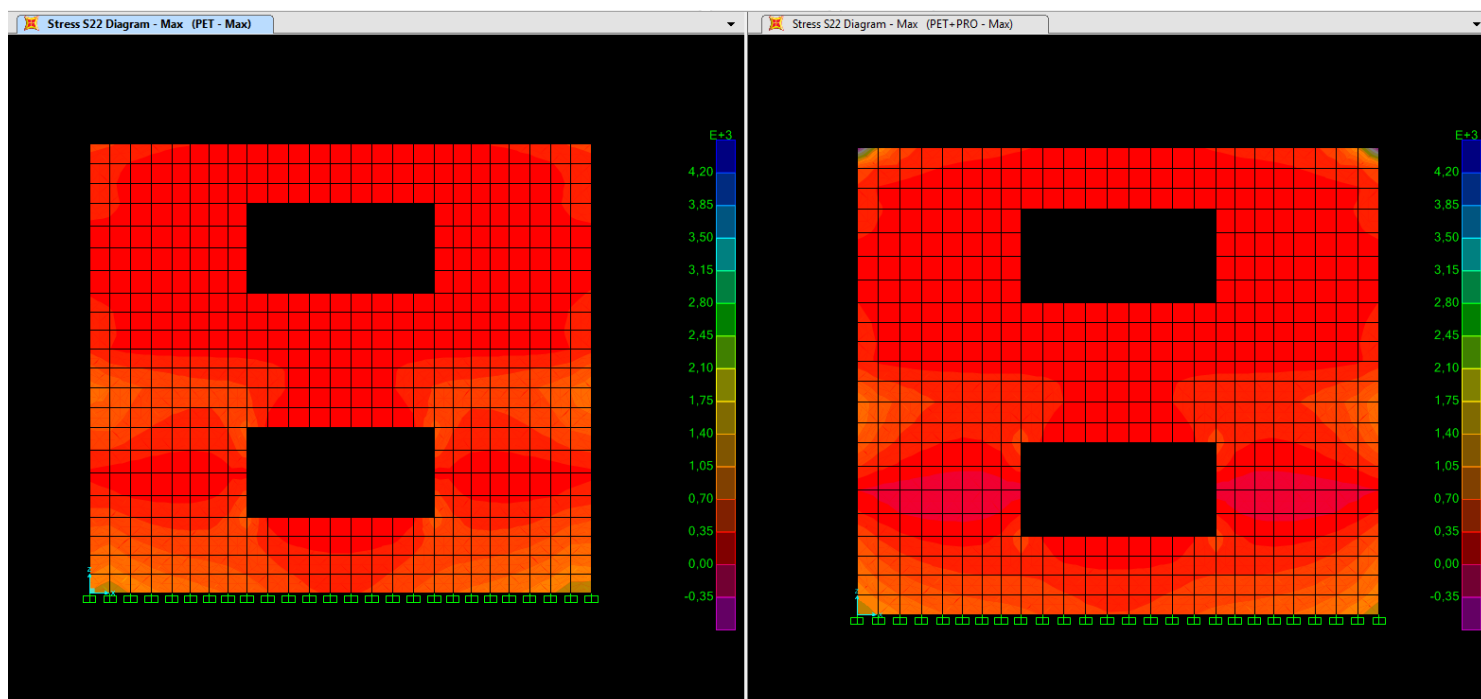
Εικόνα 4.35 Εικόνες εφελκυστικών τάσεων Ενίσχυσης 1 (αριστερά) και Ενίσχυσης 3 (δεξιά)

Στην παραπάνω εικόνα φαίνονται οι τάσεις που προκαλούνται στην όψη XZ (Y=0) της κατασκευής από τον σεισμό που έγινε στο Lake Hughes της California το 1994 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0,086g. Στο αριστερό τμήμα της κατασκευής φαίνονται οι τάσεις που προκαλούνται στην ενισχυμένη με την Ενίσχυση 1 κατασκευή (απλό αρμολόγημα), ενώ στο δεξί τμήμα της φαίνονται οι τάσεις που προκαλούνται στην ενισχυμένη με τη τρίτη ενίσχυση κατασκευή (αρμολόγημα σε συνδυασμό με προένταση). Όπως φαίνεται, οι εφελκυστικές τάσεις του ισογείου περιορίζονται λόγω της προέντασης ενώ οι μετακινήσεις οροφής είναι για την Ενίσχυση 1 ίση με  $\Delta=0,0005\text{m}$  ενώ για την Ενίσχυση 3 ίση με  $\Delta=0,0004\text{ m}$ .



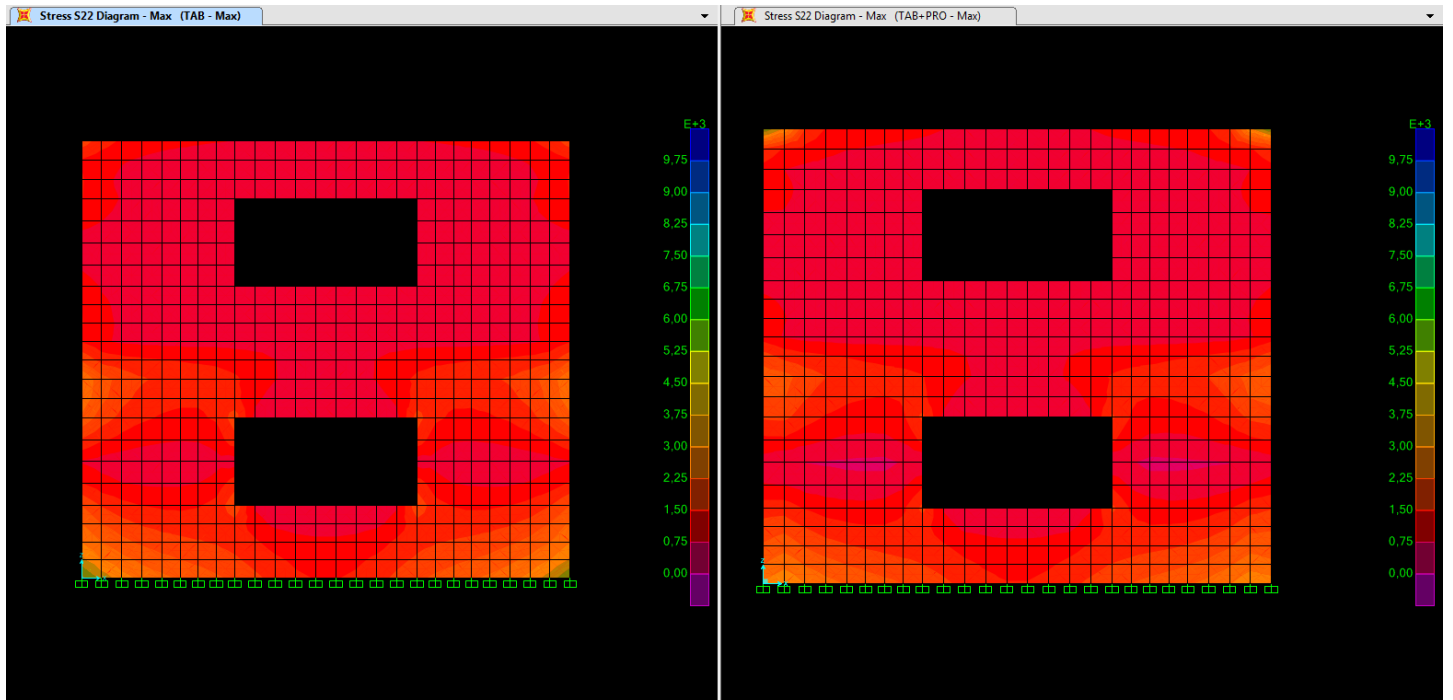
Εικόνα 4.36 Εικόνες εφελκυστικών τάσεων Ενίσχυσης 1 (αριστερά) και Ενίσχυσης 3 (δεξιά)

Η επιβολή του σεισμού του Canoga Park του Los Angeles με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση της σεισμικής δόνησης 0,42g προκαλεί στην όψη XZ (Y=0) την παραπάνω εικόνα τάσεων. Στην αριστερή εικόνα φαίνονται οι τάσεις που προκαλούνται από το σεισμό στην περίπτωση της ενισχυμένης κατασκευής με απλό αρμολόγημα (Ενίσχυση 1) ενώ στο δεξιό τμήμα της εικόνας φαίνεται η εικόνα των τάσεων στην κατασκευή που έχει ενισχυθεί με την Ενίσχυση 3, δηλαδή με αρμολόγημα και προένταση. Όπως φαίνεται, οι εφελκυστικές τάσεις του ισογείου περιορίζονται λόγω της προέντασης ενώ οι μετακινήσεις οροφής είναι για την Ενίσχυση 1 ίση με  $\Delta=0,0026\text{m}$  ενώ για την Ενίσχυση 3 ίση με  $\Delta=0,0022\text{ m}$ .



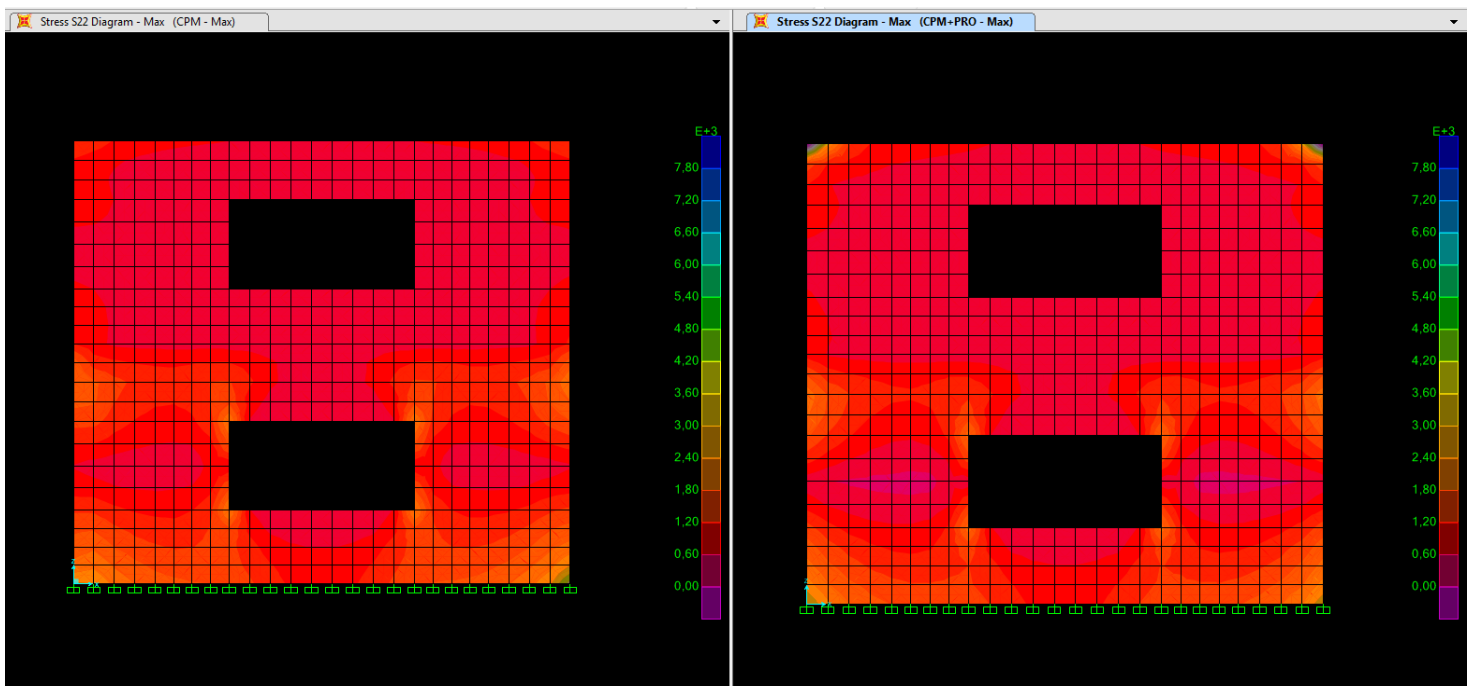
Εικόνα 4.37 Εικόνες εφελκυστικών τάσεων Ενίσχυσης 1 (αριστερά) και Ενίσχυσης 3 (δεξιά)

