



Αριστοτέλειο
Πανεπιστήμιο
Θεσσαλονίκης

ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ

«Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού»

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αποτίμηση κατασκευών άοπλης τοιχοποιίας με στόχο την πρόταση μέτρων ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους - θεμελίωσης - ανωδομής, την ανελαστική συμπεριφορά της ανωδομής και το μοντέλο προσομοίωσης

Σκορδέλη Μιλτώ

Msc. Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ

Επιβλέπων Καθηγητής: Κυριαζής Δ. Πιτιλάκης

Τριμελής Επιτροπή: Κυριαζής Πιτιλάκης - Καθηγητής
Χρήστος Ιγνατάκης - Καθηγητής
Κοσμάς Στολιανίδης - Καθηγητής

Θεσσαλονίκη, 2016

ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ -
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ - ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟ
ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ

«Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού»

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αποτίμηση κατασκευών άοπλης τοιχοποιίας με στόχο την πρόταση μέτρων ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους - θεμελίωσης - ανωδομής, την ανελαστική συμπεριφορά της ανωδομής και το μοντέλο προσομοίωσης

Σκορδέλη Μιλτώ

MSc. Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ

Επιβλέπων Καθηγητής: Κυριαζής Δ. Πιτιλάκης

Τριμελής Επιτροπή: Κυριαζής Πιτιλάκης Καθηγητής

Χρήστος Ιγνατάκης Καθηγητής

Κοσμάς Στυλιανίδης Καθηγητής

Θεσσαλονίκη, 2016

Αφιερώνεται στην οικογένεια μου

Περιεχόμενα

Περίληψη.....	7
Abstract.....	9
1 Εισαγωγή - Στόχος Διπλωματικής Εργασίας.....	12
2 Βιβλιογραφική Επισκόπηση.....	16
2.1 Μεθοδολογία PERPETUTE - Γενικές Αρχές.....	16
2.2 Αξιολόγηση με βάση την επιτελεσματικότητα.....	20
2.2.1 Γενικές Αρχές.....	20
2.2.2 Κανονιστικές Διατάξεις-EC8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων.....	21
2.3 Ορισμός των στοχευόμενων επιπέδων επιτελεσματικότητας για τα αρχιτεκτονικά στοιχεία της πολιτιστικής κληρονομιάς.....	26
2.3.1 Γενικά.....	26
2.3.2 Στοχευόμενα Επίπεδα Επιτελεσματικότητας.....	28
2.3.3 Στόχοι ασφάλειας και προστασίας.....	31
2.3.4 Γενικά κριτήρια για τον προσδιορισμό των επιπέδων επιτελεσματικότητας.....	35
2.4 Προσδιορισμός επιπέδων επιτελεσματικότητας για τα αρχιτεκτονικά στοιχεία.....	39
2.4.1 Αναγνώριση τυπικών βλαβών.....	39
2.4.2 Κατηγοριοποίηση για τα αρχιτεκτονικά στοιχεία.....	42
2.5 Στρατηγικές προσομοίωσης κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία.....	45
2.5.1 Γενικά.....	45
2.5.2 Κατηγορίες προσομοιωμάτων για κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία.....	46
2.5.3 Προσομοίωση με μακροστοιχεία στο πρόγραμμα TREMURI.....	48
2.6 Ανάλυση ευαισθησίας.....	60
2.6.1 Γενικά.....	60
2.6.2 Προτεινόμενη Μεθοδολογία.....	62

2.6.3	Βασικά βήματα της μεθοδολογίας:.....	63
2.7	Γενικές αρχές αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής	76
2.8	Φάσματα Απόκρισης.....	90
2.8.1	Ελαστικό φάσμα απόκρισης.....	90
2.8.2	Ανελαστικά φάσματα απόκρισης.....	91
2.8.3	Φάσματα Απαιτήσης	92
2.9	Μέθοδος φασμάτων απαιτήσης και αντοχής (κατά Freeman) .	93
2.10	Αποτίμηση με βάση τις μετακινήσεις	95
3	Περιγραφή Τυπικού Κτιρίου Τοιχοποιίας	98
3.1	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά.....	98
3.2	Προσομοίωση στο πρόγραμμα TREMURI	102
3.3	Προσομοίωση στο πρόγραμμα SAP2000 v.11.....	104
4	Αποτίμηση της υπό μελέτη κατασκευής βάσει της επιτελεστικότητας	109
4.1	Γενικές Αρχές	109
4.2	Κατηγοριοποίηση του μνημείου σύμφωνα με τις κατηγορίες της μεθοδολογίας PERPETUATE	109
4.3	Προσδιορισμός των επιπέδων επιτελεστικότητας (απαιτήσεις ασφάλειας και προστασίας).....	110
4.4	Σεισμική Επικινδυνότητα	111
5	Θεώρηση Πακτωμένης Κατασκευής - Ανάλυση Ευαισθησίας.....	116
5.1	Αποτελέσματα αναλύσεων.....	116
5.1.1	Ιδιομορφική Ανάλυση	116
5.1.2	Μη-γραμμική στατική ανάλυση.....	121
5.1.3	Φάσματα Απαιτήσης - Καμπύλες Αντίστασης	149
5.2	Ανάλυση ευαισθησίας.....	157
5.2.1	Γενικά	157
5.2.2	Προκαταρκτικές Αναλύσεις.....	158
5.2.3	Ορισμός επιπέδων επιτελεστικότητας στις καμπύλες αντίστασης.....	181
5.2.4	Έλεγχος της ασφάλειας	186

6 Θεώρηση Αλληλεπιδρώντος Συστήματος.....	202
6.1 Γενικά.....	202
6.2 Εφαρμογή στο κτίριο.....	205
7 Ενίσχυση.....	219
7.1 Περιγραφή επεμβάσεων.....	219
7.2 Προσομοίωση TREMURI.....	220
7.3 Συγκριτικά αποτελέσματα ενίσχυσης.....	221
7.3.1 Καμπύλες αντίστασης.....	221
7.3.2 Μέτρα έντασης.....	226
8 Συμπεράσματα.....	237
Βιβλιογραφία.....	241

Περίληψη

“Αποτίμηση κατασκευών άοπλης τοιχοποιίας με στόχο την πρόταση μέτρων ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους - θεμελίωσης - ανωδομής, την ανελαστική συμπεριφορά της ανωδομής και το μοντέλο προσομοίωσης”

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στον Τομέα Γεωτεχνικής Μηχανικής του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης, στο πλαίσιο του διατμηματικού μεταπτυχιακού προγράμματος σπουδών Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού.

Στόχος της παρούσας διπλωματικής είναι η εφαρμογή της μεθοδολογίας για τη σεισμική αποτίμηση που αναπτύχθηκε στο πλαίσιο του ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος “PERPETUATE” και αφορούσε στην μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης (μείωση της τρωτότητας των κατασκευών για δεδομένη σεισμική ένταση και προγραμματισμό απαραίτητων επεμβάσεων ενίσχυσης) των στοιχείων της πολιτιστικής κληρονομιάς των ευρωπαϊκών και μεσογειακών χωρών. Η μεθοδολογία “PERPETUATE” για την εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης της πολιτιστικής μας κληρονομιάς βασίζεται στις αρχές της αποτίμησης με βάση την επιτελεστικότητα (PBA), το οποίο χρησιμοποιεί μη γραμμικές στατικές αναλύσεις. Το αποτέλεσμα της μεθοδολογίας PBA είναι ο υπολογισμός του μέγιστου σεισμικού μέτρου έντασης συμβατό με τα διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας και χρησιμοποιείται για να αποφασισθούν τα μέτρα ενίσχυσης των υπό μελέτη κατασκευών. Επιπλέον, μελετήθηκε η επίδραση του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης του εδάφους - θεμελίωσης - ανωδομής στην απόκριση των υπο μελέτη κατασκευών σε επίπεδο ιδιομορφών.

Η μεθοδολογία εφαρμόζεται σε ένα πειραματικό μοντέλο τοιχοποιίας. Πρόκειται για διώροφο κτίριο, από φέρουσα τρίστρωτη τοιχοποιία με ξύλινα πατώματα. Έχει κατασκευαστεί σε κλίμακα 1:2 στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του ΕΜΠ και είναι άμεσα εδραζόμενο επί σεισμικής τράπεζας [Mouzakis et al, 2012].

Για το υπό μελέτη κτίριο τοιχοποιίας πραγματοποιείται μια ανάλυση ευαισθησίας για τον καθορισμό των παραμέτρων που επηρεάζουν κυρίως την απόκριση της κατασκευής. Προς την κατεύθυνση αυτή θεωρήθηκαν τρία διαφορετικά υλικά της τοιχοποιίας τα οποία εκλέχθηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του ιταλικού κανονισμού [OPCM no 3274, 2003].

Παράλληλα εξετάζεται το καταλληλότερο μοντέλο προσομοίωσης των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία. Προς την κατεύθυνση αυτή επιλέγονται δύο μοντέλα προσομοίωσης: (i) τρισδιάστατο μοντέλο με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (SAP 2000) και (ii) τρισδιάστατο μοντέλο με μακροστοιχεία (TREMURI).

Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για πλήρως πακτωμένη κατασκευή, όπως αντιμετωπίζεται παραδοσιακά το πρόβλημα, καθώς και για ενδόσιμο έδαφος. Η ενδοσιμότητα του εδάφους λαμβάνεται με τη χρήση των δυναμικών δεικτών εμπέδησης τόσο για την περίπτωση δύσκαμπτων όσο και για αυτήν των εύκαμπτων θεμελίων. Οι δείκτες εμπέδησης για πλήρως δύσκαμπτη θεμελίωση και για εύκαμπτη θεμελίωση, υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις σχέσεις που προτείνονται στις εργασίες των Pitalakis and Karatzizou 2015. Οι αναλύσεις έδειξαν ότι όταν λαμβάνεται η δυναμική αλληλεπίδραση του συστήματος εδάφους θεμελίωσης ανωδομής το σύστημα γίνεται πιο εύκαμπο.

Τα αποτελέσματα της σεισμικής αποτίμησης έδειξαν ότι το κτίριο στην υφιστάμενη κατάσταση δεν ικανοποιεί το στοχευόμενο επίπεδο επιτελεστικότητας που αφορά στην Ασφάλεια Ζωής και στην Διατήρηση του κτιρίου. Έτσι, μελετήθηκαν δύο μέτρα ενίσχυσης της κατασκευής: (α) καθολικά ενέματα με στόχο τη βελτίωση της ποιότητας της τοιχοποιίας και (β) ενίσχυση επιπέδων και της διαφραγματικής λειτουργίας των πατωμάτων. Οι αναλύσεις έδειξαν ότι μόνο η ταυτόχρονη ενίσχυση και του υλικού της τοιχοποιίας και η ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας είναι επαρκής μόνο για την ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου.

Παρατηρείται ότι το κτίριο δεν έχει πολύ καλή συμπεριφορά έναντι σεισμού. Αυτό ισχύει τόσο για το υφιστάμενο, όσο και για το ενισχυμένο κτίριο. Πιο συγκεκριμένα οι μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους που προέκυψαν για το επίπεδο βλάβης Προστασία Ζωής και Αποφυγή Κατάρρευσης είναι 0.07g και 0.13g για το υφιστάμενο και το ενισχυμένο κτίριο αντίστοιχα (Απαίτηση του στοχευόμενου επιπέδου 0.123g).

Αυτό μπορεί να οφείλεται στο γεγονός ότι στο πρόγραμμα TREMURI κάθε τοίχος ενεργοποιείται εντός του επιπέδου του και δεν εκτιμάται η συμβολή των πυρήνων σχήματος L. Λόγω αυτού συμπεραίνουμε ότι το πρόγραμμα TREMURI προσεγγίζει συντηρητικά το αποτέλεσμα. Στο ίδιο συμπέρασμα οδηγήθηκε και ο Κ. Ηλίου στη διπλωματική "Numerical investigation of the seismic response of historical masonry structures. Application of linear and non-linear modeling of shaking table tests of a typical urm building with and without strengthening measures."

Abstract

“Vulnerability assessment of unreinforced masonry, considering the soil-foundation-structure interaction (SFSI), the inelastic behavior of structure and the appropriate structural model”

This master thesis is carried out in the Division of Geotechnical Engineering at the Department of Civil Engineering of Aristotle University of Thessaloniki in Greece, in the framework of the master’s program entitled Protection, Conservation and Restoration of Architectural Monuments.

The target of this thesis is the application of the seismic assessment procedure, which was developed in the framework of the european research program “Perpetuate” and concerns the reduction of seismic risk of the cultural heritage assets of European and Mediterranean countries. The “Perpetuate” methodology for the assessment of seismic risk of cultural heritage assets is based on the principals of Performance Based Assessments, using non-linear static procedures. The outcome of PBA methodology is the calculation of maximum seismic intensity measure for the various performance levels which is finally used for possible rehabilitation decisions. Moreover, it was studied the effect of dynamic Soil-Foundation-Structure interaction on the seismic response of the structures. This effect was investigated in terms of modal analysis results.

The seismic assessment procedure is applied on a masonry experimental model. The studied model is a two wooden-floor building, with an unreinforced three-leaf masonry. A similar model had been also constructed in a 1:2 scale and tested on a shaking table in the Laboratory of Earthquake Engineering, NTUA [Mouzakis et al., 2012].

Additionally, in the present thesis a sensitivity analysis was performed in order to identify the main parameters that affect the structural response. To this direction, three different material properties of the masonry were selected according to the provisions of the Italian Regulation [OPCM no 3274, 2003].

At the same time, the most appropriate simulation model of unreinforced masonry structures was considered. To this end two simulation models are selected: (i) three-dimensional model surface cell elements (SAP 2000) and (ii) three-dimensional model with macro elements (TREMURI).

As far as the restraints are concerned, the model is firstly simulated as fixed at its base and then by considering the soil’s presence. The latter is considered by using impedance factors both for the cases of rigid and flexible

foundations. The impedance factors are calculated according to Pitilakis and Karatzezou 2015. The result showed that in case of SFSI effect, the system becomes more flexible.

The result of seismic assessment showed that the structure in its current state does not sustain the targeted performance level for life safety and collapse prevention. Two rehabilitation measures were studied: a) grouting in order to improve the masonry quality b) strengthening of the timber floors. The analyses showed that only the simultaneous amplification of both grouting and strengthening of the timber floors is sufficient and recommended for the strong direction of the building.

It is observed that the structure does not respond very well to the earthquake. This conclusion concerns both existing and reinforced building. More specifically, the peak ground accelerations obtained for Life Safety and Collapse Prevention performance level is 0.07g and 0.13g for the existing and strengthening structure, respectively (Requirement of the target performance level 0.123g).

This could be attributed to the fact that in building all of the stiffness elements activated are L shaped, which in TREMURI are considered as pairs of independent piers. Because of this, we conclude that the TREMURI program conservatively approximates the result. At the same conclusion led and K. Hliou in thesis "Numerical investigation of the seismic response of historical masonry structures. Application of linear and non-linear modeling of shaking table tests of a typical urm building with and without strengthening measures. "

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

Εισαγωγή – Στόχος Διπλωματικής

1 Εισαγωγή - Στόχος Διπλωματικής Εργασίας

Βασικό αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση μίας τυπικής κατασκευής από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία χρησιμοποιώντας μη γραμμικές στατικές αναλύσεις με στόχο την πρόταση μέτρων ενίσχυσης και την αποτίμηση τους. Το υπό μελέτη κτίριο είναι ένα διώροφο κτίριο από τριστρωτη λιθοδομή με ξύλινα πατώματα (με αφορμή το κτίριο που δημιουργήθηκε για δοκιμές σε σεισμική τράπεζα σε κλίμακα 1:2 από το Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας ΕΜΠ, πρόγραμμα NIKER, 2011-2). Στα πλαίσια της εφαρμογής πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές προσομοιώσεις με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (shell elements) και μακροστοιχεία (macro-elements) για να ληφθεί υπόψη το κατάλληλο μοντέλο προσομοίωσης. Επιπλέον εξετάζεται το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίωσης - ανωδομής.

Η εργασία εκτυλίσσεται στα εξής στάδια:

1. Βιβλιογραφική επισκόπηση σχετικά με το αντικείμενο το οποίο διαπραγματεύεται και η παρούσα διπλωματική εργασία. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται αναφορά σε δημοσιεύσεις που έχουν λάβει χώρα κατά καιρούς και μελετούν θέματα που αφορούν στην μεθοδολογία του PERPETUATE, στην αξιολόγηση με βάση την επιτελεστικότητα, στον ορισμό των στοχευόμενων επιπέδων επιτελεστικότητας για τα στοιχεία της πολιτιστικής κληρονομιάς, στις στρατηγικές προσομοίωσης κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία, στην ανάλυση ευαισθησίας, στις γενικές αρχές αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίωσης - ανωδομής, στα φάσματα απαίτησης και στην αποτίμηση με βάση τις μετακινήσεις.
2. Ακολουθεί η αποτίμηση της υπό μελέτη κατασκευής με βάση την επιτελεστικότητα όπου γίνεται κατηγοριοποίηση του μνημείου σύμφωνα με τις κατηγορίες της μεθοδολογίας PERPETUATE, προσδιορίζονται τα επίπεδα επιτελεστικότητας που θα ληφθούν υπόψη καθ' όλη τη μελέτη και τέλος εξετάζεται η σεισμική επικινδυνότητα.
3. Πραγματοποιείται περιγραφή της κατασκευής με εικόνες και σχήματα για την καλή κατανόηση της κατασκευής και αναφέρεται αναλυτικά η προσομοίωση στα δύο προγράμματα ανάλυσης που λήφθηκαν υπόψη στη μελέτη, ήτοι SAP2000 & TREMURI με όλες τις παραδοχές για την κατάλληλη προσομοίωση της κατασκευής.
4. Η ανάλυση αρχικά πραγματοποιήθηκε στην υφιστάμενη κατασκευή με θεώρηση πλήρως πακτωμένης θεμελίωσης. Δίνονται

αρχικά τα ιδιομορφικά αποτελέσματα και στα δύο προγράμματα ανάλυσης με συγκριτικό σχολιασμό αποτελεσμάτων. Ακολουθεί η μη-γραμμική στατική ανάλυση για δύο κατανομές φόρτισης, ήτοι “τριγωνική” κατανομή βάσει της 1^{ης} ιδιομορφής και “ομοιόμορφη” κατανομή βάσει της μάζας και δύο διευθύνσεις φόρτισης $\pm X \pm Y$ και συγκριτική παρουσίαση και σχολιασμός των αποτελεσμάτων. Στη συνέχεια γίνεται αποτίμηση της κατασκευής με τα ανελαστικά φάσματα απαίτησης του Ευρωκώδικα 8. Ακολουθεί η ανάλυση ευαισθησίας για τις ιδιότητες του υλικού της τοιχοποιίας όπου εξετάστηκαν τρεις περιπτώσεις, έγινε σύγκριση αποτελεσμάτων σε ιδιομορφικά αποτελέσματα, σε μη-γραμμικές στατικές αναλύσεις σε όρους καμπυλών αντίστασης καθώς και σε μεγέθη μέγιστης έντασης (θεωρήθηκε το μέγεθος της επιτάχυνσης ως μέγεθος έντασης) για τα επίπεδα επιτελεσματικότητας που θεωρήθηκαν.

5. Καθώς η κατασκευή κρίθηκε ανεπαρκής στο στοχευόμενο επίπεδο επιτελεσματικότητας προτάθηκαν, εξετάστηκαν και αποτιμήθηκαν δύο μέτρα ενίσχυσης της.

6. Τέλος συνοψίζονται τα συμπεράσματα της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Ολοκληρώνοντας τη παρούσα εργασία και πριν την παρουσίαση της δε θα μπορούσε να παραληφθεί εκείνο το εδάφιο στο οποίο αποδίδονται τα εύσημα στους ανθρώπους που επέτρεψαν, διευκόλυναν, ή/και ενίσχυσαν τις προσπάθειες μου για πραγμάτωση αυτής της διπλωματικής εργασίας.

Θα ήθελα λοιπόν, αρχικά, να εκφράσω τις ευχαριστίες μου από καρδιάς στον Καθηγητή του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών και επιβλέπων της διπλωματικής μου εργασίας κ. Κυριαζή Πιτιλάκη για την ευκαιρία που μου έδωσε να εκπονήσω μια πολύ ενδιαφέρουσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία αλλά και για την καθοδήγηση κατά τη διάρκεια δύο μεταπτυχιακών σπουδών που είχα την τιμή να συνεργαστώ μαζί του.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να δώσω στην διδάκτορα του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Άννα Καρατζέτζου, για την εξαιρετική συνεργασία που είχαμε καθ’ όλη τη διάρκεια εκπόνησης αυτής της εργασίας.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω τους ανθρώπους εκείνους εντός και εκτός του στενού ακαδημαϊκού περιβάλλοντος που υπήρξαν σημαντικοί πόλοι στη ζωή μου, προσδίδοντάς μου την απαιτούμενη ισορροπία για να ολοκληρώσω έναν ακόμη κύκλο σπουδών. Θέλω αρχικά να ευχαριστήσω τις συναδέλφους Σταμέλου Αφροδίτη και Τρικαλιώτη Αρετή – Δέσποινα για την

αμέριστη συμπαράσταση που μου παρείχαν στο διάστημα αυτό. Την Τσιρογιάννη Άρτεμις για την στήριξη της και την έμπνευση της για την επιμέλεια του εξώφυλλου του παρόντος τεύχους. Τις σχολικές μου φίλες για την υπομονή και την υποστήριξη τους. Τέλος, το μεγάλο ευχαριστώ ανήκει στους γονείς μου και στην αδελφή μου Αναστασία των οποίων η πίστη στις δυνατότητές μου και η διαρκή και άοκνη υποστήριξη τους αποτέλεσε αρωγό σε όλους τους στόχους και τα όνειρά μου και επέτρεψε την επιτυχή διεκπεραίωση ενός ακόμη μεταπτυχιακού τίτλου σπουδών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

Βιβλιογραφική Επισκόπηση

2 Βιβλιογραφική Επισκόπηση

2.1 Μεθοδολογία PERPETUTE - Γενικές Αρχές

Η αντισεισμική προστασία των στοιχείων της πολιτιστικής μας κληρονομιάς, μπορεί να πραγματοποιηθεί μέσω μιας μελέτης σεισμικής διακινδύνευσης η οποία ως βασικό στόχο θα έχει την μείωση της τρωτότητας των κατασκευών αυτών, όπως επίσης και τον προγραμματισμό των απαραίτητων παρεμβάσεων ενίσχυσής τους. Στο πλαίσιο αυτό, στόχος του ευρωπαϊκού ερευνητικού PERPETUATE (PERformance-based aProach to Earthquake proTectioN of cUlturAl heriTage in European and mediterranean countries) [PERPETUATE D4] ήταν η μείωση της σεισμικής επικινδυνότητας των στοιχείων της πολιτιστικής κληρονομιάς των ευρωπαϊκών και μεσογειακών χωρών.

Είναι γνωστό ότι σεισμική διακινδύνευση είναι αποτέλεσμα τριών διαφορετικών παραγόντων: της σεισμικής επικινδυνότητας (πιθανότητα εμφάνισης ενός σεισμού δεδομένης έντασης σε ένα συγκεκριμένο χώρο), της τρωτότητας (προδιάθεση του κτιρίου να υποστεί σεισμικές βλάβες), της έκθεσης (που σχετίζεται με τον τρόπο χρήσης, αλλά και την αξία του κτιρίου και της καλλιτεχνικής περιουσίας που μπορεί να έχει). Στην περίπτωση της πολιτιστικής κληρονομιάς, η αντισεισμική προστασία είναι ένα πρόβλημα όχι μόνο ασφάλειας και οικονομικών επιπτώσεων, αλλά και διατήρησης των πολιτιστικών ιδιοτήτων του μνημείου.

Ως εκ τούτου ήταν απαραίτητο να αναπτυχθεί μια μεθοδολογία που θα επέτρεπε την μελέτη της σεισμικής απόκρισης ενός μνημείου και των καλλιτεχνικών στοιχείων που αυτό διαθέτει για τα διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης, όπως αυτά ορίζονται με την αύξηση των τιμών της περιόδου επαναφοράς. Η μεθοδολογία αυτή αναπτύχθηκε στα πλαίσια ευρωπαϊκού ερευνητικού PERPETUATE [PERPETUATE D4]

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί για το σχεδιασμό των νέων κτιρίων, καθώς και οι προηγμένες συστάσεις για τον έλεγχο και την αποκατάσταση των υφιστάμενων κτιρίων, βασίζονται στην αξιολόγηση με βάση την επιτελεσματικότητα “Performance Based Assessment (PBA)”, η οποία εκφράζει ένα σύνολο διαφορετικών μεθόδων που έχουν αναπτυχθεί τα τελευταία χρόνια και στοχεύουν στο σχεδιασμό κατασκευών με προκαθορισμένη σεισμική συμπεριφορά για δεδομένη στάθμη σεισμικής έντασης. Η προκαθορισμένη σεισμική συμπεριφορά είναι η επιθυμητή ή ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών μετά το σεισμό και αφορά τόσο τα φέροντα όσο και τα μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής.

Καθώς η στάθμη των βλαβών σχετίζεται άμεσα με τις παραμορφώσεις και τις σχετικές μετακινήσεις, οι μέθοδοι σχεδιασμού με βάση την επιτελεσματικότητα τις λαμβάνουν υπόψη κατά τη διαδικασία του σχεδιασμού. Είναι σαφές ότι πλέον η έμφαση δίνεται στην επιτελεσματικότητα και όχι στην αντοχή, καθώς μη-συστηματική (και ιεραρχημένη) αύξηση της αντοχής δεν οδηγεί απαραίτητως σε αύξηση του επιπέδου ασφάλειας και σε μείωση των βλαβών [ΚΑΠΠΟΣ 2006].

Η PBA συνήθως χρησιμοποιεί τη στατική ανελαστική ανάλυση και τον έλεγχο με τη μέθοδο του φάσματος ικανότητας. Μέσω μιας στοιχειώδους στατικής μη γραμμικής ανάλυσης είναι δυνατό να αξιολογηθεί η απόκριση ενός κτιρίου αυξάνοντας τις οριζόντιες δυνάμεις /μετακινήσεις. Τέτοιες αναλύσεις χρησιμοποιούν δομικά στοιχεία που χαρακτηρίζονται από μη γραμμική συμπεριφορά. Τα επίπεδα βλάβης σε ένα κτίριο μπορεί να καθορίζονται από τη δομική συμπεριφορά, λαμβάνοντας υπόψη τόσο την τοπική όσο και τη γενικότερη κλίμακα. Συνήθως, αναγνωρίζονται τέσσερα επίπεδα βλάβης: (1) ελαφριά βλάβη, (2) μέτρια βλάβη, (3) βαριά βλάβη και (4) πλήρης αστοχία.

Με την εξέταση όχι μόνο των βλαβών της κατασκευής, αλλά και την απόκριση των μη φερόντων στοιχείων και καλλιτεχνικών στοιχείων του μνημείου, μπορούν να οριστούν στάθμες επιτελεσματικότητας σε σχέση με τον επιθυμητό στόχο σεισμικής ικανότητας της κατασκευής, που συνδέεται με την λειτουργικότητα και τις πολιτιστικές ιδιότητες των κτιρίων. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό, όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων.

Στον Ευρωκώδικα 8 [CEN, 2005] ορίζονται οι στόχοι σεισμικής ικανότητας, στον Πίνακα 3.1 φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεσματικότητας και τις περιόδους επανάληψης του Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς (π.χ. ΕΑΚ 2000) αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2.

Πίνακας 2.1 Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3

Στάθμη επιτελεσματικότητας

		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάληψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Ορίζεται ένας πίνακας με πιθανούς συνδυασμούς ικανότητας κατασκευής και απαίτησης από στοχευόμενα επίπεδα επιτελεσματικότητας και συχνότητα εμφάνισης της σεισμικής δράσης (περίοδοι επαναφοράς). Από τον πίνακα αυτόν είναι δυνατή η επιλογή του στόχου αποκατάστασης.

Συνήθως, γίνεται αναφορά σε συνδυασμούς μαζί με την κύρια διαγώνιο του πίνακα. Δηλαδή, όσο η απόδοση μειώνεται, η σεισμική ζήτηση αυξάνεται (υψηλότερες τιμές περιόδου επαναφοράς - μικρότερη πιθανότητα εμφάνισης σε μια δεδομένη περίοδο επαναφοράς). Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφαλείας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Σχηματικά, η φιλοσοφία σχεδιασμού φαίνεται στο Σχήμα 3.1, όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού, ενώ οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Έτσι, η γραμμή 1-3 καθορίζει τον βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2-3 αντιστοιχεί σε ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο και θα μπορούσε να αντιστοιχεί σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας (π.χ. Σ3 κατά ΕΑΚ) και η γραμμή 3-3 σε ένα πολύ ασφαλή (αλλά και πολύ αντιοικονομικό) σχεδιασμό που θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε μία κατασκευή πολύ μεγάλης σπουδαιότητας (Σ4 κατά ΕΑΚ). Οι στόχοι που αντιστοιχούν στα τετράγωνα δεξιά της γραμμής 1-3 δεν είναι αποδεκτοί. [Α.Σ.Τ.Ε. 4 Διδακτικές σημειώσεις ΚΑΠΠΟΣ]

		Στάθμη επιτελεσματικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζώης	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Πολύ μικροί (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικροί (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Μεγάλοι (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3		
		3	3	3

Σχήμα 2.1 Στάθμες επιτελεσματικότητας και στάθμες σεισμικής δράσης

Με σκοπό να καταταχθούν τα επίπεδα ασφάλειας και συντήρησης σε κτίρια με διαφορετικά χαρακτηριστικά και σημαντικότητα, το ASCE / SEI 41-06 θεωρεί τους στόχους αποκατάστασης, που μπορούν να οριστούν έξω από την κύρια διαγώνιο του πίνακα. Αντίθετα, ο Ευρωκώδικας 8 τροποποιεί το επίπεδο ασφαλείας με την εφαρμογή ενός συντελεστή ικανότητας, ο οποίος αυξάνει την περίοδο επαναφοράς του σεισμού. Αυτή η προσέγγιση είναι ισοδύναμη με την τροποποίηση της πιθανότητας εμφάνισης σεισμού, αλλά στην πραγματικότητα σημαίνει ότι επεκτείνεται η διάρκεια ζωής του κτιρίου.

Η μεθοδολογία PERPETUATE για την αξιολόγηση με βάση την επιτελεσματικότητα, λαμβάνει υπόψη τόσο τα αρχιτεκτονικά όσο και τα καλλιτεχνικά στοιχεία. Ειδικά [PERPETUATE D4]:

- Θεωρούνται τρεις τύποι στοχευόμενων επιπέδων επιτελεσματικότητας για ένα στοιχείο πολιτιστικής κληρονομιάς: Χρήση και ανθρώπινη ζωή (Use και human life), Διατήρηση κτιρίων (Building conservation), Διατήρηση αρχιτεκτονικών στοιχείων (Artistic assets conservation) εάν υπάρχουν.
- Τα επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας ορίζονται μέσω της πιθανότητας εμφάνισης ή περιόδου επαναφοράς, που θα χρησιμοποιηθεί για την επαλήθευση των στοχευόμενων επιπέδων επιτελεσματικότητας. (στόχοι ασφαλείας και προστασίας)
- Προτείνεται προσέγγιση πολλαπλών κριτηρίων για τον ορισμό των επιπέδων επιτελεσματικότητας στην καμπύλη ικανότητας, εξετάζοντας βλάβες σε διαφορετικές κλίμακες: δομικό στοιχείο (τοπική βλάβη), μηχανισμοί σε αρχιτεκτονικά στοιχεία (μακροστοιχεία), γενική συμπεριφορά (υπερωθητική καμπύλη)

Είναι αναγκαίο να καθιερωθεί μία κατάταξη των περιουσιακών στοιχείων της πολιτιστικής κληρονομιάς και των σχετικών τυπικών τύπων βλαβών, προκειμένου να καθοριστούν πιθανά μηχανικά μοντέλα, τα οποία μπορεί να διαφέρουν ανάλογα με τον τύπο του κτιρίου: μη γραμμικό συνεχές μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων, ισοδύναμο πλαίσιακό μοντέλο. Για κάθε τύπο μοντέλου, η βλάβη μπορεί να μετρηθεί στα δομικά στοιχεία από διαφορετικές παραμέτρους: βέλος ορόφου (διατμητική παραμόρφωση), στροφή, σχετική μετακίνηση, δείκτες μετακίνησης.

2.2 Αξιολόγηση με βάση την επιτελεστικότητα

2.2.1 Γενικές Αρχές

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC-40).

Στον EC8 ορίζονται δύο κατηγορίες με απαιτήσεις που σχετίζονται με διαφορετικούς βαθμούς αξιοπιστίας (αναφέρονται στην απαίτηση αποφυγής κατάρρευσης και στην απαίτηση περιορισμού των βλαβών). Τρεις οριακές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε διαφορετικά επίπεδα επικινδυνότητας, συνδέονται με τις εν λόγω απαιτήσεις στην περίπτωση των υφιστάμενων κτιρίων. Στον EC8 εξετάζονται τα επίπεδα επικινδυνότητας, που ορίζονται από την πιθανότητα εμφάνισης σε μια περίοδο αναφοράς ή περιόδους επαναφοράς, τροποποιημένα μέσω ενός συντελεστή, ανάλογα με τη "σπουδαιότητα" του κτιρίου (η "σπουδαιότητα" σχετίζεται κυρίως με την ανάγκη η κατασκευή να παραμένει σε λειτουργία μετά από ένα σεισμό).

2.2.2 Κανονιστικές Διατάξεις-EC8:Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων

Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κατασκευαστικοί κανόνες

Στον EC8-1, *Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων-Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κατασκευαστικοί κανόνες*, οι κατασκευές που ανήκουν σε σειсмоγενείς περιοχές πρέπει να σχεδιάζονται και να κατασκευάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις με επαρκές βαθμό αξιοπιστίας:

- **Απαιτηση Αποφυγής Κατάρρευσης (No-collapse requirement).** Η κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται ώστε να μην υφίσταται τοπικές ή καθολικές καταρρεύσεις, ώστε να διατηρεί τη δομική της ακεραιότητα και να διαθέτει απομένουσα φέρουσα ικανότητα μετά το σεισμικό συμβάν (πολύ περιορισμένος κίνδυνος για την ανθρώπινη ασφάλεια). Η σεισμική δράση εκφράζεται σε όρους: 1) P_{NCR} (πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια σε αναφορά με τη σεισμική δράση και απαιτήσεις αποφυγής κατάρρευσης) ή T_{NCR} (αντίστοιχη περίοδος επαναφοράς), 2) ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_L , που συσχετίζει τις συνέπειες της δομικής αστοχίας, και πολλαπλασιάζει την αντίστοιχη σεισμική δράση. Οι τιμές των P_{NCR} και T_{NCR} που χρησιμοποιούνται σε κάθε χώρα βρίσκονται στο Εθνικό Προσάρτημα (National Annex). Η συνιστώμενη τιμή είναι $P_{NCR}=10\%$, η οποία αντιστοιχεί σε $T_{NCR}=475$ έτη.

- **Απαιτηση Περιορισμού Βλάβης (Damage limitation requirement).** Η κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται ώστε να αντιστέκεται σε σεισμική δράση που έχει μεγαλύτερη πιθανότητα να εκδηλωθεί από ότι η σεισμική δράση (αποφυγή κατάρρευσης), χωρίς το φαινόμενο της αστοχίας και τους σχετικούς περιορισμούς χρήσης, της οποίας το κόστος μπορεί να είναι δυσανάλογα υψηλότερο από το κόστος της αυτού καθεαυτού κατασκευής. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την απαίτηση περιορισμού βλάβης έχει πιθανότητα υπέρβασης P_{DLR} σε 10 χρόνια (περίοδος επαναφοράς T_{DLR}). Σε περίπτωση ελλιπούς πληροφόρησης για την ακριβή σεισμική επικινδυνότητα, μπορεί να εισαχθεί ένας μειωτικός συντελεστής σε σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε να ληφθεί η σεισμική δράση για την επαλήθευση της απαίτησης περιορισμού βλαβών. Οι τιμές ή P_{DLR} ή T_{DLR} που χρησιμοποιούνται σε κάθε χώρα βρίσκονται στο Εθνικό Προσάρτημα (National Annex). Οι συνιστώμενες τιμές είναι $P_{DLR}=10\%$ που αντιστοιχεί σε $T_{DLR}=95$ έτη.

Μέρος 3: Αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων

Το πεδίο αναφοράς του EC8-3 *Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών-Μέρος 3: Αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων*, έχει ως στόχο:

-να παρέχει κριτήρια για την αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης των υφιστάμενων κτιρίων,

-να περιγράψει την προσέγγιση μέσω της συλλογής απαραίτητων διορθωτικών μέτρων,

-να εκθέσει κριτήρια για μέτρα σχεδιασμού και ενίσχυσης (λόγω χάρη σύλληψη, ανάλυση κατασκευής συμπεριλαμβάνοντας μέτρα επέμβασης, τελικής διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων και τη σύνδεσή τους σε υφιστάμενα δομικά στοιχεία).

Αυτός ο Θεσμός (Standard) καλύπτει τη σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση των κτιρίων που αποτελούνται από κοινά οικοδομικά υλικά: σκυρόδεμα, χάλυβας και τοιχοποιία. Παρόλο που οι συστάσεις αυτού του Θεσμού (Standard) εφαρμόζονται σε όλες τις κατηγορίες κτιρίων, η σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση των μνημείων και των ιστορικών κτιρίων συχνά απαιτεί διαφορετικές συστάσεις και προσεγγίσεις, που εξαρτάται από τη φύση του μνημείου. Οι θεμελιώδεις απαιτήσεις αναφέρονται στο στάδιο αστοχίας της κατασκευής, που ορίζεται μέσω τριών Οριακών Καταστάσεων-Limit States (οριακή κατάσταση), του τέστιν:

-**Σχεδόν Κατάρρευση-Near Collapse (NC)**. Η κατασκευή έχει υποστεί βαριές βλάβες, με χαμηλή απομένουσα αντοχή σε οριζόντια φορτία και δυσκαμψία, παρόλο που τα κατακόρυφα στοιχεία εξακολουθούν να φέρουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Μεγάλες μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι εμφανείς. Η κατασκευή είναι πλησίον κατάρρευσης και πιθανώς δεν θα μπορέσει να δεχτεί άλλη σεισμική διέγερση, ακόμη και μέσης έντασης.

- **Σημαντική Βλάβη-Significant Damage (SD)**. Η κατασκευή έχει υποστεί σημαντική βλάβη, με κάποια απομένουσα αντοχή σε οριζόντια φορτία και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να φέρουν κατακόρυφα φορτία. Τα μη φέροντα στοιχεία υφίστανται βλάβες, παρόλο που τμήματά τους δεν έχουν αστοχήσει εκτός επιπέδου. Μείτριες μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι εμφανείς. Η κατασκευή μπορεί να δεχτεί μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Η επισκευή της κατασκευής είναι πιθανό να είναι αντιοικονομική.

- **Περιορισμός Βλάβης-Damage Limitation (DL).** Η κατασκευή υφίσταται ελαφριά βλάβη, με τα δομικά στοιχεία να απέχουν σημαντικά από τη διαρροή και διαθέτει τις αρχικές ιδιότητες αντοχής και δυσκαμψίας. Τα μη φέροντα στοιχεία και τμήματά τους, ίσως εμφανίζουν εκτεταμένη ρηγμάτωση, αλλά η επισκευή τους κρίνεται οικονομική. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι αμελητέες. Η κατασκευή δε χρήζει μέτρων επισκευής.

Οι Εθνικές Αρχές αποφασίζουν εάν θα ελεγχθούν και οι τρεις Οριακές Καταστάσεις, ή δύο από αυτές ή μόνο μία. Το κατάλληλο στάδιο προστασίας επιτυγχάνεται με την εκλογή, για κάθε Οριακή Κατάσταση, μιας περιόδου επαναφοράς για τη σεισμική δράση. Οι περίοδοι επαναφοράς που αποδίδονται σε κάθε Οριακή Κατάσταση πρέπει να επιλέγονται από τη χώρα στην οποία αναφέρεται το Εθνικό Προσάρτημα. Η προστασία κανονικά θεωρείται κατάλληλη για τυπικά κτίρια και αναφέρεται στις ακόλουθες τιμές των περιόδων επαναφοράς:

- **Σχεδόν Κατάρρευση- Near Collapse (NC):** 2.475 έτη (πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια).

- **Σημαντική Βλάβη-Significant Damage (SD):** 475 έτη (πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια).

- **Περιορισμός Βλάβης- Damage Limitation (DL):** 225 έτη (πιθανότητα υπέρβασης 20% στα 50 χρόνια).

Μπορεί να επιτευχθεί συμμόρφωση στις απαιτήσεις με διάφορες μεθόδους ανάλυσης και διαδικασίες επαλήθευσης, βάσει της καταλληλότητας των διαφόρων δομικών υλικών. Πιο συγκεκριμένα, για κτίρια από τοιχοποιία, η πιο αξιόπιστη ανάλυση, στις περισσότερες περιπτώσεις, είναι η ανελαστική μικρο-αυξητική στατική ανάλυση (non linear incremental static analysis). Για την επαλήθευση των δομικών στοιχείων, γίνεται ένας διαχωρισμός μεταξύ «πλάστιμων» και «ψαθυρών». Στις ανελαστικές διαδικασίες, τα πρώτα πρέπει να υπακούουν στον έλεγχο με απαιτήσεις που δεν υπερβαίνουν τις αντίστοιχες αντοχές σε όρους παραμορφώσεων, ενώ τα δεύτερα πρέπει να υπακούουν στον έλεγχο με απαιτήσεις που δεν υπερβαίνουν τις αντίστοιχες αντοχές σε όρους δυνάμεων.

Για τον υπολογισμό των απαιτήσεων στα πλάστιμα και στα ψαθυρά μέλη, πρέπει να χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές στις ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών όπως προκύπτουν άμεσα από εργαστηριακές δοκιμές-in-situ tests- και από πρόσθετες πηγές πληροφόρησης, διαιρεμένες με κατάλληλο συντελεστή αξιοπιστίας, λαμβάνοντας το κεκτημένο επίπεδο γνώσης.

Ονομαστικές τιμές πρέπει να χρησιμοποιούνται για τα νέα ή τα πρόσθετα υλικά.

Ορισμένα από τα υφιστάμενα δομικά στοιχεία πρέπει να σχεδιάζονται ως «σεισμικώς δευτερεύοντα» και πρέπει να υπακούουν στα ίδια κριτήρια συμμόρφωσης με τα σεισμικώς πρωτεύοντα στοιχεία, αλλά με χρήση λιγότερο συντηρητικών εκτιμήσεων στις απαιτήσεις τους από ότι στα «σεισμικώς πρωτεύοντα».

Λαμβάνοντας υπόψη τον ορισμό της επιτελεστικότητας των οριακών καταστάσεων στην καμπύλη αντίστασης, αυτές ορίζονται άμεσα από συμβατικά όρια στην όλη καμπύλη αντίστασης, δηλαδή, χωρίς κάποια επαλήθευση των κριτηρίων αποδοχής σε κάθε δομικό στοιχείο. Πιο συγκεκριμένα, για υφιστάμενα κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας ορίζονται με βάση τα ακόλουθα κριτήρια:

-**Περιορισμός Βλάβης-Damage Limitation (DL):** η απαίτηση και η καθολική απόκριση ορίζονται ως το σημείο διαρροής (δύναμη διαρροής και μετακίνηση διαρροής) μιας ιδανικά ελαστοπλαστικής σχέσης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (equivalent Single-Degree-of-Freedom system).

- **Σχεδόν Κατάρρευση-Near Collapse (NC):** Η καθολική απαίτηση στην οριακή κατάσταση Σχεδόν Κατάρρευση μπορεί να ληφθεί ίση με τη μέγιστη απαίτηση μετακίνησης που ορίζεται ως η μετακίνηση του ανώτερου ορόφου στην οποία η συνολική οριζόντια αντίσταση (τέμνουσα βάσης) έχει υποστεί πτώση κάτω από το 80% της κορυφαιάς αντίστασης της κατασκευής, λόγω των προοδευτικών βλαβών και αστοχιών των στοιχείων που αντιστέκονται σε οριζόντια φορτία.

- **Σημαντική Βλάβη-Significant Damage (SD):** Η καθολική απαίτηση στην οριακή κατάσταση Σημαντική Βλάβη μπορεί να ληφθεί ίση με τα $\frac{3}{4}$ της μέγιστης απαίτησης μετακίνησης (NC).

Πίνακας 2.2 Κριτήρια αποδοχής βάσει Ευρωκώδικα 8

Κριτήρια Αποδοχής		
NC	SD	LD
$\delta_u (80\% F_{max})$	$\frac{3}{4} \cdot \delta_u$	$F_y - d_y, SDOF$

EC8-Μέρος 3-ANNEX C: C.3.3 Ανελαστικές Μέθοδοι: Στατικές και Δυναμικές

Γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων σε: (α) στοιχεία υπό κάμψη με αξονικές δυνάμεις και (β) στοιχεία υπό διατμητικές δυνάμεις.