Οι τάσεις της παραπάνω εικόνας προκαλούνται στην όψη XZ (Y=0) της κατασκευής από τον σεισμό του Cape Mendocino (όπως καταγράφηκε από επιταχυνσιογράφο στην Petrolia) που έγινε το 1992 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0,66g. Όμοια με τα προηγούμενα παραδείγματα στο αριστερό τμήμα της εικόνας φαίνονται οι τάσεις που προκαλούνται από το σεισμό στην περίπτωση της ενισχυμένης κατασκευής με απλό αρμολόγημα (Ενίσχυση 1) ενώ στο δεξιό τμήμα της εικόνας φαίνεται η εικόνα των τάσεων στην κατασκευή που έχει ενισχυθεί με την Ενίσχυση 3, δηλαδή με αρμολόγημα και προένταση. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, οι εφελκυστικές τάσεις του ισογείου περιορίζονται λόγω της προέντασης ενώ οι μετακινήσεις οροφής δεν παρουσιάζουν διαφορά καθώς η μετακίνηση οροφής για την Ενίσχυση 1 είναι ίση με  $\Delta=0,0037\text{m}$  ενώ για την Ενίσχυση 3 ίση με  $\Delta=0,0036\text{ m}$ .



Εικόνα 4.38 Εικόνες εφελκυστικών τάσεων Ενίσχυσης 1 (αριστερά) και Ενίσχυσης 3 (δεξιά)

Στην παραπάνω εικόνα απεικονίζεται η εικόνα των τάσεων της όψη XZ ( $Y=0$ ) της κατασκευής εξαιτίας του σεισμού που έγινε στο Tabas του Ιράν το 1978 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0,85g. Όμοια με τα προηγούμενα παραδείγματα στο αριστερό τμήμα της εικόνας φαίνονται οι τάσεις που προκαλούνται από το σεισμό στην περίπτωση της ενισχυμένης κατασκευής με απλό αρμολόγημα (Ενίσχυση 1) ενώ στο δεξιά τμήμα της εικόνας φαίνεται η εικόνα των τάσεων στην κατασκευή που έχει ενισχυθεί με την Ενίσχυση 3, δηλαδή με αρμολόγημα και προένταση. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, οι εφελκυστικές τάσεις του ισογείου περιορίζονται λόγω της προέντασης λιγότερο όμως συγκριτικά με τα παραδείγματα που προηγήθηκαν. Οι μετακινήσεις οροφής για την Ενίσχυση 1 είναι ίση με  $\Delta=0,0089\text{m}$  ενώ για την Ενίσχυση 3 ίση με  $\Delta=0,0083\text{ m}$ .



Εικόνα 4.39 Εικόνες εφελκυστικών τάσεων Ενίσχυσης 1 (αριστερά) και Ενίσχυσης 3 (δεξιά)

Στην τελευταία εικόνα φαίνεται το τασικό αποτέλεσμα στην όψη XZ ( $Y=0$ ) της κατασκευής από την επιβολή του σεισμού που σημειώθηκε στο Cape Mendocino της California το 1992 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 1,49g. Όμοια με τα προηγούμενα παραδείγματα στο αριστερό τμήμα της εικόνας φαίνονται οι τάσεις που προκαλούνται από το σεισμό στην περίπτωση της ενισχυμένης κατασκευής με απλό αρμολόγημα (Ενίσχυση 1) ενώ στο δεξιά τμήμα της εικόνας φαίνεται η εικόνα των τάσεων στην κατασκευή που έχει ενισχυθεί με την Ενίσχυση 3, δηλαδή με αρμολόγημα και προένταση. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, οι εφελκυστικές τάσεις του ισογείου περιορίζονται λόγω της προέντασης λιγότερο όμως συγκριτικά με τα παραδείγματα που προηγήθηκαν. Οι μετακινήσεις οροφής για την Ενίσχυση 1 είναι ίση με  $\Delta=0,0075\text{m}$  ενώ για την Ενίσχυση 3 ίση με  $\Delta=0,0069\text{m}$ .

Παρατηρώντας λοιπόν τα παραδείγματα των σειμών που προαναφέρθηκαν καθώς και τις τάσεις και τις μετακινήσεις κορυφής που προκάλεσαν, καταλήγουμε πως η προένταση συνεισφέρει ελάχιστα στη μείωση των μετακινήσεων κορυφής. Συνεισφέρει όμως στο περιορισμό των εφελκυστικών τάσεων. Παρατηρούμε πως η επιρροή της προέντασης είναι εντονότερη σε μικρότερου μεγέθους σεισμούς ενώ όσο αυξάνεται η ένταση της σεισμικής δόνησης περιορίζεται η ευμενής επιρροή της προέντασης.

[16]

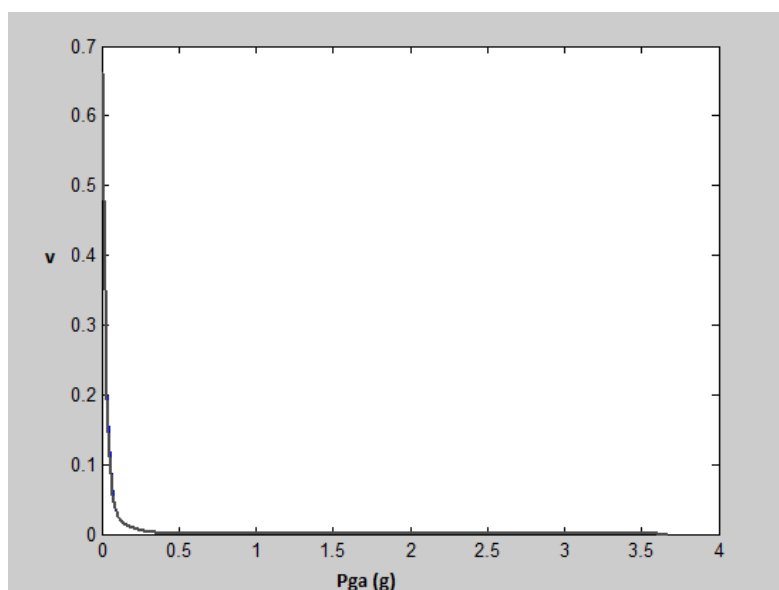


## 5 Ανάλυση κόστους κύκλου ζωής

### 5.1 Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας

Η έννοια της σεισμικής επικινδυνότητας, όπως έχει περιγραφεί αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 2.2, εκφράζει τη συχνότητα με την οποία αναμένεται οι τιμές της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης να υπερβούν μια συγκεκριμένη τιμή. Οι καμπύλες που περιγράφουν την παραπάνω εικόνα ονομάζονται καμπύλες επικινδυνότητας (hazard curves). Κάθε καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας αναφέρεται σε συγκεκριμένη τοποθεσία και βασίζεται στον αριθμό και το μέγεθος σεισμικών γεγονότων που έχουν συμβεί σύμφωνα με ιστορικά στοιχεία στη συγκεκριμένη τοποθεσία.

Στη παρούσα εργασία θεωρήθηκε πως η λιθόδημητη κατασκευή που υποβλήθηκε στις γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας στα προηγούμενα κεφάλαια, βρίσκεται στη περιοχή της California στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής. Ακολουθεί η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της συγκεκριμένης περιοχής. Στον οριζόντιο άξονα βρίσκονται οι μέγιστες σεισμικές επιταχύνσεις ενώ στο κατακόρυφο η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης της αντίστοιχης μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης.



Σχήμα 5.1 Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας



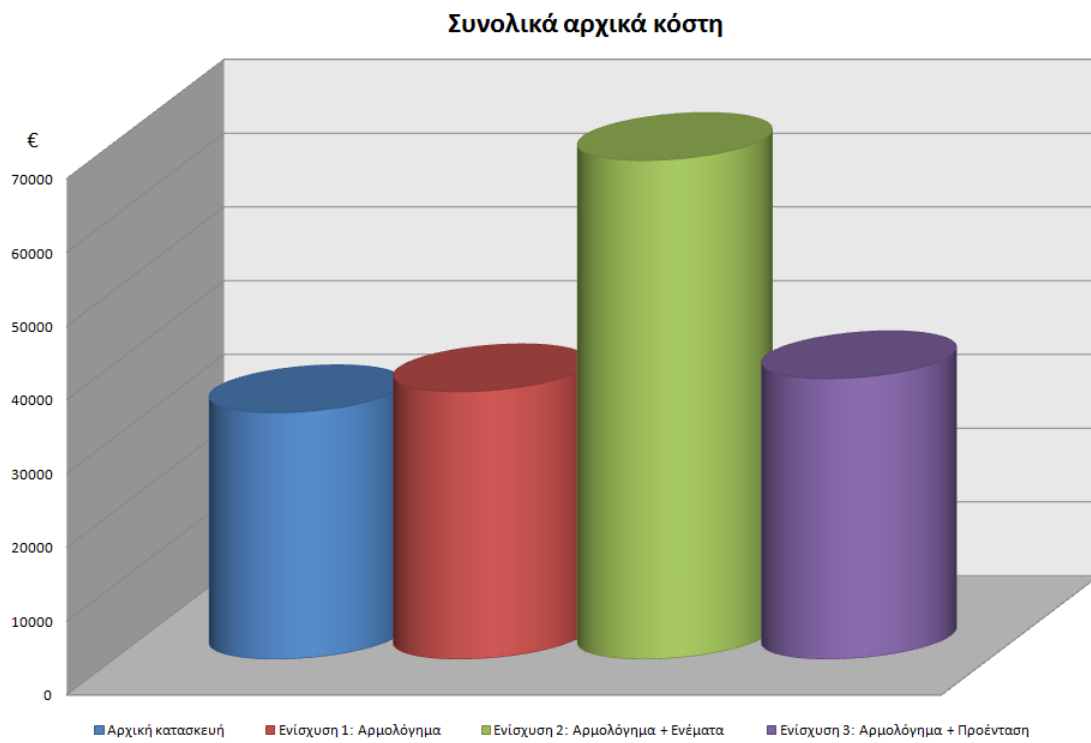
## 5.2 Αρχικό κόστος

Σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται προσπάθεια να εκτιμηθεί το αρχικό κατασκευαστικό κόστος της υφιστάμενης κατασκευής. Αυτό περιλαμβάνει το κόστος αγοράς υλικών, το κόστος ενοικίασης ειδικών μηχανημάτων και το κόστος εργασίας (στο τελευταίο συμπεριλαμβάνονται και οι ασφαλιστικές εισφορές των εργαζομένων). Στον πίνακα που ακολουθεί παρακάτω φαίνονται οι απαραίτητες εργασίες για την ανέγερση της αρχικής κατασκευής αλλά και οι επιπρόσθετες εργασίες που χρειάζονται για κάθε ένα από τα τρία σενάρια ενίσχυσης της κατασκευής. Το κόστος της κάθε εργασίας έχει προκύψει συνυπολογίζοντας τους αναλυτικούς πίνακες τιμών μονάδων οικοδομικών εργασιών, που αναφέρονται σε μια μέση ποιότητα κατασκευής στην Ελλάδα, και τα κόστη υλικών, εργασιών και ασφαλιστρών. Τα κόστη των εργασιών υιοθετήθηκαν από την διπλωματική εργασία "Αποτίμηση ενίσχυσης πέτρινων κατασκευών μέσω ανάλυσης κόστους κύκλου ζωής" του συγγραφέα Ι. Ντάσκα [7]. Τα ανωτέρω κόστη αντιστοιχούν σε κάποια μονάδα αναφοράς. Μέσω του πίνακα προκύπτουν τα κόστη των εργασιών που απαιτήσε η συγκεκριμένη κατασκευή.

Πίνακας 5.1 Κοστολόγηση εργασιών

Εργασία	Κόστος (€) ανά Μονάδα αναφοράς	Πλήθος μονάδων (στη κατασκευή)	Κόστος κατασκευής (€)
<b>Αρχική κατασκευή</b>			
Λιθοδομές	100,00 /m <sup>2</sup>	121,4	12140
Στρώση ελαφρά σπλισμένης πλάκας Ο.Σ.	145,00 /m <sup>3</sup>	14	2030
Υγραμόνωση δαπέδου επί εδάφους	7,00 /m <sup>2</sup>	35	245
Στρώσεις δαπέδου με κεραμικά πλακίδια	42,00 /m <sup>3</sup>	105	4410
Θερμομόνωση κατακορύφων επιφανειών	10,00 /m <sup>2</sup>	121,4	1214
νεροχύτης και μπαταρία κουζίνας	340,00 /τεμάχιο	1	340
W.C.	340,00 /τεμάχιο	1	340
Εύλινη σκάλα	200,00 /τεμάχιο	1	200
Χρωματισμοί (πλαστικά σπατουλαρίσματα)	15,00 /m <sup>2</sup>	121,4	1821
Υαλοστάσια	200,00 /m <sup>2</sup> (επιφάνεια παραθύρων)	20,4	4080
Εξωτερικές πόρτες (δρυς)	350,00 /m <sup>2</sup> (επιφάνεια θυρών)	1	350
		<b>Σύνολο</b>	<b>27170</b>
		<b>Σύνολο με Φ.Π.Α. (23%)</b>	<b>33419</b>
<b>Ενίσχυση 1: Αρμολόγημα</b>			
Αρμολόγημα	19 /m <sup>2</sup>	121,4	2307
		<b>Σύνολο Ενίσχυσης 1</b>	<b>2307</b>
		<b>Γενικό Σύνολο</b>	<b>29477</b>
		<b>Γενικό Σύνολο με Φ.Π.Α. (23%)</b>	<b>36256</b>
<b>Ενίσχυση 2: Αρμολόγημα + Ενέματα</b>			
Αρμολόγημα	19,00 /m <sup>2</sup>	121,4	2307
Ενέματα	210 /m <sup>2</sup>	121,4	25494
		<b>Σύνολο Ενίσχυσης 2</b>	<b>27801</b>
		<b>Γενικό Σύνολο</b>	<b>54971</b>
		<b>Γενικό Σύνολο με Φ.Π.Α. (23%)</b>	<b>67614</b>
<b>Ενίσχυση 3: Αρμολόγημα + Προένταση</b>			
Αρμολόγημα	19 /m <sup>2</sup>	121,4	2307
Διαζώμα	60 /m <sup>2</sup>	3,6	216
Επιφάνεια σκροδέματος για την υποδοχή των τενόντων	15 /m <sup>2</sup>	6,24	94
Εγκατάσταση τενόντων	3 /kg	376,8	1130
		<b>Σύνολο Ενίσχυσης 3</b>	<b>3747</b>
		<b>Γενικό Σύνολο</b>	<b>30917</b>
		<b>Γενικό Σύνολο με Φ.Π.Α. (23%)</b>	<b>38027</b>

Το συνολικό κόστος της μη ενισχυμένης κατασκευής αλλά και της ενισχυμένης με κάθε ένα από τα τρία σενάρια ενίσχυσης, φαίνονται παραστατικότερα στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 5.2 Συνολικά αρχικά κόστη

### 5.3 Υπολογισμός πιθανοτήτων εμφάνισης οριακών καταστάσεων

Μετά τις γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας στις οποίες υποβλήθηκαν τόσο η υφιστάμενη κατασκευή όσο και οι τρεις ενισχυμένες, προέκυψαν οι σχετικές σεισμικές μετακινήσεις οροφής της κάθε κατασκευής. Οι τελευταίες συγκρίθηκαν με τα όρια των επιπέδων βλάβης του πίνακα 2.1, και μέσω του τύπου (1) προέκυψαν οι καμπύλες θραυστότητας της μη ενισχυμένης κατασκευής στο κεφάλαιο 3.7.4, καθώς και οι καμπύλες θραυστότητας της Ενίσχυσης 1 στο κεφάλαιο 4.2.4, της Ενίσχυσης 2 στο κεφάλαιο 4.3.4 και της Ενίσχυσης 3 στο κεφάλαιο 4.4.4.

Στο σημείο αυτό θα συνδυαστούν μέσω του τύπου (2) η καμπύλη επικινδυνότητας του κεφαλαίου 5.1 που εκφράζει τη μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης της αντίστοιχης μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης με τις καμπύλες θραυστότητας που προαναφέρθηκαν, οι οποίες εκφράζουν για κάθε κατασκευή τη πιθανότητα υπέρβασης της κάθε οριακής κατάστασης συναρτήσει του μεγέθους της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού. Έτσι προκύπτει η πιθανότητα  $P(\Delta > \Delta_i)$  που εκφράζει την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης της  $i$  οριακής κατάστασης για κάθε κατασκευή, στη συγκεκριμένη τοποθεσία.

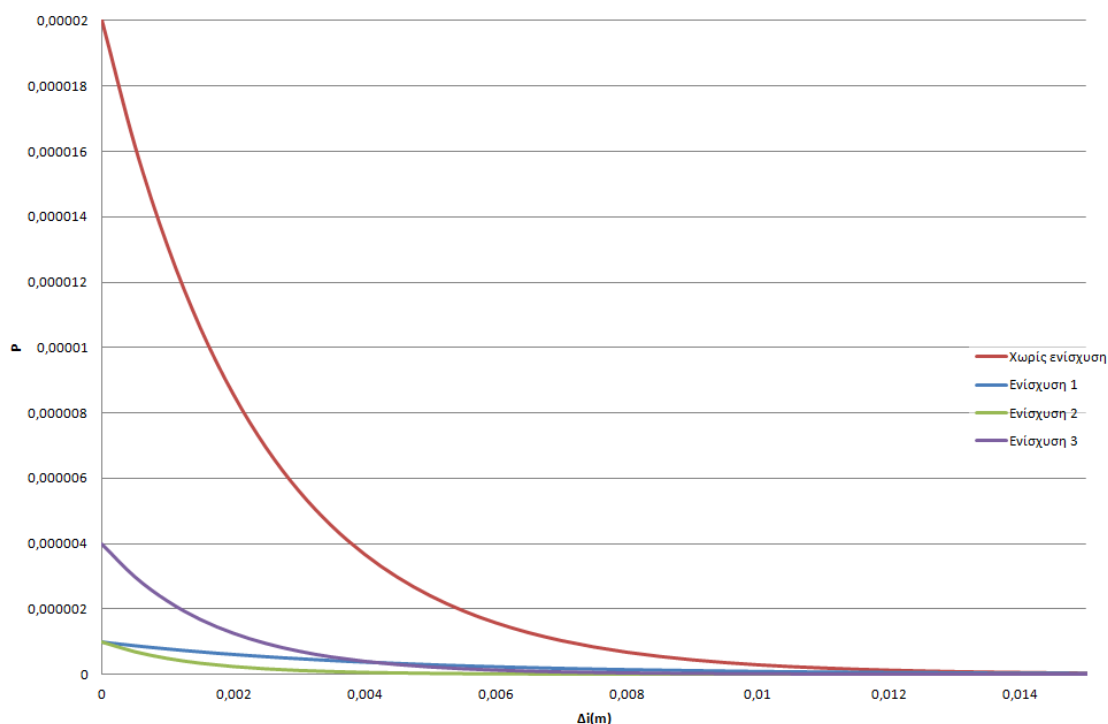
$$P(\Delta > \Delta_i) = \int_0^{\infty} P(\Delta > \Delta_i | PGA) \left| \frac{dv(PGA)}{PGA} \right| dPGA \quad (2)$$

όπου, το πρώτο μέρος του ολοκληρώματος έχει προκύψει από τις καμπύλες θραυστότητας και εκφράζει την πιθανότητα υπέρβασης της  $i$  οριακής κατάστασης και το δεύτερο μέρος είναι η απόλυτη τιμή της κλίσης της καμπύλης επικινδυνότητας. Η εφαρμογή του παραπάνω τύπου έγινε μέσω προγράμματος που δημιουργήθηκε στη γλώσσα προγραμματισμού Matlab και παρατίθεται στο Παράρτημα Β. Οι τιμές της παραπάνω πιθανότητας υπέρβασης των οριακών καταστάσεων για τη μη ενισχυμένη κατασκευή αλλά και για κάθε σενάριο ενίσχυσης φαίνονται στο παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5.2 Πιθανότητες υπέρβασης των οριακών καταστάσεων στη συγκεκριμένη τοποθεσία

P( $\Delta > \Delta_i$ )					
	Slight	Moderate	Extensive	Very heavy	Collapse
(m)	0,00394	0,00459	0,00654	0,01043	0,01694
Χωρίς ενίσχυση	0,000000517198410	0,00000252214140	0,00000052745937	0,00000028588192	
Ενίσχυση 1	0,00000041050788	0,00000034573194	0,00000021716647		
Ενίσχυση 2	0,00000005576351	0,00000007777519	0,00000001097612		
Ενίσχυση 3	0,00000041050788	0,00000022592640	0,00000008611234		

Τα γκρι πεδία στον παραπάνω πίνακα οφείλονται στην αδυναμία σχηματισμού της αντίστοιχης καμπύλης θραυστότητας. Αυτό σημαίνει πως δεν προέκυψαν από τις γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας σχετικές μετακινήσεις οροφής μεγαλύτερες από τα κάτω όρια των επιπέδων βλάβης των γκρι πεδίων. Για να συμπληρωθούν τα παραπάνω πεδία χαράσσονται στο excel εκθετικές γραμμές τάσεις για τα ζεύγη P- $\Delta_i$  που προέκυψαν από το matlab.