Τα στοιχεία τις κατηγορίας (α) είναι αυτά για τα οποία ισχύει η σχέση:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1.15 \cdot v_d) < V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t$$

όπου $V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1.15 \cdot v_d)$ απαιτούμενη διατμητική δύναμη για κάμψη και οι προτεινόμενες τιμές της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων για τις αντίστοιχες Οριακές Καταστάσεις (LS) είναι:

Πίνακας 2.3 Μέγιστες παραμορφώσεις για καμπτόμενα στοιχεία βάσει EC8

	SD drift	NC drift
Πρωτεύον Στοιχείο	0.008·H ₀ /D	0.0107·H ₀ /D
Δευτερεύον Στοιχείο	0.012·H ₀ /D	0.016·H ₀ /D

Αντιστοίχως, τα στοιχεία τις κατηγορίας (β) είναι αυτά για τα οποία ισχύει η σχέση:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t \leq V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1.15 \cdot v_d)$$

όπου $V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t$ η απαιτούμενη διατμητική δύναμη για διάτμηση οι προτεινόμενες τιμές της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων για τις αντίστοιχες Οριακές Καταστάσεις είναι:

Πίνακας 2.4 Μέγιστες παραμορφώσεις για στοιχεία υποβαλλόμενα σε διάτμηση βάσει EC8

	SD drift	NC drift
Πρωτεύον Στοιχείο	0.004	0.0053
Δευτερεύον Στοιχείο	0.006	0.008

όπου:

D η εντός επιπέδου οριζόντια διάσταση του τοίχου (πλάτος)

H₀ η απόσταση ανάμεσα στη διατομή όπου ελέγχεται η καμπτική απαίτηση και στο σημείο μηδενισμού του διαγράμματος ροπών

$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d}$ το κανονικοποιημένο αξονικό φορτίο (με $f_d = \frac{f_m}{c_{Fm}}$, όπου f_m είναι η μέση θλιπτική αντοχή που προκύπτει από

εργαστηριακές δοκιμές in-situ και από πρόσθετες πηγές πληροφόρησης, και C_{Fm} είναι ο συντελεστής αξιοπιστίας (confidence factor) της τοιχοποιίας ανάλογα με την αξιοπιστία των υλικών, της γεωμετρίας, κλπ (knowledge level)

- t** το πάχος του τοίχου.
- D'** το πλάτος της θλιβόμενης περιοχής του τοίχου
- f_{vd}** η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας λαμβάνοντας την ύπαρξη κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου: $f_{vm0} + 0.4 \frac{N}{D' \cdot t} \leq 0.065 f_b$, όπου f_{vm0} η μέση διατμητική αντοχή εν απουσία του κατακόρυφου φορτίου και f_b η ανοιγμένη θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων, όπως ορίζεται στην 3.1.2.1, για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου στα δοκίμια κάθετη στους οριζόντιους αρμούς.

2.3 Ορισμός των στοχευόμενων επιπέδων επιτελεστικότητας για τα αρχιτεκτονικά στοιχεία της πολιτιστικής κληρονομιάς

2.3.1 Γενικά

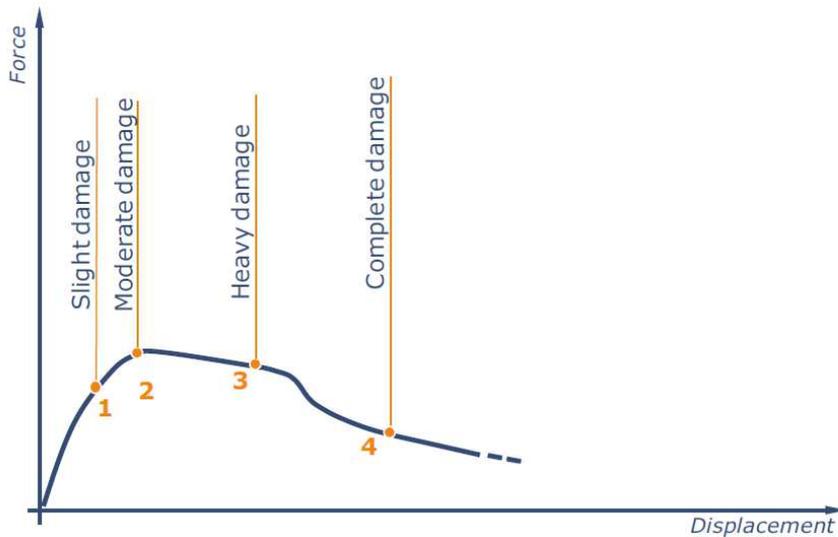
Οι διατάξεις των κανονισμών ASCE/SEI 41-06 και EC8 (μέρος 1 και 3) δεν ανταποκρίνονται πλήρως στις ανάγκες των μνημειακών κτιρίων. Στο PERPETUATE προτείνεται μία μεθοδολογία για την προστασία των μνημειακών κατασκευών έναντι σεισμικών δράσεων που χαρακτηρίζεται από μια ανάλογη προσέγγιση με αυτήν που υιοθετείται στους εν λόγω κανονισμούς αλλά προσαρμοσμένη στην ιδιαιτερότητα των μνημείων.

Τα σχετικά μοντέλα για τη σεισμική απόκριση των μνημειακών κατασκευών είναι αυτά που επιτρέπουν την διεξαγωγή της στατικής μικρο-αυξητικής ανελαστικής ανάλυσης (static non linear incremental analysis) : το αποτέλεσμα που προκύπτει είναι μία υπερωθητική καμπύλη (pushover curve) η οποία αναπαριστά τη συνολική τέμνουσα βάση σε συνάρτηση με την ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή συνήθως αναπαριστά την αλληλουχία χαρακτηριστικών φάσεων και είναι δυνατό να οριστούν τέσσερις αντιπροσωπευτικές στάθμες βλάβης [PERPETUATE D4]:

1. *Ήπια βλάβη (Slight damage)*. Παρατηρείται μια προοδευτική μείωση της συνολικής δυσκαμψίας (με την αύξηση των τοπικών βλαβών σε φέροντα στοιχεία). Η στάθμη αυτή ορίζεται στον πρώτο κλάδο της καμπύλης αντίστασης.
2. *Μέτρια βλάβη (Moderate damage)*. Επιτυγχάνεται η συνολική μέγιστη αντοχή όταν ένα σημαντικό πλήθος φερόντων στοιχείων φτάνει τη μέγιστη αντοχή του.
3. *Βαριά Βλάβη (Heavy damage)*. Ακολουθεί μία πλάσιμη συμπεριφορά μετά την επίτευξη της μέγιστης αντοχής (χάρη στη διαθέσιμη πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων) με μικρής κλίσης φθίνοντα κλάδο Η στάθμη της βαριάς βλάβης μπορεί να οριστεί στο πέρας αυτού του κλάδου.
4. *Πλήρης αστοχία (Complete damage)*. Ακολουθεί η φάση της ψαθυρής συμπεριφοράς ή του απότομου φθίνοντα κλάδου , μέχρι την κατάρρευση (εξαιτίας της προοδευτικής κατάρρευσης των στοιχείων σε τοπικό επίπεδο).

Το Σχήμα 2.2 αναπαριστά μια τυπική υπερωθητική καμπύλη με την ένδειξη των πιθανών θέσεων των σταθμών βλάβης των κτιρίων.

Για τα μνημειακά αρχιτεκτονικά στοιχεία, καθώς και για άλλους κτιριακούς τύπους, τα διάφορα επίπεδα βλάβης μπορούν να προσδιοριστούν στην υπερωθητική καμπύλη, λαμβάνοντας υπόψη την καθολική απόκριση (υπερωθητική καμπύλη), τη σοβαρότητα και τη διάχυση της βλάβης σε διάφορες αναλογίες στο κτίριο (macroelement) όπως και σε κάθε μεμονωμένο δομικό στοιχείο. Το μοντέλο λαμβάνει μόνο φέροντα στοιχεία, αλλά είναι δυνατόν να συσχετιστεί η βλάβη τους βάσει της επιτελεστικότητας των μη φερόντων στοιχείων (τα οποία είναι σε άμεση σχέση με την εγκατοίκηση του κτιρίου μετά από ένα σεισμό) καθώς και βάσει τις βλάβες των καλλιτεχνικών στοιχείων (που συνδέονται με τα δομικά στοιχεία).



Σχήμα 2.2 Υπερωθητική καμπύλη ενός αρχιτεκτονικού στοιχείου με ένδειξη των σταθμών βλάβης [PERPETUATE D4]

2.3.2 Στοχευόμενα Επίπεδα Επιτελεστικότητας

Λαμβάνοντας υπόψη τις επιδράσεις κάθε στάθμης βλάβης, είναι δυνατό να οριστούν διάφοροι τύποι επιπέδων επιτελεστικότητας που συνδέονται με διάφορες σημαντικές πλευρές των αρχιτεκτονικών στοιχείων της πολιτιστικής μας κληρονομιάς:

- **Χρήση και ανθρώπινη ζωή (Use και human life):** όπως ισχύει και για άλλους τύπους κτιρίων, έτσι και για τα αρχιτεκτονικά στοιχεία, είναι πολύ σημαντική η άμεση εγκατοίκηση και η προστασία της ανθρώπινης ζωής αμέσως μετά από ένα σεισμό.

- **Διατήρηση κτιρίων (Building conservation):** η συντήρηση των κτιρίων που έχουν υποστεί βλάβες δε σχετίζεται, όπως συμβαίνει και με τα τυπικά κτίρια, με το κόστος επισκευής και ανακατασκευής αλλά με τη δυνατότητα αποκατάστασης, λόγω της απροσδιόριστης αξίας των αρχιτεκτονικών στοιχείων της πολιτιστικής μας κληρονομιάς.

- **Διατήρηση αρχιτεκτονικών στοιχείων (Artistic assets conservation):** σε πολλές περιπτώσεις, μπορούν να συμβούν ανεπανόρθωτες βλάβες σε καλλιτεχνικά στοιχεία στην περίπτωση μέτριας βλάβης στα δομικά στοιχεία. Έτσι, είναι απαραίτητος ο καθορισμός συγκεκριμένων στοχευόμενων επιπέδων επιτελεστικότητας.

Για κάθε τύπο στοχευόμενου επιπέδου επιτελεσματικότητας, μόνο ορισμένα επίπεδα λαμβάνονται υπόψη, που σχετίζονται με τις ήδη ορισμένες στάθμες βλάβης. Ανάμεσα σε αυτά τα επίπεδα, ένα ορίζεται ως το κύριο και τα άλλα υπακούουν σε συγκεκριμένες περιστάσεις. Τα εναπομείναντα επίπεδα ικανοποιούνται εφόσον το κύριο και το δευτερεύον επίπεδο έχουν επαληθευτεί.

Πιο συγκεκριμένα, λαμβάνονται οι τρεις τύποι των στοχευόμενων επιπέδων επιτελεσματικότητας, που υποδιαιρούνται σε επίπεδα που προσδιορίζονται από έναν αλφαριθμητικό κώδικα, που αποτελείται από ένα αριθμό (στάθμη βλάβης) και ένα γράμμα (στοχευόμενο επίπεδο).

Χρήση και ανθρώπινη ζωή (Use και human life):

- **1U:** Σε κατάσταση λειτουργίας-(Operational). Το κτίριο αναμένεται να υποστεί την ελάχιστη ή καθόλου βλάβη. Είναι κατάλληλο για κανονική κατοίκηση και χρήση, αλλά πιθανώς σε ελαφρώς φθαρμένη κατάσταση.

- **2U:** Άμεση χρήση (δευτερεύον)-Immediate occupancy (secondary). Το κτίριο διατηρεί τη συνολική του λειτουργικότητα, παρόλο που έχει συντελεστεί περιορισμένη αστοχία ή κάποια στοιχεία ίσως δεν είναι προς άμεση χρήση. Αυτό το επίπεδο επιτελεσματικότητας είναι πολύ σημαντικό σε αυτά τα κτίρια στα οποία διεξάγονται δημόσιες λειτουργίες (δημόσια γραφεία, νοσοκομεία, σχολεία,...) ή σημαντικές πολιτισμικές δραστηριότητες (μουσεία,...) (πολιτιστικά στοιχεία που είναι επιδεκτικά χρήσης).

- **3U:** Προστασία ζωής (κύριο)-Life safety (main). Το κτίριο διατηρεί τη δομική του ακεραιότητα και διαθέτει απομένονα φέρουσα ικανότητα μετά το σεισμικό συμβάν. Η ανθρώπινη ζωή προστατεύεται. Οι βλάβες είναι πολύ βαριές αλλά υπάρχει μικρός κίνδυνος τοπικών καταρρεύσεων, που μπορεί να επηρεάσει την ανθρώπινη ασφάλεια.

Διατήρηση κτιρίων (Building conservation):

- **2B:** Περιορισμός βλάβης-Damage limitation. Το κτίριο διατηρεί τη φέρουσα ικανότητά του, αλλά πάσχει από περιορισμένη βλάβη που ίσως απαιτεί παρεμβάσεις τοπικών αποκαταστάσεων. Μία μέτρια βλάβη είναι αποδεκτή για τα αρχιτεκτονικά στοιχεία της πολιτισμικής μας κληρονομιάς, λόγω της εγγενούς τρωτότητας των κτιρίων από τοιχοποιία και της δυνατότητας επισκευής.

- **3B:** Αποφυγή κατάρρευσης (κύριο)-Collapse prevention (main). Το κτίριο διατηρεί τη συνολική του δομική ακεραιότητα και διαθέτει απομένουσα φέρουσα ικανότητα. Μπορεί να επισκευαστεί, ακόμη και αν απαιτούνται μερικές ανακατασκευές. Το κτίριο μπορεί να διατηρηθεί στο χρόνο. Σε κανονισμούς σε ισχύ, υιοθετείται η ιδέα της αποκατάστασης. Συνήθως, αυτό το επίπεδο επιτελεσματικότητας συνδέεται με καταστάσεις βλάβης που το κόστος της αποκατάστασης μπορεί να είναι δυσανάλογα υψηλότερο από το κόστος του αυτού καθεαυτού δομήματος. Σε περιπτώσεις αρχιτεκτονικών στοιχείων της πολιτισμικής μας κληρονομιάς, αυτή η ιδέα δεν εφαρμόζεται, λόγω της ανεκτίμητης φυσικής αξίας τους.

- **4B:** Ερείπια (δευτερεύον)-Ruins (secondary). Το κτίριο παύει να διαθέτει τη δομική του ακεραιότητα και μπορεί να διατηρηθεί μόνο ως ερείπιο. Στην περίπτωση των αρχιτεκτονικών στοιχείων της πολιτισμικής μας κληρονομιάς, η απώλεια της δομικής ακεραιότητας δεν πρέπει να οδηγεί στην κατεδάφιση του κτιρίου. Ακόμη και αν το κτίριο έχει χάσει την ακεραιότητά του και δεν είναι πια λειτουργικό, μπορεί να συντηρηθεί ως ερείπιο.

Διατήρηση αρχιτεκτονικών στοιχείων (Artistic assets conservation):

- **1A:** Ακεραιότητα-Integrity: Απώλεια της χρησιμότητας του καλλιτεχνικού εξοπλισμού και των εγκαταστάσεων που στοχεύουν στη διατήρηση των αρχιτεκτονικών στοιχείων της πολιτισμικής μας κληρονομιάς ενάντια στην υγρασία και άλλους παρακμάζοντες παράγοντες.

- **2A:** Μικρή βλάβη (κύριο)-Low damage (main). Τα καλλιτεχνικά στοιχεία που είναι προσαρτημένα ή εμπεριέχονται σε κτίρια υφίστανται βλάβες, αλλά είναι σε θέση να επισκευαστούν. Η αποκατάσταση των αρχιτεκτονικών στοιχείων πρέπει κυρίως να αξιολογείται βάσει το αν είναι τεχνικώς εφικτό.

- **3A:** Απώλεια συντήρησης (δευτερεύον)- Loss prevention (secondary). καλλιτεχνικά στοιχεία που είναι προσαρτημένα ή εμπεριέχονται σε κτίρια καταστρέφονται ή πάσχουν από καταστρεπτικές βλάβες που δεν μπορούν να αποκατασταθούν παρά μόνο τμηματικά.

2.3.3 Στόχοι ασφάλειας και προστασίας

Η προστασία έναντι σεισμού της πολιτισμικής μας κληρονομιάς εξασφαλίζεται με τη διαβεβαίωση ότι κάθε στοιχείο της πολιτιστικής κληρονομιάς είναι ικανό να ανταποκριθεί σε διάφορα επίπεδα επιτελεσματικότητας σε περίπτωση σεισμού ο οποίος έχει μια συγκεκριμένη πιθανότητα να εκδηλωθεί σε δεδομένη γεωγραφική θέση. Σκοπός είναι η εγγύηση της ασφάλειας και της προστασίας, λαμβάνοντας υπόψη πως για συχνούς σεισμούς (που έχουν μεγάλη πιθανότητα να εκδηλωθούν) οι συνέπειες πρέπει να είναι περιορισμένες, ενώ για σπάνιους σεισμούς (οι οποίοι έχουν μικρή πιθανότητα να εκδηλωθούν) είναι αποδεκτές οι σοβαρές βλάβες, αλλά σε κάθε περίπτωση κάποιο επίπεδο επιτελεσματικότητας πρέπει να πληρείται (προστασία ζωής, αποφυγή κατάρρευσης).

Σε διεθνείς αναφορές για την επανάχρηση των υφιστάμενων κτιρίων, ορίζονται τέσσερα επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας (earthquake hazard level) με συγκεκριμένη πιθανότητα υπέρβασης σε μία συγκεκριμένη περίοδο αναφοράς (50 συνήθως χρόνια), στην οποία αντιστοιχεί μία περίοδος επαναφοράς T_R .

Ανάμεσα στους 16 πιθανούς συνδυασμούς, βασικά τα τέσσερα επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας είναι άμεσα συσχετισμένα με τις τέσσερις προαναφερθέντες στάθμες βλάβης. Αν σκοπός είναι η επανάχρηση, τότε μπορούν να ληφθούν υπόψη μόνο μερικές από αυτές, βασιζόμενοι στη σπουδαιότητα του κτιρίου. Για τα κτίρια υψηλής σπουδαιότητας, θα μπορούσε να οριστεί ένα χαμηλότερο επίπεδο επιτελεσματικότητας για δεδομένη σεισμική επικινδυνότητα.

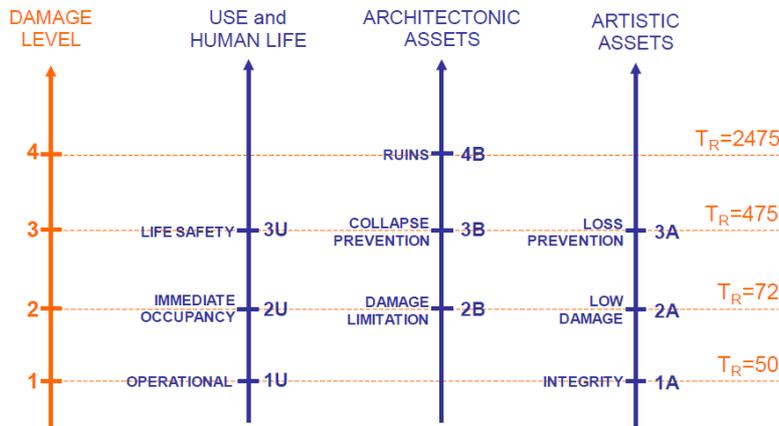
Στην περίπτωση των αρχιτεκτονικών στοιχείων της πολιτισμικής μας κληρονομιάς, η μεθοδολογία PERPETUATE προτείνει την υιοθέτηση μιας άμεσης σύνδεσης μεταξύ του επιπέδου επιτελεσματικότητας και του επιπέδου της σεισμικής επικινδυνότητας. Πιο συγκεκριμένα, οι υποτιθέμενες τιμές είναι οι ακόλουθες (Σχήμα 3.3):

- H1 (65% σε 50 χρόνια) - $T_R = 50$ χρόνια: χρησιμοποιείται για το επίπεδο επιτελεσματικότητας 1U και 1A

- H2 (50% σε 50 χρόνια) - $T_R = 72$ χρόνια: χρησιμοποιείται για το επίπεδο επιτελεσματικότητας 2U, 2B και 2A

- H3 (10% σε 50 χρόνια) - $T_R = 475$ χρόνια: χρησιμοποιείται για το επίπεδο επιτελεσματικότητας 3U, 3B και 3A

- H4 (2% σε 50 χρόνια) - $T_R = 2475$ χρόνια: χρησιμοποιείται για το επίπεδο επιτελεστικότητας 4B



Σχήμα 2.3 Στάθμες βλάβης, επίπεδα επιτελεστικότητας και σχετικές περιοδοί επαναφοράς. [PERPETUATE D4]

Προκειμένου να λάβουμε υπόψη τη διαφορετική σημασία και σπουδαιότητα κάθε στοιχείου της πολιτισμικής μας κληρονομιάς, προτείνεται η χρήση τριών συντελεστών, που τροποποιούν τις προαναφερθείσες περιόδους επαναφοράς, για την εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας που πρέπει να υιοθετηθεί για την πιστοποίηση των διαφόρων τύπων επιτελεστικότητας:

- **Συντελεστής χρήσης-Use coefficient (γ_U)**. Είναι συνάρτηση της χρήσης του κτιρίου και της επισκεψιμότητάς του. Ο συντελεστής αυτό μπορεί να είναι μικρότερος της μονάδας εάν το κτίριο χρησιμοποιείται σπανίως. Η αποτίμηση του δευτέρου επιπέδου επιτελεστικότητας (2U) απαιτείται μόνο όταν $\gamma_U > 1$.

- **Συντελεστής κτιρίου-Building coefficient (γ_B)**. Είναι μία συνάρτηση των πολιτισμικών και ιστορικών αξιών του κτιρίου. Η απόδοση στο στοιχείο της πολιτιστικής κληρονομιάς μιας βαθμολογίας προκειμένου να αποκτηθεί η κατηγοριοποίηση είναι ένα αμφιλεγόμενο θέμα στις Ευρωπαϊκές χώρες. Αυτός ο συντελεστής έχει νόημα μόνο ως ένα σχέδιο για την άμβλυση των σκοπιμοτήτων της πολιτισμικής. Η αποτίμηση του δευτερεύοντος επιπέδου επιτελεστικότητας (4B) απαιτείται μόνο όταν $\gamma_B > 1$.

- **Συντελεστής για τα Στοιχεία Καλλιτεχνικής Φύσης του Μνημείου-Artistic coefficient (γ_A)**. Είναι συνάρτηση της παρουσίας σχετικών αρχιτεκτονικών στοιχείων στο κτίριο, λαμβάνοντας τόσο το πλήθος τους όσο και την αξία τους, Δεν είναι υποχρεωτικό να γίνει ο έλεγχος σε όλα τα καλλιτεχνήματα που βρίσκονται στο κτίριο, έτσι, πρώτα απ' όλα, πρέπει να

εντοπιζοῦν αυτά που πρόκειται να ληφθούν υπόψη. Έπειτα, ο συντελεστής πρέπει να εισαχθεί για το καθένα από αυτά ξεχωριστά. Η αποτίμηση του δευτέρου επιπέδου επιτελεστικότητας (3A) απαιτείται μόνο όταν $\gamma_A > 1$.

Η χρήση ανεξάρτητων συντελεστών για τα τρία διαφορετικά επίπεδα επιτελεστικότητας γίνεται λόγω της ποικιλότητας των συνθηκών που λαμβάνουν χώρα στα αρχιτεκτονικά στοιχεία. Κάποιες φορές, πολύ σημαντικά αρχιτεκτονήματα, από ιστορικής και αρχιτεκτονικής άποψης, σπάνια χρησιμοποιούνται. Σε αυτήν την περίπτωση, είναι απαραίτητη η εξασφάλιση της αποφυγής κατάρρευσης, ενώ δεν είναι προτεραιότητα η προστασία ζωής και η άμεση χρήση. Αντιθέτως, σε λιγότερο σημαντικά καλλιτεχνήματα που ανήκουν σε στρατηγικά ή δημόσια κτίριο εξασφαλίζεται το επίπεδο χρήσης και προστασίας. Επιπλέον, κάποια καλλιτεχνήματα είναι τοποθετημένα σε κτίρια που δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερη συνάφεια από αρχιτεκτονικής απόψεως. Σε αυτές τις περιπτώσεις ο συντελεστής για τα στοιχεία καλλιτεχνικής φύσης του μνημείου μπορεί να αυξήσει το επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας για τη διασφάλιση της επιτελεστικότητας του καλλιτεχνήματος.

Οι συντελεστές αυτοί μπορούν να είναι μικρότεροι της μονάδας, σε περίπτωση που ένα συγκεκριμένο επίπεδο επιτελεστικότητας θεωρείται λιγότερο σημαντικό από ότι κάποιες καθημερινές συνθήκες. Βασικά, αυτοί οι συντελεστές κυμαίνονται μεταξύ 0,5 και 2. Ο πίνακας 2.5 δίνει τη διακύμανση στις περιόδους επαναφοράς ανάλογα με τα διάφορα επίπεδα επικινδυνότητας. Αξίζει να σημειωθεί ότι το επίπεδο H1 πολύ σπάνια λαμβάνεται για τα αρχιτεκτονικά στοιχεία της πολιτισμικής κληρονομιάς όπως και σε αυτό που αντιστοιχεί σε $TR > 2475$ χρόνια το σεισμικό επίπεδο δεν διαφοροποιείται σημαντικά, καθώς ένα άνω όριο σχετίζεται με τα ελαττωματικά χαρακτηριστικά. Ο Πίνακας 2.6 δίνει την αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης για 50 χρόνια.

Πίνακας 2.5 Περίοδοι επαναφοράς που λαμβάνονται για τα διάφορα επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας, ως συνάρτηση του συντελεστή σπουδαιότητας [PERPETUATE D4]

		Συντελεστές γ				
		0.5	0.7	1	1.5	2
Σεισμική επικινδυνότητα	H1	25	35	50	75	100
	H2	38	50	72	108	144
	H3	238	333	475	713	950
	H4	1238	1733	2475	3713	4950

Πίνακας 2.6 Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια που λαμβάνονται για τα διάφορα επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας, ως συνάρτηση του συντελεστή σπουδαιότητας [PERPETUATE D4]

		Συντελεστές γ				
		0.5	0.7	1	1.5	2
Σεισμική επικινδυνότητα	H1	86%	76%	63%	49%	39%
	H2	75%	63%	50%	37%	29%
	H3	19%	14%	10%	7%	5%
	H4	4%	2.8%	2%	1.3%	1%

Λαμβάνοντας ότι ανάμεσα στα στοχευόμενα επίπεδα επιτελεστικότητας, ορισμένα από αυτά μπορούν να θεωρηθούν κύρια και άλλα να εξασφαλίζονται επιπρόσθετα με τα προαναφερθέντα, προτείνονται δύο στόχοι ασφάλειας και προστασίας στη μεθοδολογία PERPETUATE.

- SCO1 (Basic Safety and Conservation Objectives): 3U + 3B + 2A

- SCO2 (Advanced Safety and Conservation Objectives): SCO1 + 2U + 4B + 3A

Ο Πίνακας 2.7 δίνει τους προτεινόμενους στόχους ασφάλειας και προστασίας. Άλλοι στόχοι μπορούν να θεωρηθούν επιπρόσθετα για τα αρχιτεκτονικά στοιχεία της πολιτιστικής κληρονομιάς που παρουσιάζουν ιδιαίτερα χαρακτηριστικά και απαιτήσεις.

Πίνακας 2.7 Προτεινόμενους στόχοι ασφάλειας και προστασίας. [PERPETUATE D4]

T_R/γ_k (k=U, B, A)	Use and Human life		Architectonic assets		Artistic assets	
	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	Ruins	Low Damage	Loss Prevention
72	2U				2A	
475		3U	3B			3A
2475				4B		

2.3.4 Γενικά κριτήρια για τον προσδιορισμό των επιπέδων επιτελεστικότητας

Η εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης ενός κτιρίου γίνεται με τη μέθοδο των φασμάτων απαίτησης (capacity spectrum method). Το σημείο επιτελεστικότητας (performance point)-PP είναι η μετακίνηση του ισοδύναμου ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος που δίνεται από την τομή της καμπύλης αντίστασης (που προκύπτει από κατάλληλο μετασχηματισμό της υπερωθητικής καμπύλης) με το φάσμα σεισμικής απαίτησης (κατάλληλα μειωμένο προκειμένου να ληφθεί η ανελαστική συμπεριφορά και η υστερητική απόσβεση).

Προκειμένου να ελεγχθεί η πλήρωση των διαφόρων στοχευόμενων επιπέδων επιτελεστικότητας σε αντιστοιχία με τα επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας (απαιτήσεις ασφάλειας και προστασίας), για κάθε ένα είναι απαραίτητη η σύγκριση του σημείου επιτελεστικότητας με τη μετακίνηση της καμπύλης αντίστασης που δίνει το επίπεδο βλάβης.

Από πιθανοτικής απόψεως, η χαρακτηριστική μετακίνηση μιας στάθμης βλάβης δίνεται από τη μέση τιμή και επηρεάζεται από πολλές πηγές αβεβαιοτήτων: αναπαράσταση της βλάβης μέσω ενός διακεκριμένου προσδιορισμού των επιπέδων βλάβης, παράμετροι προσομοίωσης, λάθη προσομοίωσης [Pitilakis et al, 2014]. Εάν το σημείο επιτελεστικότητας συμπίπτει με τη μετακίνηση κάποιας στάθμης βλάβης, αυτό σημαίνει ότι η πιθανότητα εκπλήρωσης αυτής της επιτελεστικότητας είναι 50%. Γενικά, η πιθανότητα P_k εκπλήρωσης της επιτελεστικότητας k δίνεται από τις καμπύλες θραυστότητας (Hanus-MH MR1 2003), από τη σχέση:

$$P_k = 1 - P[D_k | S_{d,PP}] = 1 - \Phi \left[\frac{1}{\beta_k} \log \left(\frac{S_{d,PP}}{S_{d,k}} \right) \right]$$

Όπου: $P[D_k | S_{d,PP}]$ είναι η πιθανότητα επίτευξης της στάθμης βλάβης D_k , δεδομένης της απαιτούμενης φασματικής μετακίνησης $S_{d,PP}$ (σημείο επιτελεστικότητας), που δίνεται από κανονική κατανομή Φ , $S_{d,k}$ είναι η στοχευόμενη μετακίνηση επιτελεστικότητας για τη στάθμη βλάβης k ($k=1,..4$); β_k η τυπική απόκλιση της παρένθεσης $M_k = \log(S_{d,PP}/S_{d,k})$ που δίνει τη συνολική αβεβαιότητα της αποτίμησης:

$$\beta_k = \sqrt{\beta_{C,k}^2 + \beta_{D,k}^2 + \beta_H^2 + \beta_\varepsilon^2}$$

όπου: $\beta_{C,k}$ η τυπική απόκλιση της παρένθεσης λόγω αβεβαιοτήτων στις παραμέτρους προσομοίωσης (ιδιότητες υλικών, γεωμετρία, κλπ.), $\beta_{D,k}$ η αντίστοιχη για τον προσδιορισμό της καμπύλης αντίστασης της στάθμης βλάβης, β_H είναι αυτή που σχετίζεται με αβεβαιότητες στην επικινδυνότητα, β_ε είναι αυτή που σχετίζεται με αβεβαιότητες στο μοντέλο.

Από κατασκευαστικής απόψεως, για τον προσδιορισμό της καμπύλης αντίστασης και της φασματικής μετακίνησης $S_{d,k}$ που είναι αντιπροσωπευτική της κάθε στάθμης βλάβης D_k πρέπει να ληφθούν τρεις διαφορετικές κατηγορίες παρατήρησης για τη συμπεριφορά του κτιρίου:

-Συμπεριφορά δομικών στοιχείων. Κάθε δομικό στοιχείο (π.χ. πεσός ή διαδοκίδα σε κτίριο τοιχοποιίας) χαρακτηρίζεται από την ανελαστική συμπεριφορά και οι στάθμες βλάβης μπορούν να συσχετιστούν με τις σαφώς ορισμένες μετακινήσεις, στροφές ή παραμορφώσεις (που εξαρτάται από τον τύπο του δομικού συστήματος και του είδους της κατασκευής). Η στάθμη βλάβης του κτιρίου μπορεί να ληφθεί θεωρώντας τη σοβαρότητα και τη διάχυση της στάθμης βλάβης στο δομικό στοιχείο.

-Συμπεριφορά μακροστοιχείου. Σε πολύπλοκα αρχιτεκτονικά στοιχεία κάποια τμήματα ίσως καταπονούνται περισσότερο από άλλα, ώστε για τη στάθμη βλάβης του κτιρίου πρέπει να ληφθεί υπόψη η επίτευξη τοπικών βλαβών και μηχανισμών αστοχίας, ακόμη και αν αυτά δεν είναι προφανή στη συνολική απόκριση που περιγράφεται από την καμπύλη αντίστασης.

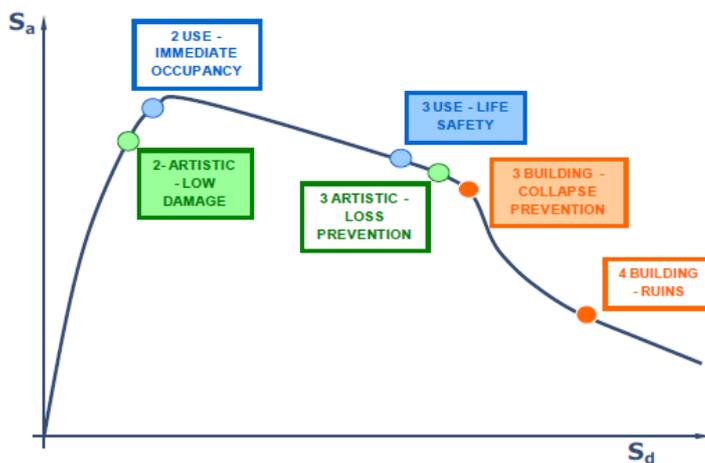
-Καθολική Συμπεριφορά. Η καμπύλη αντίστασης του ισοδύναμου ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος δίνει τη συνολική συμπεριφορά. Έτσι, είναι δυνατό να οριστεί η βλάβη της κατασκευής από μία ευρετική προσέγγιση (π.χ. η στάθμη βλάβης 1 όταν η δύναμη είναι το 70% της μέγιστης αντοχής, η στάθμη βλάβης 2 όταν η κατασκευή φτάνει τη μέγιστή της αντοχή, η στάθμη βλάβης 3 όταν λόγω της φθίνουσας αντοχής η δύναμη πέφτει στο 20% της μέγιστης αντοχής,...)

Έτσι, για τον καθορισμό κάθε στάθμης βλάβης, είναι απαραίτητο να ληφθεί μία προσέγγιση με διάφορα κριτήρια, βασιζόμενη σε πιθανοτική βάση ή μέσω ενός μοντέλου με λογική δέντρου όλων των προαναφερθέντων κατηγοριών.

Οι στάθμες αστοχίας του κτιρίου βασίζονται στις δομικές βλάβες των αρχιτεκτονικών στοιχείων, αυτές οι στάθμες βλάβης μπορούν άμεσα να συσχετιστούν με τα επίπεδα προστασίας του κτιρίου (1B, 2B, 3B and 4B).

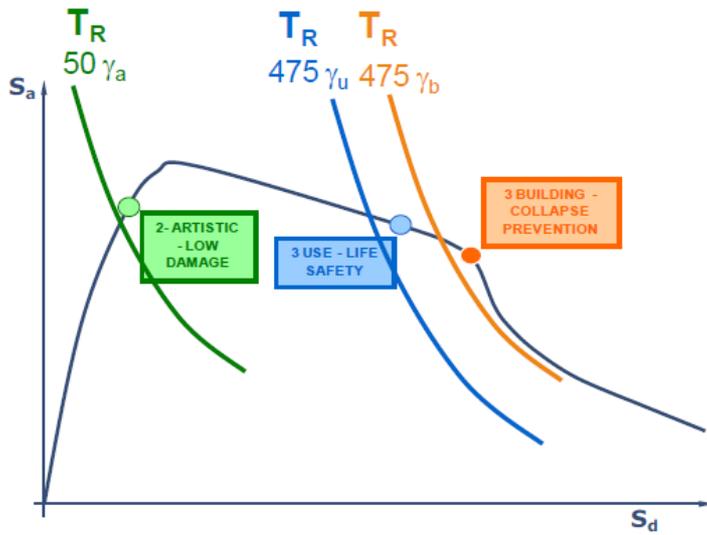
Προκειμένου να οριστούν οι στάθμες βλάβης που σχετίζονται με την επίτευξη άλλου τύπου στοχευόμενου επιπέδου επιτελεστικότητας (χρήση και ανθρώπινη ζωή, προστασία καλλιτεχνημάτων) πρέπει να γίνει η αναφορά στα μη φέροντα στοιχεία, τα οποία είναι κρίσιμα για την κατοίκηση του κτιρίου μετά από τον σεισμό ή για την προστασία της ανθρώπινης ζωής, και στα καλλιτεχνήματα, που δεν μπορούν να ενταχθούν στον φέροντα οργανισμό. Σε αυτές τις περιπτώσεις, πρέπει να εκτελούνται αναλύσεις σε τοπικό επίπεδο, ή ακόμη πιο απλά, η εκδήλωση μιας στάθμης βλάβης στα μη φέροντα στοιχεία μπορεί να ελεγχθεί θεωρώντας κατάλληλα μέτρα βλάβης για τα φέροντα στοιχεία. Επιπλέον, η εκτίμηση της στάθμης βλάβης από μια προσέγγιση πολλών κριτηρίων, πρέπει να λαμβάνει διαφορετικούς συντελεστές βαρύτητας στις τρεις κατηγορίες (στοιχείο, μακροστοιχείο, καθολικό).

Το αποτέλεσμα, είναι τα στοχευόμενα επίπεδα επιτελεστικότητας για χρήση και ανθρώπινη ζωή, προστασία κτιρίου και προστασία καλλιτεχνικών στοιχείων, που αντιστοιχούν σε μια συγκεκριμένη στάθμη βλάβης και ίσως δεν ταυτίζονται με την καμπύλη αντίστασης (Σχήμα 2.4).

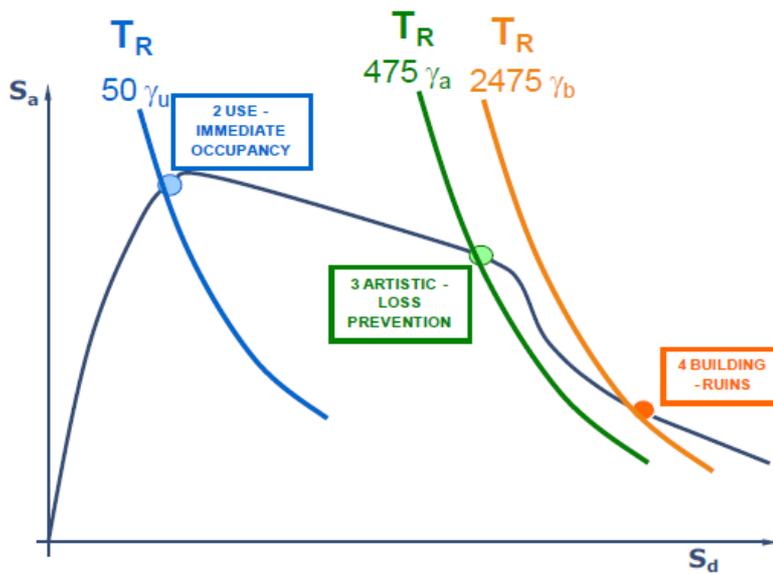


Σχήμα 2.4 Υπερωθητική καμπύλη των καλλιτεχνημάτων με καθορισμό των επιπέδων επιτελεστικότητας [PERPETUATE D24]

Επιπλέον, η σεισμική απαίτηση μπορεί να διαφέρει από το κάθε στοχευόμενο επίπεδο επιτελεστικότητας, λόγω της χρήσης των συντελεστών σπουδαιότητας γ_U , γ_B και γ_A . Τα σχήματα 2.4 και 2.5 δίνουν ένα παράδειγμα της εφαρμογής των δύο προτεινόμενων Στόχων Ασφάλειας και Προστασίας, SCO1 και SCO2.



Σχήμα 3.5 Αποτίμηση με βάση την επιτελεσματικότητα $SCO1$ [PERPETUATE D24]



Σχήμα 3.6 Αποτίμηση με βάση την επιτελεσματικότητα $SCO2$: επαλήθευση που προστίθεται στην $SCO1$. [PERPETUATE D24]

2.4 Προσδιορισμός επιπέδων επιτελεστικότητας για τα αρχιτεκτονικά στοιχεία

2.4.1 Αναγνώριση τοπικών βλαβών

Η εκτίμηση των βλαβών θα μπορούσε να ξεκινήσει από διαφορετικές κλίμακες οι οποίες είναι αμοιβαία συνδεδεμένες: εκείνη του δομικού στοιχείου, τα μακροστοιχεία και τα στοιχεία που σχετίζονται με την αρχιτεκτονική. Μεταξύ αυτών παρουσιάζονται μέσω του [PERPETUATE D4] οι ζημιές στην κλίμακα των μακροστοιχείων και της αρχιτεκτονικής των περιουσιακών στοιχείων, ενώ λίγη προσοχή δίνεται στις βλάβες του δομικού στοιχείου.

Πρώτον, προκειμένου να διεκρινιστούν τα κριτήρια που εγκρίθηκαν για την ταξινόμηση, φαίνεται σημαντικό να ορισθεί η έννοια που αποδίδεται στη λέξη "μακροστοιχεία". Η χρήση της λέξης "μακροστοιχεία" αναφέρεται σε τμήματα ενός αρχιτεκτονικού περιουσιακού στοιχείου για το οποίο, όπως παρατηρείται από την έρευνα των ζημιών από έναν σεισμό, είναι δυνατόν να αναγνωρίζουν επαναλαμβανόμενη σεισμική συμπεριφορά. Ένα μακροστοιχείο μπορεί να περιλαμβάνει ένα σύνολο δομικών στοιχείων (όπως στην περίπτωση του τοίχου, στα οποία περιλαμβάνονται και πεσοοί και ανώφλια) ή, σε μερικές περιπτώσεις, μπορεί να συμπίπτουν με την ίδια την κατασκευή (όπως στην περίπτωση του πύργου). Σε γενικές γραμμές, οι ζημιές στην κλίμακα των μακροστοιχείων οδηγεί σε σημαντική απώλεια αντοχής του συνόλου των αρχιτεκτονικών στοιχείων και θέτει σε κίνδυνο τη λειτουργία του.

Έτσι, σύμφωνα με τα προαναφερόμενα κριτήρια, οι εννέα κατηγορίες ζημιών που συνοψίζονται στον Πίνακα 2.8, βασίζονται στην αναγνώριση των πιο σχετικών κατηγοριών μακροστοιχείων στα στοιχεία της αρχιτεκτονικής μας κληρονομιάς και στον εντοπισμό των πλέον επαναλαμβανόμενων βλαβών που συμβαίνουν σε αυτά. Οι κατηγορίες των μακροστοιχείων αναφέρονται σε διάφορα αρχιτεκτονικά στοιχεία (τοιχοί, οροφές, θησαυροφυλάκια, ...) και μπορεί να σχετίζονται με διαφορετικά δομικά μοντέλα (κέλυφος και πλάκες, δοκοί, ...) Επιπλέον μπορεί να εισαχθεί μία περαιτέρω διάκριση ως συνάρτηση της κατεύθυνσης της σεισμικής φόρτισης (είτε εντός του επιπέδου ή εκτός επιπέδου). Ως παράδειγμα, οι κατηγορίες Α και Β αναφέρονται στην ίδια κατηγορία των μακροστοιχείων (κάθετα

τοιχώματα), αλλά θεωρούν δύο διαφορετικού τύπου βλάβη (εντός και εκτός επιπέδου)

Πίνακας 2.8 Κατηγορίες και Υποκατηγορίες Βλαβών για αρχιτεκτονικά στοιχεία
[PERPETUATE D4-Table 4.1]

Κατηγορία Βλάβης		Περιγραφή
A	Αστοχία για φόρτιση τοίχου εντός επιπέδου	Η κατηγορία αυτή περιέχει αστοχίες σε πεσσούς, διαδοκίδες και συνολικούς τοίχους που φορτίζονται εντός επιπέδου. Λαμβάνονται διάφορα είδη αστοχιών: διαγώνια ρηγματώση, ολίσθηση αρμού, στροφή, ρωγμές σε σημεία σύνδεσης.
B	Αστοχία για φόρτιση τοίχου εκτός επιπέδου	Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν η μερική και η ολική ανατροπή τοίχων. Και οι δυο τύποι, αμιγώς εκτός επιπέδου και μικτή εντός και εκτός επιπέδου κίνηση των συμπλεγμάτων τοιχοποιίας λαμβάνονται υπόψη.
C	Αστοχία σε στοιχεία τοιχοποιίας που υπόκεινται σε συνδυασμένη αξονική και καμπτική δράση	Δυο είδη αστοχίας λαμβάνονται υπόψη: αστοχία λυγηρών κατασκευών (πύροι, καμπαναριά κτλ.) και αστοχία σε στύλους και κίονες εντός του κτηρίου. Αυτές οι κατασκευές αστοχούν σε θλίψη λόγω των υψηλών θλιπτικών τάσεων (που αναπτύσσονται λόγω των φορτίων βαρύτητας ή των υψηλών κατακόρυφων σεισμικών φορτίων) και λόγω καμπτικών φαινομένων.
D	Αστοχία για φόρτιση τόξων (ή θόλων) εντός επιπέδου	Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν θολωτές κατασκευές που φορτίζονται κάθετα στο επίπεδό τους. Οι αστοχίες συνήθως εμπλέκουν συστήματα θόλων-πεσσών και συμβαίνουν λόγω εφελκυστικών ρωγμών που τείνουν να μετατρέψουν το κτήριο σε ένα σύνολο συμπλεγμάτων.
E	Τοπική αστοχία τοιχοποιίας	Οι βλάβες που ανήκουν σε αυτήν την κατηγορία δεν αφορούν φέροντα στοιχεία αλλά πάντα συγκεντρώνονται σε μεμονωμένα σημεία στη συνέχεια της τοιχοποιίας. Διάφορα είδη βλαβών συμπεριλαμβάνονται: ρωγμές και συντριβές σε ογκώδεις κατασκευές από τοιχοποιία λόγω των υδροστατικών ωθήσεων, αποκόλληση των εξωτερικών φύλλων σε πολυστρωματικούς τοίχους, κλείσιμο ανοιγμάτων, ασθενή σύνδεση της τοιχοποιίας με τις δοκούς των πατωμάτων ή των στεγών.