Σχήμα 5.3 Εκθετικές καμπύλες P-Δ

Σύμφωνα με τις παραπάνω εκθετικές καμπύλες για μετακινήσεις μεγαλύτερες των 4mm η πιθανότητα εμφάνισης της ίδιας μετακίνησης είναι οριακά μεγαλύτερη για την Ενίσχυση 1 (απλό αρμολόγημα) σε σχέση με την Ενίσχυση 3 (προένταση και αρμολόγημα). Αυτό δεν επιβεβαιώνεται για μετακινήσεις μικρότερες των 4 mm καθώς τα διατιθέμενα ζεύγη P-Δ, σύμφωνα με τα οποία χαράχθηκαν οι εκθετικές καμπύλες δεν περιλαμβάνουν τιμές μικρότερες των 4mm, άρα για μετακινήσεις μικρότερες των 4mm, στη πραγματικότητα δεν έχουμε εικόνα.

Αξιοποιώντας τις παραπάνω εκθετικές καμπύλες καλύπτονται τα κενά του προηγούμενου πίνακα και προκύπτει ο ακόλουθος.

Σχήμα 5.4 Πιθανότητες υπέρβασης των οριακών καταστάσεων στη συγκεκριμένη τοποθεσία

P(Δ>Δ <sub>i</sub> )					
	Slight	Moderate	Extensive	Very heavy	Collapse
(m)	0,00394	0,00459	0,00654	0,01043	0,01694
Χωρίς ενίσχυση	0,00000517198410	0,00000252214140	0,00000052745937	0,00000028588192	0,00000001532365
Ενίσχυση 1	0,00000041050788	0,00000034573194	0,00000021716647	0,00000007897199	0,00000001619268
Ενίσχυση 2	0,00000005576351	0,00000007777519	0,00000001097612	0,00000000059175	0,00000000000572
Ενίσχυση 3	0,00000041050788	0,00000022592640	0,00000008611234	0,00000000981865	0,00000000023067

Στο σημείο αυτό θα υπολογιστεί η πιθανότητα να βρεθεί η κατασκευή σε συγκεκριμένη οριακή κατάσταση  $i$  στη συγκεκριμένη τοποθεσία σύμφωνα με το τύπο (10). Οι πιθανότητες να βρεθούν οι κατασκευές ενισχυμένες και μη σε κάθε οριακή κατάσταση παρατίθενται στο παρακάτω πίνακα.

$$P_i = P_i(\Delta > \Delta_i) - P_{i+1}(\Delta > \Delta_{i+1}) \quad (10)$$

όπου,

$P_i(\Delta > \Delta_i)$ , η πιθανότητα η κατασκευή να υπερβεί την  $i$  οριακή κατάσταση στη συγκεκριμένη τοποθεσία

$P_{i+1}(\Delta > \Delta_{i+1})$ , η πιθανότητα η κατασκευή να υπερβεί την επόμενη της  $i$  οριακή κατάσταση στη συγκεκριμένη τοποθεσία

Πίνακας 5.3 Πιθανότητες ύπαρξης της κάθε κατασκευής στην κάθε οριακή κατάσταση

Pi					
	Slight	Moderate	Extensive	Very heavy	Collapse
(m)	<b>0,00394</b>	<b>0,00459</b>	<b>0,00654</b>	<b>0,01043</b>	<b>0,01694</b>
<b>Χωρίς ενίσχυση</b>	0,00000264984270	0,00000199468203	0,00000024157745	0,00000027055827	0,00000001532365
<b>Ενίσχυση 1</b>	0,00000006477594	0,00000012856547	0,00000013819448	0,00000006277931	0,00000001619268
<b>Ενίσχυση 2</b>	0,00000002201169	0,00000006679908	0,00000001038436	0,00000000058603	0,00000000000572
<b>Ενίσχυση 3</b>	0,00000018458148	0,00000013981406	0,00000007629369	0,00000000958798	0,00000000023067

[6] [15]

## 5.4 Κόστος οριακών καταστάσεων

Το κόστος οριακών καταστάσεων (limit state dependent cost) αναφέρεται σε πιθανές ζημιές για τις οποίες ευθύνονται σεισμικά φαινόμενα που μπορεί να συμβούν στη διάρκεια της ζωής της κατασκευής. Ο όρος "ζημιές" στη προκείμενη περίπτωση δεν αναφέρεται μόνο σε καταστροφές στα δομικά στοιχεία της κατασκευής αλλά και σε πιθανή ζημία στη περιουσία που στεγάζεται μέσα στη κατασκευή, ακόμα και σε ανθρώπινο τραυματισμό θανατηφόρο ή μη. Η ποσοτικοποίηση των παραπάνω ζημιών σε οικονομικούς όρους έγινε από το κ. Ν. Λαγαρό βασίζεται σε κοινωνικό-οικονομικές παραμέτρους. Έτσι, το οριακό κόστος της  $i$  οριακής κατάστασης υπολογίζεται ως ακολούθως.

$$C_{LS}^i = C_{dam}^i + C_{con}^i + C_{ren}^i + C_{inc}^i + C_{inj}^i + C_{fat}^i \quad (11)$$

όπου,

$C_{dam}^i$ , το κόστος αποκατάστασης βλαβών

$C_{con}^i$ , το κόστος απώλειας περιεχομένων

$C_{ren}^i$ , το κόστος απώλειας ενοικίου

$C_{inc}^i$ , το κόστος απώλειας εισοδήματος

$C_{inj,m}^i$ , το κόστος τραυματισμών

$C_{fat}^i$ , το κόστος ανθρωπίνων απωλειών

Τα παραπάνω κόστη υπολογίζονται όπως φαίνεται στο πίνακα 5.4 όπου φαίνεται επίσης το βασικό κόστος κάθε μορφής ζημίας, αντιπροσωπευτικό για τη πόλη των Αθηνών. Ακόμα ακολουθεί ο πίνακας 5.5 με το μέσο δείκτη κάθε μορφής βλάβης που είναι απαραίτητος για τον υπολογισμό του κόστους κάθε μορφής ζημίας για κάθε οριακή κατάσταση όπως προκύπτει στο πίνακα 5.6.

Πίνακας 5.4 Κόστος οριακών καταστάσεων

Κόστος	Συμβολισμός	Μέθοδος υπολογισμού	Βασικό κόστος
Επισκευή βλάβης	$C_{dam}^i$	Κόστος αντικατάστασης x Επιφάνεια x Μέσος δείκτης βλαβών (Mean damage index)	800€/m <sup>2</sup>
Απώλεια περιεχομένων	$C_{con}^i$	Μονάδα κόστους περιεχομένων x Επιφάνεια x Μέσος δείκτης βλαβών (Mean damage index)	250€/m <sup>2</sup>
Απώλεια ενοίκιου	$C_{ren}^i$	Τιμή ενοικίασης x Εκμισθώσιμη επιφάνεια x Δείκτης απώλειας λειτουργίας (loss of function)	7€/μήνας/m <sup>2</sup>
Απώλεια εισοδήματος	$C_{inc}^i$	Τιμή ενοικίασης x Εκμισθώσιμη επιφάνεια x Δείκτης απώλειας λειτουργίας (down time)	2.000€/έτος/m <sup>2</sup>
Ελαφρύς τραυματισμός	$C_{inj,m}^i$	Ελαφρύς τραυματισμός ανά άτομο x Επιφάνεια x Πληρότητα x Βαθμός αναμενόμενου ελαφρού τραυματισμού (expected minor injury rate)	5.000€/άτομο
Βαρύς τραυματισμός	$C_{inj,s}^i$	Βαρύς τραυματισμός ανά άτομο x Επιφάνεια x Πληρότητα x Βαθμός αναμενόμενου βαρύ τραυματισμού (expected serious injury rate)	50.000€/ άτομο
Θανατηφόρος τραυματισμός	$C_{fat}^i$	Κόστος θανατηφόρου τραυματισμού x Επιφάνεια x Πληρότητα x Βαθμός αναμενόμενου θανατηφόρου τραυματισμού (expected death rate)	2.500.000€/άτομο

Πίνακας 5.5 Δείκτες βλάβης

	Mean damage index	Loss of function	Down time	Expected minor injury rate	Expected serious injury rate	Expected death rate
NO DAMAGE	0	0	0	0	0	0
SLIGHT	0,5	0,92	0,92	0	0	0
MODERATE	20	12,38	12,38	0	0,03	0,01
EXTENSIVE	45	34,83	34,83	2,57	0,35	0,09
VERY HEAVY	80	65,41	65,41	27,01	3,57	0,9
COLLAPSE	100	100	100	35,69	35,95	17,99

Πίνακας 5.6 Επιμέρους κόστη κάθε μορφής ζημίας (σε €)

€	Damage	Content	Rent	Income	Minor injury	Serious injury	Death
NO DAMAGE	0	0	0	0	0	0	0
SLIGHT	28000	8750	5410	128800	0	0	0
MODERATE	1120000	350000	72794	1733200	0	210000	3500000
EXTENSIVE	2520000	787500	204800	4876200	1799000	2450000	31500000
VERY HEAVY	4480000	1400000	384611	9157400	18907000	24990000	315000000
COLLAPSE	5600000	1750000	588000	14000000	24983000	251650000	6296500000

Σημειώνεται πως έγιναν οι εξής παραδοχές:

Στα 70m<sup>2</sup> αντιστοιχούν 2 άνθρωποι.

Χρόνος απώλειας ενοίκιου θεωρήθηκε το ένα έτος.

Έχει ιδιαίτερη σημασία να αναφερθεί πως η απόδοση της αξίας της ανθρώπινης ζωής σε οικονομικούς όρους είναι ένα ιδιαίτερα ευαίσθητο θέμα. Στη παρούσα εργασία του αποδίδεται η τιμή των 2.500.000 € /άτομο σε οικονομικούς όρους. Η τιμή αυτή είναι δυσανάλογα μεγαλύτερη από τα υπόλοιπα κόστη που προαναφέρθηκαν καθώς η απώλεια ζωής είναι με διαφορά η σημαντικότερη ζημία που είναι δυνατόν να προκληθεί. Για όλους αυτούς τους λόγους θα υπολογιστούν δύο σύνολα κόστους κάθε οριακής κατάστασης  $i$  ( $C_{LS,SUM I}^i$ ,  $C_{LS,SUM II}^i$ ) το ένα εκ των οποίων ( $C_{LS,SUM I}^i$ )



δεν θα περιλαμβάνει κοστολόγηση για ανθρώπινες βλάβες ή ανθρώπινες απώλειες (πίνακας 5.7).

$$C_{LS,SUM I}^i = C_{dam}^i + C_{con}^i + C_{ren}^i + C_{inc}^i \quad (12)$$

$$C_{LS,SUM II}^i = C_{dam}^i + C_{con}^i + C_{ren}^i + C_{inc}^i + C_{inj}^i + C_{fat}^i \quad (13)$$

Πίνακας 5.7 Σύνολικά κόστη οριακών καταστάσεων

€	$C_{LS,SUM I}^i$	$C_{LS,SUM II}^i$
<b>NO DAMAGE</b>	0	0
<b>SLIGHT</b>	170960	170960
<b>MODERATE</b>	3275994	6985994
<b>VERY HEAVY</b>	15422011	374319011
<b>COLLAPSE</b>	21938000	6595071000

Τέλος υπολογίζεται το συνολικό κόστος όλων των οριακών καταστάσεων στο κεφάλαιο που ακολουθεί για τη μη ενισχυμένη και κάθε μία από τις ενισχυμένες κατασκευές, το οποίο αναφέρεται σε όλη τη διάρκεια τη ζωής τη κάθε μίας. Ως χρόνος ζωής της κάθε κατασκευής θεωρήθηκαν τα 200 έτη.

$$C_{LS(t,s)} = \frac{\nu}{\lambda} (1 - e^{-\lambda t}) \sum_{i=1}^N C_{LS}^i P_i \quad (14)$$

όπου,

$\nu = 0,5$ , ετήσιος ρυθμός εμφάνισης σημαντικών σεισμών

$\lambda = 2\%$ , πληθωρισμός

$C_{LS}^i$ , συνολικό κόστος οριακής κατάστασης

$P_i$ , η πιθανότητα να βρεθεί η κατασκευή στην  $i$  οριακή κατάσταση στη συγκεκριμένη τοποθεσία

[6]

## 5.5 Συνολικό Κόστος και συμπεράσματα

Το συνολικό κόστος του κύκλου ζωής της κατασκευής προκύπτει από τη ακόλουθη σχέση.

$$C_{LC}(t, s) = C_{IN(s)} + C_{LS(t,s)} \quad (15)$$

όπου,

$C_{IN(s)}$ , το αρχικό κατασκευαστικό κόστος

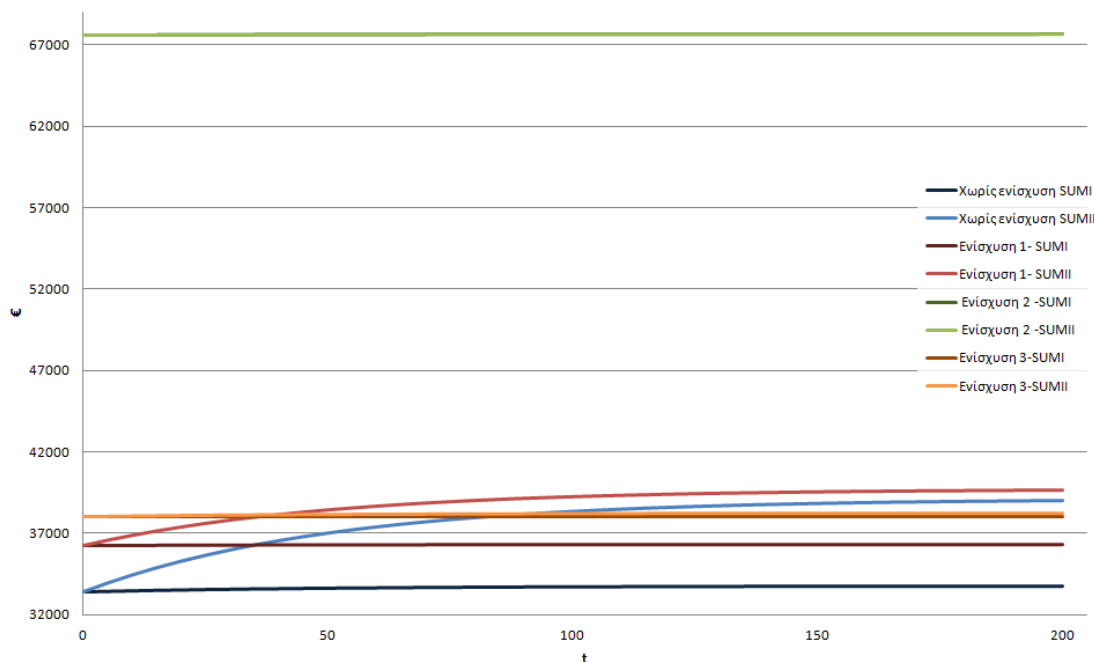
$C_{LS(t,s)}$ , συνολικό κόστος οριακών καταστάσεων

Ακολουθεί πίνακας και διάγραμμα με την εξέλιξη του συνολικού κόστους με τη πάροδο του χρόνου.

Πίνακας 5.8 Κόστος κύκλου ζωής

t	Χωρίς ενίσχυση SUM I (€)	Χωρίς ενίσχυση SUM II (€)	Ενίσχυση 1 SUM I (€)	Ενίσχυση 1 SUM II (€)	Ενίσχυση 2 SUM I (€)	Ενίσχυση 2 SUM II (€)	Ενίσχυση 3 SUM I (€)	Ενίσχυση 3 SUM II (€)
0	33419	33419	36256	36256	67614	67614	38027	38027
5	33451	33960	36263	36583	67615	67617	38030	38050
10	33480	34450	36269	36878	67615	67619	38033	38070
15	33507	34892	36275	37146	67616	67622	38036	38089
20	33531	35293	36280	37388	67616	67624	38038	38106
25	33552	35656	36285	37607	67617	67626	38040	38121
30	33572	35984	36289	37805	67617	67627	38042	38134
35	33589	36281	36293	37984	67618	67629	38044	38147
40	33605	36549	36296	38146	67618	67630	38045	38158
45	33620	36793	36299	38293	67619	67631	38046	38168
50	33633	37012	36302	38426	67619	67633	38048	38177
55	33645	37211	36305	38546	67619	67634	38049	38186
60	33655	37392	36307	38655	67619	67635	38050	38193
65	33665	37555	36309	38753	67620	67635	38051	38200
70	33674	37702	36311	38842	67620	67636	38052	38206
75	33682	37835	36313	38923	67620	67637	38052	38212
80	33689	37956	36314	38996	67620	67637	38053	38217
85	33695	38065	36316	39062	67620	67638	38054	38221
90	33701	38164	36317	39121	67620	67639	38054	38225
95	33707	38254	36318	39175	67621	67639	38055	38229
100	33711	38334	36319	39224	67621	67639	38055	38232
105	33716	38408	36320	39268	67621	67640	38056	38236
110	33720	38474	36321	39308	67621	67640	38056	38238
115	33723	38534	36322	39345	67621	67641	38056	38241
120	33727	38588	36322	39377	67621	67641	38057	38243
125	33729	38637	36323	39407	67621	67641	38057	38245
130	33732	38682	36324	39434	67621	67641	38057	38247
135	33734	38722	36324	39458	67621	67641	38057	38249
140	33737	38758	36325	39480	67621	67642	38058	38250
145	33739	38791	36325	39500	67621	67642	38058	38252
150	33740	38821	36325	39518	67621	67642	38058	38253
155	33742	38848	36326	39534	67621	67642	38058	38254
160	33743	38872	36326	39549	67621	67642	38058	38255
165	33745	38894	36326	39562	67622	67642	38058	38256
170	33746	38914	36327	39574	67622	67642	38058	38257
175	33747	38932	36327	39585	67622	67643	38059	38257
180	33748	38948	36327	39595	67622	67643	38059	38258
185	33749	38963	36327	39604	67622	67643	38059	38259
190	33750	38977	36327	39612	67622	67643	38059	38259
195	33750	38989	36328	39619	67622	67643	38059	38260
200	33751	39000	36328	39626	67622	67643	38059	38260

## LLC



Σχήμα 5.5 Εξέλιξη του Κόστους κύκλου ζωής με το χρόνο

Σύμφωνα με το σχήμα 5.5 η Ενίσχυση 2 δηλαδή η ενίσχυση της αρχικής κατασκευής με αρμολόγημα και ενέματα έχει το μεγαλύτερο κόστος κύκλου ζωής. Πρέπει να τονίσουμε βέβαια πως αυτό οφείλεται στο πολύ μεγάλο αρχικό κόστος που έχει η ενίσχυση, δηλαδή το κόστος εργασιών και υλικών που απαιτούνται. Στη διάρκεια των 200 ετών παρατηρείται ελάχιστη αύξηση του αρχικού κόστους και συγκεκριμένα από τα 67.614€ που είναι το αρχικό κόστος της ενίσχυσης μετά από 200 χρόνια αυτό γίνεται 67.622€ στη περίπτωση που δεν περιλαμβάνονται οι ανθρώπινοι τραυματισμοί ή 67.643€ στη περίπτωση που περιλαμβάνονται. Η ελάχιστη διαφορά των δύο αθροισμάτων, παρά τη δυσανάλογα μεγάλη κοστολόγηση των ανθρώπινων απωλειών οφείλεται στο γεγονός πως η ενισχυμένη με αυτή τη μέθοδο κατασκευής εμφανίζει μικρότερη έως πολύ μικρότερη πιθανότητα σε σχέση με τις άλλες κατασκευές να βρεθεί σε κάθε μία από τις οριακές καταστάσεις.

Η Μη ενισχυμένη κατασκευή έχει αρχικό κόστος ανέγερσης 33.419€, ενώ στο τέλος του κύκλου ζωής της συνυπολογίζοντας τις βλάβες που είναι δυνατόν να υποστεί αλλά όχι τις ανθρώπινες απώλειες αυτό φτάνει τις 33.751€. Στην περίπτωση συνυπολογισμού και των ανθρώπινων απωλειών το κόστος του κύκλου ζωής της φτάνει τα 39.000€.

Η Ενίσχυση 1 ξεκινάει απαιτώντας για τη κατασκευή της 36.256€. Στη περίπτωση που δεν συνυπολογίζονται οι ανθρώπινοι τραυματισμοί το κόστος που έχει για όλο το κύκλο της ζωής της καταλήγει στα 36.328€. Αν ληφθεί υπ' όψιν και το οικονομικό κόστος των ανθρώπινων τραυματισμών τότε το κόστος του κύκλου ζωής της ενισχυμένης με αυτή τη μέθοδο κατασκευής ανέρχεται στα 39.626€. Αυτό

παρατηρείται πως είναι ελάχιστα μεγαλύτερο από το αντίστοιχο της μη ενισχυμένης κατασκευής (39.000€).