F	Στροφή μεμονωμένων τοίχων ή συμπλέγματος τοίχων	Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν οι βλάβες σε προεξέχοντα στοιχεία. Συνήθως, λόγω των διαστάσεων τους και των συνοριακών τους συνθηκών, σε αυτά τα στοιχεία αναπτύσσεται μικρή θλιπτική αντοχή και τείνουν να συμπεριφέρονται ως μεμονωμένα ή περισσότερα καμπτικά συμπλέγματα.
G	Ασθενής ή ελλιπής στήριξη φερόντων στοιχείων στενών και πατωμάτων	Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν οι βλάβες σε ξύλινες δοκούς και ξύλινες κατασκευές. Αυτού του είδους οι βλάβες έχουν ως αποτέλεσμα την αστοχία των στεγών και των πατωμάτων.
H	Σχετική μετατόπιση θόλων στο οριζόντιο επίπεδο	Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν οι βλάβες στους θόλους λόγω της εντός επιπέδου κίνησης των αντερειομάτων. Αυτές οι κινήσεις συνήθως προκαλούν διατμητική ρηγμάτωση και τοπική αστάθεια των θόλων.
I	Αστοχίες σε τρούλους	Συνήθως, οι βλάβες που προκαλούνται στους τρούλους είναι βλάβες σε τρεις διαστάσεις λόγω της χωρικής τους διαμόρφωσης. Μπορούν να συνυπάρχουν λειτουργίες όπως η διατμητική, η εκτός επιπέδου και η λειτουργία τόξου που προκαλούν σύνθετες βλάβες.

Πίνακας 2.9 Κατηγορίες και Υποκατηγορίες Βλαβών [PERPETUATE D4-Table 4.2]

Κατηγορία Βλάβης		Υποκατηγορίες Βλαβών
A	Αστοχία για φόρτιση τοίχου εντός επιπέδου	A-a: γενική ρηγμάτωση A-b: ρωγμές πεσσών A-c: ρωγμές διαδοκίδων A-d: ρωγμές στους κατασκευαστικούς αρμούς
B	Αστοχία για φόρτιση τοίχου εκτός επιπέδου	B-a: ανατροπή ενός τοίχου B-b: ανατροπή συμπλέγματος τοίχων
C	Αστοχία σε στοιχεία τοιχοποιίας που υπόκεινται σε συνδυασμένη αξονική και καμπτική δράση	
D	Αστοχία για φόρτιση τόξων (ή θόλων) εντός επιπέδου	
E	Τοπική αστοχία τοιχοποιίας	E-a: τμηματική κατάρρευση εξωτερικού φύλλου πολύστρωτης τοιχοποιίας E-b: βλάβες σε εσωτερικό φύλλο τοιχοποιίας, σε κοιλότητα ή κατασκευαστικούς αρμούς

		E-c: τοπικές βλάβες σε τοιχοποιία σε συνάρτηση με φέροντα στοιχεία πατωμάτων/στεγών ή σε θέση αγκύρωσης ελκυστήρων
F	Στροφή μεμονωμένων τοίχων ή συμπλέγματος τοίχων	
G	Ασθενής ή ελλιπής στήριξη φερόντων στοιχείων στενών και πατωμάτων	G-a: βλάβες σε σχέση με τη στήριξη των ξύλινων πατωμάτων και στεγών G-b: βλάβες σε σχέση με διαζώματα Ο/Σ ή πατώματα/στέγες Ο/Σ G-c: βλάβες σε φέροντα στοιχεία
H	Σχετική μετατόπιση θόλων στο οριζόντιο επίπεδο	
I	Αστοχίες σε τρούλους	

Τέλος, φαίνεται χρήσιμο να σημειωθεί ότι, φυσικά, μπορεί να συμβεί διαφορετική βλάβη στα διάφορα μακροστοιχεία σε ένα πολύπλοκο αρχιτεκτονικό δόμημα. Η εκτίμηση των ζημιών στην αρχιτεκτονική κλίμακα πρέπει να λαμβάνει υπόψη το πλήρες σύνολο των ζημιών που σημειώθηκαν στα μακροστοιχεία. Οι κατηγορίες ζημιών που απεικονίζονται στην παρούσα παράγραφο συσχετίζονται με τις κατηγορίες των αρχιτεκτονικών στοιχείων και των μακροστοιχείων τους.

2.4.2 Κατηγοριοποίηση για τα αρχιτεκτονικά στοιχεία

Η ανάγκη για την ταξινόμηση των αρχιτεκτονικών στοιχείων της πολιτιστικής κληρονομιάς προέρχεται από την παρατήρηση ότι η συχνότητα εμφάνισης των διαφόρων τύπων των ζημιών που προσδιορίζονται στην προηγούμενη παράγραφο συνδέονται αυστηρά με την κατασκευαστική μορφολογία (αρχιτεκτονική μορφή, αναλογίες) και της τεχνολογίας (τύπου της τοιχοποιίας, η φύση των οριζόντιων διαφραγμάτων, την αποτελεσματικότητα της από τοίχο σε τοίχο και συνδέσεις δαπέδου τοίχου). Αυτές οι διαφορετικές συμπεριφορές απαιτούν διαφορετικές προσεγγίσεις μοντελοποίησης και διαφορετικές μεταβλητές ζημιών.

Η προτεινόμενη ταξινόμηση για τα αρχιτεκτονικά στοιχεία βασίζεται στον προσδιορισμό των πιο σχετικών μακροστοιχείων σε ιστορικά κτήρια και στην επικρατούσα είδος ζημίας που ενδέχεται να υποστεί. Για το λόγο αυτό, τα κριτήρια κατάταξης εδώ που υιοθετήθηκαν είναι αυστηρά "μηχανικά".

Στον πίνακα 2.10 ορίζονται οι κατηγορίες και περιέχεται μια λίστα των αρχιτεκτονικών τύπων που σχετίζονται με κάθε κατηγορία. Φυσικά, μπορεί να συμβεί διαφορετική βλάβη στα διάφορα μικροστοιχεία σε ένα πολύπλοκο

αρχιτεκτονικό στοιχείο. Η εκτίμηση των ζημιών στην αρχιτεκτονική κλίμακα πρέπει να λαμβάνει υπόψη το πλήρες σύνολο των ζημιών που σημειώθηκαν σε μακροστοιχεία.

Πίνακας 2.10 Κατηγορίες και Υποκατηγορίες Βλαβών για αρχιτεκτονικά στοιχεία [PERPETUATE D4-Table 4.3]

A	Στοιχεία με κυρίαρχη την εντός επιπέδου αστοχία	A1- παλάτια
		A2- κάστρα
		A3- θρησκευτικοί χώροι
		A4- πανδοχεία
		A5- κτήρια συναθροίσεων
B	Στοιχεία με κυρίαρχη την εκτός επιπέδου αστοχία	B1- εκκλησίες
		B2- τζαμί
		B3- βαπτιστήρια
		B4- μαυσολεία
		B5- χαμάμ
		B6- μοντέρνα θέατρα
		B7- αγορά
		B8- βιομηχανικά κτήρια
C	Στοιχεία που υφίστανται βλάβες λόγω συνδυασμένης αξονικής και καμπτικής φόρτισης	C1- πύργοι
		C2- καμπαναριά, κωδωνοστάσια
		C3- μιναρέδες
		C4- φάρoi
		C5- καμινάδες
D	Θολωτές κατασκευές που υφίστανται αστοχίες εντός επιπέδου	D1- αψίδες θριάμβου
		D2- υδραγωγεία
		D3- γέφυρες
		D4- προαύλιοι χώροι με καμάρες
E	Ογκώδεις κατασκευές με κυρίαρχες τις τοπικές αστοχίες	E1- φρούρια
		E2- οχυρωματικά τείχη πόλεων
		E3- Ρωμαϊκά και Ελληνικά θέατρα
F	Συμπλέγματα κατασκευών που υπόκεινται σε ανατροπή	F1- κίονες
		F2- οβελίσκοι
		F3- τριλίθια
		F4- αρχαιολογικά ερείπια
		F5- Ελληνικοί ναοί
G	Συμπλέγματα κατασκευών που υφίστανται σύνθετες βλάβες	Ιστορικά κέντρα

Συσχέτιση μεταξύ αρχιτεκτονικών στοιχείων και κατηγοριών βλάβης

Ο Πίνακας 2.11 δείχνει το συσχετισμό ανάμεσα στις τάξεις των αρχιτεκτονικών στοιχείων που αναγνωρίζονται και τις κατηγορίες των

ζημιών. Οι συσχετίσεις που καθορίζονται στον πίνακα 2.11, όπως η ταξινόμηση των αρχιτεκτονικών στοιχείων (και η αντίστοιχη ένωση με μια ορισμένη κατηγορία ζημιών) δεν πρέπει να προορίζονται σε αυστηρό τρόπο.

Πίνακας 2.11 Συσχέτιση μεταξύ τύπου κατασκευής και κατηγορίας βλάβης [PERPETUATE D4]

Damage class Architectonic asset class		A	B	C	D	E	F	G	H	I	
		A	A1 - palaces	Red	Yellow	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	
A2 - castles	Red		Yellow	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
A3 - religious houses	Red		Yellow	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
A4 - caravansaries	Red		Yellow	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
A5 - collective buildings	Red		Yellow	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
B	B1 - churches	Yellow	Red	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
	B2 - mosques	Yellow	Red	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
	B3 - baptisteries	Yellow	Red	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
	B4 - mausoleums	Yellow	Red	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
	B5 - hammam	Yellow	Red	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
	B6 - modern theatres	Yellow	Red	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
	B7 - markets and bazaars	Yellow	Red	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
	B8 - industrial buildings	Yellow	Red	Light Yellow	Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
C	C1 - towers	Yellow	Light Yellow	Red	Light Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
	C2 - bell towers	Yellow	Light Yellow	Red	Light Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
	C3 - minarets	Yellow	Light Yellow	Red	Light Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
	C4 - lighthouses	Yellow	Light Yellow	Red	Light Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
	C5 - chimneys	Yellow	Light Yellow	Red	Light Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	
D	D1 - triumphal arches		Light Yellow	Light Yellow	Red	Yellow		Light Yellow	Yellow	Light Yellow	
	D2 - aqueducts		Light Yellow	Light Yellow	Red	Yellow		Light Yellow	Yellow	Light Yellow	
	D3 - bridges		Light Yellow	Light Yellow	Red	Yellow		Light Yellow	Yellow	Light Yellow	
	D4 - cloisters		Light Yellow	Light Yellow	Red	Yellow		Light Yellow	Yellow	Light Yellow	
E	E1 - fortresses					Red		Light Yellow	Yellow	Light Yellow	
	E2 - defensive city walls					Red		Light Yellow	Yellow	Light Yellow	
	E3 - Roman and Greek theatres			Light Yellow	Yellow	Red	Yellow				
F	F1 - columns						Red				
	F2 - trilithes						Red				
G	F3 - obelisks						Red				
	F4 - archaeological ruins				Yellow	Light Yellow	Red				
	F5 - Greek temples				Yellow	Light Yellow	Red				
G	Historical centers	Yellow	Yellow	Light Yellow	Light Yellow	Light Yellow		Yellow	Yellow	Light Yellow	

2.5 Στρατηγικές προσομοίωσης κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία

2.5.1 Γενικά

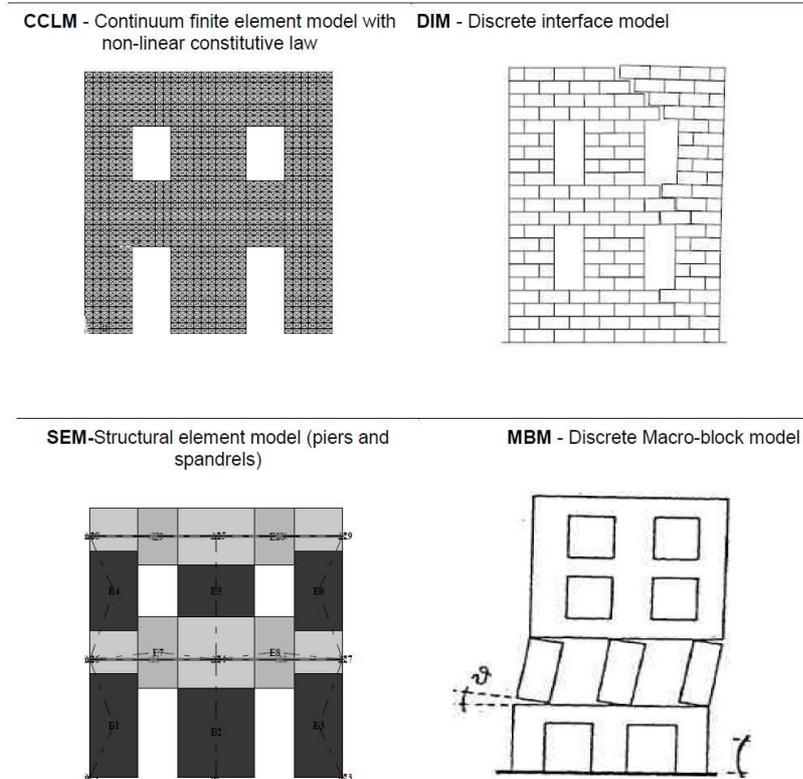
Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των αρχιτεκτονικών στοιχείων βασίζεται σε μεγάλο βαθμό στη στρατηγική προσομοίωσης που ακολουθείται. Στην παράγραφο αυτή γίνεται αναφορά στις στρατηγικές προσομοίωσης που προτείνονται στη διεθνή βιβλιογραφία.

Τα μοντέλα προσομοίωσης που έχουν αναπτυχθεί στη διεθνή βιβλιογραφία για τις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία μπορούν να ενταχθούν σε κατηγορίες βάσει δύο κριτηρίων (πίνακας 2.12) το επίπεδο της ανάλυσης (σε επίπεδο υλικού ή σε επίπεδο δομικού στοιχείου-πεσσοί, διαδοκίδες) και τον τρόπο περιγραφής της συνέχειας της τοιχοποιίας (δηλαδή εάν πρόκειται για συνεχές ή διακριτό μοντέλο). Προφανώς, δεν πρόκειται για μία διεξοδική κατηγοριοποίηση καθώς δεν μπορούν να συμπεριληφθούν όλα τα μοντέλα που απαντώνται στη βιβλιογραφία και επομένως είναι δυνατό να υπάρξουν και υβριδικές κατηγορίες.

Πίνακας 2.12 Κατηγορίες προσομοιωμάτων για τις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία [PERPETUATE D17]

Κλίματα \ Τύπος	Συνεχές μοντέλο	Διακριτό Μοντέλο
Επίπεδο υλικού	Συνεχείς καταστατικοί νόμοι	Μοντέλα διεπιφανειών
Επίπεδο δομικού στοιχείου	Μοντέλα δομικών στοιχείων	Μοντέλα Macro-blocks

2.5.2 Κατηγορίες προσομοιωμάτων για κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία



Σχήμα 2.7 Παραδείγματα διαφορετικών μοντέλων προσομοίωσης για έναν απλό τοίχο [PERPETUATE D17]

Τα μοντέλα που έχουν αναπτυχθεί σε επίπεδο υλικού προορίζονται για την ακριβή περιγραφή της σύνθετης συμπεριφοράς της τοιχοποιίας. Σε αυτό το επίπεδο παίζει θεμελιώδη ρόλο η φύση της σύνθεσης του υλικού, το οποίο μπορεί να θεωρηθεί είτε ετερογενές (στην περίπτωση των διακριτών μοντέλων των διεπιφανειών, διακριτοί καταστατικοί νόμοι) ή ομογενές (στην περίπτωση που τα μοντέλα βασίζονται σε συνεχή καταστατικό νόμο). Αυτές οι πρακτικές προσομοίωσης είναι οι πλέον ακριβείς και συνήθως απαιτούν μεγάλο υπολογιστικό κόστος.

Σε πολλές περιπτώσεις, οι πρακτικές αυτές ακολουθούνται για την προσομοίωση συγκεκριμένων δομικών στοιχείων. Η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των μοντέλων και οι ανελαστικές αναλύσεις ολόκληρης της κατασκευής περικλείει ένα επιπλέον επίπεδο πολυπλοκότητας λόγω του εγγενούς υψηλού υπολογιστικού κόστους των συνεχών ανελαστικών καταστατικών νόμων. Η κυρίαρχη ιδέα των μοντέλων που έχουν αναπτυχθεί σε επίπεδο δομικού στοιχείου είναι ο καθορισμός, εντός της

συνέχειας της τοιχοποιίας, τμημάτων της κατασκευής που υπόκεινται σε επαναλαμβανόμενες μορφές αστοχίας (για τον σκοπό αυτό, η παρατήρηση των μετασεισμικών βλαβών είναι μια εξαιρετική πηγή πληροφόρησης). Επομένως, η κατασκευή αντιμετωπίζεται όχι ως συνεχής αλλά ως ένα σύνολο από τμήματα με κοινή μηχανική συμπεριφορά.

Σε αυτό το επίπεδο ανάλυσης, δύο διαφορετικές πρακτικές συνήθως υιοθετούνται. Η πρώτη είναι η διακριτή πρακτική, στην οποία λαμβάνεται η διακριτή συμπεριφορά ενός συνόλου τμημάτων από τοιχοποιία που συνδέονται με διεπιφάνειες. Το σχήμα κάθε τμήματος καθορίζεται από τον επαναλαμβανόμενο τύπο ρηγματώσης που παρατηρείται στις μετασεισμικές έρευνες. Κάθε τμήμα τοιχοποιίας θεωρείται ως δύσκαμπτο ή ελαστικό (μόνο σε ορισμένες περιπτώσεις, η κυρίαρχη σύνθλιψη περιορίζεται από ελαστοπλαστικούς ή δύσκαμπτους-πλαστικούς νόμους). Η ανελαστική συμπεριφορά συγκεντρώνεται στις διεπιφάνειες, που θεωρούνται ως αρμοί μηδενικής αντίστασης σε εφελκυσμό, που είναι ικανοί, σε ορισμένες περιπτώσεις, να μεταφέρουν δυνάμεις τριβής.

Η δεύτερη πρακτική είναι η συνεχής που απαιτεί τον καθορισμό των μακροσκοπικών δομικών στοιχείων. Τα στοιχεία αυτά ορίζονται από γεωμετρικά και κινηματικά κριτήρια μέσω της θεωρίας των πεπερασμένων στοιχείων όπως είναι τα επιφανειακά και τα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, και αντιστοιχούν σε τμήματα της κατασκευής όπως είναι οι πεσοί, οι διαδοκίδες, τα φατνώματα ή τα αρχιτεκτονικά στοιχεία με συγκεκριμένες συνοριακές συνθήκες.

Η εκτίμηση των παραμέτρων βλάβης παίζει καθοριστικό ρόλο στο μοντέλο προσομοίωσης που εκλέγεται. Στην περίπτωση που η ανάλυση γίνεται σε επίπεδο δομικού στοιχείου (με κυρίαρχη την εντός επιπέδου αστοχία) η στάθμη βλάβης είναι εκφρασμένη σε όρους σχετικής μετατόπισης ορόφου (drift). Στην περίπτωση των συνεχών μοντέλων, και δεδομένου ότι κάθε τμήμα αποτελείται από πολλούς κόμβους, απαιτούνται διαδικασίες μέσω των τιμών για τον προσδιορισμό των σχετικών παραμέτρων βλάβης. Στον πίνακα που ακολουθεί δίνεται ο συσχετισμός των μοντέλων προσομοίωσης με τις κατηγορίες στις οποίες εντάσσονται τα αρχιτεκτονικά στοιχεία της πολιτιστικής κληρονομιάς [PERPETUATE D4], όπου

- **CCLM** - Continuum finite element model with non-linear constitutive law (συνεχές μοντέλο με ανελαστικό καταστατικό νόμο)
- **DIM** - Discrete interface model (διακριτό μοντέλο διεπιφανειών)

- **SEM**-Structural element model (piers and spandrels) (μοντέλο δομικών στοιχείων-πεσσοί και διαδοκίδες)
- **MBM** - Discrete Macro-block model (διακριτό μοντέλο macroblocks)

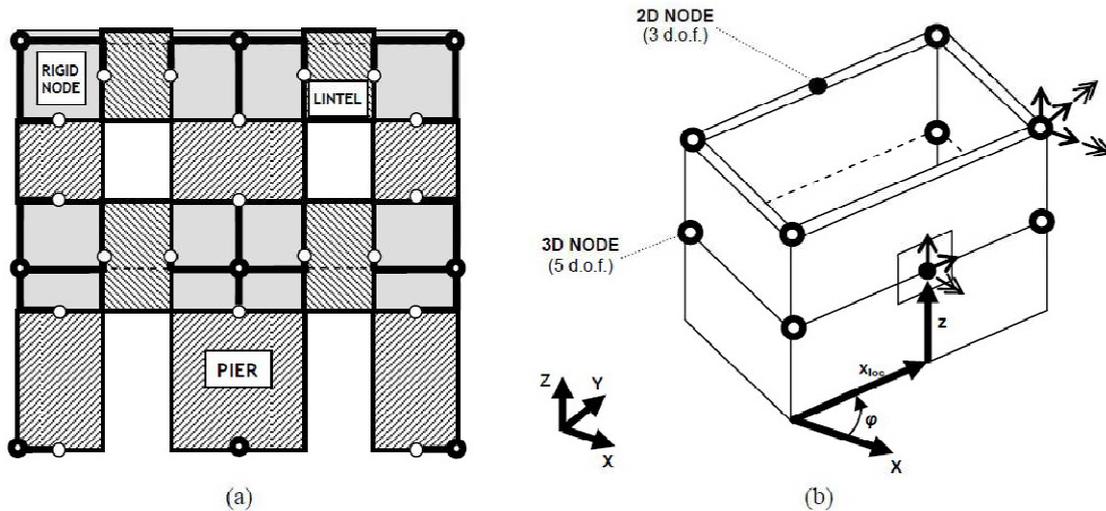
2.5.3 Προσομοίωση με μακροστοιχεία στο πρόγραμμα TREMURI

Πλήρη 3οδιάστα μοντέλα μπορούν να δημιουργηθούν με τη σύνδεση 2-κομβών μακροστοιχείων που αντιπροσωπεύουν τη μη-γραμμική συμπεριφορά των πεσσών και των διαδοκίδων της τοιχοποιίας. Αυτή η διαδικασία ακολουθείται στο πρόγραμμα TREMURI όπου μπορούν να πραγματοποιηθούν μη-γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις.

Μπορούν επιπλέον να προσομοιωθούν μεικτές κατασκευές με τη βοήθεια ειδικών στοιχείων που αντιπροσωπεύουν τη μη-γραμμική συμπεριφορά και άλλων δομικών στοιχείων πέρα της τοιχοποιίας. (δοκοί και υποστυλώματα από σκυρόδεμα, διαχωριστικοί τοίχοι, ενισχυμένη τοιχοποιία, στοιχεία από ξύλο ή μέταλλο)

Κινηματικά κριτήρια

Μια βασική παραδοχή του προγράμματος είναι ότι τα επίπεδα πλαίσια σε ένα κτίριο τοιχοποιίας ενεργούν μόνο εντός επιπέδου. Η εκτός επιπέδου συμβολή τους στην αντοχή και στην δυσκαμψία παραλείπεται [Penna A. et al, 2013]. Τα επίπεδα πλαίσια μπορούν να αναλύονται σε πεσσούς και σε δοκούς σύζευξης που συνδέονται με δύσκαμπτες περιοχές (rigid zones). Οι δοκοί σύζευξης και οι πεσσοί σε κάθε επίπεδο πλαίσιο προσομοιώνονται ως μη-γραμμικά στοιχεία δοκού όπου μόνο οι εντός επιπέδου βαθμοί ελευθερίας εξετάζονται.



Σχήμα 2.8(α) Επίπεδο μοντέλο τοιχοποιίας, (β) τρισδιάστατο μοντέλο, βαθμοί ελευθερίας. [S.T.A. DATA, 2013]

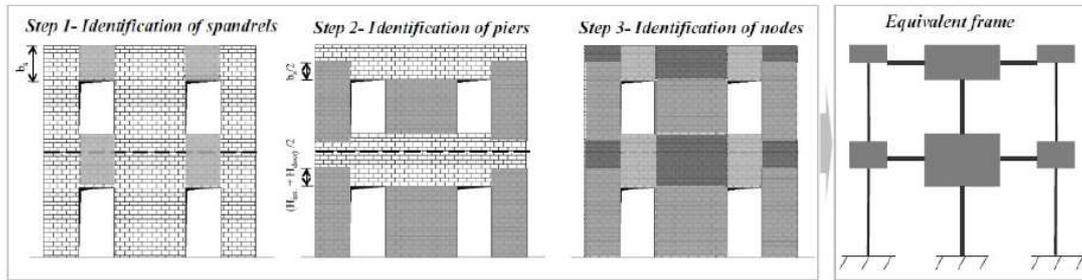
Τα στοιχεία των πατωμάτων προσομοιώνονται ως ορθότροπα 4-κομβά πεπερασμένα στοιχεία (λειτουργία μεμβράνης) και προσδιορίζονται από μία κύρια διεύθυνση, με το μέτρο ελαστικότητας και διάτμησης καθώς και το λόγο του Poisson. Η μάζα που αντιστοιχεί στην κατακόρυφη διεύθυνση υπολογίζεται άμεσα από το πρόγραμμα.

Το τρισδιάστατο μοντέλο σχηματίζεται από τη σύνδεση των επιμέρους εντός επιπέδου τοίχων. Εφόσον τα μακρο-στοιχεία λαμβάνουν μόνο την εντός επιπέδου λειτουργία, τα οριζόντια στοιχεία των πατωμάτων κατανέμουν τις οριζόντιες δράσεις στους τοίχους βάσει της δυσκαμψίας τους. Δεν προσομοιώνεται η εκτός επιπέδου λειτουργία, καμπτική/διάτμητική.

Στην Ισοδύναμη Γραμμική Ανάλυση, μια βασική πτυχή είναι ο κατάλληλος προσδιορισμός του ενεργού ύψους των πεσσών. Είναι φυσικά ίσος ή μεγαλύτερος από το ύψος του παραπλευρώς ανοίγματος. Ένας πρακτικός κανόνας, που βρίσκεται συνήθως στην βιβλιογραφία είναι η χρήση μια «γωνίας διάχυσης» για παράδειγμα γύρω στις 30°.

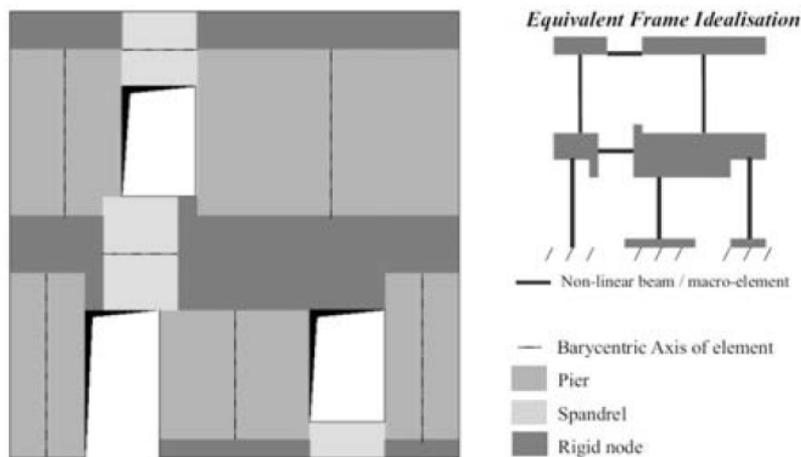
Μια περιγραφή από την πρακτική που ακολουθείται από το πρόγραμμα TREMURI γίνεται στο [Lagomarsino S. et al, 2013]. Σύμφωνα με την πηγή, τα στοιχεία των πεσσών ορίζονται ξεκινώντας από το ύψος των γειτονικών ανοιγμάτων: όταν αυτά είναι απολύτως ευθυγραμμισμένα, όπως φαίνεται στον εσωτερικό πεσό της εικόνας, το ύψος λαμβάνεται ίσο με εκείνο του ανοίγματος. Για τον καθορισμό του ύψους των εξωτερικών πεσσών, η πιθανή ανάπτυξη των διαγώνιων ρωγμών από τις γωνίες των ανοιγμάτων (ή/και από τα άκρα από τα υπέρθυρα) πρέπει να ληφθούν υπόψη. Ως πιθανά κατά προσέγγιση κριτήρια, μπορούν να θεωρηθούν είτε ίσο με το ύψος του

γειτονικού ανοίγματος ή ως μέσος όρος των του ύψους των οροφών και του ύψους του ανοίγματος.



Σχήμα 2.9 Στοιχεία πεσσών, προσδιορισμός των H_{eff} (περίπτωση τακτικών καταναμημένων ανοιγμάτων) [Lagomarsino S. et al, 2013]

Το πρόβλημα περιπλέκεται στην περίπτωση των μη ευθυγραμμισμένων ανοιγμάτων. Σύμφωνα με [Lagomarsino S. et al, 2013] μια πιθανή επιλογή είναι να υποθέσουμε συμβατικά μία μέση τιμή για το ύψος των διαδοκίδων ως συνάρτηση των αλληλοκαλυπτόμενων τμημάτων μεταξύ των ανοιγμάτων στα δύο επίπεδα, όταν δεν υπάρχει επικάλυψη ή δεν υπάρχει καθόλου άνοιγμα, είναι πιο κατάλληλο να λαμβάνεται το τμήμα της τοιχοποιίας ως άκαμπτη ζώνη.



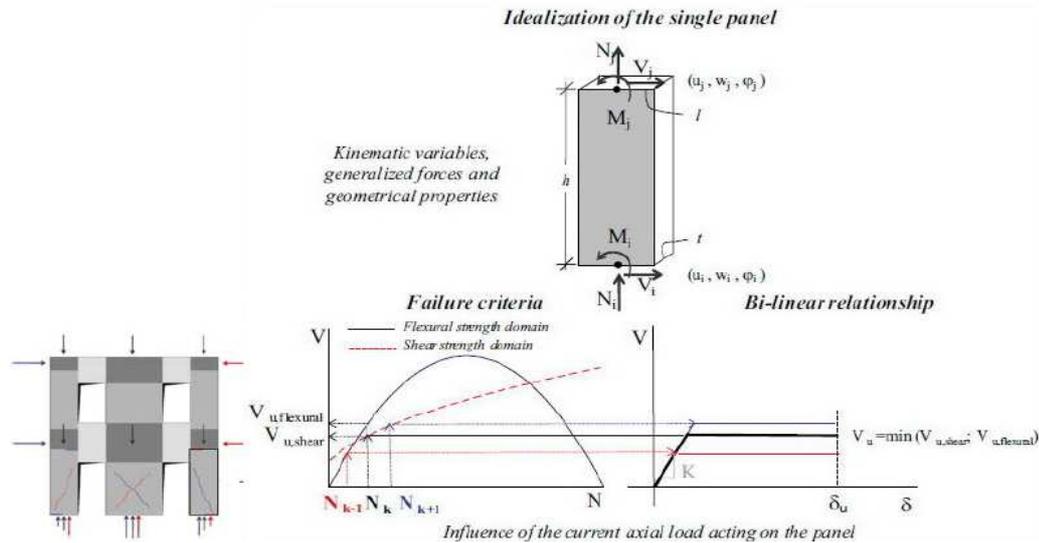
Σχήμα 2.10 Στοιχεία πεσσών, προσδιορισμός των H_{eff} (περίπτωση μη τακτικών καταναμημένων ανοιγμάτων) [Lagomarsino S. et al, 2013]

Όλα τα παραπάνω υπολογίζονται αυτόματα στο 3muri από την εντολή “mesh generation”

Μοντέλο μακροστοιχείων στο TREMURI

Στο TREMURI, η μετα-ελαστική συμπεριφορά μπορεί να θεωρηθεί με δύο διαθέσιμα μη-γραμμικά μακρο-στοιχεία:

- (i) το απλοποιημένο δι-γραμμικό μακρο-στοιχείο (διαθέσιμο και στις δύο εκδόσεις)
- (ii) το μακρο-στοιχείο από Gambarotta and Lagomarsimo (διαθέσιμο μόνο στο TREMURI Ricerca)



Σχήμα 3.11 Εξιδικαιωμένη απόκριση τοιχοποιίας με απλοστευμένα κριτήρια αντοχής λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης [Lagomarsino S. et al, 2013]

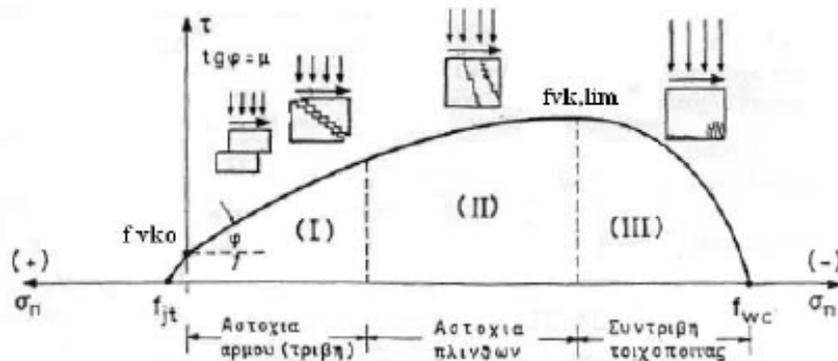
Περιγραφή μοντέλου από Gambarotta και Lagomarsimo

Η ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών από τοιχοποιία μελετήθηκε μέσω τεχνικών προσομοίωσης βασιζόμενες στην προσέγγιση των μακρομοντέλων. Όπως παρουσιάστηκε από [Galasco et al., 2004] η μεθοδολογία που αναφέρεται στην τρισδιάστατη ανάλυση ολόκληρης της κατασκευής βασίζεται στην προσομοίωση εντός επιπέδου, ισοδύναμων επιπέδων πλαισίων τοιχοποιίας, των οποίων η εκτός επιπέδου συνεισφορά στην αντοχή και στην δυσκαμψία θεωρείται αμελητέα. Ως εκ τούτου, τα μακροστοιχεία αντιπροσωπεύονται από πεσσούς και διαδοκίδες και σχηματίζουν τα αντίστοιχα πλαίσια, μπορούν επίσης να αποτελέσουν και δισδιάστατα μοντέλα προσομοίωσης της εντός επιπέδου παραμόρφωσης της τοιχοποιίας. Για να μπορούν τα μακροστοιχεία να παρέχουν ένα μη γραμμικό μοντέλο για τη σεισμική ανάλυση των κατασκευών από τοιχοποιία, θα πρέπει να ικανοποιούν τις κάτωθι απαιτήσεις:

- 1) Πρέπει να αντιπροσωπεύουν επαρκώς τις ελαστικές ιδιότητες της τοιχοποιίας
- 2) Πρέπει να αξιολογούν σωστά τη πλευρική δύναμη που συνδέεται με τους κύριους μηχανισμούς αστοχίας (**καμπτικό-λικνιστικό** και **διατμητικό-ολιστικό** μηχανισμό)

- 3) Πρέπει να παρέχουν μια συνεπή απόκριση όταν υποβάλλονται σε πλευρική φόρτιση.

Ανάλογα με το επίπεδο της αξονικής δύναμης η τυπική μορφή καμπύλης αστοχίας φαίνεται στα Σχήματα 2.12, 2.13 που ακολουθούν:



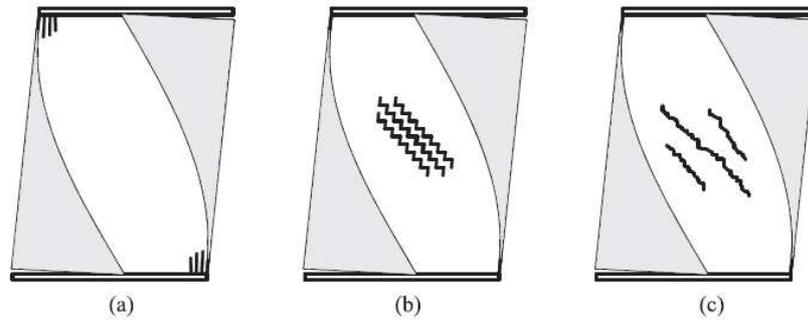
Σχήμα 2.12 Τυπική μορφή καμπύλης αστοχίας

Στην περιοχή I, επικρατούν χαμηλές τιμές ορθών (σ_n) τάσεων και η αστοχία επέρχεται από την τριβή - ολίσθηση οριζόντιου αρμού ή κλιμακωτή αποκόλληση και ολίσθηση κατακόρυφων και οριζόντιων αρμών (συνήθης μορφή διατμητικής αστοχίας τοίχων).

Στην περιοχή II, επικρατούν μέσες τιμές ορθών (σ_n) τάσεων και η αστοχία επέρχεται από λοξή ρηγμάτωση που διαπερνά και πλίνθους.

Στην περιοχή III, επικρατούν υψηλές τιμές ορθών (σ_n) τάσεων και η αστοχία επέρχεται από συντριβή της θλιβόμενης ζώνης. Πρόκειται για αστοχία καμπτικού τύπου, που προηγείται της διατμητικής αστοχίας.

Ένα άλλο παράδειγμα των παραπάνω μορφών αστοχίας ακολουθεί στο Σχήμα 3.13. Η γκρι περιοχή αντιπροσωπεύει το κυρίως ασυμπιεστο τμήμα, ενώ η διαγώνια λευκή ζώνη το τμήμα όπου η τάση κυρίως συγκεντρώνεται. Τα δύο άκρα θεωρούνται σταθερά. Η αντιστοιχία με το Σχήμα 3.12 είναι η εξής: $b \Leftrightarrow I$, $c \Leftrightarrow II$, $a \Leftrightarrow III$

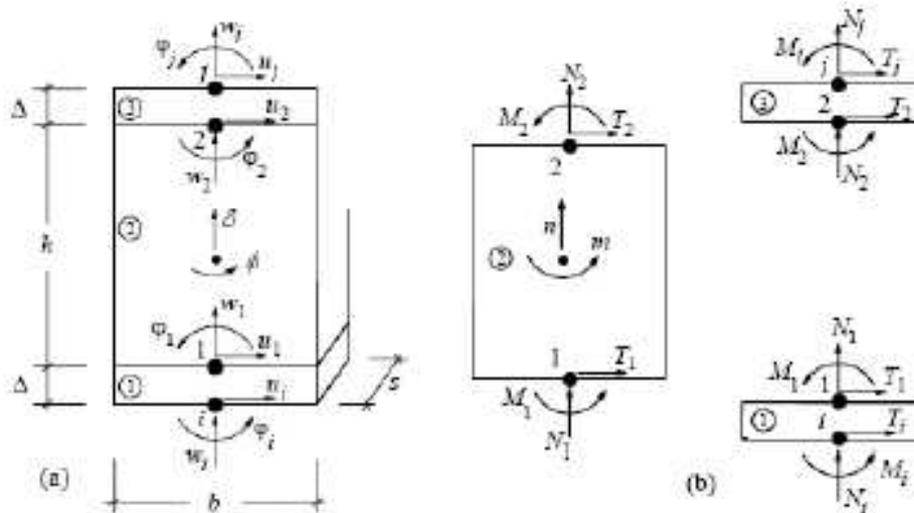


Σχήμα 2.13 Κύριοι τρόποι αστοχίας εντός επιπέδου (a) Κάμψη-λικνισμός με πιθανή τοπική θλιπτική θραύση (b) διατμητική ολίσθηση και θραύση λιθοσώματος (c) διατμητική ολίσθηση κατά μήκος των αρμών [Penna A. et al, 2013]

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.13 , είναι σημαντικό τα μακροστοιχεία να είναι ικανά να προσομοιώσουν τους διατμητικούς και καμπτικούς μηχανισμούς αστοχίας (όπως το φαινόμενο της σύνθλιψης της θλιβόμενης ζώνης), συμπεριλαμβάνοντας την εξέλιξη της διατμητικής βλάβης, που συμβάλλει στην απομείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας.

Το μοντέλο που προτείνεται από Gambarotta and Lagomarsino 1996 είναι ικανό σε ένα βαθμό να συμμορφώνεται στις προαναφερθείσες προϋποθέσεις, όταν χρησιμοποιείται για τη προσομοίωση των πειραματικών δοκιμών. Η μηχανική αυτού μοντέλου το κάνει ικανό για ανακυκλιζόμενη και δυναμική ανάλυση στις οποίες η απόκριση του στοιχείου δεν εξαρτάται από προκαθορισμένες τιμές αντοχής και δυσκαμψίας αλλά αντιθέτως εξαρτάται, από τις μηχανικές ιδιότητες, με πιθανή αλλοίωση τους, από πραγματικές συνοριακές συνθήκες και από τις εφαρμοζόμενες δυνάμεις που μπορεί να διαφέρουν σε κάθε στάδιο της ανάλυσης.

Το μακρομοντέλο είναι ένα δίκομβο στοιχείο ικανό να προσομοιώσει τη συμπεριφορά εντός επιπέδου ενός στοιχείου τοιχοποιίας (πεσοοί, διαδοκίδες). Με δύο πρόσθετους εσωτερικούς βαθμούς ελευθερίας, μπορεί να περιγράψει τόσο τη διατμητική συμπεριφορά όσο και την αλληλεπίδραση αξονικής και καμπτικής έντασης.



Σχήμα 2.14 Κινηματικό μοντέλο μακροστοιχείου [Brenich and Lagomarsino, 1998]

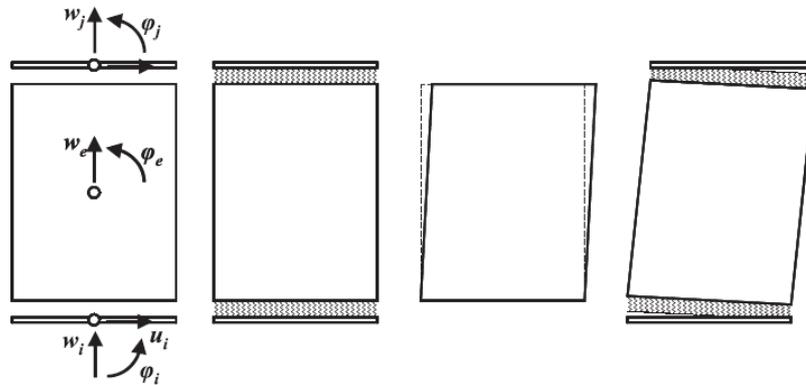
Το μακροστοιχείο διαιρείται σε τρεις υποπεριοχές, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.14: δύο υποπεριοχές, η κατώτερη η (1) και η ανώτερη η (3), αντιστοίχως στον πόδα και στην κορυφή του στοιχείου, όπου συγκεντρώνονται οι αστοχίες λόγω αλληλεπίδρασης αξονικών και καμπτικών εντάσεων, και ένα κεντρικό τμήμα, υποπεριοχή (2), η οποία υποβάλλεται μόνο σε διατμητική παραμόρφωση. Οι δύο διεπιφάνειες θεωρούνται άκαμπτες σε διάτμηση με μηδενικό πάχος. Οι αξονικές παραμορφώσεις οφείλονται σε κατανομημένο σύστημα ελατηρίων με μηδενικό πάχος. Με τις υποθέσεις αυτές πετυχαίνεται μείωση των πραγματικών βαθμών ελευθερίας του μοντέλου. Επειδή το κεντρικό τμήμα θεωρείται ως άκαμπτο τμήμα με μοναδική παραμόρφωση την διατμητική, υπό καθεστώς μικρών μετακινήσεων, οι αξονικές μετακινήσεις και οι στροφές των άκρων μπορούν να θεωρηθούν ίσες με του κέντρου (w_e, φ_e), ενώ οι εγκάρσιες μετακινήσεις των άκρων τους κεντρικού τμήματος πρέπει να είναι ίσες με τις αντίστοιχες κομβικές μετακινήσεις (u_i, u_j).

Ως εκ τούτου το μοντέλο του μακροστοιχείου μπορεί να περιγραφεί με τη βοήθεια οχτώ βαθμών ελευθερίας, έξι κομβικές συνιστώσες μετατόπισης ($u_i, w_i, \varphi_i, u_j, w_j, \varphi_j$) και δύο εσωτερικές (w_e, φ_e).

Δε λαμβάνονται υπόψη εγκάρσιες μεταβολές και έτσι η εσωτερική διατμητική δύναμη είναι σταθερή κατά μήκος του άξονα του στοιχείου ($V_i=V_j=V$).

Σε ένα πλήρες κινηματικό μοντέλο δύο διαστάσεων (2D) πρέπει να ληφθούν τρεις βαθμοί ελευθερίας σε κάθε κόμβο "i" και "j" στα ακραία όρια: η αξονική παραμόρφωση, η οριζόντια παραμόρφωση και η στροφή. Για την

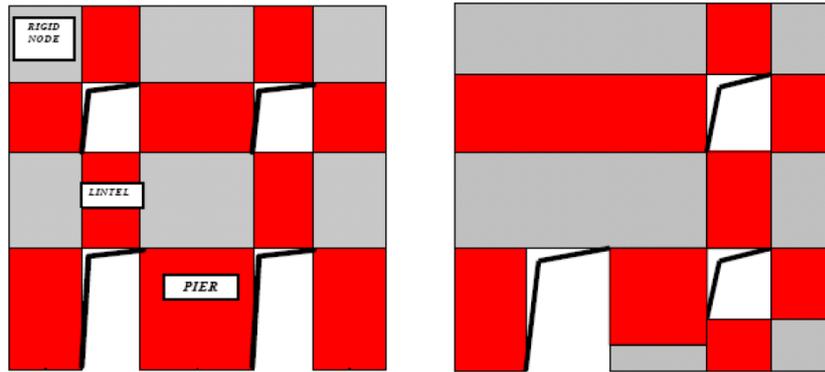
κεντρική ζώνη, δύο βαθμοί ελευθερίας πρέπει να ληφθούν: η αξονική παραμόρφωση και η στροφή.



Σχήμα 2.15 Κινηματική του μακρομοντέλου

Το μακρο-μοντέλο είναι η μακροσκοπική αναπαράσταση του συνεχούς μοντέλου [Gambarotta and Lagomarsino, 1997] του οποίου οι παράμετροι είναι άμεσα συσχετισμένοι με τις μηχανικές ιδιότητες των στοιχείων από τοιχοποιία. Οι παράμετροι των μακρο-στοιχείων θεωρούνται αντιπροσωπευτικοί της μέσης συμπεριφοράς ενός τμήματος τοιχοποιίας. Παράλληλα με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, τα μακρο-στοιχεία προσδιορίζονται και από τις έξι παραμέτρους: το μέτρο διάτμησης, την απένεια, τη διατμητική αντοχή τοιχοποιίας, έναν αδιάστατο συντελεστή που ελέγχει την ανελαστική παραμόρφωση, τον συντελεστή τριβής και μια παράμετρος που καθορίζει τη φθίνουσα αντοχή [Galasco et al., 2004].