Η Ενίσχυση 3 (προένταση σε συνδυασμό με αρμολόγημα) παρουσιάζει επίσης ελάχιστη διαφορά στο κόστος του κύκλου ζωής της στις περιπτώσεις που συνυπολογίζονται οι ανθρώπινες απώλειες ή όχι. Συγκεκριμένα το αρχικό της κόστος είναι 38.027€, ενώ στις περιπτώσεις που συνυπολογίζονται οι ανθρώπινες απώλειες ή όχι ανέρχεται στα 38.260€ και στα 38.059€ αντίστοιχα.

Γενικά το κόστος κύκλου ζωής όλων των ενισχύσεων αλλά και της μη ενισχυμένης κατασκευής έχει ελάχιστη αύξηση με τη πάροδο του χρόνου στη περίπτωση που δεν συνυπολογίζονται τα ανθρώπινα ατυχήματα. Αυτό εξηγείται καθώς η πιθανότητα να βρεθεί κάθε μία από τις κατασκευές σε κάθε μία από τις οριακές καταστάσεις (πίνακας 5.3) είναι πολύ μικρή. Αυτός είναι και ο λόγος για τη μικρή διαφορά που έχει το κόστος κύκλου ζωής κάθε κατασκευής στις περιπτώσεις που έχει ή δεν έχει συνυπολογιστεί κόστος ανθρώπινων απωλειών.



## 6 Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία έγινε προσπάθεια να εκτιμηθεί το κόστος του κύκλου της ζωής κατασκευών από τοιχοποιία ενισχυμένων ή μη, με τη βοήθεια της θεωρίας της τρωτότητας.

Αρχικά, έξι σενάρια κατασκευών από τοιχοποιία με διαφορετικά κυρίως μηχανικά χαρακτηριστικά υποβλήθηκαν σε 101 γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. Από τις γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας εξήχθησαν οι σχετικές μετακινήσεις κορυφής των κατασκευών οι οποίες συγκρίθηκαν με τα επίπεδα βλάβης που υιοθετήθηκαν στη παρούσα εργασία. Έτσι προέκυψαν για κάθε κατασκευή καμπύλες τρωτότητας, οι οποίες συσχετίζουν τη πιθανότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού.

Συγκρίνοντας, τόσο τα νέφη των προκαλούμενων σχετικών μετακινήσεων όσο και τις καμπύλες τρωτότητας των κατασκευών παρατηρήθηκε πως όσο μειώνεται η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, άρα και το μέτρο ελαστικότητας μιας κατασκευής από τοιχοποιία τόσο μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις είναι δυνατόν να προκληθούν από σεισμικές δράσεις. Ακόμα, η διώροφη κατασκευή ακόμα και με μέτρο ελαστικότητας υπερδιπλάσιο της μονώροφης αποδεικνύεται τρωτότερη σε όρους σχετικών μετακινήσεων κορυφής. Από τα έξι σενάρια κατασκευών που προαναφέρθηκαν επιλέχθηκε εκείνο με τις μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις κορυφής προκειμένου να ενισχυθεί.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας παρουσιάστηκαν τρεις μέθοδοι ενίσχυσης κατασκευών από τοιχοποιία. Η πρώτη μέθοδος ενίσχυσης που μελετήθηκε είναι το αρμολόγημα (Ενίσχυση 1). Ακολούθησαν ο συνδυασμός εμποτισμού της μάζας της τοιχοποιίας με ενέματα και αρμολόγημα (Ενίσχυση 2) και η προένταση των πεσσών της κατασκευής σε συνδυασμό με αρμολόγημα (Ενίσχυση 3).

Κάθε μία από τις ενισχυμένες κατασκευές υποβλήθηκε ξανά στις ίδιες 101 γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας και καταγράφηκαν οι σχετικές μετακινήσεις κορυφής της. Στη συνέχεια σχεδιάστηκαν καμπύλες τρωτότητας για το κάθε σενάριο ενίσχυσης όμοια με τις μη ενισχυμένες κατασκευές.

Παρατηρώντας τις σχετικές μετακινήσεις οι οποίες προκλήθηκαν από τις χρονοϊστορίες των σεισμών για κάθε ενίσχυση αλλά και τις καμπύλες τρωτότητας αυτών παρατηρήθηκε μείωση των σχετικών μετακινήσεων κορυφής μετά από κάθε μία από τις ενισχύσεις. Τον σημαντικότερο περιορισμό των σχετικών μετακινήσεων εμφανίζει το δεύτερο σενάριο ενίσχυσης δηλαδή αυτό με το συνδυασμό ενεμάτων και αρμολογήματος. Οι Ενισχύσεις 1 και 3 δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές μεταξύ τους όσον αφορά τις σχετικές μετακινήσεις που προκύπτουν. Όμως η Ενίσχυση 3 (συνδυασμός προέντασης και αρμολογήματος) εκτός από το περιορισμό των σχετικών μετακινήσεων προσφέρει και περιορισμό των εφελκυστικών τάσεων όποτε κρίνεται αποτελεσματικότερη από την Ενίσχυση 1.

Στη συνέχεια υπολογίζεται το κόστος του κύκλου της ζωής κάθε κατασκευής συνυπολογίζοντας το αρχικό κόστος κατασκευής και ενίσχυσης (για τις ενισχυμένες κατασκευές) και το κόστος διάφορων ειδών βλαβών που είναι δυνατόν να προκληθούν στη κατασκευή εξαιτίας σεισμικών δράσεων. Υπολογίζονται δύο κόστη για το κύκλο ζωής κάθε κατασκευής, ένα που περιλαμβάνει και τους ανθρώπινους τραυματισμούς (ασήμαντους, σημαντικούς ή θανατηφόρους) και ένα που αναφέρεται μόνο σε άψυχες βλάβες.

Γενικά το κόστος κύκλου ζωής όλων των ενισχύσεων αλλά και της μη ενισχυμένης κατασκευής έχει ελάχιστη αύξηση με τη πάροδο του χρόνου στη περίπτωση που δεν συνυπολογίζονται τα ανθρώπινα ατυχήματα. Αυτό οφείλεται στην πολύ μικρή πιθανότητα να βρεθεί κάθε μία από τις κατασκευές σε κάθε μία από τις οριακές καταστάσεις. Αυτός είναι και ο λόγος για τη μικρή διαφορά που έχει το κόστος κύκλου ζωής κάθε κατασκευής στις περιπτώσεις που έχει ή δεν έχει συνυπολογιστεί το κόστος ανθρώπινων απωλειών παρά τη δυσανάλογα μεγάλη κοστολόγηση τους.

Τέλος, μέσω της ανάλυσης του κόστους κύκλου ζωής προκύπτει ακριβότερη με διαφορά η Ενίσχυση 2, ενώ η Ενίσχυση 1, η Ενίσχυση 3 αλλά και η Μη ενισχυμένη κατασκευή έχουν μικρότερες διαφορές μεταξύ τους κυρίως στο σενάριο του κόστους κύκλου ζωής που συνυπολογίζει και τους ανθρώπινους τραυματισμούς. Σύμφωνα με αυτό το σενάριο προκύπτει συμφερότερη η Ενίσχυση 3 ενώ αν δεν συνυπολογιστούν οι ανθρώπινες απώλειες προκύπτει το σενάριο της μη ενισχυμένης κατασκευής ως οικονομικότερης λύσης.

## 7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΒΙΝΤΖΗΛΑΙΟΥ ΕΛΙΣΑΒΕΤ (2005) «ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟ ΜΑΘΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ» ΕΚΔΟΣΕΙΣ Ε.Μ.Π.
2. ΔΑΓΑΛΑΚΗ ΜΑΡΙΑ (2013) «ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΕΤΡΟΧΤΙΣΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΓΙΑ ΑΥΞΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΠΡΟΟΔΕΥΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ», ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ, ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ν. ΛΑΓΑΡΟΣ, Ε.Μ.Π.
3. ΔΡΙΤΣΟΣ ΣΤΕΦΑΝΟΣ, «ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ» ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΜΑΘΗΜΑΤΟΣ, ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΑΤΡΩΝ
4. ΚΑΡΑΝΤΩΝΗ Β. ΦΥΛΛΙΤΣΑ, (2012) «ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΠΑΠΑΣΩΤΗΡΙΟΥ,
5. ΚΟΡΩΝΑΙΟΣ ΑΙΜ., ΠΟΥΛΑΚΟΣ Γ.Ι.(2005) «ΥΕΧΝΙΚΑ ΥΛΙΚΑ», ΤΟΜΟΣ Ι, ΕΚΔΟΣΕΙΣ Ε.Μ.Π.
6. ΝΙΚΟΣ Δ. ΛΑΓΑΡΟΣ, (2007) "LIFE-CYCLE COST ANALYSIS OF DESIGN PRACTICES FOR RC-FRAMED STRUCTURE
7. ΝΤΑΣΚΑΣ ΙΩΑΝΝΗΣ (2013) «ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΠΕΤΡΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕΣΩ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΚΥΚΛΟΥ ΖΩΗΣ» ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ, ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ν. ΛΑΓΑΡΟΣ, Ε.Μ.Π.
8. Ο.Α.Σ.Π. (2001), «ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ»
9. ΠΟΛΥΧΡΟΝΙΟΥ Κ.ΕΙΡΗΝΗ, (2011) «ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΜΕ ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΘΡΑΥΣΤΟΤΗΤΑΣ», ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ, ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΚΩΣΤΑΣ ΣΥΡΜΑΚΕΖΗΣ, Ε.Μ.Π.
10. ΣΠΥΡΑΚΟΣ Κ., ΚΟΥΤΡΟΜΑΝΟΣ Ι. (2010) «ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ»
11. ΣΥΡΜΑΚΕΖΗΣ ΚΩΣΤΑΣ Α., ΑΝΤΩΝΟΠΟΥΛΟΣ ΑΘΑΝΑΣΙΟΣ Κ. «ΧΡΗΣΗ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΘΡΑΥΣΤΟΤΗΤΑΣ ΣΤΟΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ»
12. ΤΣΙΑΜΠΑΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ (2009) «ΝΕΟΤΕΡΕΣ ΑΠΟΦΕΙΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΥΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΠΕΤΡΩΜΑΤΩΝ» ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΗ ΕΤΑΙΡΕΙΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ & ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ
13. ΧΑΤΖΗΝΩΤΑ ΑΙΚΑΤΕΡΙΝΗ Δ. (2009) «ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΤΗΣ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗΣ ΚΛΗΡΟΝΟΜΙΑΣ» Θ' ΚΥΚΛΟΣ ΣΕΜΙΝΑΡΙΩΝ ΜΙΚΡΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΑΣ, ΤΜΗΜΑ ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ
14. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 6: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ



15. BORA GENCTURK, AMR S. ELNASHAI "LIFE CYCLE COST CONSIDERATIONS IN SEISMIC DESIGN OPTIMAZATION OF STRUCTURES"
16. CSI REFERENCE MANUAL SAP2000 (2010) BERKLEY, CALIFORNIA, COMPUTERS AND STRUCTURES
17. GEHL P., SEYEDI D. M., DAGLAS J, "VECTOR-VALUED FRAGILITY FUNCTIONS FOR SEISMIC RISK EVALUATION"
18. OLIVEIRA DANIEL V., SILVA RUI A., GARBIN ENRICO AND LOURENÇO PAULO B. (2012) "STRENGTHENING OF THREE-LEAF STONE MASONRY WALLS: AN EXPERIMENTAL RESEARCH"
19. FRAGIADAKIS, M., LAGAROS, N. (2011). "AN OVERVIEW TO STRUCTURAL SEISMIC DESIGN OPTIMISATION FRAMEWORKS"
20. ΜΑΥΡΩΝΑΣ Π. ΡΟΔΙΤΗΣ Ε. (2011) «ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ», ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ, ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΒΛΑΣΣΗΣ ΚΟΥΜΟΥΣΗΣ, Ε.Μ.Π.