Επιτυγχάνεται η αναπαράσταση της εντός επιπέδου λειτουργίας ενός πλαισίου φέρουσα τοιχοποιίας, χρησιμοποιώντας μακρο-στοιχεία για τα διάφορα μέλη του πλαισίου όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.16. Κάθε τοίχος χωρίζεται σε πεσσούς και δοκούς σύζευξης (2-κομβά μακρο-στοιχεία) που συνδέονται με άκαμπτες περιοχές (rigid nodes). Από παρατηρήσεις των αστοχιών λόγω σεισμικών δράσεων φαίνεται ότι σπάνια δημιουργούνται ρωγμές στις άκαμπτες περιοχές. Για το λόγο αυτό οι περιοχές αυτές δε συμμετέχουν στις ανελαστικές παραμορφώσεις των μακρο-στοιχείων κατά τη σεισμική τους απόκριση.

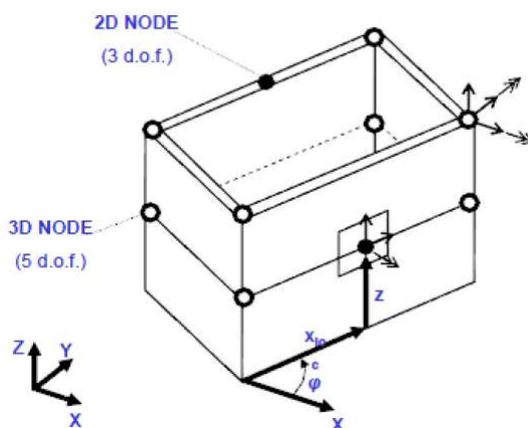


Σχήμα 2.16 Πεσσοί, δοκοί σύζευξης και άκαμπτες ζώνες

Το τρισδιάστατο μοντέλο σχηματίζεται από τη σύνδεση των επιμέρους εντός επιπέδου τοίχων. Εφόσον τα μακρο-στοιχεία λαμβάνουν μόνο την εντός επιπέδου λειτουργία, τα οριζόντια στοιχεία των πατωμάτων κατανέμουν τις οριζόντιες δράσεις στους τοίχους βάσει της δυσκαμψίας τους. Δεν προσομοιώνεται η εκτός επιπέδου λειτουργία, καμπτική/διατμητική, επειδή θεωρείται αμελητέα σε σχέση με τη συνολική απόκριση της κατασκευής.

Οι κόμβοι που συνδέουν τους εγκάρσιους τοίχους ορίζονται με 5 βαθμούς ελευθερίας στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων ($u_X, u_Y, u_Z, \text{rot}_X, \text{rot}_Y$). Ο στροφικός βαθμός ελευθερίας γύρω από τον κατακόρυφο άξονα Z μπορεί να παραληφθεί χάρη στην λειτουργία μεμβράνης των τοίχων και των πατωμάτων. Τα στοιχεία των πατωμάτων προσομοιώνονται ως ορθότροπα πεπερασμένα στοιχεία και προσδιορίζονται από μία κύρια διεύθυνση, με το μέτρο ελαστικότητας και διάτμησης καθώς και το λόγο του Poisson.

Το ότι δε λαμβάνεται η εκτός επιπέδου λειτουργία της κατασκευής αποτελεί και το κύριο μειονέκτημα του προγράμματος.



Σχήμα 2.17 Φορέας στο χώρο, βαθμοί ελευθερίας κόμβων

Καταστατικοί νόμοι

-Καμπτική Συμπεριφορά

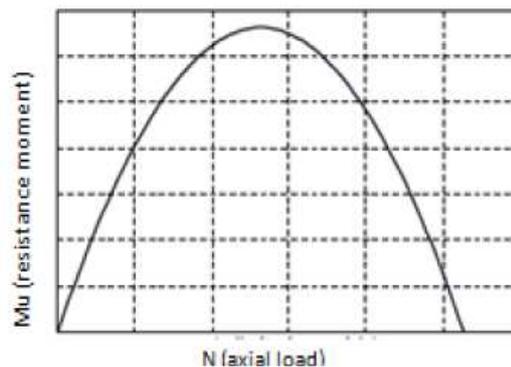
Γίνεται διαχωρισμός της καμπτικής συμπεριφοράς των πεσσών και των διαδοκίδων καθώς στις διαδοκίδες απουσιάζει η ενεργώς θλιπτική περιοχή. Έτσι, για τους πεσσούς, η μέγιστη καμπτική αντοχή δίνεται από τη σχέση:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_m} \right) = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{Nl}{N_u} \right)$$

ενώ για τις διαδοκίδες η αντίστοιχη σχέση είναι:

$$M_{u,lintel} = \frac{h H_p}{2} \left[1 - \frac{H_p}{0.85 f_h h t} \right]$$

Η καμπύλη αλληλεπίδρασης που περιγράφει την καμπτική συμπεριφορά δίνεται στο Σχήμα 2.18:



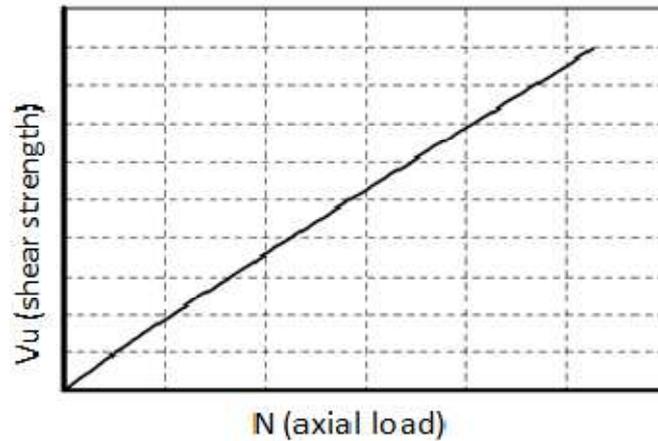
Σχήμα 2.18 Καμπύλη αλληλεπίδρασης καμπτικής συμπεριφοράς

-Διατμητική Συμπεριφορά

Ομοίως, διαχωρίζεται η διατμητική συμπεριφορά των πεσσών και των διαδοκίδων.

Για τους πεσσούς, η μέγιστη τέμνουσα προκύπτει είτε από το κριτήριο Mohr-Coulomb σύμφωνα με τη σχέση:

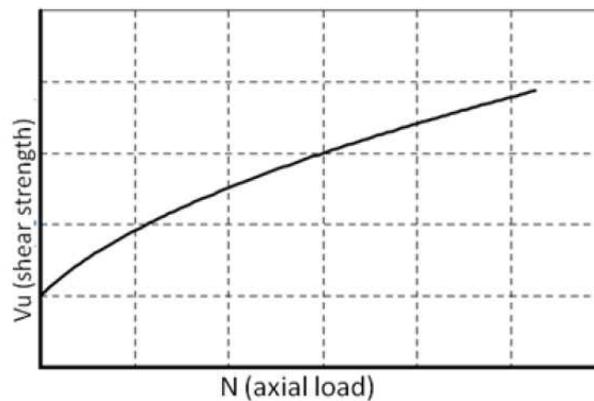
$$V_u = l' t f_v - l' t (f_{v0} + \mu \sigma_n) = l' t f_{v0} + \mu N$$



Σχήμα 2.19 Κριτήριο Mohr-Coulomb

Είτε από το κριτήριο Turnsek and Cacovic σύμφωνα με τη σχέση:

$$V_u = lt \frac{1.5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_0}} = lt \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} = lt \frac{1.5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5\tau_0 lt}}$$



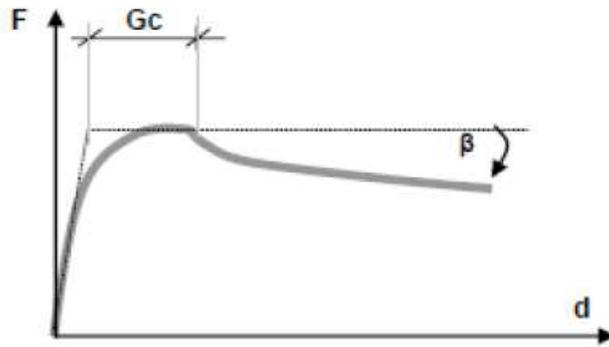
Σχήμα 2.20 Κριτήριο Turnsek and Cacovic

Για τις διαδοκίδες η μέγιστη τέμνουσα δίνεται από τη σχέση:

$$V_{u,lintel} = htf_{v0}$$

Οι καμπτικοί και οι διατμητικοί νόμοι που εφαρμόζονται στο πρόγραμμα TREMURI βρίσκονται σε αντιστοιχία με τον κανονισμό Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3-Παράρτημα C και ειδικεύονται στη διαφορετική απόκριση των διαδοκίδων.

Στο Σχήμα 2.21 παρουσιάζονται οι παράμετροι του Ευρωκώδικα 8 που το πρόγραμμα λαμβάνει υπόψη.



Σχήμα 2.21 Προσέγγιση της συμπεριφοράς με τους συντελεστές G_c και β

2.6 Ανάλυση ευαισθησίας

2.6.1 Γενικά

Στους σημερινούς αντισεισμικούς κανονισμούς δε λαμβάνεται υπόψη η ανάλυση ευαισθησίας κατά την αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας μιας υφιστάμενης κατασκευής. Η ανάλυση ευαισθησίας μιας υφιστάμενης κατασκευής αφενός βελτιστοποιεί την εκτέλεση διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων που απαιτούνται για την ανάλυση της, ελαχιστοποιώντας σ' αυτές που είναι πραγματικά χρήσιμες, και αφετέρου γνωστοποιεί την επίδραση των αβεβαιοτήτων που προκύπτουν στο μοντέλο στην τελική εκτίμηση της κατασκευής. Στους αντισεισμικούς κανονισμούς κατά τη διαδικασία της εκτίμησης της σεισμικής τρωτότητας υφιστάμενων κτιρίων, δεν λαμβάνονται υπόψη τα πιθανολογικά ζητήματα του προβλήματος καθώς η ανάλυση πραγματοποιείται σε αιτιοκρατικό περιβάλλον. [S. Cattari; S. Lagomarsino; V. Bosiljkov; D. D' Ayala, 2014]

Στους κανονισμούς (όπως ο EC8 μέρος 3) ορίζονται οι Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων (Knowledge Levels (KL)), οι οποίες εκφράζουν την επάρκεια των πληροφοριών που συγκεντρώνονται, για να ξεπεραστεί η ελλιπής γνώση κυρίως σχετικά με την γεωμετρία του κτιρίου, κατασκευαστικές και αρχιτεκτονικές λεπτομέρειες και τις ιδιότητες των υλικών. Στην περίπτωση της γεωμετρίας, σε γενικές γραμμές θεωρείται ότι είναι πλήρως γνωστή (από πρωτότυπα σχέδια, σωστά ελεγμένα, ή από μια λεπτομερή έρευνα), καθώς είναι απαραίτητη για τη δημιουργία του μοντέλου ανάλυσης. Στην περίπτωση των κατασκευαστικών λεπτομερειών οι κανονισμοί παρέχουν έναν λεπτομερή κατάλογο των θεμάτων που πρέπει να διερευνηθούν, (π.χ. είδος και κατάσταση συνδέσεων μεταξύ τοίχων ή τοίχων και πατωμάτων, τις υπάρχοντες ρωγμές, τις φθορές κ.α.) Τέλος στην περίπτωση των ιδιοτήτων του υλικού, τα αποτελέσματα λαμβάνονται τόσο από οπτικές έρευνες όσο και από πειραματικές δοκιμές (καταστρεπτικές και μη καταστρεπτικές).

Ανάλογα με την Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές αξιοπιστίας (Confidence Factor CF) και σε ορισμένες περιπτώσεις σε κάποιους περιορισμούς για την μέθοδο ανάλυσης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί. Συνήθως οι ΣΑΔ επιλέγεται αυθαίρετα από τον μελετητή.

Η διαδικασία αυτή όμως αφήνει στον μηχανικό μια ελευθερία κινήσεων για να επιτύχει μια συγκεκριμένη ΣΑΔ, για παράδειγμα, δεν εκτιμάται σωστά η αξιοπιστία κάθε δοκιμής που θα χρησιμοποιηθεί από τον μηχανικό,

δύνονται αόριστες υποδείξεις σχετικά με τον αριθμό και την τοποθεσία από τις δειγματοληψίες και δεν ορίζεται σαφώς η ορθή αξιοποίηση των αποτελεσμάτων. Η διαδικασία είναι ιδιαίτερα σημαντική καθώς ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων υπολογίζεται και ο συντελεστής αξιοπιστίας.

Επιπλέον αναφορικά με τους συντελεστές αξιοπιστίας η εφαρμογή τους υστερεί σε διάφορα σημεία όπως: (1) η συγκέντρωση σε έναν συντελεστή της επιρροή διαφόρων αβεβαιοτήτων, χωρίς να λαμβάνονται με ασφαλή εκτίμηση η κάθε μία από αυτές, (2) η εξάρτηση του συντελεστή αξιοπιστίας από άλλους παράγοντες, εκτός από τη ΣΑΔ, όπως ο τύπος και η πολυπλοκότητα του κτιρίου και η πραγματική μεταβλητότητα των παραμέτρων που επηρεάζουν την απόκριση του κτιρίου, (3) το πραγματικό επίπεδο ασφάλειας που λαμβάνεται με τη χρήση του συντελεστή αξιοπιστίας, το οποίο παραβλέπει τη διαφορετική επίδραση που έχει η ελλιπής γνώση στην ασφάλεια ανάλογα με την πολυπλοκότητα του κτιρίου.

Η διαδικασία υπολογισμού των συντελεστών αξιοπιστίας όπως ορίζεται στους σύγχρονους κανονισμούς παρουσιάζει κάποια μειονεκτήματα με κυριότερα τα κάτωθι [S. Cattari et al, 2014]:

- ❖ Στις περισσότερες περιπτώσεις, επιλέγεται μία ΣΑΔ για όλο το κτίριο, υποθέτοντας ότι η ευαισθησία σε όλες τις ομάδες των παραμέτρων (γεωμετρία, κατασκευαστικές λεπτομέρειες και υλικά) είναι ισοδύναμη, θα ήταν καλό να μειωθεί ο συντελεστής αξιοπιστίας ακόμη και σε εκείνες τις παραμέτρους που δεν έχουν διερευνηθεί πλήρως αν η ευαισθησία τους είναι μικρή.
- ❖ Οι κανονισμοί ορίζουν συνήθως έναν ελάχιστο αριθμό διερευνητικών εργασιών που πρέπει να εκτελεστούν και παρέχουν ελάχιστες πληροφορίες για την αξιοποίηση των αποτελεσμάτων των δοκιμών και τον καθορισμό των τιμών των παραμέτρων που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση. Ακολουθώντας αυστηρά τις οδηγίες των κανονισμών ο μελετητής μπορεί να οδηγηθεί σε δαπανηρή αύξηση του κόστους των διερευνητικών εργασιών που πρέπει να υλοποιηθεί.
- ❖ Ο συντελεστής αξιοπιστίας εφαρμόζεται συμβατικά σε κάποιες προκαθορισμένες παραμέτρους. Με την ανάλυση ευαισθησίας, ανάλογα με τις ιδιότητες κάθε κατασκευής, μπορεί να επαληθευθεί αυτή η συμβατική θεώρηση των συντελεστών
- ❖ Η τιμή του συντελεστή αξιοπιστίας συνήθως εξαρτάται από τη στάθμη της δεδομένης ΣΑΔ που έχει επιτευχθεί για την

κατασκευή. Θα πρέπει όμως να λαμβάνει υπόψη τόσο την μεταβλητότητα της παραμέτρου, στην περίπτωση ελλιπούς γνώσης, όσο και την ευαισθησία της απόκρισης στην ίδια την παράμετρο

Ένα από τα κρίσιμα επομένως ζητήματα είναι η επιλογή και ο προσδιορισμός των δοκιμών καθώς και η ορθή χρήση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από αυτές. Στην περίπτωση των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, λόγω ανομοιογενούς και ανισότροπου υλικού θα απαιτούνταν πολλές δοκιμές για να επιτευχθεί ένα αξιόπιστο αποτέλεσμα. Εξάλλου στην περίπτωση των μη γραμμικών αναλύσεων, από τη στιγμή που μόνο οι μέσες τιμές χρησιμοποιούνται, θα μπορούσε και ένας μικρότερος αριθμός δοκιμών να ήταν ικανοποιητικός.

Εκτός από τον γενικό στόχο της ελαχιστοποίησης του κόστους της έρευνας, στην περίπτωση των αρχιτεκτονικών στοιχείων θα πρέπει να ελαχιστοποιηθούν και οι καταστρεπτικές δοκιμές. Τα κτίρια αυτά έχουν υποστεί πολλές αλλαγές μέσα στα χρόνια με αποτέλεσμα να υπάρχει μεγάλη μεταβλητότητα των ιδιοτήτων των υλικών και των κατασκευαστικών τους λεπτομερειών, οπότε βάση των κανονισμών αυξάνονται σημαντικά οι έρευνες/δοκιμές που πρέπει να εκτελεστούν για να επιτευχθεί μία ορισμένη στάθμη ΣΑΔ, πράγμα το οποίο έρχεται σε αντίθεση με την αρχή της διατήρησης και της ελάχιστης παρέμβασης στο μνημείο.

Για να αντιμετωπισθούν τα προβλήματα αυτά φαίνεται αναγκαία η βελτιστοποίηση του διερευνητικών εργασιών, ιδίως βελτιώνοντας την ορθή αξιολόγηση και ένταξη στην ανάλυση της κατασκευής των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις καταστρεπτικές και μη δοκιμές.

2.6.2 Προτεινόμενη Μεθοδολογία

Η εισαγωγή της ανάλυσης ευαισθησίας για την εκτίμηση της σεισμική επάρκειας είχε αρχικά εμφανιστεί με τη μεθοδολογία του PERPETUATE [Lagomarsino et al. 2010] που επικεντρώθηκε στην προστασία των κτιρίων από τοιχοποιία.

Η μεθοδολογία βελτιστοποιεί την αντιμετώπιση κάποιων σημαντικών ζητημάτων όπως:

- ❖ Τον προσδιορισμό των παραμέτρων που επηρεάζουν περισσότερο την απόκριση της κατασκευής, βελτιώνοντας έτσι το πλάνο των διερευνητικών εργασιών και ενισχύοντας τη σχέση μεταξύ της γνώσης της κατασκευής και της αξιολόγησης της.

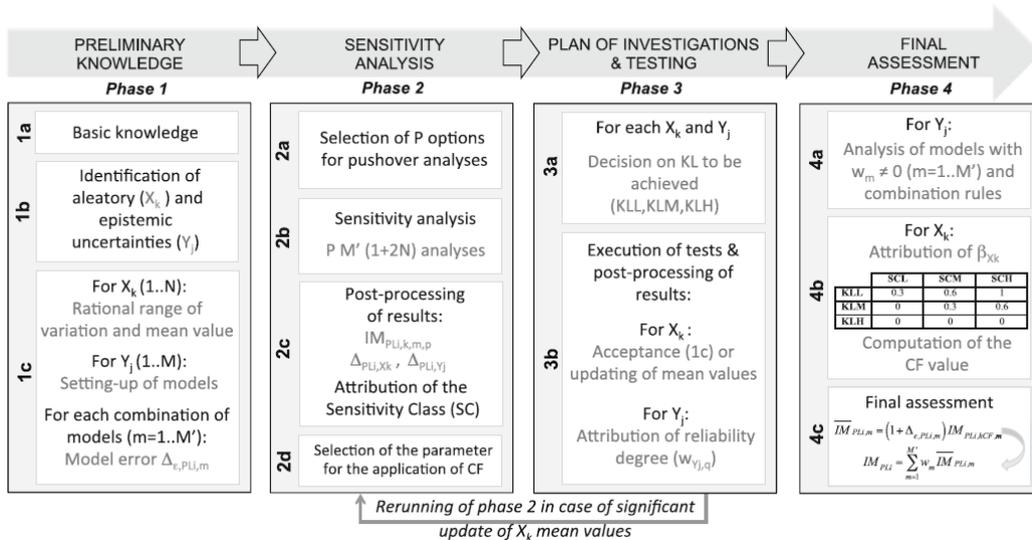
- ❖ Την εκτίμηση των επιστημικών και τυχαίων αβεβαιοτήτων, συμπεριλαμβάνοντας και το σφάλμα μοντέλου
- ❖ Την σωστή επιλογή (αντί την εκ των προτέρων) της παραμέτρου (ή ένα σύνολο συσχετιζόμενων παραμέτρων) που θα εφαρμοστεί ο συντελεστής αξιοπιστίας και ο υπολογισμός της τιμής του (αντί για μια συμβατική εκτίμηση)

Στην μεθοδολογία, δεν υπολογίζεται μία στάθμη ΣΑΔ για όλο το κτίριο, αλλά για κάθε παράμετρο εκχωρείται η αντίστοιχη στάθμη ΣΑΔ βάσει της πραγματικής ευαισθησίας από την σεισμική απόκριση στην παράμετρο αυτή.

Η ευαισθησία αξιολογείται σε σχέση με ένα επιλεγμένο Structural Performance Indicator (SPI). Μεταξύ των διαφόρων δυνατών επιλογών και σύμφωνα με τον τελικό στόχο της στάθμης επιτελεστικότητας, επιλέγεται η μέγιστη ένταση IM

Το IMPLi αντιπροσωπεύει τη μέση τιμή της μεταβλητής και επιτυγχάνεται με τη υιοθέτηση για όλες τις παραμέτρους τις μέσες τιμές τους, καθώς πρόκειται για μια ημι-πιθανολογική διαδικασία, η πραγματική διασπορά των τιμών της παραμέτρου δε λαμβάνεται πλήρως. Έτσι, ο συντελεστής αξιοπιστίας εφαρμόζεται για να λαμβάνεται υπόψη η αβεβαιότητα στον υπολογισμό της μέσης τιμής μιας παραμέτρου (λόγω ελλιπούς γνώσης), αλλά και για τις περιπτώσεις εκείνες όπου η διασπορά της παραμέτρου ή της ευαισθησίας της ήταν ιδιαίτερα υψηλή.

2.6.3 Βασικά βήματα της μεθοδολογίας:



Σχήμα 3.22 Διάγραμμα ροής της προτεινόμενης μεθοδολογίας [S. Cattari; S. Lagomarsino; V. Bosiljkov; D. D'Ayala, 2014]

1. Προκαταρκτική Γνώση:

Επίτευξη ενός βασικού επιπέδου γνώσης του κτιρίου και αναγνώριση όλων των αβεβαιοτήτων που εμπλέκονται στην απόκριση του, σύμφωνα με τα ακόλουθα βήματα:

- a) Επίτευξη ενός βασικού επιπέδου γνώσης: Μια προκαταρκτική εκτίμηση του κατάλληλου μοντέλου (ή κατάλληλων μοντέλων) για την αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας και συλλογή όλων των απαραίτητων στοιχείων για τις αναλύσεις.
- b) Προσδιορισμός των τυχνηματικών και επιστημικών αβεβαιοτήτων, που σχετίζονται με τις παραμέτρους που αφορούν τη γεωμετρία, τις μηχανικές ιδιότητες και τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες. Οι τυχνηματικές αβεβαιότητες συνδέονται με τις παραμέτρους που αντιμετωπίζονται ως μεταβλητές X_k ($k=1\dots N$, όπου N είναι ο συνολικός αριθμός των παραμέτρων ή ομάδες παραμέτρων). Οι επιστημικές αβεβαιότητες συνήθως σχετίζονται με κατασκευαστικούς παράγοντες ή παράγοντες μοντελοποίησης Y_j ($j=1\dots M$) και αντιμετωπίζονται με τη λογική του υπολογιστικού δέντρου. Οι παράγοντες αυτοί μπορεί να ποικίλουν. Κάθε παράγοντας Y_j μπορεί να οδηγήσει στην υιοθέτηση δύο ή περισσότερων πιθανών επιλογών μοντέλων ($q=1\dots m_j$), ο αριθμός των πιθανών εναλλακτικών επιλογών μπορεί να διαφέρει για κάθε παράγοντα. Εάν υπάρχουν μόνο δύο εναλλακτικές λύσεις ($m_j=2, \forall j=1..M$) για κάθε παράγοντα (που αναφέρονται ως A και B), τότε 2^M συνδυασμοί μοντέλων προκύπτουν με την παραγοντική ανάλυση όλων των δυνατών συνδυασμών (π.χ. στην περίπτωση του $M=2$: τα μοντέλα που προκύπτουν είναι AA , AB , BA και BB)

Για κάθε μεταβλητή X_k : Βρίσκεται το εύρος τιμών της μεταβλητής, η κατώτερη και ανώτερη τιμή ($x_{k,low}$ and $x_{k,up}$) και ορίζεται:

$$\bar{x}_k = \frac{x_{k,low} + x_{k,up}}{2}$$

$$f_k = \frac{x_{k,up} - x_{k,low}}{x_{k,up} + x_{k,low}}$$

όπου \bar{x}_k είναι η μέση τιμή και f_k θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό του συντελεστή αξιοπιστίας βάση της πραγματικής μεταβολής που αναμένεται για κάθε παράμετρο.

Πριν από οποιαδήποτε μελέτη ή επέμβαση, απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης. Προς τούτο απαιτείται η αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του, η σύνταξη του ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του, η καταγραφή των τυχόν βλαβών ή φθορών, καθώς και η εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων.

Η προσπάθεια που δαπανάται σε αυτό το προκαταρκτικό στάδιο, αποτελεί μια γόνιμη επένδυση για τη βελτιστοποίηση της ανάλυσης ευαισθησίας με τον περιορισμό του αριθμού των παραμέτρων X_k και των παραγόντων Y_j και καθορίζουν το εύρος της διακύμανσής τους. Για την ακρίβεια όσο περισσότερο, η προκαταρκτική εργασία αποδεικνύεται πως είναι κοντά στην τελική αξιολόγηση, τόσο πιο αξιόπιστη είναι η ανάλυση ευαισθησίας.

Η ιστορική ανάλυση είναι πολύ σημαντική καθώς δίνονται πληροφορίες σχετικά με τις δομικές αλλαγές από την εποχή της κατασκευής, οι οποίες πιθανόν μεταβάλλουν τη συμπεριφορά και την απόκριση του κτιρίου. Έτσι εντοπίζονται σωστά όχι μόνο όλα τα σύνολα των παραμέτρων (π.χ. όλα τα είδη τοιχοποιίας) αλλά καθορίζονται τα καταλληλότερα μοντέλα και οι επιστημικοί παράμετροι. Για παράδειγμα η παρουσία κλειστών ανοιγμάτων αντιμετωπίζεται ως επιστημική αβεβαιότητα, και προσομοιώνεται είτε ως άνοιγμα (παραμελώντας τη συμβολή στη δυσκαμψία) είτε ως στοιχείο πεσσού (υποθέτοντας ότι το άνοιγμα είναι καλυμμένο και συνδέεται με την γύρω τοιχοποιία και είναι ικανό να μεταφέρει τα φορτία).

Όσον αφορά τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών, είναι σημαντικό να υπάρξει μια κριτική στις τιμές που λήφθηκαν από την βιβλιογραφία, τους κανονισμούς ή από κάποια πειράματα για παρόμοιου τύπου τοιχοποιίες. Ως εκ τούτου, μια προσεκτική εξέταση του υλικού, των μονάδων του συνδετικού υλικού, των διαστάσεων, του σχήματος είναι θεμελιώδους σημασίας για τον προσδιορισμό του κατάλληλου τύπου τοιχοποιίας.

Μόλις όλες οι παράμετροι που πρέπει να ληφθούν υπόψη οριστούν με βάση τα δεδομένα που αποκτήθηκαν (στο βήμα 1), είναι αναγκαίο να οριστεί το εύρος τιμών των μεταβλητών X_k και οι πιθανές εναλλακτικές για τους παράγοντες Y_j .

Αξίζει τέλος να σημειωθεί, ότι αν θεωρούνται περισσότερα του ενός μοντέλα, μέσω της προσέγγισης του λογικού δένδρου, η εναπομένουσα αβεβαιότητα σχετικά με την αξιοπιστία κάθε μοντέλου μειώνεται.

2. Ανάλυση ευαισθησίας:

Εκτέλεση και μετά-επεξεργασία της μεθόδου, τα κύρια στάδια είναι:

- a) Προκαταρκτική ανάλυση όπου ορίζονται οι βασικές παράμετροι για την ορθή εκτέλεση της Pushover ανάλυσης (κατανομή σεισμικού φορτίου καθ' ύψος, καθορισμός κατεύθυνσης, εκκεντρότητας και κόμβου ελέγχου)
- b) Εκτέλεση της ανάλυσης ευαισθησίας
- c) Απόδοση σε κάθε παράμετρο (X_k) και παράγοντα (Y_j) το επίπεδο ευαισθησίας που του αντιστοιχεί (Sensitivity Class (SC)), το οποίο ορίζεται σε χαμηλό, μέσο και υψηλό
- d) Προσδιορισμός των παραμέτρων στις οποίες πρέπει να εφαρμοστεί ο συντελεστής αξιοπιστίας

Ο κύριος στόχος της ανάλυσης ευαισθησίας είναι ο προσδιορισμός των παραμέτρων/συντελεστών που επηρεάζουν περισσότερο την απόκριση της κατασκευής μεταξύ εκείνων που επιλέχθηκαν στο τέλος του βήματος 1. Χρησιμοποιείται εδώ η μη-γραμμική στατική ανάλυση pushover, καθώς συνδυάζει μία εύκολη υπολογιστική διαδικασία για να ληφθεί υπόψη η μη-γραμμική απόκριση.

Η εκτίμηση απαιτεί την εκτέλεση πολλών pushover αναλύσεων, που χαρακτηρίζονται από διαφορετικό συνδυασμό των συνθηκών εκτέλεσης, που σχετίζονται με: το διάγραμμα του κατανεμημένου φορτίου (π.χ. ανάλογο με τη μάζα, με τη μάζα και το ύψος ή με την 1^η ιδιομορφή), τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, την θετική ή αρνητική φορά κάθε διεύθυνσης και την τυχηματική εκκεντρότητα (προτείνεται συνήθως να λαμβάνεται το 5% του μέγιστου μήκους με διεύθυνση κάθετη στην εξεταζόμενη). Επιπλέον στην περίπτωση κτιρίων με εύκαμπτα διαφράγματα θα πρέπει να επιλεγεί ο κατάλληλος κόμβος ελέγχου [Lagomarsino and Cattari 2009]. Παρόλο που στην τελική αξιολόγηση διαφορετικές επιλογές πρέπει να ληφθούν υπόψη, κρίνεται σκόπιμο να θεωρηθούν οι χειρότερες συνθήκες, προκειμένου να περιοριστεί ο αριθμός των αναλύσεων που πρέπει να εκτελεστούν.

Για το σκοπό αυτό είναι χρήσιμο να πραγματοποιηθούν κάποιες προκαταρκτικές αναλύσεις, προκειμένου να καθορισθούν μία ή περισσότερες βασικές επιλογές (που σχετίζονται με το φορτίο, τη διεύθυνση, την τυχηματική εκκεντρότητα και τον κόμβο ελέγχου που πρέπει να ληφθούν ως σημείο αναφοράς για την εκτέλεση των αναλύσεων ευαισθησίας (βήμα 2α) στη συνέχεια, οι επιλογές αυτές απαριθμούνται από τον απαριθμητή p ($p=1...P$). Αυτές οι προκαταρκτικές αναλύσεις πραγματοποιούνται για κάθε

m μοντέλο ανάλυσης, θεωρώντας εύλογες μέσες τιμές \bar{x}_k για κάθε παράμετρο X_k .

Μόλις ορισθούν οι P επιλογές προχωράμε στην ανάλυση ευαισθησίας (βήμα 2b)

Πιο συγκεκριμένα, για κάθε μοντέλο (όπως προσδιορίζονται συναρτήσεις των συντελεστών), 2N+1 αναλύσεις πρέπει να πραγματοποιηθούν:

το πρώτο θεωρώντας για όλες τις παραμέτρους τις μέσες τιμές τους \bar{x}_k

ένα σύνολο από 2N αναλύσεις στην οποία κάθε παράμετρος (ή σύνολο παραμέτρων) μεταβάλλεται μία προς μία σύμφωνα με το κατώτερο ($x_{k,low}$) και το ανώτερο ($x_{k,up}$) του εύρους τιμών.

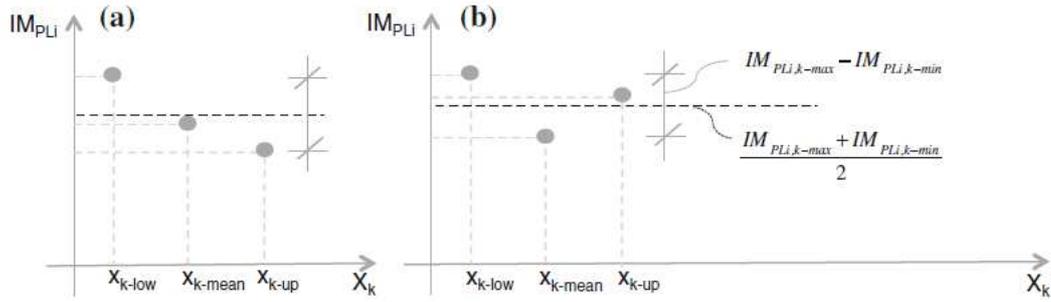
Έτσι, λαμβάνοντας επίσης υπόψη τον αριθμό των μοντέλων (M') και τις πιθανές επιλογές (P), συνολικά M'P (2N + 1) αναλύσεις πρέπει να πραγματοποιηθούν. Πράγματι, προκειμένου να διερευνηθεί η ευαισθησία εξετάζοντας τη συσχέτιση των παραμέτρων X_k , είναι περισσότερο ακριβής για να εκτελέσει μια δεύτερη ανάλυση πολυμεταβλητών παραγόντων. Παρόλο που η προσέγγιση αυτή είναι πιο ακριβής, αυξάνει το υπολογιστικό κόστος (2^N αναλύσεις αντί για 2N) για το λόγο αυτό θα πρέπει να ληφθούν υπόψη οι πιο σημαντικές.

Εάν λαμβάνεται υπόψη η στάθμη επιτελεστικότητας PL_i , τότε το αποτέλεσμα κάθε ανάλυσης είναι $IM_{PL_i,k,m,p}$, όπου k (που σχετίζεται με τη k παράμετρο) ακολουθείται από "low" ή "up" ανάλογα με την εκτιμώμενη τιμή, όταν για όλες τις μεταβλητές λαμβάνεται η μέση τιμή τότε το πεδίο αυτό αντικαθίσταται από το "mean". Στη συνέχεια, για κάθε m-οστό μοντέλο και p-οστή επιλογή, είναι δυνατόν να αξιολογηθούν οι αντίστοιχες τιμές $IM_{PL_i,k-min}$, $IM_{PL_i,k-max}$ ως εξής:

$$IM_{PL_i,k-min} = \min (IM_{PL_i,k-low}, IM_{PL_i,k-up}, IM_{PL_i,mean})$$

$$IM_{PL_i,k-max} = \max (IM_{PL_i,k-low}, IM_{PL_i,k-up}, IM_{PL_i,mean})$$

όπου οι δείκτες m και p έχουν παραληφθεί στα ακόλουθα για λόγους απλότητας.



Σχήμα 3.23 Υπολογισμός της ευαισθησίας $\Delta_{PLi,Xk}$ που σχετίζεται με τυχαίες αβεβαιότητες: (a) σχεδόν γραμμική ευαισθησία του X_k , (b) ακανόνιστη τάση της ευαισθησίας X_k [S. Cattari; S. Lagomarsino; V. Bosiljkov; D. D'Ayala, 2014]

Η ευαισθησία της μεταβλητής X_k εκτιμάται μέσω της μεταβλητής $\Delta_{PLi,Xk}$ (Σχήμα 3.24):

$$\Delta_{PLi,Xk} = 2 \frac{I M_{PLi,k-max} - I M_{PLi,k-min}}{I M_{PLi,k-max} + I M_{PLi,k-min}}$$

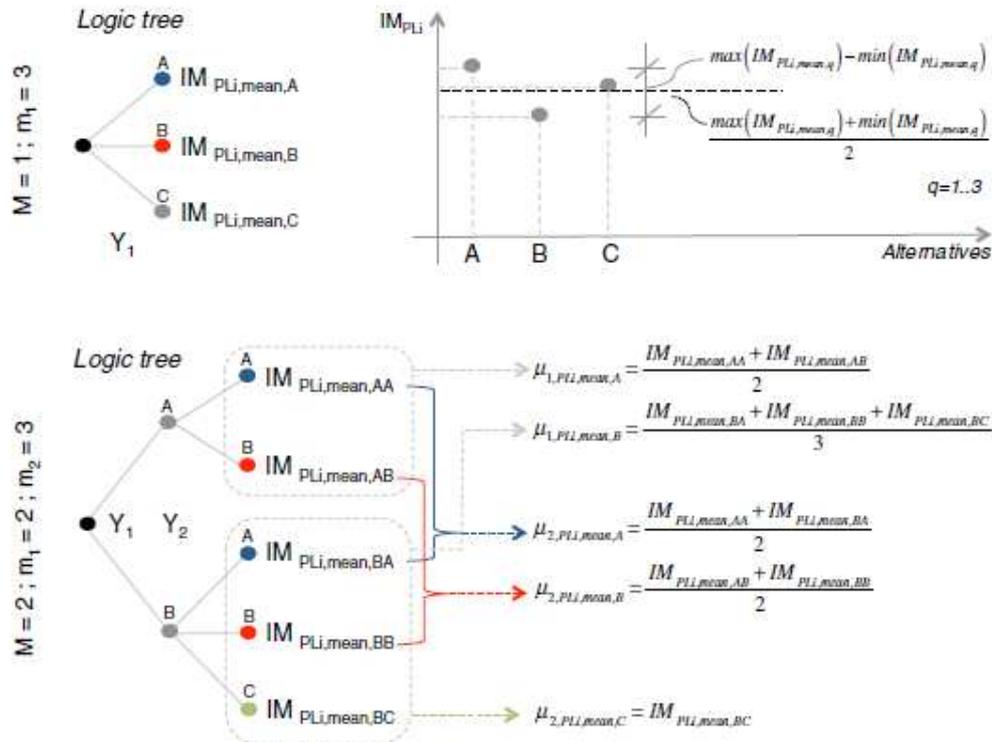
Η ευαισθησία των επιστημικών παραμέτρων εκτιμάται μέσω της $\Delta_{PLi,Yj}$ παραμέτρου, η οποία στην περίπτωση ενός μόνο παράγοντα Y_1 ($M=1$) χαρακτηρίζεται από m_1 εναλλακτικές και δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\Delta_{PLi,Y1} = 2 \frac{\max(I M_{PLi,mean,q}) - \min(I M_{PLi,mean,q})}{\max(I M_{PLi,mean,q}) + \min(I M_{PLi,mean,q})} \quad q = 1, \dots, m_1$$

στην περίπτωση που υπάρχουν M παράγοντες για τη j -οστή επιστημική αβεβαιότητα η προηγούμενη εξίσωση γίνεται:

$$\Delta_{PLi,Yj} = 2 \frac{\max(\mu_{j, I M P Li, mean, q}) - \min(\mu_{j, I M P Li, mean, q})}{\max(I M_{PLi,mean,q} + I M_{PLi,mean,q})} \quad q = 1, \dots, m_j$$

όπου $\mu_{j, I M P Li, mean, q}$ είναι η μέση τιμή των IM_{PLi} των τιμών (υπολογίζεται θεωρώντας την μέση τιμή για όλες τις τυχαίες μεταβλητές) που προκύπτουν από τα αποτελέσματα της λογικής του υπολογιστικού δέντρου και σχετίζεται με την επιλογή της q -οστής επιλογής για τον παράγοντα Y_j . Το Σχήμα 3.25 απεικονίζει γραφικά τις προηγούμενες εξισώσεις.



Σχήμα 3.24 Υπολογισμός της ευαισθησίας $\Delta_{PLi,Xk}$ που σχετίζεται με επιστημικές αβεβαιότητες [S. Cattari; S. Lagomarsino; V. Bosiljkov; D. D’Ayala, 2014]

Όταν ολοκληρωθούν οι αναλύσεις ευαισθησίας και όλα τα αποτελέσματα μετα-επεξεργάστηκαν για να υπολογιστούν τα $\Delta_{PLi,Xk}$ και $\Delta_{PLi,Yj}$ περνάμε στο επόμενο βήμα που είναι η απόδοση μια κατηγορίας ευαισθησίας (SC), σε κάθε k παράμετρο και j παράγοντα.

Ωστόσο, είναι αναγκαίο να καθοριστούν ορισμένα συμβατικά κριτήρια για τον καθορισμό της υψηλής, μέσης και χαμηλής ευαισθησίας:

Αρχικά, μία τιμή αναφοράς της παραμέτρου ευαισθησίας $\Delta_{PLi,max}$, υπολογίζεται ως η μέγιστη $[\Delta_{PLi,Xk}]$, και αναφέρεται μόνο στην ευαισθησία των παραμέτρων X_k , λαμβάνοντας υπόψη τις P επιλογές για την pushover ανάλυση.

Στη συνέχεια, η τάξη ευαισθησίας (SC) σε κάθε παράμετρο/παράγοντα δίνεται συμβατικά ως συνάρτηση της παραμέτρου $\Delta_{PLi,max}$ όπως για παράδειγμα σύμφωνα με τον παρακάτω κανόνα:

Υψηλή ευαισθησία (SCH): $\Delta_{PLi,Xk}$ (ή $\Delta_{PLi,Yj}$) > 2/3 $\Delta_{PLi,max}$

Μέση ευαισθησία (SCM): 1/3 $\Delta_{PLi,max}$ ≤ $\Delta_{PLi,Xk}$ (ή $\Delta_{PLi,Yj}$) ≤ 2/3 $\Delta_{PLi,max}$

Χαμηλή ευαισθησία (SCL): $\Delta_{PLi,Xk}$ (ή $\Delta_{PLi,Yj}$) < 1/3 $\Delta_{PLi,max}$

Οι περιοχές αυτές μπορούν να βαθμονομηθούν και διαφορετικά.

Τέλος για κάθε μοντέλο, η παράμετρος για την εφαρμογή του συντελεστή αξιοπιστίας (βήμα 2d) επιλέγεται ανάμεσα σε εκείνες που συνδέονται με την υψηλότερη τάξη ευαισθησίας.

3. Πρόγραμμα διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων:

- a) Επιλογή κατάλληλης ΣΑΔ για κάθε παράμετρο και παράγοντα, λαμβάνοντας υπόψη τον αντίστοιχο συντελεστή αξιοπιστίας
- b) Εκτέλεση διερευνητικών εργασιών και δοκιμών, με πιθανή αναπροσαρμογή της μέσης τιμής σε κάποιες παραμέτρους (αυτό απαιτεί να επαναληφθεί το βήμα 2)

Τα αποτελέσματα από το βήμα 2 είναι χρήσιμα για τη βελτιστοποίηση και την αξιοπιστία των διερευνητικών εργασιών και δοκιμών (βήμα 3). Πραγματικά ο στόχος των οριζόμενων sensitivity classes είναι να αναγνωρίσουν την ανάγκη για περαιτέρω διερευνητικές εργασίες στις παραμέτρους που επηρεάζουν περισσότερο τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Έτσι, προκειμένου να ξεπεραστούν τα όρια των σημερινών κανονισμών, προβλέπονται ξεχωριστές ΣΑΔ για κάθε παράμετρο συναρτήσει ενός συγκεκριμένου συντελεστή αξιοπιστίας, αντί για μία δεδομένη στάθμη ΣΑΔ για όλο το κτίριο (γεωμετρία, υλικά και κατασκευαστικές λεπτομέρειες).

Όσον αφορά τις στάθμες ΣΑΔ προτείνεται η διαίρεση σε 3 επίπεδα, όπως στον ΕΚ8 τα οποία είναι χαμηλό (KLL), μέσο (KLM) και υψηλό (KLH). Επιπλέον, τα εργαλεία που αξιοποιούνται για να επιτευχθεί ένα επίπεδο ΣΑΔ ταξινομούνται ως εξής: (1) “ποιοτική” έρευνα (“qualitative” investigations) που βασίζεται μόνο σε επί τόπου έρευνα, με οπτικούς ελέγχους και δεδομένα από αρχεία, (2) “έμμεση” έρευνα (“indirect” investigations) που δε βασίζονται σε καταστρεπτικές μεθόδους είτε σε υλικά είτε σε μέλη της κατασκευής, (3) “άμεσες” μέθοδοι (“direct” investigations) που βασίζονται σε καταστρεπτικές μεθόδους.

X_k parameters	Y_j factors
KLL	
Based on qualitative investigations	Information substantially remain the same of basic knowledge level: they are not sufficient to choose between the two models neither to assign a degree of reliability to each one
KLM	
Based on qualitative and indirect investigations	It is possible to attribute a degree of reliability to each branch ($w_{Y_j,q}$) of the logic tree, by means of subjective probabilities (in case of two alternatives: $w_{Y_j,A}$ and $w_{Y_j,B}$, where $w_{Y_j,B} = 1 - w_{Y_j,A}$). Acquired information basically refer to both qualitative inspections and indirect investigations
KLH	
Based on direct tests, in addition to qualitative and indirect investigations	It is possible to directly choose the model or to attribute with high confidence $w_{Y_i,q}$ (when two or more alternatives are considered meaningful). Usually some direct investigations are necessary

Πίνακας 3.13 Investigations and testing related to KLs proposed for X_k parameters and Y_j factors

Στόχος των δειρευνητικών εργασιών είναι (1) στην περίπτωση των X_k παραμέτρων, για να επιβεβαιωθεί ή να προταθεί νέα μέση τιμή στην τελική εκτίμηση της κατασκευής, (2) στην περίπτωση των Y_j παραγόντων, να αποκτηθούν αρκετά δεδομένα για να επιλεγεί το ικανοποιητικότερο μοντέλο ή τουλάχιστον να αποδοθεί μια υποκειμενική πιθανότητα $w_{Y_j,q}$ ($\sum_{q=1}^{m_j} w_{Y_j,q} = 1$), που σχετίζεται με το επίπεδο αξιοπιστίας κάθε επιλογής, και θα χρησιμοποιηθεί για το συνδυασμό των αποτελεσμάτων με τη λογική του υπολογιστικού δέντρου.