## 8 Παράρτημα Α

Ακολουθούν τα χαρακτηριστικά όλων των σεισμικών χρονοϊστοριών που χρησιμοποιήθηκαν.

Earthquake Station	R <sup>1</sup> (km)	EpiD <sup>2</sup> (km)	Recording Angle log/tran (°)	Duration (sec)	PGA <sub>log</sub> (g)	PGA <sub>tran</sub> (g)	Campbell's GEOCODE <sup>3</sup>	Fault rupture <sup>4</sup>
Northridge 1994 (M=6.7)								
Leona Valley #2	37.2	51.88	000/090	32.00	0.09	0.06	A	RN
LA, Baldwin Hills	29.9	28.20	090/360	40.00	0.24	0.17	C	RN
Lake Hughes #1	89.67	93.22	000/090	32.00	0.087	0.077	A	RN
LA, Hollywood Stor FF	114.62	118.26	090/360	40.00	0.231	0.358	A	RN
LA, Centinela St.	31.53	32.72	155/245	30.00	0.465	0.322	A	RN
Anaheim - W Ball Rd	68.62	70.45	220/310	34.99	0.066	0.072	A	RN
Bell Gardens - Jaboneria	44.11	45.26	000/090	34.99	0.049	0.068	A	RN
Loma Prieta 1989 (M=6.9)								
Hollister Diff Array	24.8	45.10	165/255	39.64	0.27	0.28	A	RO
WAHO	17.5	12.56	000/090	24.96	0.37	0.64	C	RO
Halls Valley	30.5	36.31	000/090	39.95	0.13	0.10	B	RO
Agnews State Hospital	24.6	40.12	000/090	40.00	0.17	0.16	A	RO
Anderson Dam (Downstream)	4.4	16.67	270/360	39.61	0.244	0.240	B	RO
Coyote Lake Dam (Downstream)	20.8	30.89	195/285	39.95	0.160	0.179	B	RO
Hollister - South & Pine	27.93	48.24	000/090	60.00	0.371	0.177	A	RO
Imperial Valley 1979 [23:16], (M=6.5)								
Chihuahua	8.4	18.88	012/282	40.00	0.27	0.25	A	SS
Compuertas	15.3	24.43	015/285	36.00	0.19	0.15	A	SS
Plaster City	31.1	54.26	045/135	18.75	0.042	0.057	A	SS
El Centro Array #12	18.85	31.99	140/230	39.00	0.143	0.116	A	SS
El Centro Array #13	22.83	35.95	140/230	39.50	0.117	0.139	A	SS
Bonds Comer	4.01	6.20	140/230	37.60	0.42	0.59	A	SS
Brawley Airport	10.57	43.15	225/315	37.82	0.15	0.16	A	SS
Calexico Fire Station	11.56	17.65	225/315	37.80	0.19	0.27	A	SS

<sup>1</sup>Campbell's R Distance

<sup>2</sup>Distance from the recording site to epicentre

<sup>3</sup>Campbell's site classification: A (Firm Soil), B (Very Firm Soil), C (Soft Rock), D (Firm Rock), E (Shallow Soils)

<sup>4</sup>Fault rupture mechanism: SS (Strike Slip), N (Normal), RN (Reverse-Normal), RO (Reverse-Oblique), NO (Normal- Oblique)

Earthquake Station	R <sup>1</sup> (km)	EpiD <sup>2</sup> (km)	Recording Angle log/tran (°)	Duration (sec)	PGA <sub>log</sub> (g)	PGA <sub>tran</sub> (g)	Campbell's GEOCODE <sup>3</sup>	Fault rupture <sup>4</sup>
<b>Superstition Hills 1987 (B) (M=6.7)</b>								
El Centro Imp. Co Cent	18.5	35.83	000/090	40.00	0.36	0.26	A	SS
Wildlife Liquefaction Array	24.1	29.41	090/360	44.00	0.18	0.21	A	SS
Parachute Test Site	3.53	15.99	225/315	22.31	0.46	0.38	A	SS
Plaster City	22.50	25.98	045/135	22.14	0.19	0.12	A	SS
Brawley Airport	17.37	29.91	225/315	21.97	0.16	0.12	A	SS
Calipatria Fire Station	27.21	31.62	225/315	22.11	0.25	0.18	A	SS
Kombloom Road	18.79	19.28	270/360	21.98	0.12	0.14	A	SS
Poe Road	11.67	11.20	270/360	22.30	0.30	0.45	A	SS
Salton Sea Wildlife Refuge	26.11	26.48	225/315	21.89	0.17	0.12	A	SS
Superstition Mtn Camera	6.56	7.50	045/135	22.21	0.68	0.89	D	SS
Westmorland Fire Sta	13.47	19.51	090/180	40.00	0.17	0.21	A	SS
<b>San Fernando 1971 (M=6.6)</b>								
LA, Hollywood Stor. Lot	25.9	39.49	090/180	28.00	0.21	0.17	A	RN
Pasadena - CIT Athenaeum	27.16	42.75	000/090	28.49	0.11	0.09	B	RN
LB - Terminal Island	61.82	76.38	249/339	79.98	0.013	0.011	A	RN
San Onofre - So Cal Edison	126.78	142.62	033/303	23.00	0.029	0.029	C	RN
Castaic - Old Ridge Route	22.63	25.36	021/291	30.00	0.17	0.27	C	RN
Cedar Springs, Allen Ranch	89.72	100.39	095/185	14.66	0.009	0.015	D	RN
Lake Hughes #1	27.40	26.10	021/111	30.00	0.098	0.11	A	RN
Santa Anita Dam	31.41	45.86	003/273	29.66	0.062	0.151	D	RN
<b>Coalinga 1983/05/02 [23:42] (M=6.4)</b>								
Cantua Creek School	24.02	30.06	270/360	40.00	0.227	0.281	A	RN
Parkfield - Cholame 2WA	44.72	55.67	000/090	40.00	0.109	0.114	A	RN
Parkfield - Cholame 5W	48.70	59.67	270/360	40.00	0.147	0.131	A	RN
Parkfield - Fault Zone 1	41.99	52.86	000/090	40.00	0.194	0.111	A	RN
Parkfield - Fault Zone 14	29.48	38.54	000/090	40.00	0.282	0.274	A	RN
Parkfield - Gold Hill 3W	39.12	49.47	000/090	40.00	0.137	0.122	B	RN
Parkfield - Stone Corral 3E	34.00	44.66	000/090	24.00	0.151	0.106	C	RN
Pleasant Valley P.P. - yard	8.41	9.98	045/135	39.97	0.592	0.551	A	RN
Parkfield - Fault Zone 4	34.59	44.83	000/090	40.00	0.067	0.12	C	RN
Parkfield - Vineyard Cany 2W	30.35	38.47	000/090	30.00	0.073	0.083	C	RN
Slack Canyon	27.46	33.52	045/315	30.00	0.153	0.166	D	RN

Earthquake Station	R <sup>1</sup> (km)	EpiD <sup>2</sup> (km)	Recording Angle log/tran (°)	Duration (sec)	PGA <sub>log</sub> (g)	PGA <sub>tran</sub> (g)	Campbell's GEOCODE <sup>3</sup>	Fault rupture <sup>4</sup>
<b>Whittier Narrows 1987/10/01 (M=6.0)</b>								
Pasadena - CIT Athenaeum	17.24	10.64	180/270	32.00	0.174	0.101	B	RO
Alhambra - Fremont School	14.66	6.77	180/270	40.00	0.333	0.414	B	RO
LA - Hollywood Stor FF	24.08	24.21	000/090	40.00	0.221	0.124	A	RO
Altadena - Eaton Canyon	19.52	14.28	000/090	40.00	0.299	0.151	A	RO
Beverly Hills - 12520 Mulhol	29.90	31.09	032/122	32.22	0.089	0.138	C	RO
Brea Dam (Downstream)	23.99	22.72	040/130	30.00	0.163	0.313	A	RO
Glendale - Las Palmas	22.82	21.73	177/267	31.50	0.296	0.166	A	RO
Riverside Airport	55.48	59.59	180/270	39.99	0.05	0.047	A	RO
<b>Chalfant Valley 1986/07/20 (M=5.9)</b>								
Benton	21.92	31.25	270/360	32.00	0.061	0.052	A	SS
Bishop - Paradise Lodge	18.31	15.42	070/160	39.95	0.046	0.095	C	SS
Bishop - LADWP South St	17.17	20.27	180/270	39.93	0.129	0.094	A	SS
Lake Crowley - Shehom Res.	22.08	16.59	009/099	40.00	0.051	0.031	A	SS
Zack Brothers Ranch	7.58	14.33	270/360	39.87	0.285	0.207	A	
<b>Coyote Lake 1979 (M=5.7)</b>								
Gilroy Array #1	10.67	12.56	230/320	26.84	0.103	0.132	D	SS
Coyote Lake Dam (SW Abut)	6.13	7.95	160/250	28.82	0.157	0.279	D	SS
Gilroy Array #2	9.02	10.94	050/140	26.86	0.211	0.339	A	SS
Gilroy Array #6	3.11	4.37	230/320	27.10	0.434	0.316	C	SS
San Juan Bautista	19.70	23.24	213/303	28.46	0.108	0.107	B	SS
Halls Valley	33.83	36.29	150/240	40.00	0.039	0.050	B	SS
SJB Overpass, Bent 3 g.l.	20.67	23.91	067/337	26.83	0.124	0.097	D	SS
Overpass, Bent 5 g.l.	20.67	23.91	067/337	26.83	0.114	0.073	D	SS
Gilroy Array #3	7.42	9.59	050/140	26.80	0.228	0.272	A	SS
Gilroy Array #4	5.70	7.67	270/360	27.18	0.271	0.248	A	SS