Με βάση τα αποτελέσματα από τις πειραματικές δοκιμές, η μέση τιμή των παραμέτρων που ορίστηκε στη φάση 1 θα μπορούσε να επιβεβαιωθεί ή να τροποποιηθεί (βήμα 3b). Στην περίπτωση που υπάρχουν σημαντικές μεταβολές στη μέση τιμή ορισμένων παραμέτρων X_k , είναι απαραίτητο να επαναληφθεί η διαδικασία του βήματος 2 προκειμένου να χρησιμοποιηθούν οι σωστές πληροφορίες στον έλεγχο ευαισθησίας, αντιθέτως αν το εύρος τιμών των παραμέτρων μεταβληθεί, δεν είναι αναγκαίο να εκτελεστούν ξανά οι αναλύσεις ευαισθησίας και μπορούμε να προχωρήσουμε στην τελική αξιολόγηση του τελευταίου βήματος.

4. Τελική εκτίμηση:

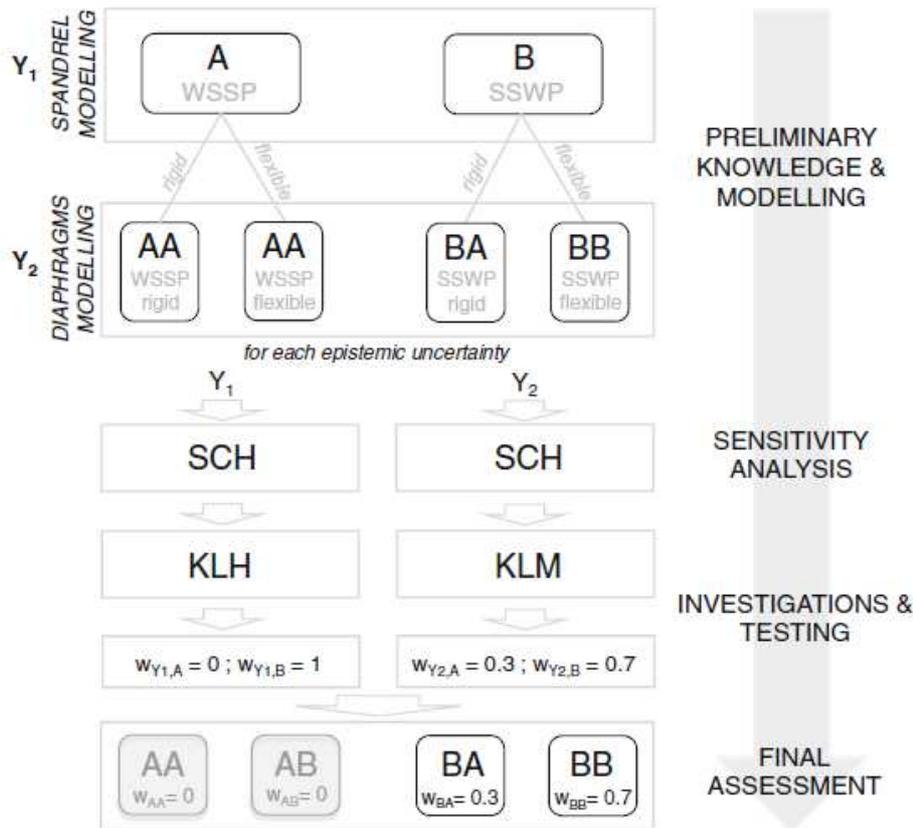
- a) Αναφορικά με τις επιστημικές αβεβαιότητες, γίνεται τελική επιλογή των μοντέλων που πρέπει να ληφθούν και των κανόνων για τον συνδυασμό τους

- b) Αναφορικά με τις τυχηματικές αβεβαιότητες, πραγματοποιείται αξιολόγηση της υπολειμματικής ελλιπούς γνώσης και υπολογίζεται η κατάλληλη τιμή του συντελεστή αξιοπιστίας για κάθε μοντέλο.
- c) Εκτέλεση των pushover αναλύσεων για την τελική αξιολόγηση της κατασκευής και συνδυασμός των αποτελεσμάτων από τα διάφορα μοντέλα

Λόγω της αδυναμίας να επιτευχθεί πλήρης γνώση της δομής, οι εναπομένουσες αβεβαιότητες υπόκεινται σε επεξεργασία: (1) με την εφαρμογή του συντελεστή αξιοπιστίας στην περίπτωση των τυχηματικών αβεβαιοτήτων X_k , (2) μέσω της λογικής του υπολογιστικού δέντρου, στην περίπτωση των επιστημικών αβεβαιοτήτων Y_j . Επιπλέον μπορεί να ληφθεί υπόψη και το σφάλμα μοντέλου.

Όσον αφορά τις επιστημικές αβεβαιότητες, η επιλογή των μοντέλων που θα ληφθούν υπόψη στην τελική αξιολόγηση (βήμα 4α) εξαρτάται τόσο από τον συντελεστή αξιοπιστίας που προκύπτει από την ανάλυση ευαισθησίας (βήμα 2) και από τη στάθμη ΣΑΔ που επιτεύχθηκε μέσα από τις διερευνητικές εργασίες (φάση 3), επομένως η επιλογή θα πρέπει να συμβιβάζει την αξιοπιστία και την υπολογιστική έρευνα, περιορίζοντας τον αριθμό των μοντέλων που πρέπει να εξεταστούν. τα προτεινόμενα κριτήρια συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα, όπου οι διαφορετικές επιλογές απεικονίζονται συναρτήσει της στάθμης αξιοπιστίας ΣΑΔ (KL) και της τάξης ευαισθησίας (SC). Όταν η τελική εκτίμηση επηρεάζεται ελάχιστα από τις αβεβαιότητες (SCL), προτείνεται να γίνει μια επιλογή μεταξύ των εναλλακτικών λύσεων (ότι πιο συντηρητικό στην περίπτωση της ανεκτής στάθμης ΣΑΔ (KLL) ή ότι πιο αξιόπιστο όταν επιτυγχάνεται υψηλή στάθμη ΣΑΔ, προκειμένου να περιοριστεί η τελική υπολογιστική επεξεργασία. Αντίθετα όταν η τάξη ευαισθησίας (SC) είναι υψηλότερη (SCM και SCH) και τα δεδομένα που αποκτήθηκαν είναι επαρκή για να ορισθεί το $w_{Y_j,q}$, προτείνεται ο συνδυασμός με την λογική του υπολογιστικού δέντρου για βελτίωση της αξιοπιστίας.

	SCL	SCM	SCH	Ερμηνεία συμβόλων
KLL	○	○	○ ή ◇	○ Επιλογή της πιο συντηρητικής επιλογής
KLM	○ ή □	◇	◇	◇ Συνδυασμός με την λογική του υπολογιστικού δέντρου
KLH	□	□	□ ή ◇	□ Επιλογή της πιο αξιόπιστης επιλογής



Στο παραπάνω σχήμα δίνεται η προσέγγιση με τη λογική του υπολογιστικού δέντρου, για να συνδυαστούν τα αποτελέσματα από διαφορετικά μοντέλα (στην περίπτωση μας $M=2$, $m_1=m_2=2$) για κάθε ένα συνδυασμό M' ένας συντελεστής βαρύτητας w_m υπολογίζεται ως αποτέλεσμα υποκειμενική πιθανότητα που αποδίδεται σε κάθε εναλλακτική επιλογή των συντελεστών M

$$Y_j \left(\sum_{m=1}^{M'} w_m = 1 \right).$$

Το παράδειγμα της λογικής του υπολογιστικού δέντρου αναφέρεται στην ανάλυση ενός κτιρίου τοιχοποιίας, στο οποίο ελέγχονται 2 παράγοντες σχετικοί με τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής (1) η δυσκαμψία εντός επιπέδου των οριζόντιων διαφραγμάτων, (2) η αντοχή των στοιχείων δοκού. Οι οριακές καταστάσεις είναι: (1) δύσκαμπτο ή εύκαμπτο διάφραγμα, (2) μηχανισμός μαλακού ορόφου (SSWP model) or coupled cantilever piers (WSSP model)

Για κάθε κλάδο της λογικής του υπολογιστικού δέντρου, οι τυχηματικές αβεβαιότητες θεωρούνται μέσω του συντελεστή αξιοπιστίας (βήμα 4β).

Ο συντελεστής αξιοπιστίας εφαρμόζεται σε μια κύρια παράμετρο (ή ομάδα παραμέτρων) χ_{kCF} από εκείνες που συνδέονται με την υψηλότερη τάξη

ευαισθησίας (SCH) για το m μοντέλο. Η τιμή του μέτρου έντασης της σεισμικής δύναμης ($IM_{PLi,Kcf,m}$) που δίνει το επίπεδο επιτελεστικότητας PLi λαμβάνεται από το μοντέλο στο οποίο όλες οι παράμετροι έχουν τις μέσες τιμές και ο συντελεστής ευαισθησίας έχει εφαρμοσθεί στο X_{kCF} . Η τελική αξιολόγηση που παράγεται από κάθε m - μοντέλο, υπολογίζεται ως εξής:

$$\overline{IM}_{PLi,m} = (1 + \Delta_{\varepsilon,PLi,m})IM_{PLi,kcf,m}$$

όπου $\Delta_{\varepsilon,PLi,m}$ είναι το σφάλμα μοντέλου και σχετίζεται με τον m κλάδο του δέντρου.

Η εκτίμηση του συντελεστή αξιοπιστίας θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη: (1) τη πραγματική μεταβλητότητα της παραμέτρου στην οποία εφαρμόζεται λαμβάνοντας υπόψη το f_k , (2) τις απομένουσες αβεβαιότητες λόγω ελλιπούς γνώσεις που λαμβάνονται μέσω του παράγοντα β_m , που ορίζεται βάση των διαφορετικών ΣΑΔ στις παραμέτρους. ως εξ τούτου ένας παράγοντας β_{kC} εισάγεται για τη μέτρηση της αβεβαιότητας για κάθε παράμετρο και κυμαίνεται μεταξύ 1 έως 0. Στον ακόλουθο πίνακα δίνονται προτεινόμενες τιμές, που για κάθε παράμετρο λαμβάνονται από ένα συνδυασμό του επιπέδου ΣΑΔ και της τάξης ευαισθησίας.

	SCL	SCM	SCH
KLL	0.3	0.6	1
KLM	0	0.3	0.6
KLH	0	0	0.3

Εξετάζοντας κάθε m μοντέλο, βάσει των προτεινόμενων τιμών του παραπάνω πίνακα, είναι δυνατό να εκχωρηθεί σε κάθε παράμετρο X_k η αντίστοιχη τιμή $\beta_{Xk,m}$. έτσι η μέγιστη τιμή β_m ($\beta_m = \max[\beta_{Xk,m}, k=1 \dots N]$) θεωρείται ως αναφορά για να υπολογιστεί η τιμή του συντελεστή αξιοπιστίας που πρέπει να εφαρμοσθεί στην παράμετρο X_k στο m μοντέλο ως εξής:

$$CF_{XkCF,m} = \begin{cases} 1 + \beta_m f_{kCF,m} & \alpha \nu IM_{PLi,k-min} = IM_{PLi,k-up} \\ 1 & \alpha \nu IM_{PLi,k-min} = IM_{PLi,mean} \\ 1 - \beta_m f_{kCF,m} & \alpha \nu IM_{PLi,k-min} = IM_{PLi,k-low} \end{cases}$$

Στην συνέχεια πραγματοποιούνται μη-γραμμικές αναλύσεις για την παράμετρο X_{kCF} αντίστοιχη μέση τιμή \bar{x}_{kCF} από $CF_{XkCF,m}$. Η τιμή του συντελεστή αξιοπιστίας ορίζεται με αυτόν τον τρόπο ώστε να περιορίσει την επιλεγόμενη παράμετρο στην πραγματική μέση τιμή.

Τελικά, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της εφαρμογής του συντελεστή αξιοπιστίας και τον συνδυασμό των αποτελεσμάτων από την

λογική του υπολογιστικού δέντρου, για κάθε p επιλογή που εξετάστηκε η τιμή του IM_{PLi} υπολογίζεται ως εξής:

$$IM_{PLi} = \sum_{m=1}^{M'} w_m \overline{IM}_{PLi,m}$$

όπου w_m αντιπροσωπεύει τη βαρύτητα κάθε κλάδου του υπολογιστικού δέντρου.

Η τελική τιμή χρησιμοποιείται στην συνέχεια ως η ελάχιστη μεταξύ των σχετικών επιλογών για την ανάλυση pushover ή ως η σταθμισμένη μέση τιμή.

2.7 Γενικές αρχές αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής

Η θεμελίωση στα ιστορικά κτίρια αποτελείται συνήθως από την ίδια τη φέρουσα τοιχοποιία που εκτείνεται σε ένα ορισμένο βάθος κάτω από το έδαφος με αυξημένο πάχος. Η δυναμική απόκριση τέτοιων κατασκευών υπό σεισμική φόρτιση θα πρέπει να μελετάται σε συνδυασμό με το περιβάλλον έδαφος, διότι η διέγερση στη βάση κάθε κατασκευής είναι γενικά διαφορετική από την σεισμική κίνηση του ελεύθερου πεδίου. Θα πρέπει επομένως να υπάρχει μια καλή γνώση των συνθηκών στο επίπεδο της θεμελίωσης για τη μελέτη της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής. Όταν η κατασκευή στηρίζεται για παράδειγμα σε στερεό βράχο, γίνεται θεώρηση πλήρους πάκτωσης μεταξύ εδάφους και κατασκευής. Λόγω της θεώρησης της πάκτωσης, θεωρείται ότι η ταλάντωση της θεμελίωσης ακολουθεί ακριβώς την απόκριση του βραχώδους υποβάθρου.

Όταν η κατασκευή όμως στηρίζεται σε παραμορφώσιμο έδαφος και δεχθεί την ίδια σεισμική φόρτιση θα έχει διαφορετική συμπεριφορά ταλάντωσης λόγω της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης. Η ταλάντωση θα εξαρτηθεί και από τα δυναμικά χαρακτηριστικά της ίδιας της κατασκευής και από τα δυναμικά χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης. Η αλληλεπίδραση αυτή του εδάφους, της θεμελίωσης και της ανωδομής μπορεί να έχει μεγαλύτερο ή μικρότερο ρόλο στην συνολική απόκριση του συστήματος ανάλογα με τη σχετική δυσκαμψία και τη μάζα του εδάφους, της θεμελίωσης και της κατασκευής.

Η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους - θεμελίωσης - κατασκευής έχει δύο βασικά αποτελέσματα στη δυναμική απόκριση της κατασκευής [*Veletsos and Meek, 1974*]:

- Το εύκαμπο πλέον σύστημα θεμελίωσης - κατασκευής έχει περισσότερους βαθμούς ελευθερίας από τον πλήρως πακτωμένο ισοδύναμο μονοβάθμιο ταλαντωτή, και συνεπώς διαφορετικά δυναμικά χαρακτηριστικά. Συγκεκριμένα, παρατηρείται πάντα μια αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος εξαιτίας της αύξησης της ενδοσιμότητας του συστήματος εδάφους - θεμελίωσης.

- Ένα σημαντικό μέρος της ενέργειας ταλάντωσης του συστήματος αποσβένεται λόγω γεωμετρικής απόσβεσης του κυματικού πεδίου που εκπέμπεται από την ταλαντούμενη θεμελίωση προς το έδαφος, καθώς και λόγω υστερετικής απόσβεσης του εδαφικού υλικού.

Το σύστημα εδάφους - θεμελίωσης - κατασκευής έχει περισσότερους βαθμούς ελευθερίας, και συνεπώς διαφορετικό συχνотικό περιεχόμενο δυναμικής απόκρισης από τον μονοβάθμιο ταλαντωτή. Επιπλέον, η γεωμετρική απόσβεση ενέργειας, που παρατηρείται μόνο κατά την ταλάντωση της θεμελίωσης της κατασκευής, οδηγεί σε μείωση του πλάτους της απόκρισης. Οι παράγοντες που επηρεάζουν κατά κύριο λόγο το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης είναι [Veletsos and Meek, 1974]:

- Η σχετική δυσκαμψία $\sigma = V_s/f_{oh}$ μεταξύ του εδάφους θεμελίωσης και της ανωδομής
- Ο λόγος h/r του ύψους h της κατασκευής προς την χαρακτηριστική διάσταση r της
- θεμελίωσης (π.χ. ακτίνα κυκλικού θεμελίου)
- Η σχέση f_p/f_o μεταξύ της ιδιοσυχνότητας του παλμού εισαγωγής f_p και της θεμελιώδους συχνότητας του συστήματος θεμελίωσης - κατασκευής f_o
- Ο λόγος $m/\rho\pi r^2h$ της σχετικής μάζας της κατασκευής προς τη σχετική μάζα του εδάφους θεμελίωσης
- Ο λόγος m_f/m της μάζας της θεμελίωσης m_f προς τη μάζα της κατασκευής m
- Ο συντελεστής κρίσιμης απόσβεσης β της πλήρως πακτωμένης κατασκευής
- Ο λόγος του Poisson ν του εδάφους.

Σύμφωνα με τον Veletsos [1977], μόνο οι τρεις πρώτες παράμετροι επηρεάζουν σημαντικά το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης, στην περίπτωση που το έδαφος θεωρηθεί γραμμικό ελαστικό.

Μέθοδοι ανάλυσης

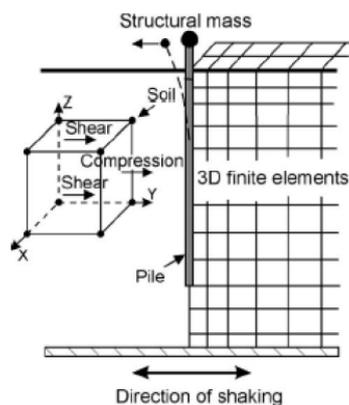
Στη δυναμική των κατασκευών παραδοσιακά θεωρείται ότι η σεισμική κίνηση που εισέρχεται στη θεμελίωση μιας κατασκευής είναι η ίδια με την σεισμική κίνηση που καταγράφεται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Η υπόθεση αυτή ισχύει όμως μόνο στην περίπτωση που η κατασκευή είναι πακτωμένη σε μια δύσκαμπτη θεμελίωση, άρρηκτα δεμένη με το έδαφος θεμελίωσης, το οποίο με τη σειρά του δεν μπορεί να παραμορφωθεί τοπικά κάτω από την κατασκευή. Εντούτοις, όταν η κατασκευή εδράζεται σε ένα εύκαμπτο σύστημα εδάφους - θεμελίωσης, η ταλάντωση της θεμελίωσης είναι γενικά διαφορετική από την ταλάντωση του εδάφους, όταν υπόκειται σε σεισμική φόρτιση. Στην περίπτωση αυτή, ως θεμελίωση νοείται τόσο η θεμελίωση ως δομικό στοιχείο, όσο και το

υποκείμενο έδαφος θεμελίωσης. Συνεπώς και η ταλάντωση της ίδιας της κατασκευής στην περίπτωση της εύκαμπτης θεμελίωσης θα διαφέρει από την ταλάντωση της στην περίπτωση της δύσκαμπτης θεμελίωσης.

Εξαιτίας αυτής της πολυπαραμετρικότητας του προβλήματος έχουν αναπτυχθεί διαφορετικοί τρόποι προσομοίωσης και προσέγγισης του θέματος. Σε επίπεδο αναλυτικής επίλυσης του προβλήματος, δύο είναι ουσιαστικά οι εναλλακτικές προσεγγίσεις που ακολουθούνται στη βιβλιογραφία: Η *άμεση μέθοδος* (*direct method*) αναλύει το σύστημα εδάφους - θεμελίωσης - κατασκευής σε ένα βήμα, χρησιμοποιώντας πεπερασμένα στοιχεία για την προσομοίωση της κατασκευής και θεμελίωσης, καθώς και ενός μεγάλου τμήματος του εδάφους περιφερειακά της θεμελίωσης. Αντίθετα, η *μέθοδος αποσυζευγμένων συστημάτων* (*substructure method*) χωρίζει το συνολικό σύστημα σε δύο υποσυστήματα, συνήθως σε αυτά του ημιάπειρου εδάφους και της πεπερασμένης κατασκευής. Κάθε ένα από τα διαφορετικά υποσυστήματα επιλύεται χωριστά, με το καταλληλότερο αριθμητικό εργαλείο, και στη συνέχεια πραγματοποιείται η σύζευξη τους για να υπολογιστεί η συνολική απόκριση του συστήματος.

Άμεση μέθοδος

Η πρώτη μέθοδος ανάλυσης του προβλήματος της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίωσης - κατασκευής είναι η *άμεση μέθοδος* (*direct method*), κατά την οποία το συνολικό σύστημα αναλύεται σε ένα υπολογιστικό βήμα, συνήθως με τη βοήθεια πεπερασμένων στοιχείων. Στο Σχήμα 2.25 φαίνεται ένα τυπικό σύστημα εδάφους - θεμελίωσης - κατασκευής που χρησιμοποιείται σε αναλύσεις αλληλεπίδρασης με την άμεση μέθοδο.



Σχήμα 2.25 Προσομοίωμα συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία

Στην άμεση μέθοδο επίλυσης με πεπερασμένα στοιχεία, η κίνηση εισαγωγής ορίζεται στους εξωτερικούς κόμβους του πεπερασμένου εδαφικού

μοντέλου. Για το λόγο αυτό, γίνεται τις περισσότερες φορές μια αποσυνέλιξη της εδαφικής κίνησης από την επιφάνεια του εδάφους στα σημεία που βρίσκονται οι εξωτερικοί κόμβοι του εδαφικού πεπερασμένου μοντέλου. Συχνά το κατώτατο όριο του καννάβου ταυτίζεται με το πραγματικό ή οιονεί βραχώδες υπόβαθρο ($V_s > 750m/s$). Το βασικό πλεονέκτημα της άμεσης μεθόδου ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία είναι ότι μπορεί να συμπεριλάβει στην ανάλυση ετερογένειες και σύνθετες γεωμετρίες που τυχόν υπάρχουν στο εδαφικό υλικό ή στην κατασκευή. Επίσης, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχει τη δυνατότητα να αναλύει σχετικά εύκολα μη γραμμικά υλικά, όπως και μη γραμμικές γεωμετρίες στοιχείων. Τα περισσότερα λογισμικά που κάνουν χρήση πεπερασμένων στοιχείων επιλύουν το πρόβλημα στο πεδίο του χρόνου. Χαρακτηριστικά αναφέρονται τα λογισμικά ANSYS [SAS, 2005], ADINA [Bathe, 1999], DYNALFLOW [Prevost, 1999], FEAP [Zienkiewicz and Taylor, 2005], GEFDYN [Aubry et al., 1986], FLUSH [Lysmer et al., 1975], SASSI [Ostadan et al., 2000].

Από την αντίθετη πλευρά, μια ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία είναι συνήθως χρονοβόρα, καθώς και απαιτητική σε υπολογιστικό κόστος, σε σύγκριση με απλουστευμένες μεθόδους. Επίσης, οι συνοριακές συνθήκες στους εξωτερικούς κόμβους του μοντέλου των πεπερασμένων στοιχείων παραμένουν ένα πρόβλημα, καθώς πρέπει να επιτρέπουν τη διέλευση των σεισμικών κυμάτων προς το άπειρο, καθώς και να αποτρέπουν την ανάκλαση του κυματικού πεδίου προς το εσωτερικό του μοντέλου.

Μέθοδος αποσυζευγμένων συστημάτων

Σε αυτή τη μέθοδο ανάλυσης το πλήρες σύστημα χωρίζεται σε επιμέρους υποσυστήματα, συνηθέστερα σε αυτό του εδάφους θεμελίωσης και σε αυτό του συστήματος θεμελίωσης - κατασκευής. Βασιζόμενοι πάνω στο δυναμικό ισοζύγιο μεταξύ των αλληλεπιδρώντων υποσυστημάτων, μπορεί να σχηματιστεί μια αποδεκτή λύση, η οποία να επαληθεύει τις κινηματικές συνθήκες στα όρια των υποσυστημάτων. Το πεδίο των τάσεων, και κατά συνέπεια και των μετακινήσεων, στη διεπιφάνεια εδάφους - θεμελίωσης πρέπει να είναι κοινό και για τα δύο αλληλεπιδρώντα υποσυστήματα. Το βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου των αποσυζευγμένων συστημάτων είναι ότι η απόκριση κάθε επιμέρους υποσυστήματος μπορεί να υπολογιστεί με τη βέλτιστη μέθοδο και στη συνέχεια, με βάση την αρχή της επαλληλίας που ισχύει για γραμμική συμπεριφορά, να υπολογιστεί η συνολική απόκριση του συστήματος.

Η ανάλυση του προβλήματος με τη μέθοδο αποσυζευγμένων συστημάτων γίνεται στο πεδίο των συχνοτήτων. Υποθέτοντας γραμμική

ελαστική ή ιξωδοελαστική συμπεριφορά των υλικών και μικρές παραμορφώσεις, η επίλυση στο πεδίο των συχνοτήτων είναι πιο αποτελεσματική από την αριθμητική ολοκλήρωση στο πεδίο του χρόνου.

Για τη συνήθη περίπτωση συμπαγών και δύσκαμπτων θεμελιώσεων, η αναλυτική προσέγγιση της μεθόδου αποσυσζευγμένων συστημάτων μπορεί να συνοψιστεί στο παρακάτω σύστημα εξισώσεων με έξι αγνώστους:

$$\{[K_s] - \omega^2[M]\}q = \{F_s\}$$

όπου,

- q είναι το διάνυσμα των άγνωστων μετακινήσεων για τους έξι βαθμούς ελευθερίας του στερεού σώματος
- K_s είναι ο γενικευμένος δυναμικός δείκτης εμπέδησης του εδάφους, υπολογισμένος στη διεπιφάνεια εδάφους - θεμελίωσης
- M είναι το ισοδύναμο μητρώο μάζας της κατασκευής που περιέχει τη μάζα της θεμελίωσης
- F_s είναι το διάνυσμα των ισοδύναμων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο σύστημα θεμελίωσης-κατασκευής από τη σεισμική διέγερση του εδάφους

Τα K_s και M εξαρτώνται από την κυκλική συχνότητα διέγερσης. Η ανωτέρω εξίσωση παρέχει με συνοπτικό τρόπο μια θεώρηση του φαινομένου της αλληλεπίδρασης. Εμπεριέχει σε μητρική μορφή τα χαρακτηριστικά του συνολικού συστήματος, όπως τους γενικευμένους δυναμικούς δείκτες εμπέδησης του εδάφους στη διεπιφάνεια του με τη θεμελίωση, την ισοδύναμη στατική και δυναμική μάζα της κατασκευής, καθώς και τις σεισμικές δράσεις πάνω στη θεμελίωση.

Τα πλεονεκτήματα της μεθόδου αποσυσζευγμένων συστημάτων σε σύγκριση με την άμεση μέθοδο είναι η καλύτερη φυσική θεώρηση του φαινομένου, η σχετική ευκολία εφαρμογής της καθώς και το μειωμένο υπολογιστικό κόστος, σε συνάρτηση με την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Στα μειονεκτήματα της μεθόδου συγκαταλέγεται κυρίως η μη δυνατότητα πλήρους μη γραμμικής ανελαστικής ανάλυσης, όπως είναι εφικτό μέσα από μια ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία ή πεπερασμένες διαφορές.

Κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση

Όταν ένα σύστημα εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής διεγείρεται από ένα σεισμικό γεγονός, το έδαφος γειτονικά της θεμελίωσης παραμορφώνεται, αναγκάζοντας τη θεμελίωση με την κατασκευή να ταλαντωθούν. Συνακόλουθα, η ταλάντωση της κατασκευής προκαλεί αδρανειακές δυνάμεις, οι οποίες μέσω της θεμελίωσης μεταβιβάζονται πίσω στο έδαφος στήριξης. Συνεπώς, εκτός από το κυματικό πεδίο στο έδαφος θεμελίωσης λόγω του σεισμικού κραδασμού, ένα επιπλέον κυματικό πεδίο δημιουργείται εξαιτίας της ανάκλασης των σεισμικών κυμάτων στη θεμελίωση και του κυματικού πεδίου λόγω της ταλάντωσης της θεμελίωσης – κατασκευής. Το νέο αυτό συνολικό κυματικό πεδίο στο έδαφος θεμελίωσης ωθεί εκ νέου τη θεμελίωση και την κατασκευή σε ταλάντωση, δημιουργώντας νέες αδρανειακές δυνάμεις και νέο κυματικό πεδίο που μεταβιβάζεται στο έδαφος θεμελίωσης.

Είναι φανερό ότι τα δύο παραπάνω φαινόμενα συμβαίνουν ταυτόχρονα. Επομένως, η φυσική υπόσταση της αλληλεπίδρασης γίνεται περισσότερο κατανοητή αν χωριστεί το συνολικό πρόβλημα σε δύο αλληλεπιδρώντα φαινόμενα, την κινηματική αλληλεπίδραση (*kinematic interaction*) και την αδρανειακή αλληλεπίδραση (*inertial interaction*). Η συνολική απόκριση υπολογίζεται από την υπέρθεση των δύο φαινομένων [*Gazetas, 1983, Pecker, 1984*]. Η σύζευξη επιτυγχάνεται με τον υπολογισμό των δυναμικών δεικτών εμπέδησης της θεμελίωσης (*dynamic impedance functions*).

Η *κινηματική αλληλεπίδραση* μπορεί να θεωρηθεί σαν την απόκριση του συστήματος εδάφους- θεμελίωση- κατασκευής όταν η θεμελίωση και η κατασκευή δεν έχουν μάζα και η θεμελίωση θεωρηθεί άρρηκτα δεμένη με το έδαφος θεμελίωσης. Το βασικό αποτέλεσμα της δύσκαμπτης σύνδεσης του εδάφους με τη θεμελίωση χωρίς μάζα είναι η αλλαγή της κίνησης εισαγωγής στη θεμελίωση σε σχέση με τις συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Στη συνέχεια, η απόκριση του συνολικού συστήματος στη διαφοροποιημένη κίνηση εισαγωγής στη θεμελίωση συνιστά την *αδρανειακή αλληλεπίδραση*.

Δυναμικοί δείκτες εμπέδησης

Ένα βασικότατο βήμα στην πορεία επίλυσης του προβλήματος της αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής είναι ο υπολογισμός των δυναμικών δεικτών εμπέδησης της θεμελίωσης [*Veletsos and Wei, 1971*]. Οι δείκτες αυτοί αποτελούν το συνδετικό κρίκο μεταξύ των διαφόρων αλληλεπιδρώντων υποσυστημάτων.

Οι δυναμικοί δείκτες εμπέδησης της θεμελίωσης εξαρτώνται από τη σχήμα της θεμελίωσης (κυκλικό, ορθογωνικό, τυχαίο), το εδαφικό προφίλ (ομογενής ημίχωρος, έδαφος πάνω από συμπαγή βράχο, πολυστρωματικό έδαφος) και τον βαθμό εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στο έδαφος (επιφανειακή θεμελίωση, εγκιβωτισμένη θεμελίωση, πασσαλοθεμελίωση). Εφόσον η απόσβεση ενέργειας σε μια δυναμική ανάλυση ενός συστήματος δεν είναι πάντοτε ξεκάθαρη, η απόσβεση του συστήματος εισάγεται στην ανάλυση σαν το μιγαδικό μέρος της δυσκαμψίας του συστήματος. Ο μιγαδικός δείκτης δυναμικής εμπέδησης S της θεμελίωσης είναι [Gazetas, 1991]:

$$S = K + i\omega C$$

όπου το πραγματικό μέρος K είναι η δυναμική δυσκαμψία, η οποία εκφράζει τη δυσκαμψία και την αδράνεια του εδάφους θεμελίωσης. Εφόσον οι χαρακτηριστικές ιδιότητες του εδάφους είναι πρακτικά ανεξάρτητες από τη συχνότητα διέγερσης, στο δείκτη δυναμικής δυσκαμψίας θεωρείται μόνο η επίδραση της συχνότητας στην αδρανειακή κατάσταση του εδάφους θεμελίωσης. Το φανταστικό μέρος C του δείκτη δυναμικής εμπέδησης συνιστάται από την κυκλική συχνότητα ω επί τον συντελεστή απόσβεσης C , ο οποίος εκφράζει τις δύο μορφές απόσβεσης ενέργειας, την υστερετική και τη γεωμετρική. Η υστερετική απόσβεση ενέργειας οφείλεται στο ίδιο το εδαφικό υλικό, ενώ η γεωμετρική απόσβεση ενέργειας είναι ιξώδους μορφής και οφείλεται στην ενέργεια που μεταφέρεται μακριά από τη θεμελίωση, με το κυματικό πεδίο που δημιουργείται λόγω της ταλάντωσης της κατασκευής.

Χρησιμοποιώντας το ανάλογο του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή, η εξίσωση που περιγράφει το φαινόμενο εκφράζει ένα μονοβάθμιο σύστημα με δυσκαμψία K και συντελεστή απόσβεσης C . Με την προϋπόθεση της γραμμικής συμπεριφοράς του συνολικού συστήματος, τα K και C για κάθε βαθμό ελευθερίας μπορούν να αναζητηθούν σε πίνακες που προτείνονται στη βιβλιογραφία, ανάλογα με τη γεωμετρία της θεμελίωσης, το εδαφικό προφίλ και το βαθμό εγκιβωτισμού [Mylonakis et al., 2006]. Η δυναμική δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι:

$$\bar{K} = K \cdot k(\omega) \quad (1)$$

όπου K είναι η στατική δυσκαμψία της θεμελίωσης και $k(\omega)$ είναι ο συντελεστής δυναμικής δυσκαμψίας, ο οποίος εξασφαλίζει την εξάρτηση της δυναμικής δυσκαμψίας από τη συχνότητα. Για $\omega = 0$, ο συντελεστής δυναμικής δυσκαμψίας είναι ίσος με τη μονάδα και η ανάλογη εξίσωση παράγει τη στατική δυσκαμψία K . Η στατική δυσκαμψία K μπορεί να υπολογιστεί από

εμπειρικές σχέσεις της βιβλιογραφίας για κάθε ιδιομορφή της ταλάντωσης της θεμελίωσης.

Στον Πίνακα 2,14 και στο συνοδευτικό Σχήμα 2.25 ανακεφαλαιώνονται οι πλέον διαδεδομένες σήμερα σχέσεις υπολογισμού της στατικής δυσκαμψίας και δυναμικής δυσκαμψίας $k(\omega)$ και γεωμετρικής απόσβεσης $C(\omega)$ για διάφορα σχήματα θεμελίωσης, εδραζόμενης στην επιφάνεια ενός ομοιογενούς ελαστικού ημίχωρου [Gazetas, 1991]. Πιο συγκεκριμένα, από τον πίνακα 1, για κάθε έναν από τους έξι βαθμούς ελευθερίας της θεμελίωσης υπολογίζεται η στατική δυσκαμψία της θεμελίωσης ως συνάρτηση των εδαφικών ιδιοτήτων G , ν και των χαρακτηριστικών της θεμελίωσης, όπως διαστάσεις L , B , και ροπές αδράνειας I_{rx} , I_{ry} , I_{rz} ως προς τους τρεις κεντροβαρικούς άξονες της θεμελίωσης. Στη συνέχεια, από τον ίδιο πίνακα υπολογίζεται για κάθε βαθμό ελευθερίας της θεμελίωσης ο συντελεστής δυναμικής δυσκαμψίας $k(\omega)$ και ο συντελεστής γεωμετρικής απόσβεσης $C(\omega)$, με τη βοήθεια και του Σχήμα 2.25, σε συνάρτηση με τις ιδιότητες του εδάφους (ταχύτητα διατμητικών κυμάτων V_s , φαινόμενη ταχύτητα κυμάτων V_a , λόγος Poisson ν , πυκνότητα ρ), της θεμελίωσης (διαστάσεις L , B , επιφάνεια A_b) και της κυκλικής ιδιοσυχνότητας διέγερσης ω . Η συνολική απόσβεση του συστήματος εδάφους - θεμελίωσης - κατασκευής υπολογίζεται εάν προστεθεί η υστερετική απόσβεση του υλικού $2K\xi/\omega$ στο συντελεστή γεωμετρικής απόσβεσης $C(\omega)$, οπότε η συνολική απόσβεση γίνεται:

$$\text{συνολική } C = \text{γεωμετρική } C(\omega) + \frac{2\bar{K}}{\omega} \cdot \xi$$

Ο λόγος K/ω προσδιορίζει το σχήμα του βρόγχου υστέρησης σε ένα διάγραμμα τ-γ διατμητικής τάσης - διατμητικής παραμόρφωσης του εδάφους, ενώ ξ είναι ο συντελεστής υστερετικής απόσβεσης, ο οποίος εκφράζει τη μέση αποσβούμενη ενέργεια σε ένα κύκλο φόρτισης [Kramer, 1996]. Ο συντελεστής υστερετικής απόσβεσης ορίζεται μόνο στο πεδίο των συχνοτήτων και χρησιμοποιείται για να προσομοιώσει τη μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, ακόμα και για ελάχιστες παραμορφώσεις.

Για να απομονωθούν τα αποτελέσματα της υστερετικής και ιξώδους γεωμετρικής απόσβεσης, η εξίσωση 1 μπορεί να παρουσιαστεί και ως εξής [Gazetas, 1983]:

$$S = K(\mathbf{k} + ia_0\mathbf{c}) \cdot (1 + 2i\xi)$$

όπου,

K είναι η στατική δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή k

c είναι οι νέοι συντελεστές δυναμικής δυσκαμψίας και απόσβεσης, ανεξάρτητοι πλέον από την υστερετική απόσβεση του εδαφικού υλικού

α_0 είναι μια αδιάστατη συχνότητα που ισούται με:

$$\alpha_0 = \frac{\omega \cdot r}{V_s}$$

όπου,

ω η γωνιακή συχνότητα φόρτισης

r η χαρακτηριστική διάσταση του θεμελίου

V_s η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στο έδαφος

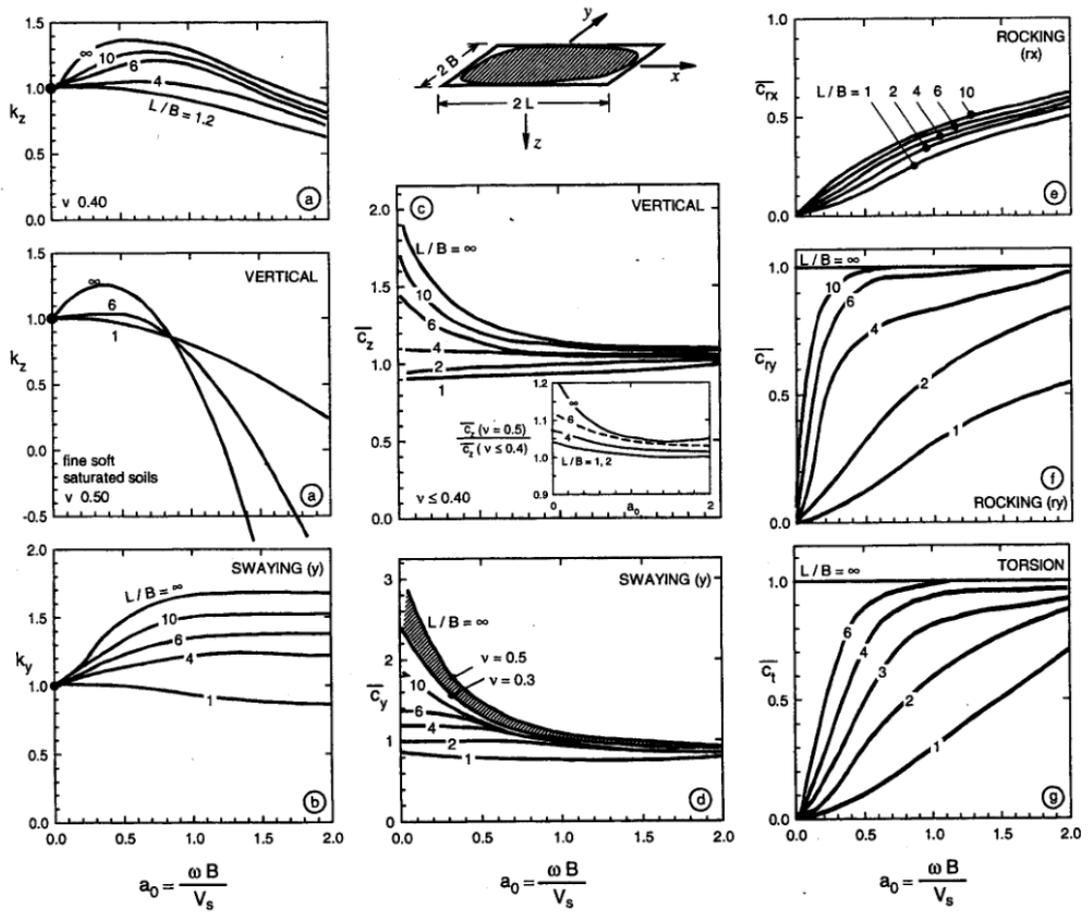
ξ είναι ο λόγος υστερετικής απόσβεσης του ισοδύναμου ταλαντωτή.

Dynamic stiffness and damping coefficients for arbitrary shaped foundations on homogeneous halfspace surface

Vibration mode	Dynamic stiffness $\mathcal{K} = k(\omega)$		Dynamic stiffness coefficient δ (General shape) $0 < \delta_0 < 2^2$	Radiation damping coefficient \mathcal{C} (General shape)
	Static stiffness K	Square $\mathcal{C} = \mathcal{B}$		
Vertical, z	<p>General shape (foundation-soil contact surface area = A_0 with equivalent rectangle $2L \times 2B, L > B$)</p> $K_z = \frac{0.04(0.73 + 1.54z^{0.73})}{L^2} \text{ with } L = \frac{A_0}{2B}$	$K_z = \frac{0.04}{L^2}$	$k_z = \delta_z \left(\frac{1}{L^2}, \omega \right)$ plotted in Graph a	$C_z = (0.04 A_0 K_z) / \omega$ $c_z = \delta_z \left(\frac{1}{L^2}, \omega \right)$ plotted in Graph c
Horizontal, y (lateral direction)	$K_y = \frac{0.04}{L^2} (2 + 2.4z^{0.67})$	$K_y = \frac{0.04}{L^2}$	$k_y = \delta_y \left(\frac{1}{L^2}, \omega \right)$ plotted in Graph b	$C_y = (0.04 A_0 K_y) / \omega$ $c_y = \delta_y \left(\frac{1}{L^2}, \omega \right)$ plotted in Graph d
Horizontal, x (longitudinal direction)	$K_x = K_y - \epsilon \frac{A_0^2}{L^2} - 6L(1 - \beta^2)$	$K_x = K_y$	$k_x \geq 1$	$C_x = (0.04 A_0 K_x) / \omega$ $c_x = \delta_x \left(\frac{1}{L^2}, \omega \right)$ plotted in Graph e
Rocking, θ (around y axis)	$K_{\theta y} = \frac{0.04}{L^2} (0.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.73} [2.4 + 0.5 \beta])$ with I_{p0} = area moment of inertia of foundation-soil contact surface around y axis	$K_{\theta y} = \frac{0.04}{L^2}$	$k_{\theta y} = 1 - 0.28 \delta_y$	$C_{\theta y} = (0.04 A_0 I_{p0} K_{\theta y}) / \omega$ $c_{\theta y} = \delta_{\theta y} \left(\frac{1}{L^2}, \omega \right)$ plotted in Graph z
Rocking, θ (around x axis)	$K_{\theta x} = \frac{0.04}{L^2} (0.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.73})$ with I_{p0} = area moment of inertia of foundation-soil contact surface around x axis	$K_{\theta x} = K_{\theta y}$	$\begin{cases} \epsilon = 0.45 \\ k_{\theta x} = 1 - 0.28 \delta_y \\ \epsilon = 0.5 \\ k_{\theta x} = 1 - 0.25 \delta_y \left(\frac{L}{B} \right)^{0.67} \end{cases}$	$C_{\theta x} = (0.04 A_0 I_{p0} K_{\theta x}) / \omega$ $c_{\theta x} = \delta_{\theta x} \left(\frac{1}{L^2}, \omega \right)$ plotted in Graph y
Torsional	$K_t = 6L^2 \omega^{0.15} [4 + 1.1(1 - \beta)^{0.73}]$ with $I_p = I_{p0} + I_{p1}$ polar moment of inertia of foundation-soil contact surface	$K_t = 4.35 G B^3$	$k_t = 1 - 0.14 \delta_y$	$C_t = (0.04 A_0 I_p K_t) / \omega$ $c_t = \delta_t \left(\frac{1}{L^2}, \omega \right)$ plotted in Graph u

*Note that as $L/B \rightarrow \infty$ (strip footing) the theoretical values of K_x and $K_y \rightarrow 0$; values computed from the two given formulas correspond to footing of $L/B \geq 20$.
 $\epsilon_0 = 0.01/K_{\theta y}$

Πίνακας 2,14 Σχέσεις Υπολογισμού της στατικής δυσκαμψίας, του δείκτη δυναμικής δυσκαμψίας και του συντελεστή απόσβεσης για τυχαίο θεμέλιο εδραζόμενο επιφανειακά σε ομοιογενή ελαστικό ημίσφαιρο [Mylonakis et al., 2006]



Σχήμα 2.25 Συμπληρωματικά του πίνακα 1 διαγράμματα δεικτών δυναμικής εμπέδησης για δύσκαμπτο κυκλικό θεμέλιο εδραζόμενο σε ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο [Mylonakis et al., 2006], τροποποιημένο από [Gazetas, 1991]

Table 2a
Dynamic stiffnesses and dashpot coefficients for arbitrary shaped foundations partially or fully embedded in a homogeneous halfspace.

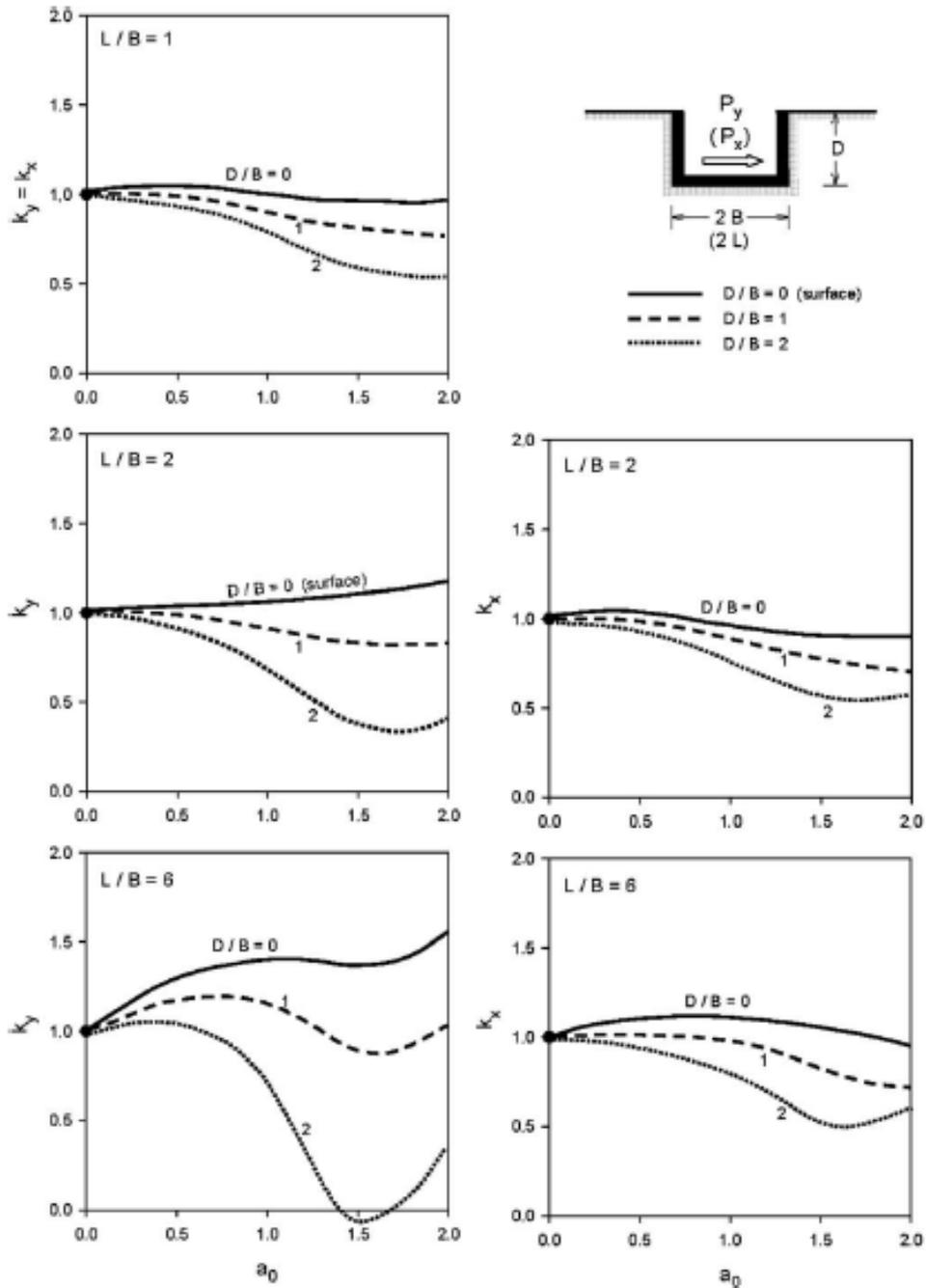
Vibration mode	Dynamic stiffness K_{dyn} (N/m^2)	Dynamic stiffness coefficient $K_{\text{dyn}}(\omega)$	Radius of dashpot coefficient $C_{\text{dyn}}(\omega)$	General foundation shape	Rectangular foundation $2L \times 2B \times d$
Vertical z	<p>Static stiffness K_{stat} (foundation with arbitrary-shaped basement A_b with equivalent rectangle $2L \times 2B$, total sidewall–soil contact area A_w, for constant wall–soil contact height d)</p> $K_{\text{stat}} = K_{\text{stat}} \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{d}{L} + 1.3 \right) \right] \times \left[1 + 0.2 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.7} \right]$	$\nu \leq 0.4$ Fully embedded: $K_{\text{dyn}} = K_{\text{stat}} \left[1 - 0.09 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.7} a_d \right]$ In a trench: $K_{\text{dyn}} = K_{\text{stat}} \left[1 + 0.09 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.7} a_d \right]$ Partially embedded: interpolate between the two $\nu = 0.5$ Fully embedded, $L/B \leq 1 - 2$ $K_{\text{dyn}} = 1 - 0.09 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.7} a_d$ Fully embedded, $L/B > 3$ $K_{\text{dyn}} = 1 - 0.35 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.7} a_d$	$C_{\text{dyn}} = \rho V_s A_w$	$C_{\text{dyn}} = 4\rho^2 V_s B L d$ $+ 4\rho^2 d B + 2M$	
Horizontal y or x	$K_{\text{dyn}} = K_{\text{stat}} \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{d}{L}} \right) \times \left[1 + 0.2 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.7} \right]$ K_{stat} and C_{stat} are computed similarly from K_{stat} and C_{stat}	K_{dyn} and C_{dyn} can be estimated in terms of L/D , D/B , and d/B for each α_i from the graph accompanying this table	$C_{\text{dyn}} = C_{\text{stat}} + \rho^2 V_s A_w$	C_{dyn} according to Table 1	$C_{\text{dyn}} = 4\rho^2 d B L d$ $+ 4\rho^2 d B + 4\rho^2 L d$

Πίνακας 2.15 Στατικοί και Δυναμικοί Δείκτες εμπέδησης για δόσκαμπη εγκιβωτισμένη θεμελιολώριδα σε ομογενή ημίχωρο (Mylonakis,2006)

Vibration mode	Dynamic stiffness $K_{dyn}^{(0)}$	Dynamic stiffness coefficient $K_{dyn}^{(0)}$	Radiation damping coefficient $C_{rad}^{(0)}$	Rectangular foundation $2L \times 2B \times d$
<p>Rolling z (around long axis)</p> <p>Static stiffness K_{stat}: (foundation with arbitrarily-shaped basement A_b with equivalent rectangle $2L \times 2B$ total sidewall-soil contact area A_w for constant wall-soil contact height d)</p> <p>Expressions valid for any basement shape but constant effective contact height d along the perimeter</p> $K_{dyn,roll} = K_{stat} \times \left[1 + 1.26 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.5} \left(\frac{L}{B} \right)^{-0.5} \right]$ $K_{dyn,roll} = K_{stat} \times \left[1 + 0.92 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.6} \left(1 + 4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.5} \right)^{-0.5} \right]$	$K_{dyn,roll} = K_{stat}$ $K_{dyn,roll} = K_{stat}$	$C_{dyn,roll} = C_{stat} + \rho^2 V_{sw} A_w d^2$ $+ \rho^2 V_{sw} \sum A_w d^2 \beta_i$ $\beta_i = 0.25 + 0.65 \sqrt{\frac{L}{B}} \left(\frac{L}{B} \right)^{-0.5}$ K_{sw} = total moment of inertia about their base area parallel to x of all sidewall surfaces effectively contacting the soil A_w = distance of surface A_{sw} from z axis K_{sw} = polar moment of inertia about their base area parallel to x of all sidewall surfaces effectively shearing the soil C_{stat} is statically estimated from K_{stat} with γ replacing α and, in the equations for c_s, L replacing δ	$C_{dyn,roll} = \frac{1}{2} \rho^2 V_{sw} \beta^2 L^2 \alpha$ $+ \frac{1}{2} \rho^2 V_{sw} d^2 L^2 \alpha$ $+ \frac{1}{2} \rho^2 V_{sw} d^2 (L^2 + d^2) \beta$ $+ \frac{1}{2} \rho^2 V_{sw} d^2 \alpha L^2$	
<p>Rolling z (around lateral axis)</p> <p>Coupling term</p> <p>Swaying-rolling x, y</p> <p>Swaying-rolling x, z</p> <p>Torsional</p>	$K_{dyn,roll} = K_{stat}$ $\times \left[1 + 1.4 \left(1 + 4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.5} \right) \right]$ $K_{dyn,roll} = 4K_{stat}$ $K_{dyn,roll} = 4K_{stat}$ $K_{dyn,roll} = K_{stat}$ $\times \left[1 + 1.4 \left(1 + 4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.5} \right) \right]$	$C_{dyn,roll} = 4d^2 C_{stat}$ $C_{dyn,roll} = 4d^2 C_{stat}$ $C_{dyn,roll} = K_{stat}$ $C_{dyn,roll} = 4d^2 C_{stat}$ $C_{dyn,roll} = C_{stat} + \rho^2 V_{sw} A_w d^2$ $+ \rho^2 V_{sw} \sum A_w d^2 \beta_i$ $\beta_i = \left(\frac{L}{B} \right)^{-0.5} \left[\frac{L}{B} + \frac{1}{2} \left(\frac{L}{B} \right)^{-0.5} \right]$ K_{sw} = total moment of inertia of all sidewall surfaces contacting the soil about the projection of z axis onto their plane A_w = distance of surface A_{sw} from z axis	$C_{dyn,roll} = \frac{1}{2} \rho^2 V_{sw} \beta^2 L^2 \alpha$ $+ \frac{1}{2} \rho^2 V_{sw} d^2 L^2 \alpha$ $+ \frac{1}{2} \rho^2 V_{sw} d^2 (L^2 + d^2) \beta$ $+ \frac{1}{2} \rho^2 V_{sw} d^2 \alpha L^2$ $C_{dyn,roll} = 4d^2 C_{stat}$ $C_{dyn,roll} = 4d^2 C_{stat}$ $C_{dyn,roll} = K_{stat}$ $C_{dyn,roll} = 4d^2 C_{stat}$ $C_{dyn,roll} = C_{stat} + \rho^2 V_{sw} A_w d^2$ $+ \rho^2 V_{sw} \sum A_w d^2 \beta_i$ $\beta_i = \left(\frac{L}{B} \right)^{-0.5} \left[\frac{L}{B} + \frac{1}{2} \left(\frac{L}{B} \right)^{-0.5} \right]$ K_{sw} = total moment of inertia of all sidewall surfaces contacting the soil about the projection of z axis onto their plane A_w = distance of surface A_{sw} from z axis	

*Note that as $L/B \rightarrow \infty$ (strip footing) the theoretical values of $K_x, K_y, K_z \rightarrow 0$; values computed from the two given formulas correspond to footing of $L/B \approx 20$
 $\beta_{00} = \alpha \delta / V_s$

Πίνακας 2.16 Στατικοί και Δυναμικοί Δείκτες εμπέδησης για δύσκαμπτη εγκιβωτισμένη θεμελιολώριδα σε ομογενή ημίχωρο (Mylonakis,2006)

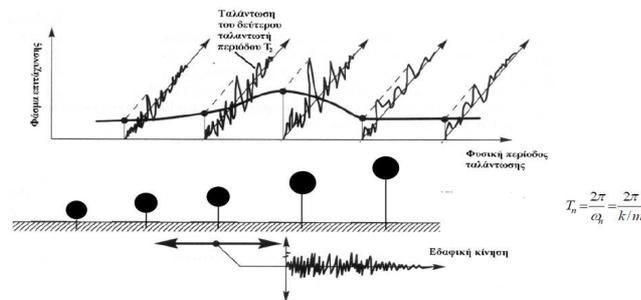


Σχήμα 2.26 Δυναμικοί συντελεστές για δύσκαμπτη εγκιβωτισμένη θεμελίωση σε ομογενή ημίχωρο (Mylonakis,2006)

2.8 Φάσματα Απόκρισης

2.8.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Ένα φάσμα απόκρισης δίνει τη μέγιστη απόκριση (μετακίνηση, ταχύτητα, επιτάχυνση) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή με απόσβεση, σε μία συγκεκριμένη διέγερση στη βάση, ως συνάρτηση της φυσικής συχνότητας (ή φυσικής περιόδου) και του συντελεστή απόσβεσης του δεδομένου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Στο Σχήμα 2.4 παρουσιάζεται με σχηματικό τρόπο η αρχή πάνω στην οποία στηρίζεται η κατασκευή ενός φάσματος απόκρισης μιας τυχαίας περιοδικής κίνησης, όπως είναι καθεμία συνιστώσα της εδαφικής κίνησης, που καταγράφεται σε μία θέση στη διάρκεια ενός σεισμού.



Σχήμα 2.27 Φάσμα απόκρισης. Φασματικές επιταχύνσεις είναι το μέγιστο πλάτος επιτάχυνσης της ταλάντωσης μονοβάθμιων ταλαντωτών διαφορετικής ιδιοπεριόδου, στην ίδια εδαφική κίνηση στη βάση τους. Η γραμμή που ενώνει τις μέγιστες τιμές είναι το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης. [ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ, Πιτιλάκης Κ.]

Οι μορφές των ελαστικών φασμάτων απόκρισης υποδηλώνουν ότι οι μέγιστες φασματικές τιμές των επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων αναφέρονται σε διαφορετικές περιόδους (ή συχνότητες). Σε μεγάλες περιόδους (χαμηλές συχνότητες) η φασματική μετακίνηση έχει τη μεγαλύτερη τιμή της, ενώ το αντίθετο συμβαίνει για τις φασματικές επιταχύνσεις. Το εύρος των συχνοτήτων για το οποίο ισχύει η παρατήρηση αυτή εξαρτάται από τις γεωλογικές συνθήκες, το είδος του εδάφους και εν-μέρει από τα χαρακτηριστικά της σεισμικής πηγής. Είναι σαφές ότι τα φάσματα ελαστικής απόκρισης δεν περιγράφουν απευθείας την ισχυρή εδαφική κίνηση. Τα φάσματα απόκρισης περιγράφουν απλά τη μέγιστη απόκριση διαφορετικών κατασκευών με βάση την ιδιοπερίοδο τους. Η περιγραφή λοιπόν αυτής καθ' εαυτής της ισχυρής εδαφικής κίνησης μέσω των φασμάτων απόκρισης είναι έμμεση.

Τόσο στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό όπως και στον Ευρωκώδικα η συνιστώμενη ανάλυση είναι η ισοδύναμη ελαστική ανάλυση

μέσω του «φάσματος σχεδιασμού». Το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης διαιρεμένο με τον συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής προκειμένου να ληφθεί η δυνατότητα μετελαστική παραμόρφωσης της κατασκευής και απορρόφησης ενέργειας μέσω πλάστιμων μηχανισμών.

2.8.2 Ανελαστικά φάσματα απόκρισης

Τα ελαστικά φάσματα απόκρισης προϋποθέτουν ότι η κατασκευή χαρακτηρίζεται από γραμμική ελαστική σχέση δύναμης - μετακίνησης (ή τάσης - παραμόρφωσης). Στην πραγματικότητα πολλές πραγματικές κατασκευές του Πολιτικού Μηχανικού σε ισχυρές σεισμικές δονήσεις συμπεριφέρονται μη- γραμμικά. Για το σκοπό αυτό τα τελευταία χρόνια έχουν προταθεί ανελαστικά φάσματα απόκρισης, που συνεκτιμούν τη μείωση της απόκρισης λόγω ανελαστικής συμπεριφοράς.

Το ανελαστικό φάσμα υπολογίζεται καταρχήν με θεώρηση ανελαστικών μονοβάθμιων συστημάτων που υπόκεινται σε ιστορικά επιτάχυνσης βάσης (επιταχυνσιογραφήματα), αλλά για πρακτικούς σκοπούς μπορεί να υπολογιστεί και απευθείας από το ελαστικό φάσμα με χρήση απλών σχέσεων μείωσης των τεταγμένων του. Ιδιαίτερος σημαντικός είναι τα ανελαστικά φάσματα μετακινήσεων, τα οποία αποτελούν και τη βάση των μεθόδων σχεδιασμού και αποτίμησης με βάση τις μετακινήσεις.

Το βασικό πρόβλημα είναι η επίλυση της εξίσωσης του μονοβάθμιου ταλαντωτή που υπόκειται σε επιτάχυνση βάσης:

$$m \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \cdot \frac{\partial u}{\partial t} + k(t) \cdot u = -m \cdot \frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2}(t)$$

Για την περίπτωση που η δυσκαμψία του ταλαντωτή (k) μεταβάλλεται με τον χρόνο λόγω της ανελαστικής απόκρισης, ενώ η μάζα (m) και η ιξώδης απόσβεση (c) παραμένουν πρακτικά σταθερές, όπως συνήθως συμβαίνει στις κατασκευές Πολιτικού Μηχανικού. Η επίλυση της εξίσωσης (1) με αριθμητικές μεθόδους, όπως η οικογένεια μεθόδων Newmark, δίνει μεταξύ άλλων, τη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση του συστήματος u_{\max} που αντιστοιχεί σε δεδομένο επιταχυνσιογράφημα. Η απεικόνιση της μέγιστης μετακίνησης μιας σειράς συστημάτων που περιγράφονται από τη γενική εξίσωση δυναμικής, έχουν την ίδια αντοχή, αλλά διαφέρουν στην ιδιοπερίοδό τους T (άρα έχουν διαφορετικούς λόγους m/k), συναρτήσει της T , αποτελεί το ανελαστικό

φάσμα μετακινήσεων για τη δεδομένη σεισμική διέγερση. Η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων του συστήματος

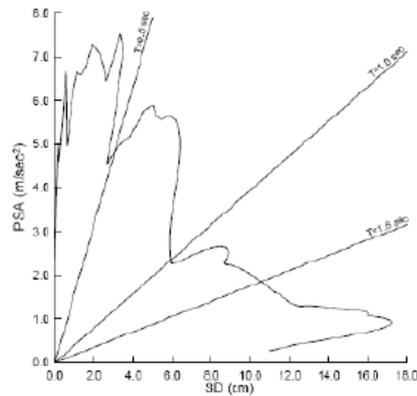
$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y}$$

Όπου u_y η μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος που αντιστοιχεί στη δύναμη διαρροής (δηλαδή τη μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται στο σύστημα στην ελαστική περιοχή) F_y , η οποία για ελαστοπλαστική συμπεριφορά (μηδενική κράτωση) ταυτίζεται με την μέγιστη αντοχή του συστήματος. Ο δείκτης πλαστιμότητας της σχέσης πλαστιμότητας είναι πολύ σημαντικός για την έκφραση του βαθμού πλαστικοποίησης του συστήματος που υπόκειται στη σεισμική διέγερση.

Οι συνηθέστερες μορφές των ανελαστικών φασμάτων είναι το ανελαστικό φάσμα σταθερής αντοχής (φάσμα πλαστιμοτήτων) και το ανελαστικό φάσμα σταθερής πλαστιμότητας. Το δεύτερο είναι ιδιαίτερα χρήσιμο, από πρακτικής σκοπιάς, καθώς δίνει την απαιτούμενη αντοχή ενός συστήματος ώστε αυτό να παρουσιάσει στη διάρκεια του σεισμού (για τον οποίο υπολογίζεται το φάσμα) μια επιθυμητή απαίτηση πλαστιμότητας. Ένα τέτοιο φάσμα μπορεί να προκύψει είτε με παρεμβολή μεταξύ πυκνών καμπυλών φασμάτων σταθερής αντοχής, ή ακριβέστερα, με διαδοχική διόρθωση της στάθμης της αντοχής F_y μέχρι να επιτευχθεί η πλαστιμότητα-στόχος (αποδεκτό σφάλμα 5%).

2.8.3 Φάσματα Απαιτήσης

Τα φάσματα απαιτήσης είναι τα φάσματα απόκρισης που προκύπτουν από ένα σεισμικό γεγονός και απεικονίζονται σε μορφή ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum). Ο κατακόρυφος άξονας των φασμάτων απαιτήσης αντιστοιχεί στη φασματική ψευδοεπιτάχυνση, PSA, και ο οριζόντιος άξονας στη φασματική μετακίνηση SD. Τα φάσματα ADRS δίνουν τη σχέση μεταξύ της επιτάχυνσης της κατασκευής, και επομένως του σεισμικού φορτίου που αναπτύσσεται, και της μετακίνησης που αυτό προκαλεί. Οι ακτινικές γραμμές που διέρχονται από την αρχή των αξόνων και αντιστοιχούν σε σταθερό λόγο PSA/SD αναπαριστούν το συχνотικό μέγεθος της περιόδου T. Μπορεί επομένως να υπολογιστεί η περίοδος που αντιστοιχεί σε οποιοδήποτε σημείο του φάσματος.



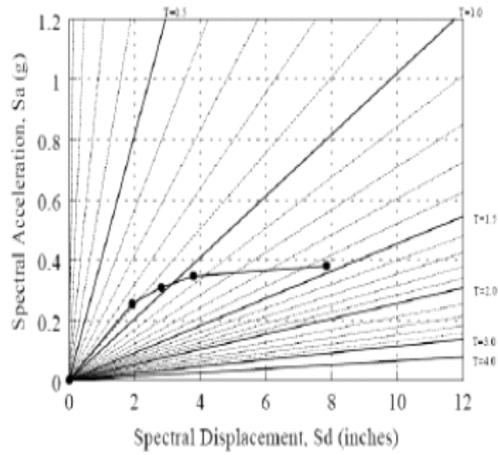
Σχήμα 2.28 Φάσμα απόκρισης της Καλαμάτας για $\xi=5\%$ σε μορφή ADRS

2.9 Μέθοδος φασμάτων απαίτησης και αντοχής (κατά Freeman)

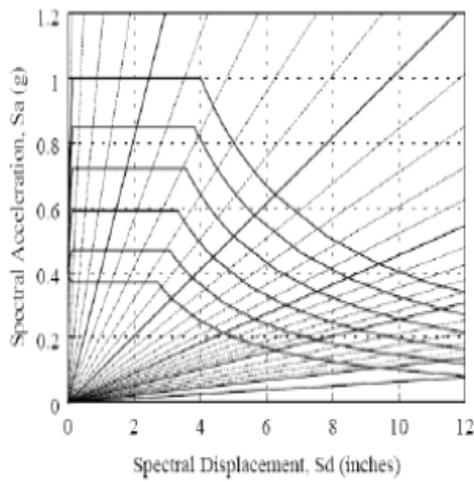
Η μέθοδος αυτή αναπτύχθηκε από τον Freeman. Σκοπός της μεθόδου αυτής αποτελεί η σύγκριση της αντοχής της κατασκευής, δηλαδή την ικανότητα αντίστασης της κατασκευής σε οριζόντιες δυνάμεις, με την απαίτηση που προκύπτει από μία ή περισσότερες σεισμικές διεγέρσεις. Η μεθοδολογία λαμβάνει υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής όταν αυτή υπόκειται σε ισχυρή σεισμική διεγέρση. Τα βήματα που ακολουθούνται είναι τα εξής:

1. Καμπύλη αντίστασης: Εκτίμηση ή υπολογισμός της καμπύλης αντίστασης σε όρους μετακίνησης κορυφής-τέμνουσας βάσης Εκτίμηση ή υπολογισμός των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής όπως ιδιομορφές, συντελεστές συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής, ποσοστό συμμετοχής μάζα σε κάθε ιδιομορφή κ.α. Η μέθοδος αυτή μπορεί να επεκταθεί και σε πολυβάθμια συστήματα αφού πρώτα μετατραπούν σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

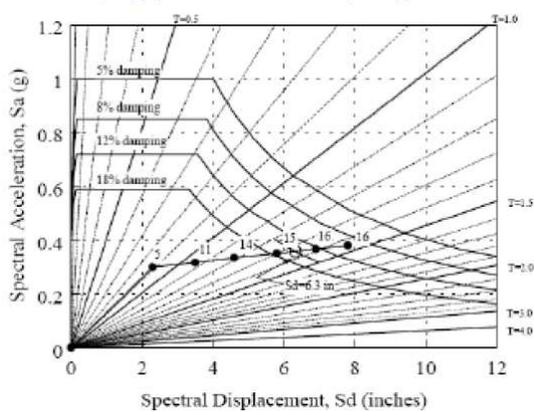
2. Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε όρους επιτάχυνσης-μετακίνησης ώστε να μπορεί άμεσα να συσχετιστεί με το φάσμα απαίτησης Υπολογισμός των φασμάτων απαίτησης για διάφορα ποσοστά απόσβεσης Απεικόνιση τόσο της καμπύλης αντίστασης όσο και του φάσματος στο ίδιο γράφημα. Η τομή της καμπύλης αντίστασης με το φάσμα απαίτησης για συγκεκριμένο ποσοστό απόσβεσης αποτελεί την απαίτηση της κατασκευής για τη συγκεκριμένη σεισμική διεγέρση.



Σχήμα 2.29 Καμπύλη αντίστασης σε όρους επιτάχυνσης-μετακίνησης



Σχήμα 2.30 Φάσματα απαίτησης για ποσοστά απόσβεσης 5%, 8%, 12%, 18%, 6%, 40%



Σχήμα 2.31 Γραφική απεικόνιση φασμάτων απαίτησης και καμπύλης αντίστασης

2.10 Αποτίμηση με βάση τις μετακινήσεις

Η μέθοδος αυτή εντάσσεται στις μεθόδους σχεδιασμού των κατασκευών με βάση την επιτελεσματικότητα, δηλαδή στο σχεδιασμό των κατασκευών με προκαθορισμένη σεισμική συμπεριφορά για δεδομένη στάθμη σεισμικής έντασης. Η προκαθορισμένη σεισμική συμπεριφορά είναι η επιθυμητή ή ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών μετά το σεισμό.

Για την εφαρμογή σε υφιστάμενες κατασκευές οι βασικές αρχές της μεθοδολογίας που πρέπει να ακολουθηθούν είναι:

- Καθορισμός των παραμέτρων σεισμικής επικινδυνότητας, με βάση τις οποίες θα καθοριστούν οι σεισμικές δράσεις (π.χ. φάσματα δυνάμεων ή μετακινήσεων).
- Κατάστρωση αναλυτικού προσομοιώματος (μοντέλου) της συγκεκριμένης κατασκευής
- Ανάλυση του μοντέλου χρησιμοποιώντας την προσφορότερη υπολογιστική διαδικασία και υπολογισμός των μεγεθών απόκρισης (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις).
- Μετεπεξεργασία των αποτελεσμάτων του βήματος 3 ώστε να προσδιοριστούν κατάλληλες συναρτήσεις των μεγεθών απόκρισης που να μπορούν να εκφράσουν το βαθμό βλάβης σε κάθε στοιχείο ή τμήμα της κατασκευής
- Ανάλογα με το σκοπό της αναλυτικής αποτίμησης: (α) εάν σκοπός είναι η εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης, συσχετισμός των δεικτών (ή συναρτήσεων) βλάβης του βήματος 4 με τις απώλειες (σε οικονομικούς όρους) σε κάθε στοιχείο ή τμήμα της κατασκευής, (β) εάν σκοπός της ανάλυσης είναι να ληφθεί απόφαση σχετικά με την ενίσχυση της κατασκευής, επιλογή κατάλληλου σχήματος ενίσχυσης για τα δομικά στοιχεία ή τμήματα της κατασκευής που επισημάνθηκαν (στο βήμα 4) ως τα πιο κρίσιμα σε σχέση με το βαθμό της σεισμικής βλάβης.

Για την αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών είναι απαραίτητος ο καθορισμός των ακόλουθων παραμέτρων:

- του επιπέδου της επιτελεσματικότητας στο οποίο θα γίνει η αποτίμηση

- των κριτηρίων αποδοχής σύμφωνα με τα οποία κρίνεται αν είναι ικανοποιητική ή όχι η απόκριση της κατασκευής
- και, στην περίπτωση που κριθεί σκόπιμη η ενίσχυση της κατασκευής, το επιθυμητό επίπεδο αντοχής-δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της ενισχυμένης κατασκευής.

Με δεδομένο ότι το κριτήριο (στάθμη επιτελεστικότητας) με το οποίο γίνεται κατά κανόνα η αποτίμηση είναι η προστασία της ανθρώπινης ζωής, θεωρείται δηλαδή αποδεκτό ότι για την επιλεγείσα στάθμη σεισμικής δράσης θα παρουσιαστεί ανελαστική συμπεριφορά και βλάβη στον φορέα (χωρίς όμως να δημιουργείται κίνδυνος τραυματισμών) είναι λογικό να επιδιωχθεί να γίνει η αποτίμηση όχι σε επίπεδο αντοχών αλλά σε επίπεδο αποδεκτών παραμορφώσεων ή μετακινήσεων της κατασκευής. Με τη σκέψη αυτή αναπτύχθηκαν τα τελευταία χρόνια μέθοδοι αποτίμησης που επικεντρώνονται στις μετακινήσεις των ορόφων ή και τις παραμορφώσεις των επιμέρους δομικών στοιχείων. Οι μέθοδοι αυτές, μπορεί να ακολουθήσουν δύο εν μέρει διαφορετικές προσεγγίσεις:

- Υπολογισμός των ανελαστικών μετακινήσεων ή παραμορφώσεων με ανάλυση για ισοδύναμα στατικά φορτία (pushover) ή επιταχυνσιογραφήματα που αντιστοιχούν στο επιλεγέν επίπεδο σεισμικής δράσης (π.χ. σεισμός με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια). Η ανάλυση είναι κατά προτίμηση ανελαστική και η αρχική δυσκαμψία της κατασκευής ορίζεται με βάση το σημείο στο οποίο αρχίζει η διαρροή. Έχουν προταθεί και μέθοδοι που περιλαμβάνουν ελαστική ανάλυση και κατόπιν διόρθωση των υπολογιζόμενων παραμορφώσεων των δομικών στοιχείων με κατάλληλους συντελεστές (Panagiotakis & Fardis 1999), αλλά προς το παρόν καλύπτουν μόνο το σχεδιασμό νέων κατασκευών. Τα εκτιμώμενα μεγέθη μετακίνησης/παραμόρφωσης πρέπει να συγκριθούν με τα αντίστοιχα διαθέσιμα της κατασκευής.
- Υπολογισμός της μετακίνησης από κατάλληλο φάσμα μετακινήσεων βάσει της δρώσας δυσκαμψίας της κατασκευής στο σημείο που αναπτύσσεται ο πλαστικός μηχανισμός της (επιβατική δυσκαμψία V_u/Δ_u), ο οποίος μπορεί να υπολογιστεί είτε με ανελαστική στατική ανάλυση, είτε με οριακή ανάλυση (τύπου ικανοτικού σχεδιασμού).

Δύο τυπικές μέθοδοι αποτίμησης που αντιστοιχούν στις προσεγγίσεις που περιγράφηκαν παραπάνω, είναι η μέθοδος *ASCE-FEMA 2000* και η μέθοδος *Priestley et al.*

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

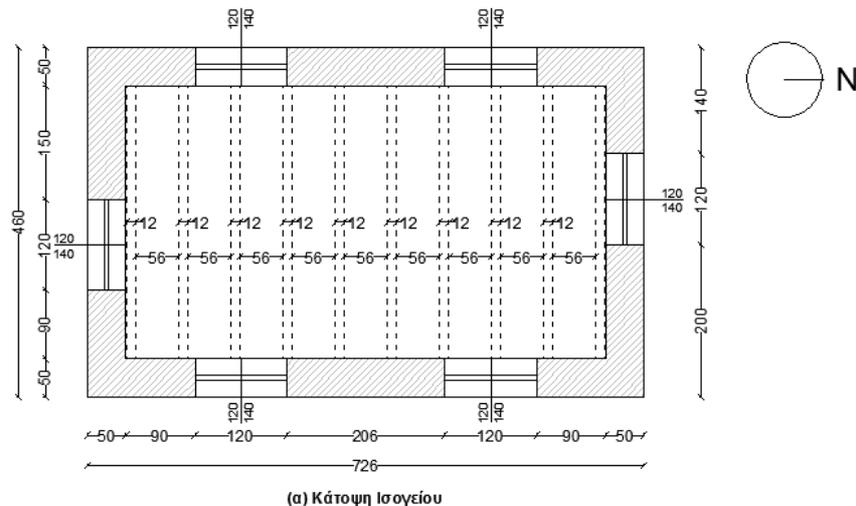
Περιγραφή Τυλικού Κτιρίου Τοιχοποιίας

3 Περιγραφή Τυπικού Κτιρίου Τοιχοποιίας

3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

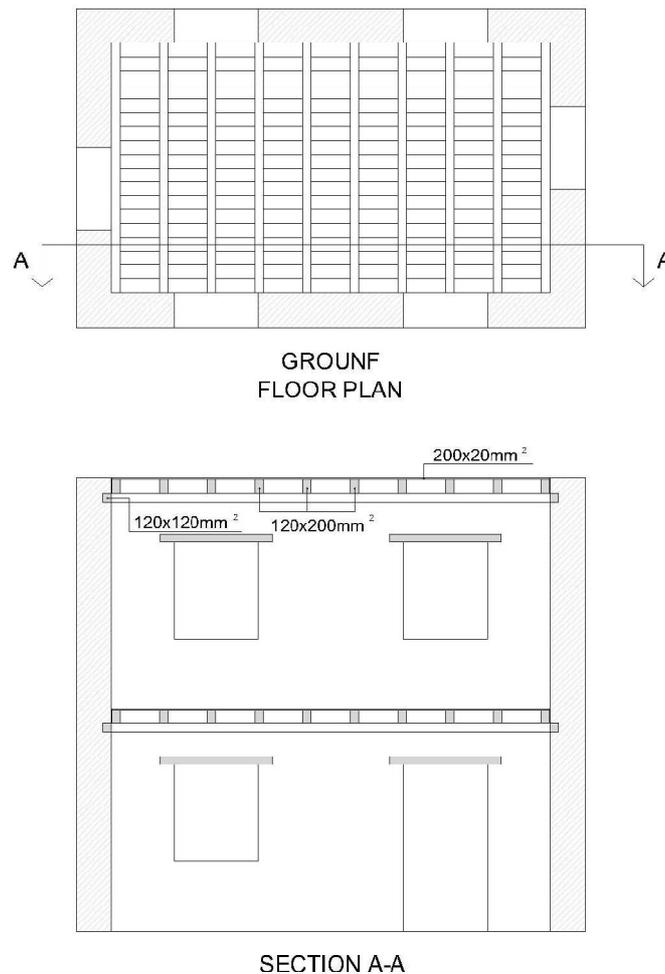
Το κτίριο έχει μελετηθεί στη διπλωματική εργασία “Numerical investigation of the seismic response of historical masonry structures. application of linear and non-linear modelling of shaking table tests of a typical URM building with and without strengthening measures” από τον Κώστα Ηλίου, στα πλαίσια του μεταπτυχιακού προγράμματος Α.Σ.Τ.Ε. Επιπλέον, στο κτίριο έχουν πραγματοποιηθεί πειραματικές αναλύσεις από το Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας ΕΜΠ, στα πλαίσια του προγράμματος NIKER, 2011-2 (<http://www.niker.eu/>).

Το κτίριο είναι κατασκευασμένο από τριστρωτη λιθοδομή και διαθέτει ξύλινα πατώματα στις στάθμες των ορόφων. Η κάτοψη ενός τυπικού ορόφου είναι $7.26 \times 4.60 \text{m}^2$. Το ύψος του ορόφου ανέρχεται στα 3.20m, με το συνολικό ύψος της κατασκευής να ισούται με 6.40m. Οι τοιχοποιίες του κτιρίου έχουν πάχος 0.50m.



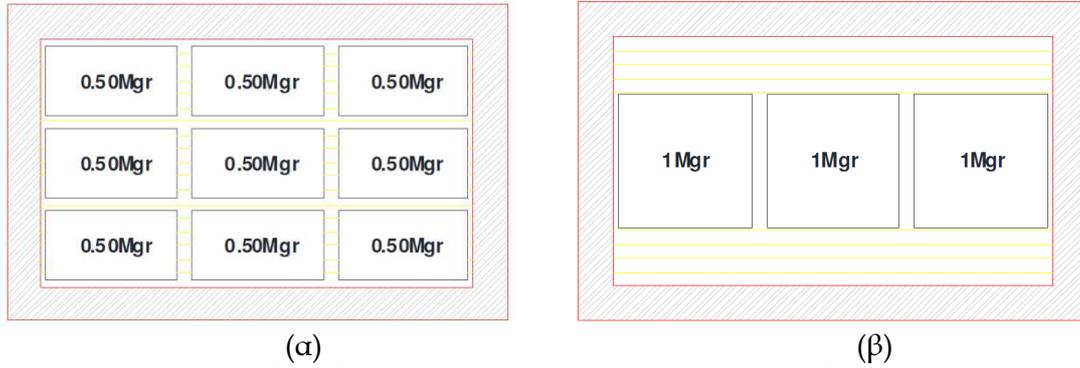
Η περιμετρική τοιχοποιία του κτιρίου αποτελείται από τρεις ισοπαχείς στρώσεις, χωρίς την παρουσία διάτονων λίθων. Η κατασκευή των εξωτερικών παρειών έγινε από ασβεστόλιθους με θλιπτική αντοχή 100 [MPa]. Το κονίαμα δόμησης αποτελείται από ασβεστοπαλτός, ποζολάνη και ένα μίγμα αδρανών αποτελούμενο από πυριτική άμμο και ασβεστολιθικής σύστασης σκύρα. Η ενδιάμεση στρώση της τοιχοποιίας αποτελείται από χαλαρό υλικό με λίθους μικρής διάστασης και κονίαμα.

Ξύλινα υπέρθυρα έχουν τοποθετηθεί σε όλα τα ανοίγματα. Τα πατώματα στις στάθμες των ορόφων είναι ξύλινα. Αποτελούνται από δοκούς (120x200mm²) που έχουν τοποθετηθεί ανά αποστάσεις 680mm. Οι ξύλινες δοκοί εδράζονται στην τοιχοποιία μέσω στρωτήρα 120x120mm. Το δάπεδο είναι κατασκευασμένο με σανίδες 200x20mm², οι οποίες έχουν καρφωθεί στις κύριες δοκούς. Τα ξύλινα στοιχεία είναι από κωνοφόρα ξυλεία κατηγορίας αντοχής C22. Στο Σχήμα 3. φαίνεται αναλυτικά η διάταξη των ξύλινων στοιχείων των πατωμάτων.



Σχήμα 3.3 Διάταξη ξύλινων στοιχείων πατωμάτων. Στην τομή διακρίνονται οι ξύλινες δοκοί 120x200 mm² πάνω στις οποίες καρφώνονται τα σανίδια. Οι ξύλινες δοκοί εδράζονται στην τοιχοποιία μέσω στρωτήρα 120x120mm [Karapitta L. et al, 2012]

Στις στάθμες των πατωμάτων είναι τοποθετημένες πρόσθετες μάζες και στους δύο ορόφους. Η διάταξη φαίνεται στο Σχήμα 3.4



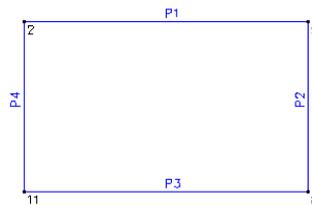
(α) (β)
Σχήμα 3.4 Διάταξη μαζών στο πάτωμα του (α) πρώτου ορόφου (β) δεύτερου ορόφου
[Karapitta L. et al, 2012]

3.2 Προσομοίωση στο πρόγραμμα TREMURI

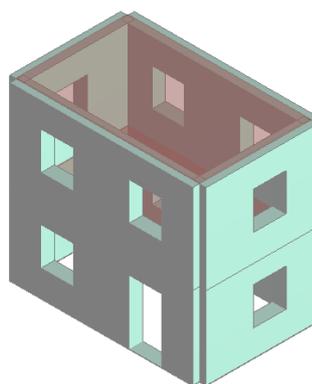
Στο πρόγραμμα TREMURI Ricerca v.2.0.0 (S.T.A. DATA, 2013), ο τρισδιάστατος φορέας αποτελείται από μακρο-στοιχεία (macroelements) που τοποθετούνται στον κεντροβαρικό άξονα κάθε τοίχου. Το μοντέλο αποτελείται από δύο επίπεδα σε ύψη 3.08m και 6.40m και διαθέτει 4 κατακόρυφα στοιχεία όπως φαίνεται στα σχήματα που ακολουθούν.

Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας είναι $E = 0.230 \text{ GPa} = 230.00 \text{ N/mm}^2$, το ειδικό βάρος $w=18.62 \text{ kN/m}^3$, ο λόγος poisson $\nu=0.20$ και μέτρο διάτμησης $G = 0.096 \text{ GPa} = 95.83 \text{ N/mm}^2$.

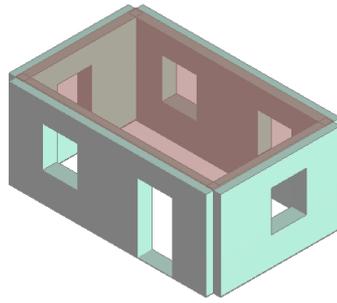
Όλα τα ξύλινα στοιχεία των πατωμάτων έχουν μέτρο ελαστικότητας $E=10000.00 \text{ N/mm}^2$. Η προσομοίωση των πρόσθετων μαζών των ορόφων έγινε με πρόσθετο μόνιμο φορτίο στις στάθμες των ορόφων. Συγκεκριμένα στον 1^ο όροφο $G_k=1.566 \text{ dan/m}^2$ ενώ στον 2^ο όροφο $G_k=1.044 \text{ dan/m}^2$



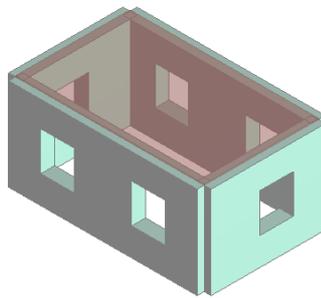
Σχήμα 3.5 Κάτοψη στο πρόγραμμα Tremuri



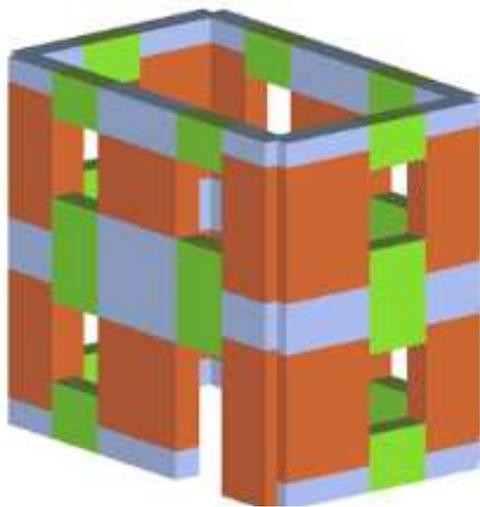
Σχήμα 3.6 Τρισδιάστατος φορέας με μακροστοιχεία στο πρόγραμμα Tremuri



Σχήμα 3.7 Τρισδιάστατος φορέας με μακροστοιχεία στο πρόγραμμα Tremuri, επίπεδο 1 (z=3.08m)



Σχήμα 3.8 Τρισδιάστατος φορέας με μακροστοιχεία στο πρόγραμμα Tremuri, επίπεδο 2 (z=6.40m)



- Μακροστοιχεία πεσσών
- Μακροστοιχεία Διαδοκίδων
- Μακροστοιχεία Άκαμπτες ζώνες

Σχήμα 3.9 Τρισδιάστατος φορέας με μακροστοιχεία στο πρόγραμμα Tremuri

3.3 Προσομοίωση στο πρόγραμμα SAP2000 v.11

Για την προσομοίωση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP v.11 (Computers and Structures Inc., 2007). Οι φέρουσες τοιχοποιίες προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα τετράκομβρα στοιχεία τύπου shell, ενώ για τη προσομοίωση των πατωμάτων χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού (frame elements). Οι διαστάσεις των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων καθορίστηκαν από τις γεωμετρικές απαιτήσεις του φορέα. Επιδιώχθηκε, όπου είναι δυνατόν, τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία να είναι διαστάσεων 0.20x0.20m.

Η κάτοψη του κτιρίου είναι 7.26x4.60m² και οι στάθμες των πατωμάτων στα ύψη 3.08m και 6.40m. Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας είναι $E=230\text{MPa}$ και το ειδικό βάρος $\gamma_w=18.62\text{ kN/m}^3$. Όλα τα ξύλινα στοιχεία των πατωμάτων έχουν μέτρο ελαστικότητας $E=10000\text{MPa}$.

Δημιουργήθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (βλέπε Σχήμα 3.12), όπως προαναφέρθηκε, οι διατομές:

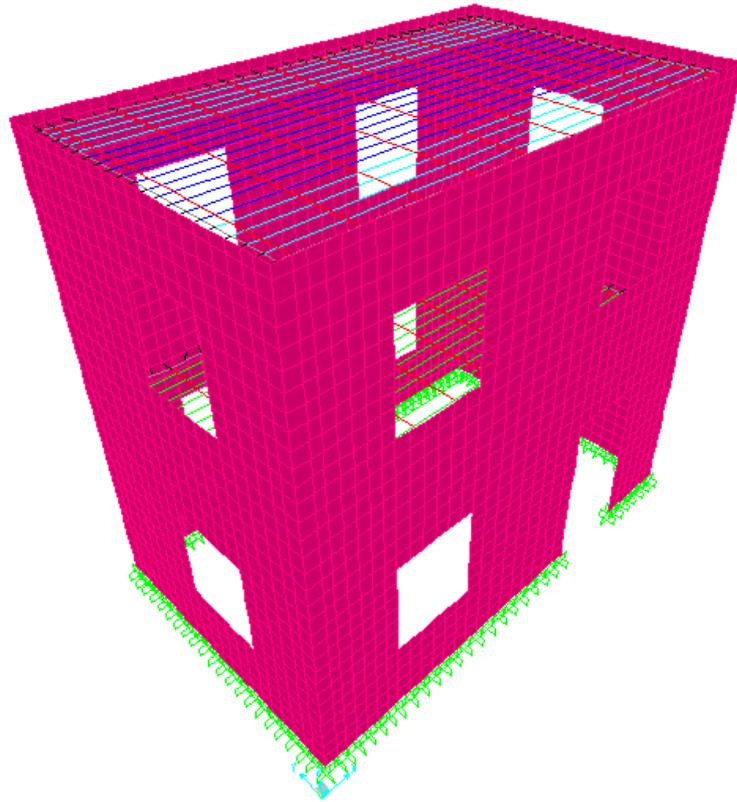
- 120x120mm² για την προσομοίωση των στρωτήρων της τοιχοποιίας που συνδέονται μέσω άκαμπτων στοιχείων (rigid frames) με τη περιβάλλουσα τοιχοποιία
- 120x200mm² για τις ξύλινες δοκούς
- 20x200mm² για τη προσομοίωση των ξύλινων σανιδιών χωρίς πρόσθετη μάζα
- 20x200mm²+m_{1ος} για τη προσομοίωση των ξύλινων σανιδιών του 1^{ου} ορόφου συνυπολογίζοντας τη προστιθέμενη μάζα (Πίνακας 3.)
- 20x200mm²+m_{2ος} για τη προσομοίωση των ξύλινων σανιδιών του 2^{ου} ορόφου συνυπολογίζοντας τη προστιθέμενη μάζα (Πίνακας 3.)