Earthquake Station	R <sup>1</sup> (km)	EpiD <sup>2</sup> (km)	Recording Angle log/tran (°)	Duration (sec)	PGA <sub>log</sub> (g)	PGA <sub>tran</sub> (g)	Campbell's GEOCODE <sup>3</sup>	Fault rupture <sup>4</sup>
Cape Mendocino 1992 (M=7.1)								
Cape Mendocino	6.96	10.36	000/090	30.00	1.497	1.039	D	RN
Eureka - Myrtle & West	41.97	53.34	000/090	44.00	0.154	0.178	B	RN
Fortuna - Fortuna Blvd	19.95	29.55	000/090	44.00	0.116	0.114	A	RN
Petrolia	8.18	4.51	000/090	36.00	0.590	0.662	A	RN
Rio Dell Overpass - FF	14.33	22.64	270/360	36.00	0.385	0.549	A	RN
Shelter Cove Airport	28.78	36.28	000/090	36.00	0.229	0.189	E	RN
Westmorland 1981 (M=5.8)								
Brawley Airport	15.57	15.71	225/315	28.41	0.169	0.171	A	SS
Niland Fire Station	15.45	18.45	000/090	40.00	0.105	0.176	A	SS
Parachute Test Site	16.81	20.47	225/315	40.00	0.242	0.155	A	SS
Superstition Mtn Camera	19.50	25.02	045/135	28.36	0.071	0.116	D	SS
Westmorland Fire Sta	6.87	7.02	090/180	40.00	0.368	0.496	A	SS
Salton Sea Wildlife Ref	8.15	8.62	225/315	28.75	0.199	0.176	A	SS
Landers 1992 (M=7.3)								
Desert Hot Springs	21.98	27.33	000/090	50.00	0.171	0.154	A	SS
Amboy	69.17	75.20	000/090	50.00	0.115	0.146	E	SS
Luceme	3.71	44.02	000/090	48.13	0.721	0.785	D	SS
Hemet Fire Station	68.72	72.51	000/090	56.00	0.081	0.097	A	SS
Indio - Coachella Canal	54.34	59.68	000/090	60.00	0.104	0.109	A	SS
Joshua Tree	11.43	13.67	000/090	44.00	0.274	0.284	A	SS
Morongo Valley	17.58	21.29	000/090	70.00	0.14	0.188	A	SS
North Palm Springs	27.01	32.26	000/090	70.00	0.134	0.136	A	SS
Palm Springs Airport	36.27	41.87	000/090	60.00	0.089	0.076	A	SS
Puerta La Cruz	94.53	100.12	000/090	65.00	0.044	0.047	E	SS
Riverside Airport	96.05	97.13	180/270	50.00	0.041	0.043	A	SS
Arcadia - Campus Dr	135.26	147.53	009/279	59.08	0.051	0.046	A	SS
Baldwin Park - N Holly	131.95	142.08	180/270	34.30	0.026	0.028	A	SS



## 9 Παράρτημα Β

Ακολουθεί το πρόγραμμα που γράφτηκε στη γλώσσα προγραμματισμού Matlab για την επίλυση της σχέσης (2)

```
clc;
clear;
close all;

format long;
load -ascii 'xwris_enisxisi_1';
load -ascii 'enisxisi_enemata_2';
load -ascii 'proentasi_3';
load -ascii 'armologhma_4';

load -ascii 'hazard_curveSA.dat';
SA_max=3.0;

%-----
figure(10);
HC_x = hazard_curveSA(:,1);
HC_y = hazard_curveSA(:,2);
HC_x = HC_x(:);
HC_y = HC_y(:);
plot(HC_x,HC_y);
hold on
ok_ = isfinite(HC_x) & isfinite(HC_y);
ft_ = fittype('exp2');
cf_ = fit(HC_x(ok_),HC_y(ok_),ft_);
cvals=coeffvalues(cf_);
x_plot=HC_x(19)/500.:HC_x(19)/500.:HC_x(19);
y_plot=cvals(1)*exp(cvals(2)*x_plot)+cvals(3)*exp(cvals(4)*x_plot);
plot(x_plot,y_plot,'Color',[0.3 0.3 0.3],'LineWidth',1.5);
x_plot=0.005:0.0005:SA_max;
y_plot=cvals(1)*exp(cvals(2)*x_plot)+cvals(3)*exp(cvals(4)*x_plot);
Dy_plot =gradient(y_plot);
%Dy_plot =abs(Dy_plot);
hold off
%-----
mean_med1=zeros(4,4);
st_dev1=zeros(4,4);
CO_V1=zeros(4,4);
mult1=zeros(4,4);
for i_step=1:4
    if i_step == 1
        sa_B3(:,:)=xwris_enisxisi_1(:,:);
    elseif i_step == 2
        sa_B3(:,:)=enisxisi_enemata_2(:,:);
    elseif i_step == 3
        sa_B3(:,:)=proentasi_3(:,:);
    elseif i_step == 4
        sa_B3(:,:)=armologhma_4(:,:);
    end
    s=0;
    m=0;
    e=0;
    vh=0;
```

```

for j_ =1:101
    if sa_B3(j_,2)>=0.00394;
        s=s+1;
    end
    if sa_B3(j_,2)>=0.00459;
        m=m+1;
    end
    if sa_B3(j_,2)>=0.00654;
        e=e+1;
    end
    if sa_B3(j_,2)>=0.01043;
        vh=vh+1;
    end
end

slight=zeros(s,1)
moderate=zeros(m,1)
extensive=zeros(e,1)
very_heavy=zeros(vh,1)

s=0;
m=0;
e=0;
vh=0;
for j_ =1:101
    if sa_B3(j_,2)>=0.00394;
        s=s+1;
        slight(s)=sa_B3(j_,1);
    end
    if sa_B3(j_,2)>=0.00459;
        m=m+1;
        moderate(m)=sa_B3(j_,1);
    end
    if sa_B3(j_,2)>=0.00654;
        e=e+1;
        extensive(e)=sa_B3(j_,1);
    end
    if sa_B3(j_,2)>=0.01043;
        vh=vh+1;
        very_heavy(vh)=sa_B3(j_,1);
    end
end

mean_med1(i_step,1)=mean(slight(:));
mean_med1(i_step,2)=mean(moderate(:));
mean_med1(i_step,3)=mean(extensive(:));
mean_med1(i_step,4)=mean(very_heavy(:));
st_dev1(i_step,1)=std(slight(:));
st_dev1(i_step,2)=std(moderate(:));
st_dev1(i_step,3)=std(extensive(:));
st_dev1(i_step,4)=std(very_heavy(:));
[phaty,pciy] = mle(slight(:), 'distribution','normal',...
    'alpha',.05,'ntrials',20);
mean_med1(i_step,1) = phaty(1);
st_dev1(i_step,1) = phaty(2);
[phaty,pciy] = mle(moderate(:), 'distribution','normal',...
    'alpha',.05,'ntrials',20);
mean_med1(i_step,2) = phaty(1);
st_dev1(i_step,2) = phaty(2);
[phaty,pciy] = mle(extensive(:), 'distribution','normal',...
    'alpha',.05,'ntrials',20);
mean_med1(i_step,3) = phaty(1);
st_dev1(i_step,3) = phaty(2);
[phaty,pciy] = mle(very_heavy(:), 'distribution','normal',...

```

```

        'alpha', .05, 'ntrials', 20);
    mean_med1(i_step, 4) = phaty(1);
    st_dev1(i_step, 4) = phaty(2);
    CO_V1(i_step, 1)=st_dev1(i_step, 1)/mean_med1(i_step, 1);
    mult1(i_step, 1)=(1.0/CO_V1(i_step, 1));
    %mult11(i_step, 1)=(1.0/sqrt(CO_V1(i_step, 1)));
    CO_V1(i_step, 2)=st_dev1(i_step, 2)/mean_med1(i_step, 2);
    mult1(i_step, 2)=(1.0/CO_V1(i_step, 2));
    %mult11(i_step, 2)=(1.0/sqrt(CO_V1(i_step, 2)));
    CO_V1(i_step, 3)=st_dev1(i_step, 3)/mean_med1(i_step, 3);
    mult1(i_step, 3)=(1.0/CO_V1(i_step, 3));
    %mult11(i_step, 3)=(1.0/sqrt(CO_V1(i_step, 3)));
    CO_V1(i_step, 4)=st_dev1(i_step, 4)/mean_med1(i_step, 4);
    mult1(i_step, 4)=(1.0/CO_V1(i_step, 4));
    %mult11(i_step, 4)=(1.0/sqrt(CO_V1(i_step, 4)));

end

paronomastis=1.0;
for j_=1:4
figure(j_);
label_x='S_A(T_1, 6%) (g)';
label_y='Probability of exceeding the limit state';
    if j_==1
        plot_title='Fragility Curve Slight';
    elseif j_==2
        plot_title='Fragility Curve Moderate';
    elseif j_==3
        plot_title='Fragility Curve Extensive';
    else
        plot_title='Fragility Curve Very heavy';
    end
x=0.005:0.0005:SA_max;
hold on;
grid on;

tf=isfinite(mean_med1(1, j_));
if tf==1
Fra_med1=normcdf( mult1(1, j_)*(log(x/mean_med1(1, j_)/paronomastis)));
plot(x, Fra_med1, 'k-', 'MarkerSize', 25, 'LineWidth', 2.5)
len(1, 1) = trapz(Dy_plot, Fra_med1);
len(1, 2) = trapz(y_plot, Fra_med1);
else
    len(1, 1)=0;
end

tf=isfinite(mean_med1(2, j_));
if tf==1
Fra_med2=normcdf( mult1(2, j_)*(log(x/mean_med1(2, j_)/paronomastis)));
plot(x, Fra_med2, 'k--', 'Color', [0.9 0.9
0.9], 'MarkerSize', 7, 'LineWidth', 2.5)
len(2, 1) = trapz(Dy_plot, Fra_med2);
len(2, 2) = trapz(y_plot, Fra_med2);
else
    len(2, 1)=0;
end

tf=isfinite(mean_med1(3, j_));
if tf==1
Fra_med3=normcdf( mult1(3, j_)*(log(x/mean_med1(3, j_)/paronomastis)));
plot(x, Fra_med3, 'k--', 'Color', [0.7 0.7
0.7], 'MarkerSize', 7, 'LineWidth', 2.5)

```



```

len(3,1) = trapz(Dy_plot,Fra_med3);
len(3,2) = trapz(y_plot,Fra_med3);
else
    len(3,1)=0;
end

tf=isfinite(mean_med1(4,j_));
if tf==1
Fra_med4=normcdf( mult1(4,j_)*(log(x/mean_med1(4,j_)/paronomastis)));
plot(x,Fra_med4,'k--','Color',[0.5 0.5
0.5],'MarkerSize',7,'LineWidth',2.5)
len(4,1) = trapz(Dy_plot,Fra_med4);
len(4,2) = trapz(y_plot,Fra_med4);
else
    len(4,1)=0;
end

    if j_==1
        save('C:\file_B3_frequencies_t1','len','-ASCII');
    elseif j_==2
        save('C:\file_B3_frequencies_t2','len','-ASCII');
    elseif j_==3
        save('C:\file_B3_frequencies_t3','len','-ASCII');
    else
        save('C:\file_B3_frequencies_t4','len','-ASCII');
    end

xlabel(label_x); ylabel(label_y);
title(plot_title);
plotStuff_all(2,[0.0,SA_max],[0.0,1.0],label_x,label_y);
hold off;
end

```