Η προστιθέμενη μάζα των ορόφων αποδόθηκε ομοιόμορφα στα σανίδια και αναπροσαρμόστηκε στον 2^ο όροφο για να ταιριάζει καλύτερα στην κατανομή του 2^{ου} ορόφου.

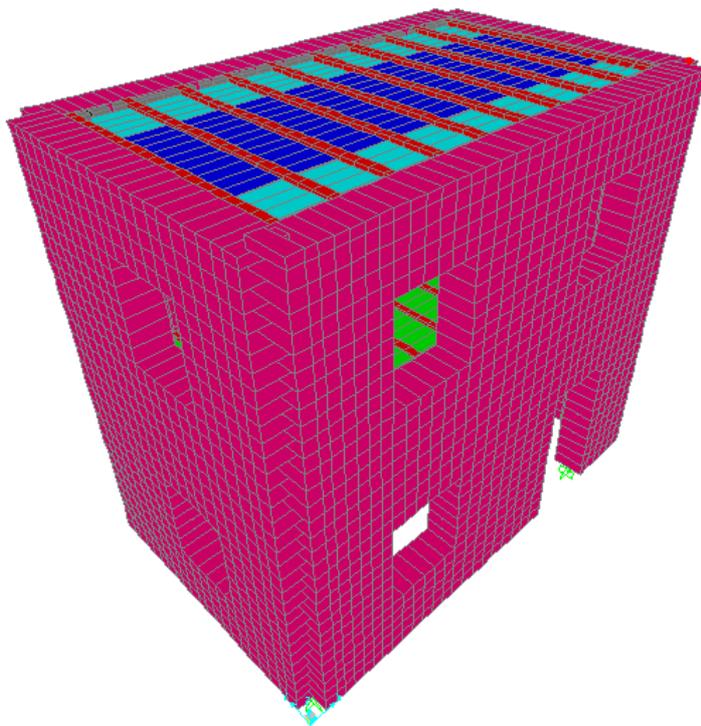
Στον Πίνακα 3.1 δίνονται οι προστιθέμενες μάζες των ορόφων ενώ στα Σχήματα 3.10-3.11 δίνεται ο τρισδιάστατος φορέας όπως προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα SAP2000 και στο Σχήμα 3.12 οι λεπτομέρειες της προσομοίωσης στο πρόγραμμα.

Πίνακας 3.1 Προστιθέμενη μάζα στους ορόφους και αναπροσαρμογή στα σανίδια του 2ου ορόφου

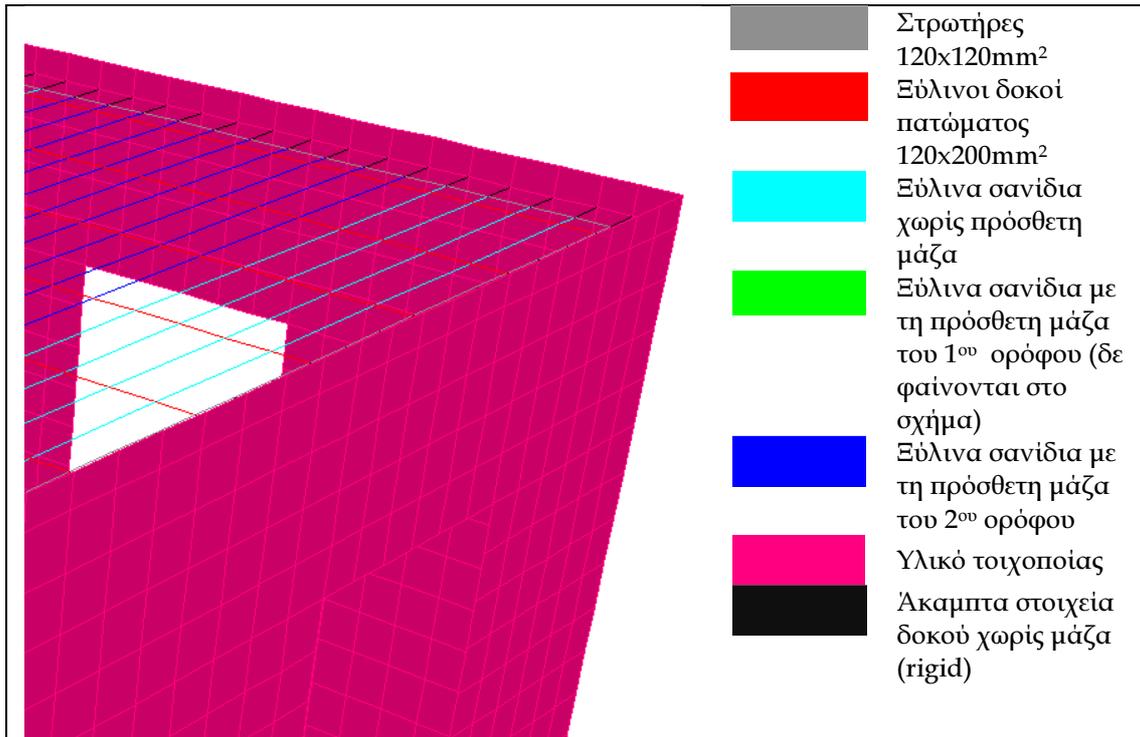
<u>Κάτοψη</u>			
<u>ορόφου</u>			
$L_x=$	6.26	m	
$L_y=$	3.6	m	$t=$ 0.02 m
$\Sigma_{\alpha xy}=$	22.536	m ²	ΣV_{xy} 0.45072 m ³
			$\rho=$ 0.34 t/m ³
			$\Sigma m_w=$ 0.153245 t
<u>1ος όροφος</u>	<u>Πρόσθετες μάζες στα σανίδια</u>		
	$\Sigma m_1 + \Sigma m_w=$	9.153245	t
	$\rho(1+w)=$	20.30805	t/m ³
	$\gamma(1+w)=$	199.222	kN/m ³
<u>2ος όροφος</u>	<u>Πρόσθετες μάζες στα σανίδια</u>		
	$\Sigma m_1 + \Sigma m_w=$	6.153245	t
	$\rho(1+w)=$	13.65203	t/m ³
	$\gamma(1+w)=$	133.9265	kN/m ³
	<u>Πρόσθετες μάζες στα σανίδια(αναπροσαρμογή)</u>		
	$\Sigma m_1 + \Sigma m_w=$	6.085136	t
	$\rho(1+w)=$	24.30166	t/m ³
	$\gamma(1+w)=$	238.3993	kN/m ³



Σχήμα 3.10 Τρισδιάστατος φορέας με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία στο SAP v.11



Σχήμα 3.11 Τρισδιάστατος φορέας με διαπλατυσμένες διατομές στο SAP v.11



Σχήμα 3.12 Λεπτομέρειες προσομοίωσης στο χωρικό φορέα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

*Αποτίμηση της υπό μελέτης κατασκευής βάσει της
επιτελεστικότητας*

4 Αποτίμηση της υπό μελέτη κατασκευής βάσει της επιτελεστικότητας

4.1 Γενικές Αρχές

Η αποτίμηση του κτιρίου γίνεται με τη μεθοδολογία PERPETUATE που αναπτύχθηκε στα πλαίσια του ευρωπαϊκού ερευνητικού Performance-based approach to earthquake protection of cultural heritage in European and Mediterranean countries (PERPETUATE) [Lagomarsino et al. 2010] και βασίζεται στην αποτίμηση της κατασκευής με βάση την επιτελεστικότητα. Συνοψίζεται στα εξής βήματα:

1. Κατηγοριοποίηση του μνημείου της πολιτιστικής κληρονομιάς και των καλλιτεχνικών στοιχείων που το απαρτίζουν.
2. Προσδιορισμός των επιπέδων επιτελεστικότητας (απαιτήσεις ασφάλειας και προστασίας).
3. Ορισμός της σεισμικής επικινδυνότητας.
4. Χαρακτηριστικά στοιχεία του μνημείου.
5. Εκλογή μεθόδων ανάλυσης για την σεισμική αποτίμηση του μνημείου.
6. Εκτίμηση της ασφάλειας.
7. Ενίσχυση της κατασκευής.

4.2 Κατηγοριοποίηση του μνημείου σύμφωνα με τις κατηγορίες της μεθοδολογίας PERPETUATE

Ανάλογα με τις διάφορες κατηγορίες (βλ. κεφάλαιο 2.4) που προτείνονται στη μεθοδολογία PERPETUATE και ανάλογα με την επικρατούσα μορφή αστοχίας, το κτίριο μπορεί να ενταχθεί στην Κατηγορία A - Στοιχεία με κυρίαρχη την ενός επιπέδου αστοχία και στην υποκατηγορία 5 (κτίρια συναθροίσεων). Κτίρια που ανήκουν στην κλάση A συνήθως χαρακτηρίζονται από μια λεγόμενη "συμπεριφορά κουτιού" αυτό σημαίνει ότι η δομή τείνει να συμπεριφέρεται ως «ενιαίο σώμα» και η κατάρρευση προέρχεται κυρίως από εντός επιπέδου αστοχία ενός αριθμού δομικών στοιχείων τοιχοποιίας, παρόλο που είναι πιθανό να ενεργοποιηθούν οι τοπικοί εκτός-επιπέδου μηχανισμοί των τμημάτων που περιλαμβάνουν ένα μέρος της συνολικής μάζας.

4.3 Προσδιορισμός των επιπέδων επιτελεστικότητας (απαιτήσεις ασφάλειας και προστασίας)

Η προστασία της πολιτιστικής κληρονομιάς από τους σεισμούς επιτυγχάνεται με την εξασφάλιση ότι κάθε στοιχείο της πολιτιστικής μας κληρονομιάς είναι σε θέση να επιτύχει ένα ορισμένο επίπεδο απόκρισης (επίπεδο επιτελεστικότητας) σε περίπτωση μιας δεδομένης σεισμικής έντασης, που ορίζεται από μία δεδομένη πιθανότητα εμφάνισης στη συγκεκριμένη περιοχή. Στη μεθοδολογία PERPETUATE προτείνεται ένας συγκεκριμένος συσχετισμός μεταξύ των επιπέδων επιτελεστικότητας και επιπέδων βλάβης (βλ. Κεφάλαιο 2.3).

Χρησιμοποιώντας τα επίπεδα βλάβης της μεθοδολογίας PERPETUATE, τα επίπεδα επιτελεστικότητας και τις σχετικές περιόδους επαναφοράς [LAGOMARSINO και Cattari 2014] τα στοχευόμενα επίπεδα επιτελεστικότητας που έχουν επιλεγεί για την αξιολόγηση της κατασκευής είναι:

- **3U:** (Προστασία ζωής), δηλαδή το κτίριο διατηρεί την δομική του ακεραιότητα και επαρκή υπολειμματική φέρουσα ικανότητα μετά από το σεισμικό γεγονός. Η ανθρώπινη ζωή προστατεύεται. Οι βλάβες είναι πολύ βαριές αλλά υπάρχει μικρός κίνδυνος τοπικών καταρρεύσεων, που μπορεί να επηρεάσει την ανθρώπινη ασφάλεια.
- **3B:** (Αποφυγή κατάρρευσης) το κτίριο διατηρεί τη συνολική του δομική ακεραιότητα και διαθέτει απομένουσα φέρουσα ικανότητα. Μπορεί να επισκευαστεί, ακόμη και αν απαιτούνται μερικές ανακατασκευές. Το κτίριο μπορεί να διατηρηθεί στο χρόνο.
- Διατήρηση αρχιτεκτονικών στοιχείων: Δεν υπάρχουν τέτοια στοιχεία στο κτίριο.

Για κάθε ένα από τα παραπάνω στοχευόμενα επίπεδα, ορίζονται μέχρι τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας που σχετίζονται με τις αντίστοιχες στάθμες βλάβης. Για τα στοχευόμενα επίπεδα 3U και 3B η περίοδος επαναφοράς είναι $T_R = 475$ χρόνια. Επιπλέον, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η διαφορετική σημασία και σπουδαιότητα κάθε αρχιτεκτονικού στοιχείου της πολιτιστικής μας κληρονομιάς, προτείνεται η χρήση τριών επιπλέον συντελεστών (βλ. Κεφάλαιο 2.3). Συντελεστής χρήσης $\gamma_U=1$, συντελεστής κτιρίου $\gamma_B=1$ (καθώς δεν είναι σημαντικό κτίριο από ιστορικής απόψεως), συντελεστής για τα

στοιχεία καλλιτεχνικής φύσης $\gamma_A=0$ (καθώς δεν υπάρχουν κάποια τέτοια στοιχεία).

4.4 Σεισμική Επικινδυνότητα

Για τη διενέργεια των απαραίτητων αναλύσεων της κατασκευής έγινε χρήση κατάλληλων φασμάτων σεισμικής επικινδυνότητας από τον Ευρωκώδικα 8. Το μέτρο της έντασης (IM) που εγκρίθηκε για το συγκεκριμένο κτίριο είναι η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους (PGA), το οποίο αναφέρεται ως επαρκές παράμετρος για τα κτίρια της κατηγορίας A σύμφωνα με Lagomarsino and Cattari (2014).

Φάσματα σεισμικής επικινδυνότητας

Τα παραγόμενα φάσματα σεισμικής επικινδυνότητας, ειδικά προσαρμοσμένα για την κατασκευή μας, βασίστηκαν στη μεθοδολογία PERPETUATE-D24. Σύμφωνα με αυτή, η Πιθανοτική Σεισμικής Επικινδυνότητας (Probabilistic seismic hazard assessment (PSHA)) που προτείνεται για την σεισμική απόκριση των ιστορικών κτιρίων γίνεται λαμβάνοντας διαφορετικές περιόδους επαναφοράς σε σύγκριση με αυτές που λαμβάνονται για τον σχεδιασμό των καινούργιων κατασκευών.

Δεδομένου ότι η μέθοδος εκτίμησης βάση της επιτελεστικότητας γίνεται με μη-γραμμική στατική ανάλυση η σεισμική απαίτηση ορίζεται με τα ελαστικά φάσματα. Ειδικότερα, χρησιμοποιούνται τα φάσματα του Ευρωκώδικα 8 [CEN 2004] τύπου 1 και έδαφος κατηγορίας Γ.

Οι σχέσεις του φάσματος του Ευρωκώδικα 8 για οριζόντια ελαστική απόκριση είναι οι ακόλουθες:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

όπου,

- $S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης
- T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ($a_g = S \cdot \gamma_I \cdot a_{gR}$)
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- S είναι ο συντελεστής εδάφους
- η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης με τιμή αναφοράς $\eta=1$ για 5% ιξώδη απόσβεση ($\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55$)

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους και τον τύπο του φάσματος: Τύπος 1 (όταν η σεισμική επικινδυνότητα καθορίζεται από σεισμούς με $M_s \geq 5.5$) και Τύπος 2 (όταν η σεισμική επικινδυνότητα καθορίζεται από σεισμούς με $M_s \leq 5.5$). Στην παρούσα εργασία θεωρήθηκε Τύπος 1.

Πίνακας 4.1 Παράμετροι για φάσμα τύπου 1

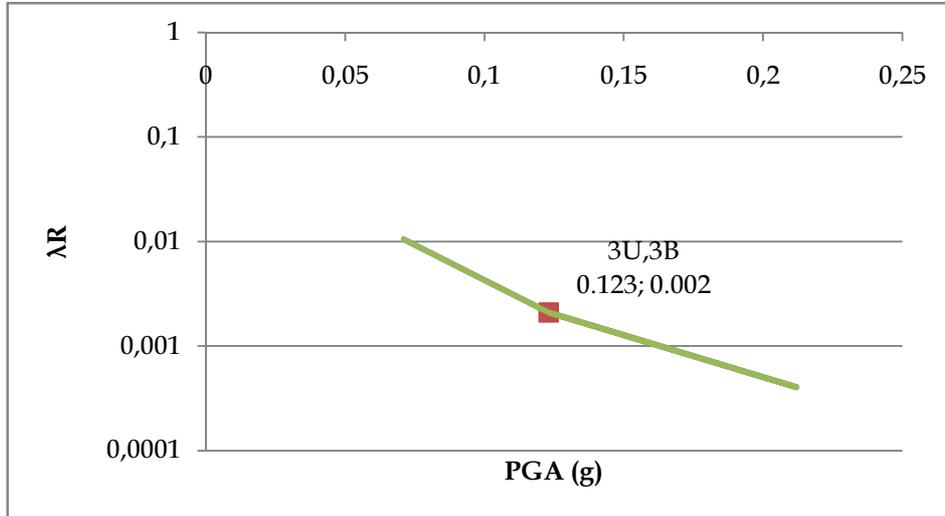
Εδαφικός Τύπος	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Τα εν λόγω φάσματα υπολογίζονται για περιόδους επαναφοράς $T_m=95$, 475 και 2475 χρόνια.

Πίνακας 4.2 Τιμές μέγιστων επιταχύνσεων σε βράχο

PGA (95 χρόνια)	PGA (475 χρόνια)	PGA (2475 χρόνια)
0.071 g	0.123 g	0.212 g

Στο Σχήμα 4.1 απεικονίζεται η σχέση μεταξύ της μέγιστης τιμή PGA της σεισμικής εισόδου και ο ετήσιος ρυθμός υπέρβασης λ ($T_R \cong 1/\lambda$). Επιπλέον δίνεται η τιμή της PGA και του λ_R για το επίπεδο-στόχος που θεωρείται στη παρούσα εργασία.



Σχήμα 4.1 Καμπύλη επικινδυνότητας και σχετικό σημείο για το στοχευόμενο επίπεδο επιτελεστικότητας (3U/3B)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

*Θεώρηση Πακτωμένης Κατασκευής- Ανάλυση
Ευαισθησίας*

5 Θεώρηση Πακτωμένης Κατασκευής – Ανάλυση Ευαισθησίας

5.1 Αποτελέσματα αναλύσεων

5.1.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

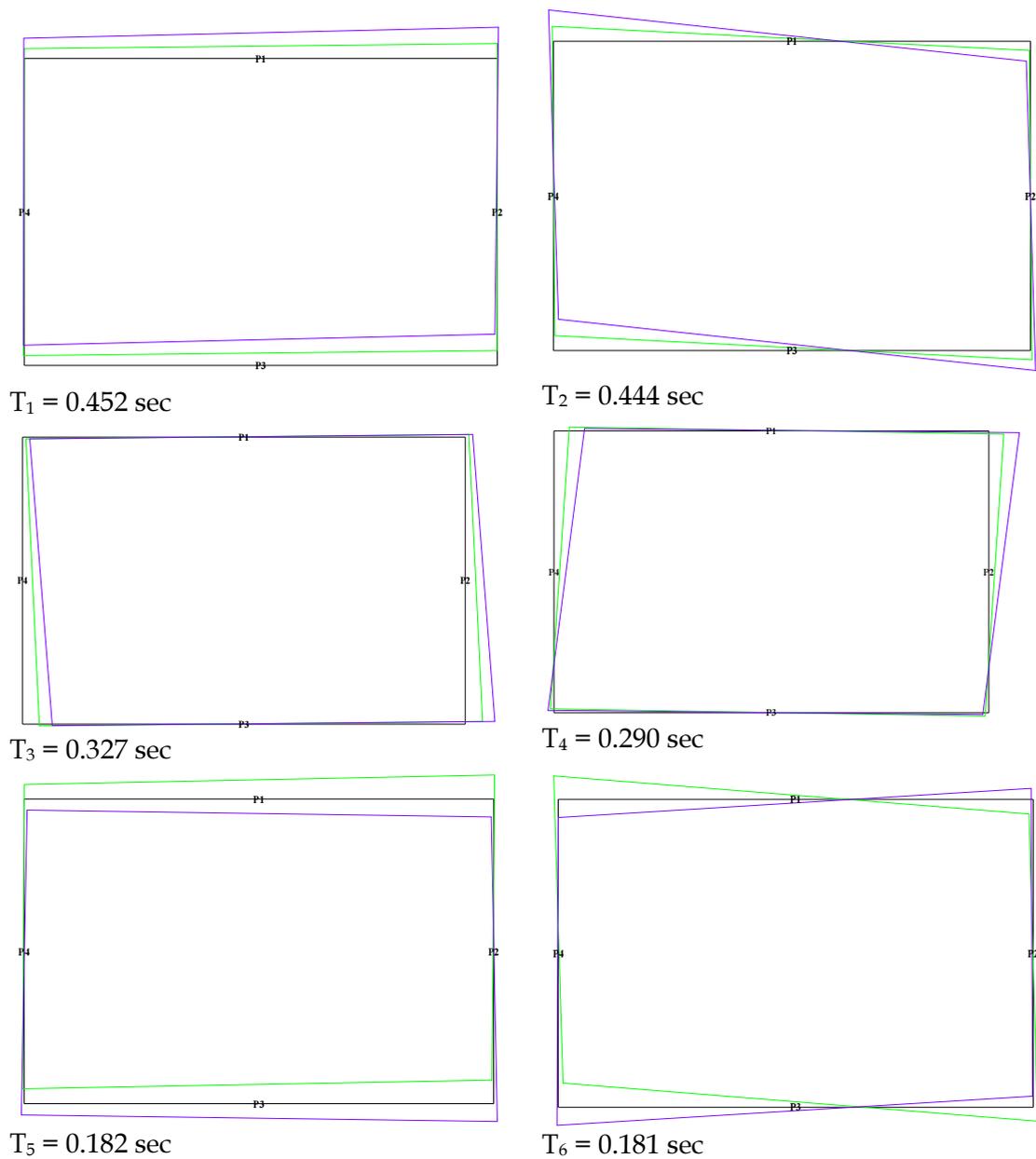
5.1.1.1 Πρόγραμμα TREMURI

Πραγματοποιήθηκε αρχικά ιδιομορφική ανάλυση στο πρόγραμμα TREMURI. Χρειάστηκαν 13 ιδιομορφές για την ενεργοποίηση του 90% της μάζας. Η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά Y και ενεργοποιεί το 82% της μάζας και η τρίτη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά X και ενεργοποιεί το 64% της μάζας.

Παρακάτω δίνονται τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του φορέα όπως προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση στο πρόγραμμα TREMURI. Στο Πίνακα 5.1 δίνονται οι ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά συμμετοχής μάζας για τις 13 πρώτες ιδιομορφές που ενεργοποιούν και το μεγαλύτερο μέρος της μάζας. Στο σχήμα 5.1 παρουσιάζονται οι πρώτες 6 ιδιομορφές με την αντίστοιχη τιμή της ιδιοπεριόδου.

Πίνακας 5.1 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης στο πρόγραμμα Tremuri

Mode	T [s]	m_x [kg]	M_x [%]	m_y [kg]	M_y [%]	m_z [kg]	M_z [%]
1	0.452	68.00	0.04	127543.00	82.30	7.00	0.00
2	0.444	37.00	0.02	5968.00	3.85	26.00	0.02
3	0.327	99259.00	64.05	50.00	0.03	0.00	0.00
4	0.290	37833.00	24.41	20.00	0.01	0.00	0.00
5	0.182	18.00	0.01	19976.00	12.89	27.00	0.02
6	0.181	28.00	0.02	1093.00	0.71	72.00	0.05
7	0.129	11507.00	7.43	1.00	0.00	2.00	0.00
8	0.120	5834.00	3.76	0.00	0.00	41.00	0.03
9	0.101	5.00	0.00	3.00	0.00	103307.00	66.66
10	0.094	0.00	0.00	47.00	0.03	149.00	0.10
11	0.091	1.00	0.00	7.00	0.00	14603.00	9.42
12	0.088	106.00	0.07	2.00	0.00	1388.00	0.90
13	0.085	0.00	0.00	26.00	0.02	28411.00	18.33



Σχήμα 5.1 Οι πρώτες 6 ιδιομορφές ταλάντωσης με το πρόγραμμα Tremuri. Με πράσινο δίνεται η παραμόρφωση του κάτω ορόφου, με μωβ η παραμόρφωση του πάνω ορόφου. Σημειώνεται σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και η αντιστοιχη ιδιοπερίοδος

Οι πρώτες ιδιομορφές εμφανίζονται κυρίως μεταφορικές και παράλληλα ευθυγραμμισμένες με τους τοίχους του κτιρίου. Ήδη από την αρχή ένα υψηλό ποσοστό μάζας ενεργοποιείται λόγω της συγκέντρωσης πρόσθετων μαζών στα επίπεδα των ορόφων με αποτέλεσμα να φέρνει το συνεχές σύστημα πιο κοντά σε μια συμπεριφορά διακριτού συστήματος.

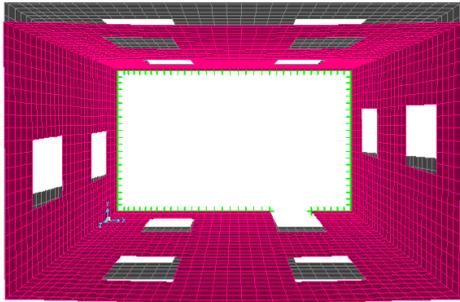
5.1.1.2 Πρόγραμμα SAP 2000

Στο πρόγραμμα SAP 2000 πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση για τον υπολογισμό των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών της κατασκευής. Χρειάστηκαν 64 ιδιομορφές για την ενεργοποίηση του 90% της μάζας. Η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά Y και ενεργοποιεί το 78% της μάζας και η δεύτερη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά X και ενεργοποιεί το 80% της μάζας.

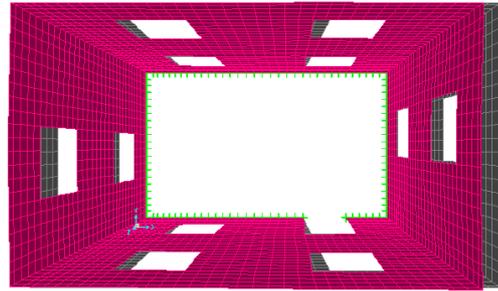
Παρακάτω δίνονται τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του φορέα όπως προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση στο πρόγραμμα SAP2000. Στο Πίνακα 5.2 δίνονται οι ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά συμμετοχής μάζας για τις 13 πρώτες ιδιομορφές που ενεργοποιούν και το μεγαλύτερο μέρος της μάζας. Στο σχήμα 5.2 παρουσιάζονται οι πρώτες 6 ιδιομορφές με την αντίστοιχη τιμή της ιδιοπεριόδου.

Πίνακας 5.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP2000

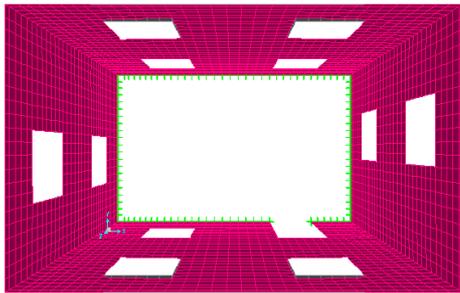
Mode	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]	Rx [%]	Ry [%]	Rz [%]
1	0.402	0.00	77.78	0.00	72.59	0.00	39.39
2	0.313	79.53	77.78	0.00	72.60	54.56	53.60
3	0.242	79.54	77.78	11.49	74.99	58.60	53.61
4	0.212	79.59	77.78	11.51	74.99	58.66	78.33
5	0.203	79.93	77.78	11.51	74.99	58.89	78.50
6	0.200	79.94	77.78	36.78	80.36	67.87	78.51
7	0.181	80.42	77.79	36.78	80.36	68.48	78.61
8	0.172	80.42	85.93	36.79	80.50	68.48	82.70
9	0.168	80.42	85.93	38.56	80.87	69.14	82.70
10	0.165	80.42	85.93	39.51	81.07	69.50	82.70
11	0.154	80.45	85.93	39.51	81.07	69.75	82.71
12	0.145	80.45	85.93	40.10	81.20	69.94	82.71
13	0.141	80.47	85.93	40.10	81.20	70.19	82.72



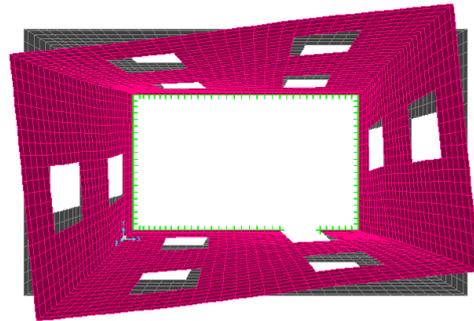
$T_1=0.402\text{sec}$



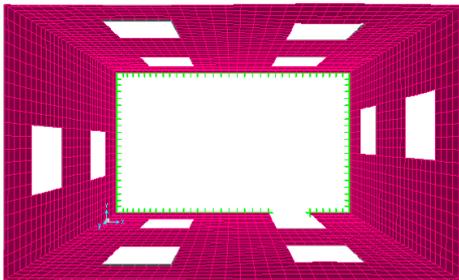
$T_2=0.313\text{sec}$



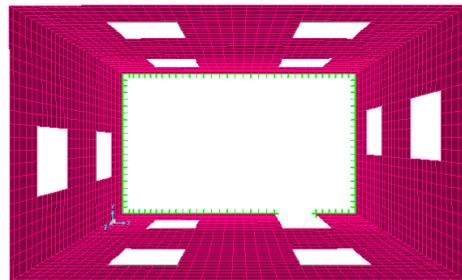
$T_3=0.242\text{sec}$



$T_4=0.212\text{sec}$



$T_5=0.203\text{sec}$



$T_6=0.200\text{sec}$

Σχήμα 5.2 Οι πρώτες 6 ιδιομορφές ταλάντωσης στο πρόγραμμα SAP2000. Σημειώνεται σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος

Πίνακας 5.3 Συγκριτικός πίνακας αποτελεσμάτων ιδιομορφικής ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP2000 και στο TREMURI

Mode	T_{SAP} [s]	$T_{TREMURI}$ [s]
1	0.402	0.452
2	0.313	0.444
3	0.242	0.327
4	0.212	0.290
5	0.203	0.182
6	0.200	0.181
7	0.181	0.129
8	0.172	0.120
9	0.168	0.101
10	0.165	0.094
11	0.154	0.091
12	0.145	0.088
13	0.141	0.085

Συγκρίσεις - Σχόλια

Η πρώτη ιδιομορφή και για τα δύο μοντέλα είναι η μεταφορική παράλληλα ευθυγραμμισμένη με τους τοίχους. Η δεύτερη ιδιομορφή εμφανίζεται στρεπτική στο πρόγραμμα TREMURI. Αυτό πιθανόν οφείλεται στο γεγονός ότι η διακριτοποίηση στο πρόγραμμα TREMURI γίνεται με τέσσερις τοίχους με δύο βαθμούς ελευθερίας για κάθε τοίχο οπότε αδυνατεί να λάβει υπόψη τη στρεπτική ακαμψία των στοιχείων τοιχοποιίας σχήματος - L. Αυτό οδηγεί σε χαμηλή συνολική στρεπτική ακαμψία και συνακόλουθα σε υψηλότερη τιμή στρεπτικής ιδιοπεριόδου.

Και στα δύο μοντέλα ένα υψηλό ποσοστό μάζας ενεργοποιείται ήδη από τις πρώτες ιδιομορφές. Αυτό οφείλεται στη συγκέντρωση μεγάλων πρόσθετων μαζών στα επίπεδα των δαπέδων της κατασκευής, η οποία φέρνει την δυναμική συμπεριφορά του συνεχούς συστήματος μάζας πιο κοντά στη συμπεριφορά του διακριτικού συστήματος μάζας. Ειδικότερα, για το οριζόντιο διακριτό σύστημα (U_x , U_y , R_z) ακόμη κ στις 5 πρώτες ιδιομορφές πάνω από το 70% της συνολικής μάζας έχει ενεργοποιηθεί.

Η συμπεριφορά αυτή του διακριτού συστήματος είναι εντονότερη στη συμπεριφορά του μοντέλου που έχει προσομοιωθεί με τη βοήθεια του προγράμματος TREMURI. Παρατηρώντας τις ιδιομορφές του Σχήματος 5.1 βλέπουμε την ακολουθία των τριών οριζόντιων «κουκίδων» σε δύο ομάδες (στην πρώτη με το ίδιο πρόσημο και κατόπιν με διαφορετικό για κάθε πάτωμα)

5.1.2 Μη-γραμμική στατική ανάλυση

5.1.2.1 Γενικά

Η χρήση της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης σε υφιστάμενα κτίρια είναι ιδιαίτερος σημαντική διότι επιτρέπει τη χάραξη της καμπύλης αντίστασης και βάση αυτής τον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας για μία δεδομένη σεισμική διέγερση.

Η εφαρμογή της είναι πολύ απλή με την ενσωμάτωση μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών, ενώ η σεισμική ένταση εκφράζεται απλά μέσω μιας αυξημένης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά μέχρι τη κατάρρευση της κατασκευής. Ως κατάρρευση ορίζεται η δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, ή η αδυναμία του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας.

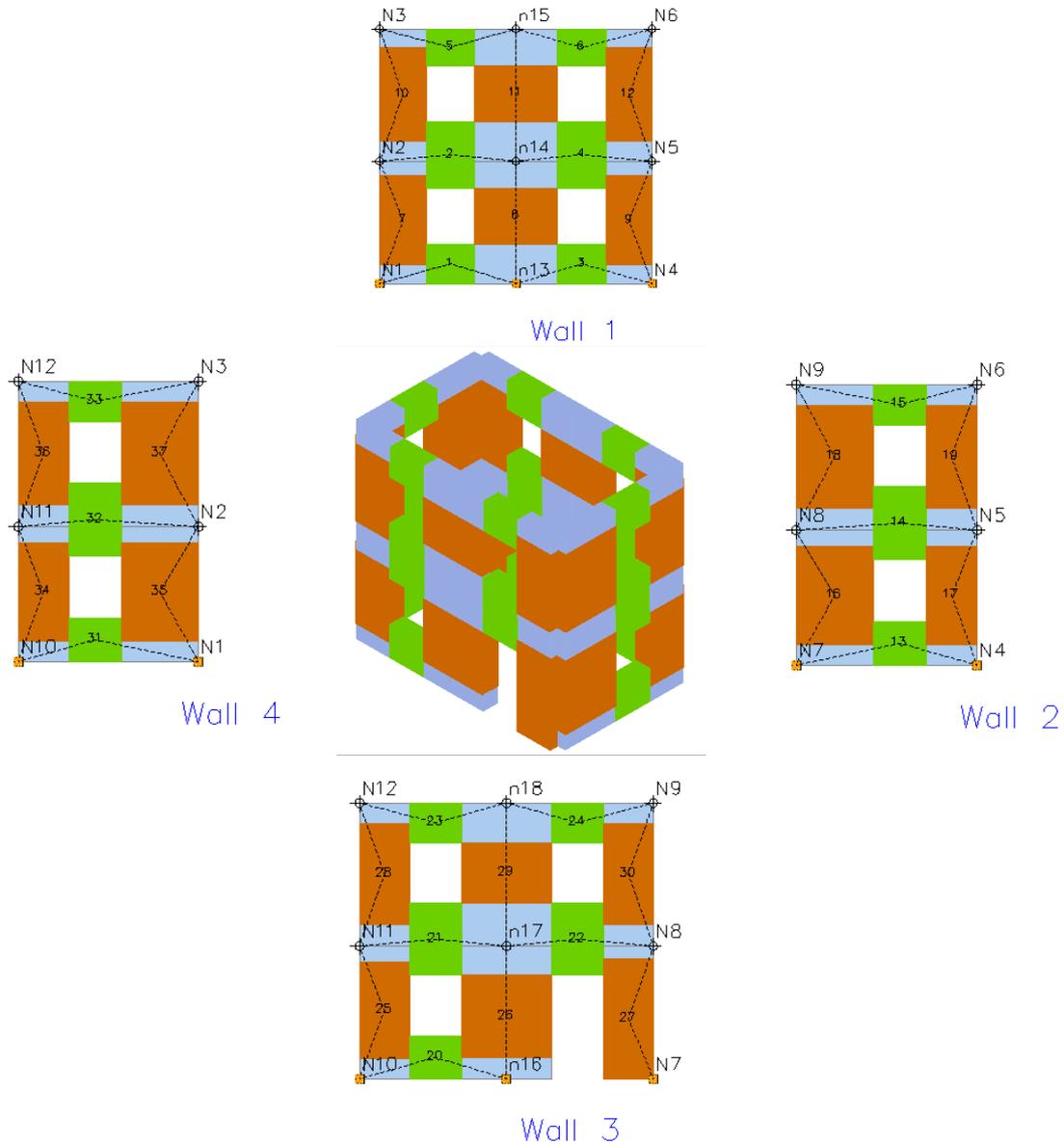
5.1.2.2 Κατανομή σεισμικών φορτίων

Σε κατασκευές από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία, ο τρόπος λήψης του φορτίου για την εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης αποτελεί ένα αμφιλεγόμενο θέμα. Το γεγονός ότι αφενός η μάζα είναι κατανεμημένη σε όλους τους κόμβους του φορέα, καθώς οι φέροντες τοίχοι καταλαμβάνουν ένα σημαντικό μέρος της συνολικής μάζας της κατασκευής, και αφετέρου το ότι η δυσκαμψία τους είναι τέτοια ώστε να θεωρείται αμφίβολη η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας των οριζόντιων στοιχείων (στεγών-πατωμάτων), δεν είναι δυνατή η εφαρμογή υπερωθητικής ανάλυσης με εφαρμογή ενός σταδιακά αυξανόμενου στατικού συγκεντρωμένου φορτίου. Η εφαρμογή του “τριγωνικού” φορτίου που είναι ανάλογο του προφίλ των μετακινήσεων της πρώτης ιδιομορφής δεν είναι πλήρως σωστή διότι η θεώρηση αυτού του φορτίου προϋποθέτει ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι η σημαντικότερη ιδιομορφή που ενεργοποιεί το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας. Σε κατασκευές, όμως, από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία, που το 90% της μάζας ενεργοποιείται για μεγάλο πλήθος ιδιομορφών (στην κατασκευή μας απαιτούνται 32 ιδιομορφές) χωρίς πάντα η πρώτη ιδιομορφή να ενεργοποιεί το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας η λήψη αυτής της φόρτισης ενέχει κάποιους προβληματισμούς. Η καταλληλότερη φόρτιση είναι η “ομοιόμορφη” που είναι ανάλογη της μάζας της κατασκευής.

Για λόγους πληρότητας, πραγματοποιούνται ανελαστικές στατικές αναλύσεις σε δύο διευθύνσεις και με δύο φορές τόσο για την περίπτωση της “τριγωνικής” φόρτισης βάσει της πρώτης ιδιομορφής όσο και για την αντίστοιχη της «ομοιόμορφης» φόρτισης βάσει της μάζας. Εφαρμόζονται σε δύο διευθύνσεις για θετικό και αρνητικό πρόσημο σύμφωνα με την EC8-1 §4.3.3.4.1(7)A. Μπορεί επιπλέον να ληφθεί υπόψη και τυχηματική εκκεντρότητα και να γίνει συνδυασμός των οριζόντιων δυνάμεων, κάτι το οποίο δεν εφαρμόστηκε στο κτίριο. Στο πρόγραμμα TREMURI, στην περίπτωση της “τριγωνικής” φόρτισης λαμβάνεται ένα σταθερό φορτίο που καθορίζεται από το γινόμενο της μάζας του κάθε κόμβου επί το ύψος στο οποίο βρίσκεται ο κόμβος. Οι ασκούμενες δυνάμεις βρίσκονται σε συμφωνία με το προφίλ των μετακινήσεων της πρώτης ιδιομορφής. Για την περίπτωση της “ομοιόμορφης” φόρτισης λαμβάνεται ένα σταθερό φορτίο που καθορίζεται από το γινόμενο της μάζας του κάθε κόμβου επί το ύψος στο οποίο βρίσκεται ο κόμβος. Οι ασκούμενες δυνάμεις εξαρτώνται από τη μάζα του κάθε κόμβου.

5.1.2.3 Προσομοίωση TREMURI

Παρακάτω δίνεται το μοντέλο μακροστοιχείων όπως προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα TREMURI.



TREMURI Legend	
Pier Macro-elements	n## 2D Node
Spandrel Beam Macro-elements	N## 3D Node
Rigid Node Zones	○ Node constrained by floor membrane
--- Line Connecting the model nodes	Fixed Node

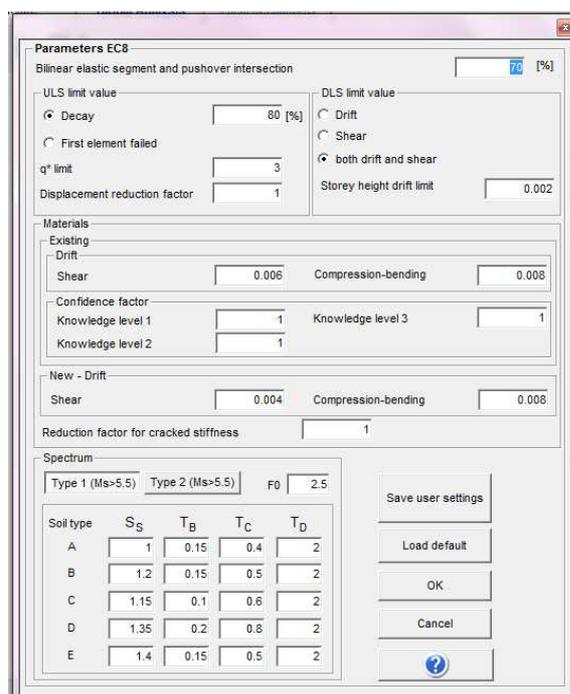
Σχήμα 5.3 Τρισδιάστατος φορέας και όψεις στο πρόγραμμα TREMURI

Το μοντέλο αρχικά προσομοιώνεται στο πρόγραμμα 3muri v. 5.7.105 (Demo version) και στη συνέχεια εισάγεται στο πρόγραμμα TREMURI Ricerca

Τα μετ-ελαστικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας είναι μια δύσκολη εργασία καθώς δεν υπάρχουν συνήθως σχετικά πειραματικά δεδομένα και η επιλογή γίνεται μέσω της βιβλιογραφίας. Παρακάτω δίνονται οι παράμετροι αντοχής που επιλέχθηκαν στη παρούσα εργασία για τη προσομοίωση με το πρόγραμμα TREMURI:

Πίνακας 5.4 Παράμετροι αντοχής τοιχοποιίας	
Post-Elastic properties in TREMURI	
$f_{cm} = 1.50 \text{ N/mm}^2$	= 150.00 N/cm ²
$f_{vm} = 0.10 \text{ N/mm}^2$	= 10.00 N/cm ²
$f_{vlim} = 0.05 \text{ N/mm}^2$	= 0.05 N/cm ²
$f_k = 1.05 \text{ N/mm}^2$	Στο Tremuri, λαμβάνεται ως το 70% του f_{cm}
$\gamma_m = 1.0$	Material Safety Factor
1.0	Reduction Factor for Cracked Initial Stiffness

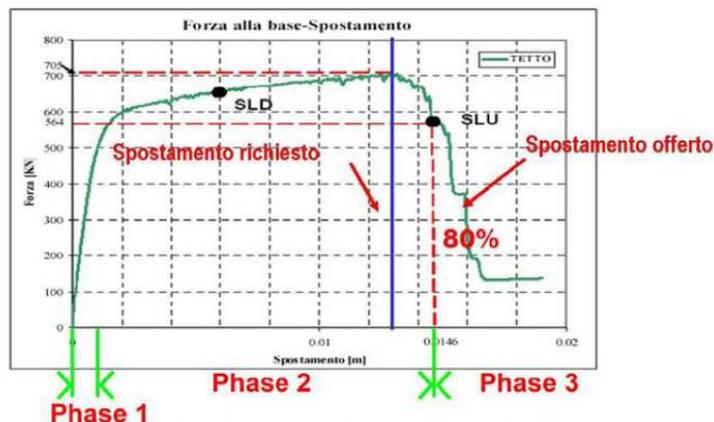
Δεδομένου ότι δεν υπάρχει καμία προηγούμενη βλάβη ή οποιαδήποτε γήρανση που προκαλείται από φθορά, τα υλικά δηλώνονται ως νέα στο TREMURI. Οι οριακές τιμές που εφαρμόστηκαν στα στοιχεία είναι αυτά που προβλέπονται από τον EC8 όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.4 παρακάτω:



Σχήμα 5.4 Παράμετροι Ευρωκώδικα 8

Για οριακή κατάσταση ULS (ultimate limit state) η αστοχία συμβαίνει όταν σημειώνεται πτώση της αντοχής κατά 80%. (Σχήμα 5.5) Για την οριακή κατάσταση DLS (damage limit state) η αστοχία συμβαίνει λόγω καμπτικών και διατμητικών φαινομένων στη σχετική μετατόπιση ορόφων (drift) ίση με 0,002.

Όσον αφορά την αστοχία του υλικού, αυτή καθορίζεται από την παράμετρο της σχετικής μετατόπισης των ορόφων (drift) που για διατμητική αστοχία ισούται με 0.004 ενώ για καμπτική αστοχία 0.008. [Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3-παράρτημα C, για κατασκευές από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία]



Σχήμα 5.5 Γενική μορφή της καμπύλης αντίστασης [S.T.A. DATA 2013]

Εφαρμογή ανελαστικής στατικής ανάλυσης-pushover

Στην κορυφή του προβόλου εφαρμόζεται μία στατική δύναμη 1kN η οποία αυξάνεται σταδιακά με έλεγχο στη μετακίνηση της κορυφής.

Στο TREMURI, η υπερωθητική ανάλυση εφαρμόζεται με την ακόλουθη εντολή:

Αρχικά εφαρμόζεται μία στατική ανάλυση υπό τα φορτία βαρύτητας:

```
/pp 1 0.005 500 0 0 -9.81
```

Και στη συνέχεια εφαρμόζεται η υπερωθητική ανάλυση με έλεγχο στη μετακίνηση του κόμβου της κορυφής (9), όπου ασκείται και η μοναδιαία δύναμη:

```
/pomas 200 0.005 500 9 ux 0.08 0.8 0
```

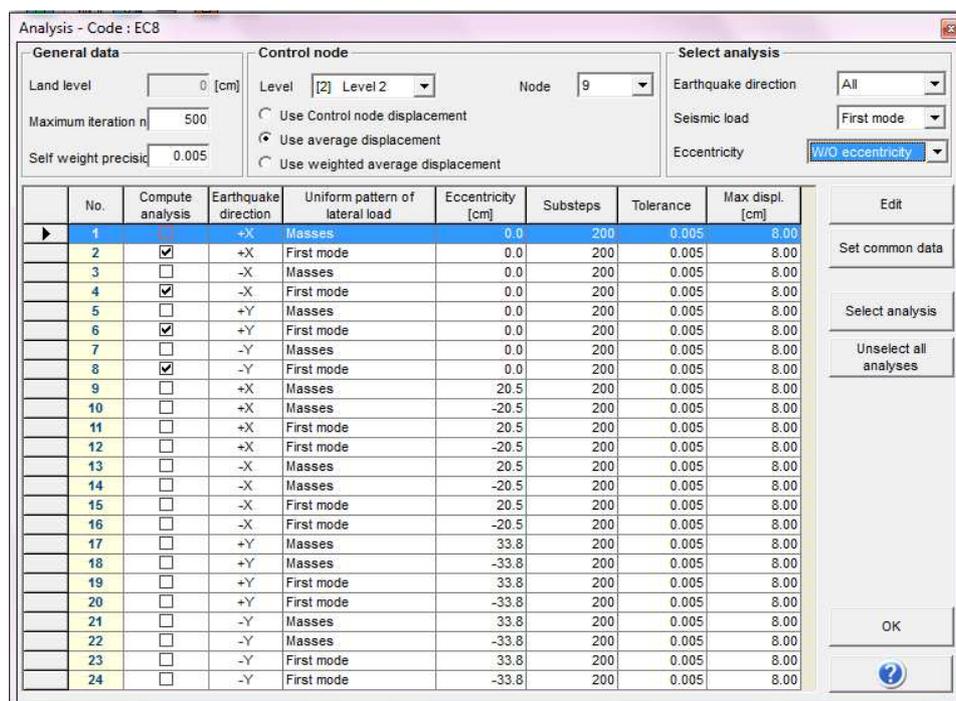
Προτού παραθέσουμε τα αποτελέσματα της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης του φορέα πρέπει να επισημάνουμε κάποια χαρακτηριστικά του προγράμματος TREMURI και τις αδυναμίες που σχετίζονται με τη προσομοίωση του κτιρίου.

Το πρόγραμμα TREMURI έχει αναπτυχθεί ειδικά για τις ανάγκες των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία (οπλισμένη ή άοπλη), στις οποίες είναι ισχυρή η διαφραγματική λειτουργία. Η ύπαρξη διαφράγματος συμβάλλει στη μεταφορά των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους που διήκουν κατά τη διεύθυνση του σεισμού. Άμεση συνέπεια αυτού είναι το γεγονός ότι οι φέροντες τοίχοι καταπονούνται κυρίως εντός επιπέδου καθιστώντας αμελητέα την εκτός επιπέδου λειτουργία τους.

Επιπλέον, το πρόγραμμα χρησιμοποιεί τα «μακροστοιχεία» τα οποία τοποθετούνται στον κεντροβαρικό άξονα του εκάστοτε τοίχου. Αυτομάτως δημιουργούνται άκαμπτες ζώνες στη συμβολή των πεσσών με τις δοκούς σύζευξης καθώς έχει παρατηρηθεί, από προγενέστερους σεισμούς, ότι οι ζώνες αυτές δεν παρουσιάζουν βλάβες.

5.1.2.4 “Τριγωνική” κατανομή βάσει της πρώτης ιδιομορφής

Σε αυτό το κεφάλαιο, ορίστηκαν 4 Pushover αναλύσεις. Οι δύο πρώτες είναι κατά τον άξονα Χ (εφαρμογή μπροστά και πίσω), και οι δύο επόμενες κατά τον άξονα Υ (εφαρμογή μπροστά και πίσω).



Σχήμα 5.6 Οι τέσσερις Pushover Αναλύσεις (κόμβος ελέγχου 9): $\pm X$ και $\pm Y$, χωρίς εκκεντρότητα και με “τριγωνική” κατανομή που βασίζεται στη 1^η ιδιομορφή

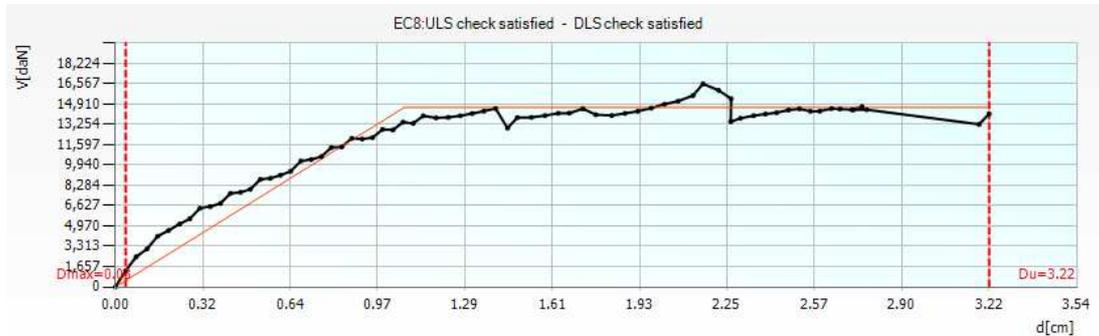
Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 χρησιμοποιώντας το αντίστοιχο φάσμα απαίτησης που είναι ενσωματωμένο στο λογισμικό. Μετά την επιλογή της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους a_{gR} (PGA) για την οριακή κατάσταση αντοχής και άλλη μία για την οριακή κατάσταση λειτουργίας, τίθενται οι αντίστοιχες μετακινήσεις-στόχοι μέσω των φασμάτων απαίτησης. Όταν η ανάλυση φθάνει στη μετατόπιση της οριακής κατάστασης αστοχίας σταματάει και η στατική καμπύλη pushover παράγεται εν μέρει.

Για να παραχθεί ολόκληρη η καμπύλη pushover, οι PGA τέθηκαν σε πολύ χαμηλές τιμές και για τις δύο οριακές καταστάσεις $a_{gR,x} = 0.01 \text{ m/sec}^2$.

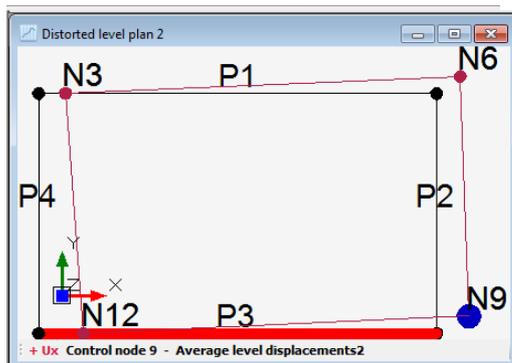
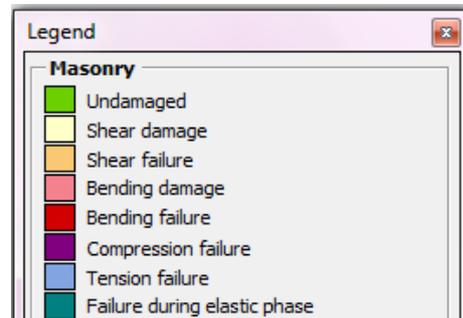
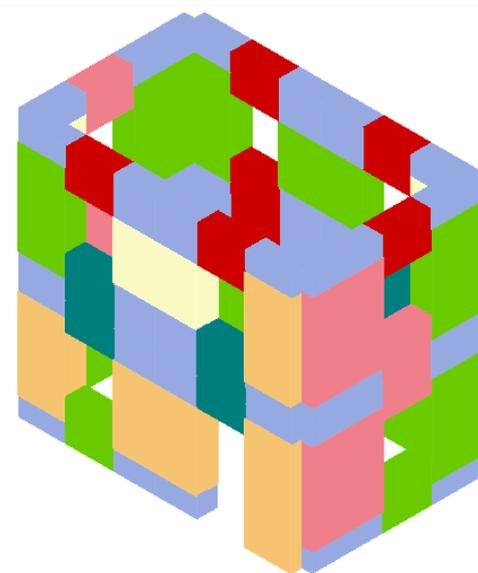
Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν έγιναν χωρίς να ληφθεί υπόψη κάποια εκκεντρότητα. Επιλέχθηκε επιπλέον ένας κόμβος ελέγχου των μετακινήσεων. Παρ’ όλα αυτά η μετακίνηση μπορεί να δοθεί στο πρόγραμμα ως μέσος όρος των τιμών της μετακίνησης ανάμεσα σε όλους τους κόμβους της κορυφής και όχι ως μια τιμή. Στις αναλύσεις ενεργοποιήθηκε η επιλογή αυτή.

[+X] Pushover Ανάλυση

Παρακάτω δίνεται η καμπύλη Pushover καθώς και η αποχία των στοιχείων του κτιρίου και η παραμόρφωση στο βήμα της αποχίας.

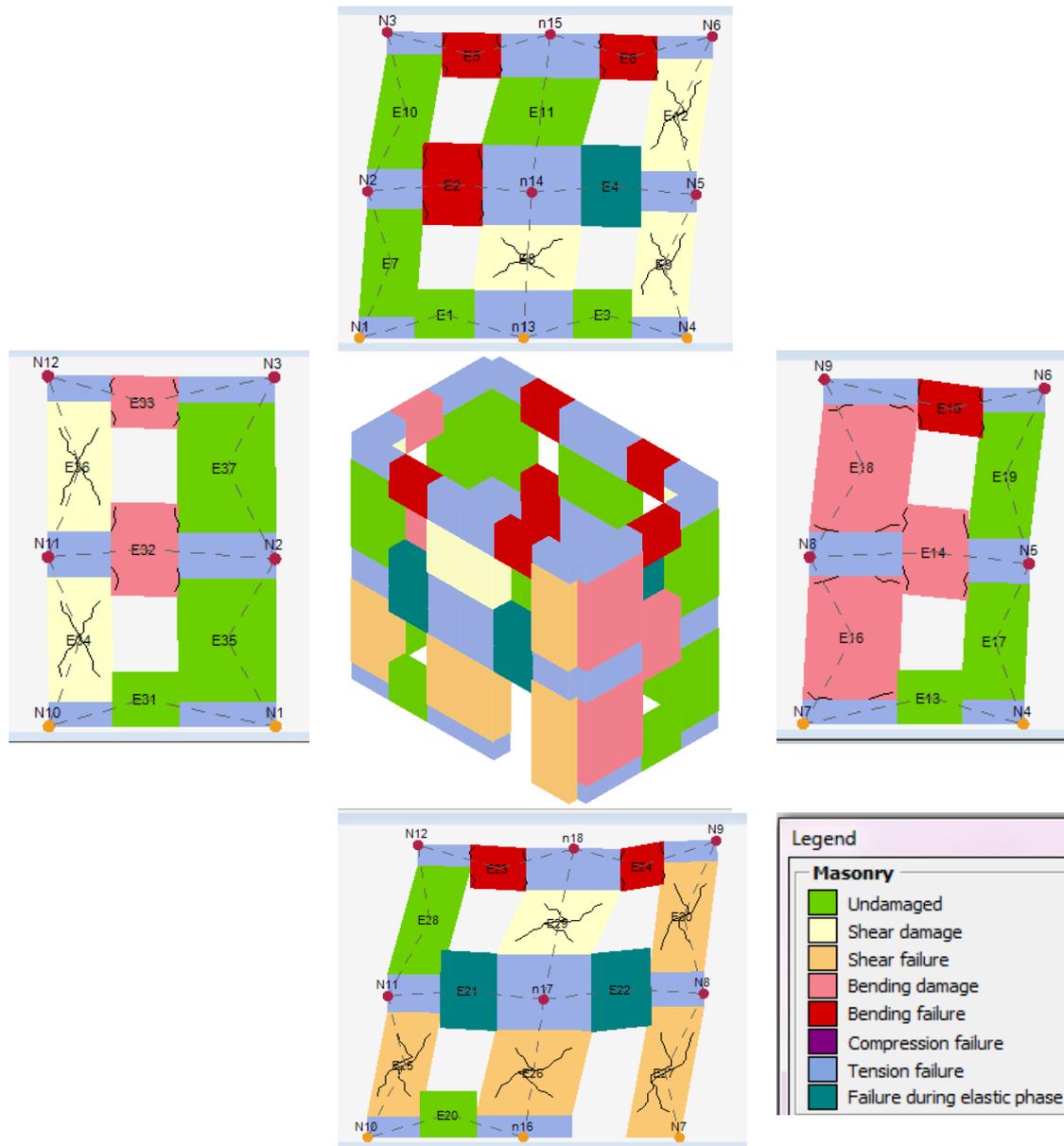


Σχήμα 5.7 Καμπύλη αντίστασης στο πρόγραμμα 3puri (διεύθυνση +X, κόμβος ελέγχου 9, χωρίς εκκεντρότητες, για το σεισμικό φορτίο της 1ης ιδιομορφής)



Τοίχος	Ποσοστό στοιχείων που αποχίει
Ανατολικός (3)	73.28%
Δυτικός (1)	24.97%
Βόρειος (2)	6.25%
Νότιος (4)	0.00%

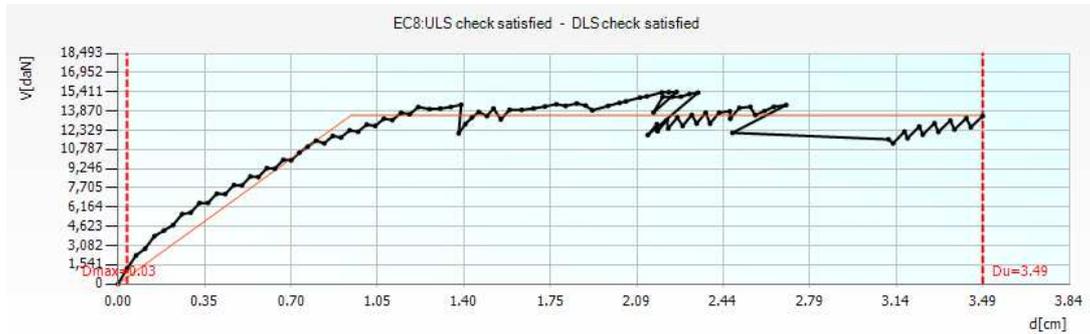
Σχήμα 5.8 Πάνω: Στοιχεία που αποχούν (3D παρουσίαση) Κάτω Αριστερά: Παραμόρφωση του πάνω ορόφου στο βήμα αποχίας Κάτω δεξιά: Ποσοστό στοιχείων που αποχούν (διεύθυνση [+X])



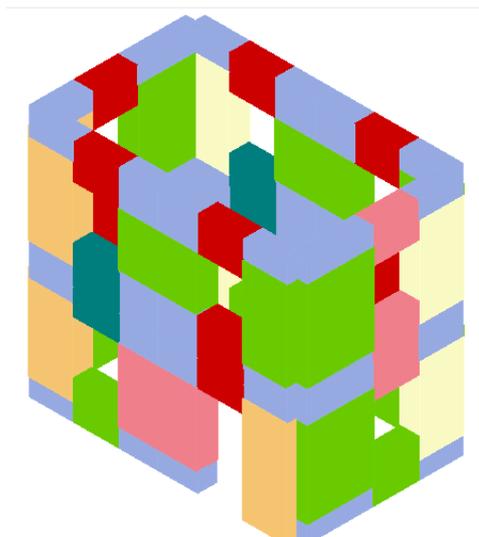
Σχήμα 5.9 Παραμορφώσεις και αστοχίες μελών στους τέσσερις τοίχους (διεύθυνση [+X])

[-X] Pushover Ανάλυση

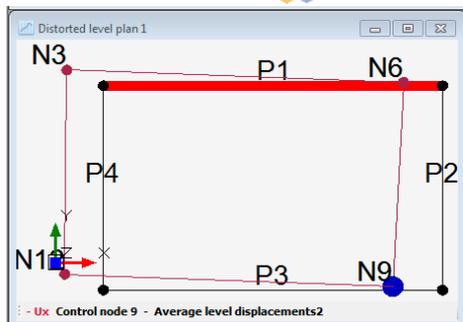
Παρακάτω δίνεται η καμπύλη Pushover καθώς και η αστοχία των στοιχείων του κτιρίου και η παραμόρφωση στο βήμα της αστοχίας.



Σχήμα 5.10 Καμπύλη αντίστασης στο πρόγραμμα 3puri (διεύθυνση -X, κόμβος ελέγχου 9, χωρίς εκκεντρότητες, για το σεισμικό φορτίο της 1ης ιδιομορφής)

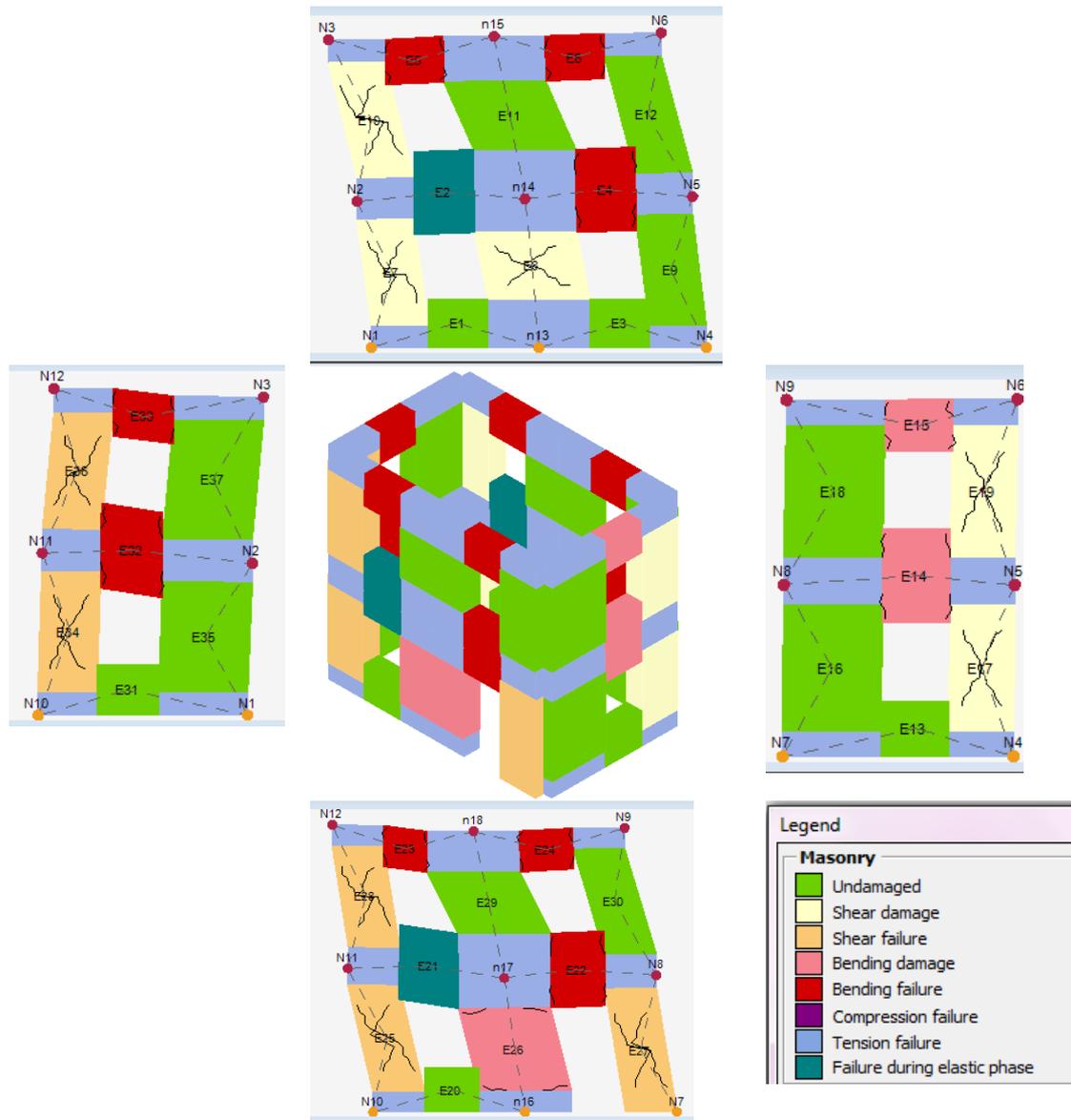


Legend	
Masonry	
■	Undamaged
■	Shear damage
■	Shear failure
■	Bending damage
■	Bending failure
■	Compression failure
■	Tension failure
■	Failure during elastic phase



Τοίχος	Ποσοστό στοιχείων που αστοχεί
Ανατολικός (3)	57.90%
Δυτικός (1)	47.62%
Νότιος (2)	24.97%
Βόρειος (4)	0.00%

Σχήμα 5.32 Πάνω: Στοιχεία που αστοχούν (3D παρουσίαση) Κάτω Αριστερά: Παραμόρφωση του πάνω ορόφου στο βήμα αστοχίας Κάτω δεξιά: Ποσοστό στοιχείων που αστοχούν (διεύθυνση [-X])



Σχήμα 5.12 Παραμορφώσεις και αστοχίες μελών στους τέσσερις τοίχους (διεύθυνση [-X])

Σχόλια επί των παραμορφωμένων σχημάτων και αστοχιών διεύθυνση [±X]

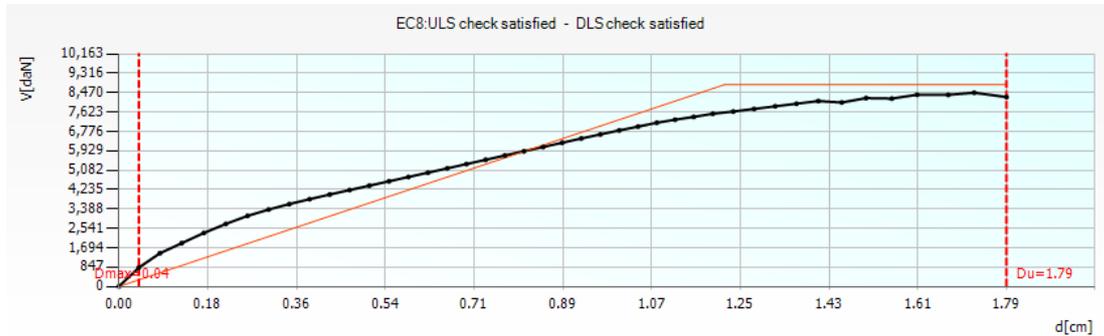
Και στις δύο περιπτώσεις φόρτισης εμφανίζεται αστοχία σε κάμψη σχεδόν σε όλα τα ανώφλια και αστοχία σε διάτμηση των πεσσών κυρίως του 1^{ου} ορόφου στην ανατολική πλευρά του κτιρίου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι και στις δύο περιπτώσεις φόρτισης δημιουργείται ένας πόλος περιστροφής των πατωμάτων του κτιρίου κάπου μακριά στη δυτική πλευρά του κτιρίου το οποίο προκαλεί στον ανατολικό τοίχο μεγαλύτερα βέλη ορόφου και άρα μεγαλύτερες βλάβες.

Οι τοίχοι που βρίσκονται κάθετα στη διεύθυνση φόρτισης επηρεάζονται επίσης σε κάποιο βαθμό λόγω της περιστροφής του κτιρίου. Στη διεύθυνση φόρτισης [-X] παρατηρείται αστοχία πεσσών σε διάτμηση και όλων των ανωφλίων μόνο στον νότιο τοίχο, καθώς το οριζόντιο φορτίο δημιουργεί μία ροπή ανατροπής, η οποία μειώνει την θλιπτική αξονική δύναμη των πεσσών και ως εκ τούτου και τη διατμητική αντοχή.

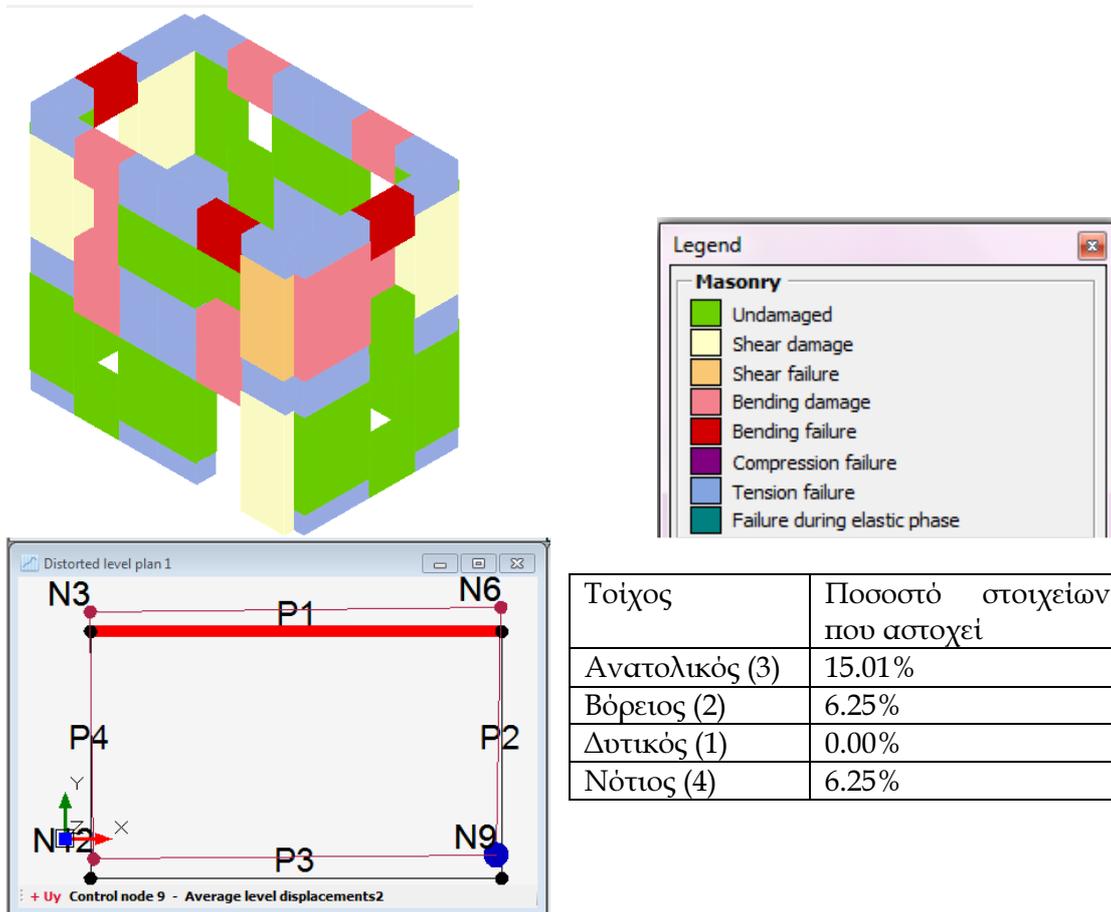
Επιπλέον στη περίπτωση φόρτισης με διεύθυνση [-X], παρατηρούμε την αστοχία κυρίως στους πυρήνες με σχήμα - L λόγω διάτμησης οι οποίοι ενεργοποιούνται με την περιστροφή του κτιρίου. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στο 3^ο κτιρί η χωρική λειτουργία λαμβάνεται μέσω της λειτουργίας εντός επιπέδου των τοίχων, αγνοώντας τη μεγάλη στρεπτική ακαμψία τους. Αυτό συμβαίνει διότι το μητρώο δυσκαμψίας των πεσσών στο πρόγραμμα είναι μόνο δύο διαστάσεων (2D macroelements).

[+Y] Pushover Ανάλυση

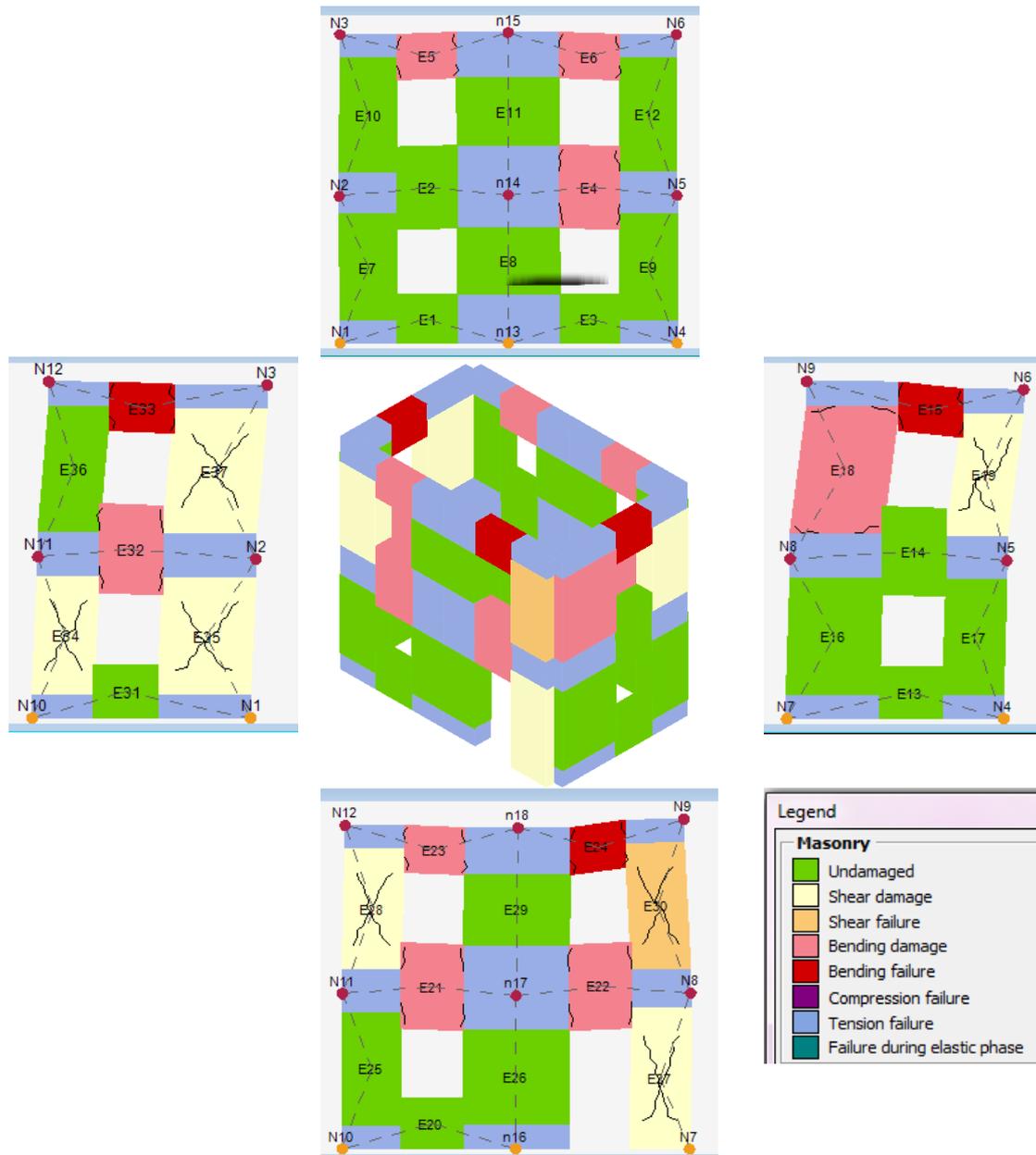
Παρακάτω δίνεται η καμπύλη Pushover καθώς και η αστοχία των στοιχείων του κτιρίου και η παραμόρφωση στο βήμα της αστοχίας.



Σχήμα 5.13 Καμπύλη αντίστασης στο πρόγραμμα 3muri (διεύθυνση +Y, κόμβος ελέγχου 9, χωρίς εκκεντρότητες, για το σεισμικό φορτίο της 1ης ιδιομορφής)



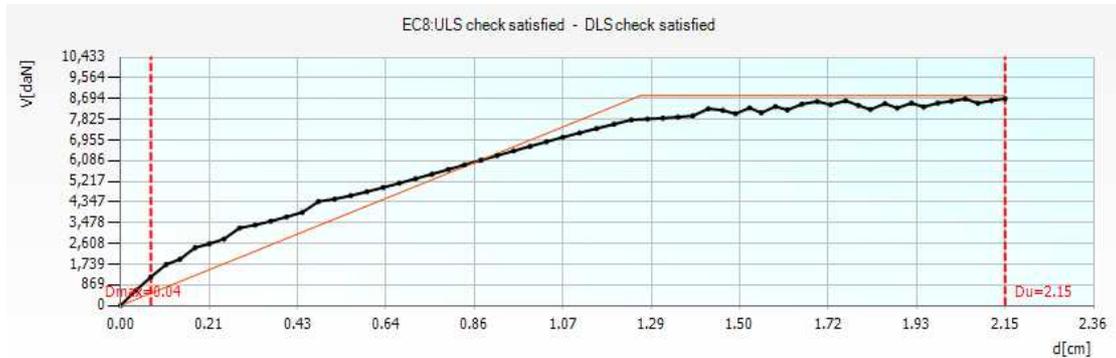
Σχήμα 5.14 Πάνω: Στοιχεία που αστοχούν (3D παρουσίαση) Κάτω Αριστερά: Παραμόρφωση του πάνω ορόφου στο βήμα αστοχίας Κάτω δεξιά: Ποσοστό στοιχείων που αστοχούν (διεύθυνση [+Y])



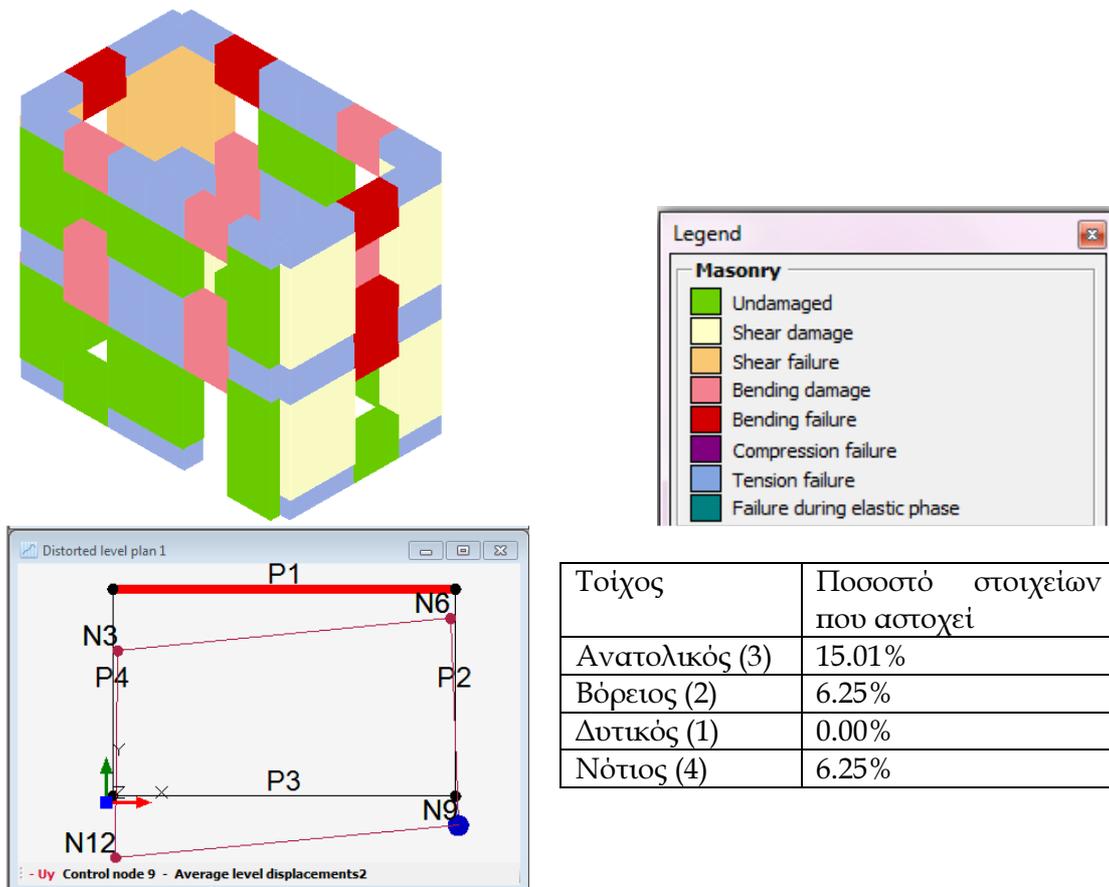
Σχήμα 5.15 Παραμορφώσεις και στοχιές μελών στους τέσσερις τοίχους (διεύθυνση [+Y])

[-Y] Pushover Ανάλυση

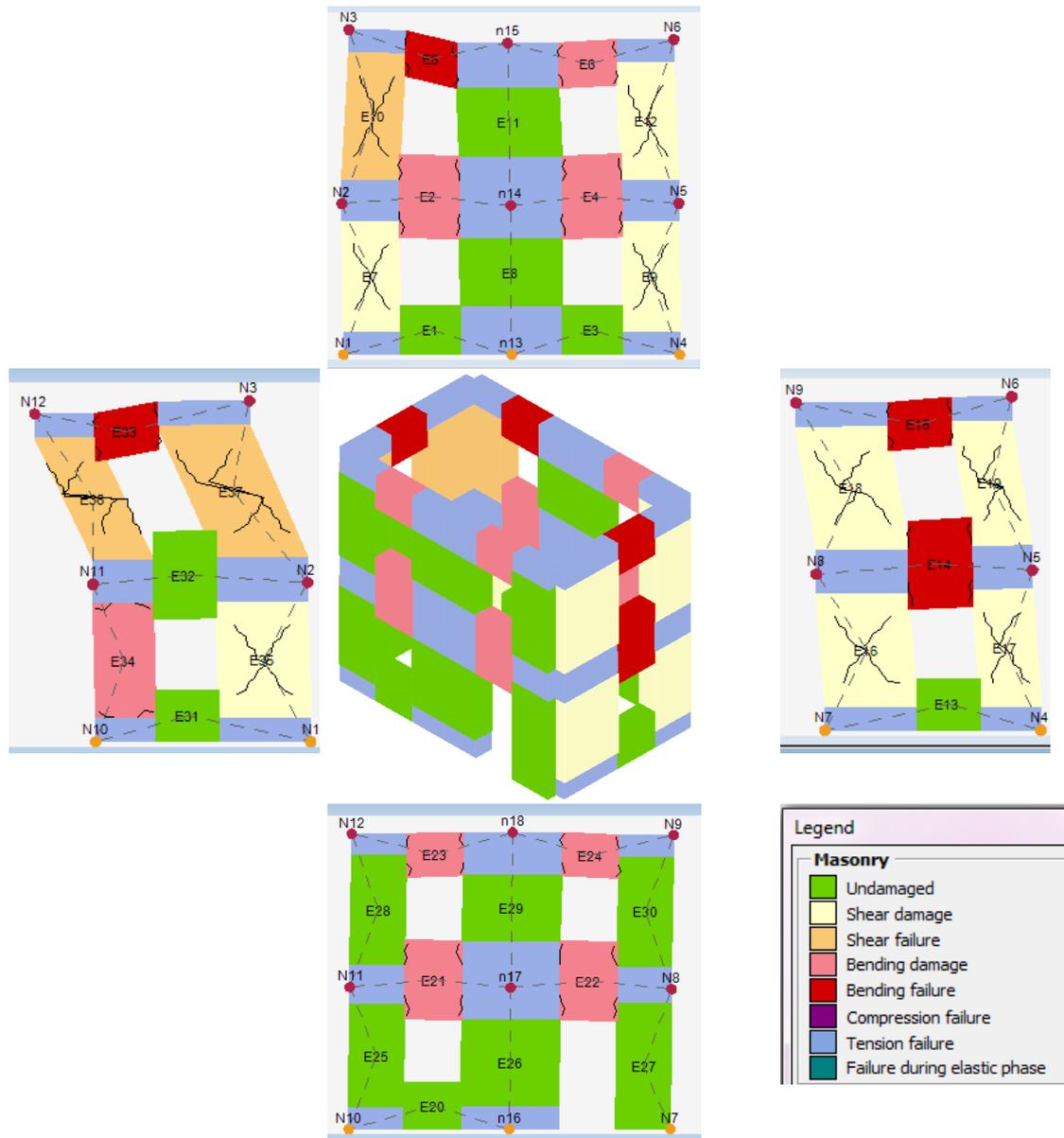
Παρακάτω δίνεται η καμπύλη Pushover καθώς και η αποχία των στοιχείων του κτιρίου και η παραμόρφωση στο βήμα της αποχίας.



Σχήμα 5.16 Καμπύλη αντίστασης στο πρόγραμμα 3muri (διεύθυνση -Y, κόμβος ελέγχου 9, χωρίς εκκεντρότητες, για το σεισμικό φορτίο της 1ης ιδιομορφής)



Σχήμα 5.17 Πάνω: Στοιχεία που αποχούν (3D παρουσίαση) Κάτω Αριστερά: Παραμόρφωση του πάνω ορόφου στο βήμα αποχίας Κάτω δεξιά: Ποσοστό στοιχείων που αποχούν (διεύθυνση [-Y])



Σχήμα 5.18 Παραμορφώσεις και αστοχίες μελών στους τέσσερις τοίχους (διεύθυνση [-Y])

Σχόλια επί των παραμορφωμένων σχημάτων και αστοχιών διεύθυνση $[\pm Y]$

Και για τις δύο περιπτώσεις φόρτισης οι αστοχίες εμφανίζονται κυρίως στο 2^ο όροφο και είναι είτε αστοχία σε διάτμηση των πεσσών είτε σε κάμψη των ανωφλίων.

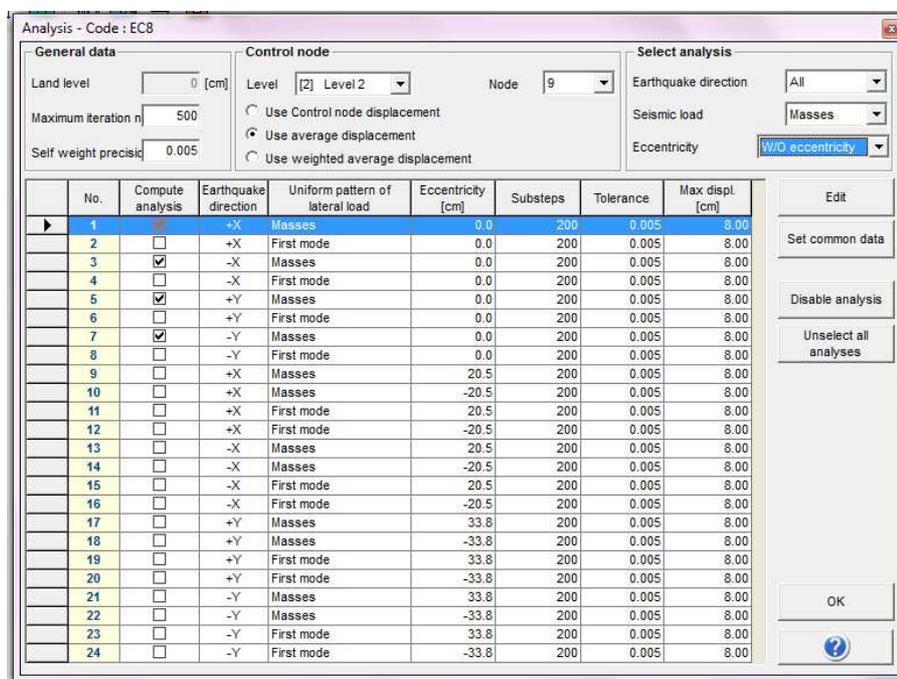
Στη διεύθυνση φόρτισης $[+Y]$ αναγκάζονται τα πατώματα να περιστρέφονται γύρω από έναν πόλο κάπου μακριά στη νότια πλευρά, το οποίο έχει ως αποτέλεσμα ο βόρειος τοίχος να εμφανίζει μεγαλύτερη τιμή μετακίνησης του βέλους ορόφου και άρα μεγαλύτερες βλάβες. Ομοίως στη διεύθυνση φόρτισης $[-Y]$ αναγκάζονται τα πατώματα του κτιρίου να περιστρέφονται γύρω από έναν πόλο κάπου μακριά στη βόρεια πλευρά, το οποίο αναγκάζει το νότιο τοίχο να εμφανίζει κάπως μεγαλύτερη τιμή μετακίνησης του βέλους ορόφου και συνακόλουθα μεγαλύτερες βλάβες.

Οι τοίχοι που βρίσκονται κάθετα στη διεύθυνση φόρτισης επηρεάζονται επίσης σε κάποιο βαθμό λόγω της περιστροφής του κτιρίου. Στη διεύθυνση φόρτισης $[+Y]$ παρατηρείται αστοχία πεσσών σε διάτμηση και ανωφλίων σε κάμψη μόνο στον ανατολικό τοίχο, καθώς το οριζόντιο φορτίο δημιουργεί μία ροπή ανατροπής, η οποία μειώνει την θλιπτική αξονική δύναμη των πεσσών και ως εκ τούτου και τη διατμητική αντοχή τους. Αντίθετα στη διεύθυνση φόρτισης $[-Y]$ η εικόνα αυτή παρατηρείται στον δυτικό τοίχο.

Οι κεντρικοί πεσσοί των τοίχων κάθετα στη διεύθυνση φόρτισης δεν επηρεάζονται καθόλου. Αυτό είναι λογικό καθώς οι πεσσοί στο πρόγραμμα 3muri ενεργοποιούνται μόνο στο επίπεδό τους (2D μακροσειχεία).

5.1.2.5 “Ομοιόμορφη” κατανομή βάσει της μάζας

Σε αυτό το κεφάλαιο, ορίστηκαν 4 Pushover αναλύσεις. Οι δύο πρώτες είναι κατά τον άξονα Χ (εφαρμογή μπροστά και πίσω), και οι δύο επόμενες κατά τον άξονα Υ (εφαρμογή μπροστά και πίσω).



Σχήμα 5.19 Οι τέσσερις Pushover Αναλύσεις (κόμβος ελέγχου 9): $\pm X$ και $\pm Y$, χωρίς εκκεντρότητα και με “ομοιόμορφη” κατανομή βάσει της μάζας

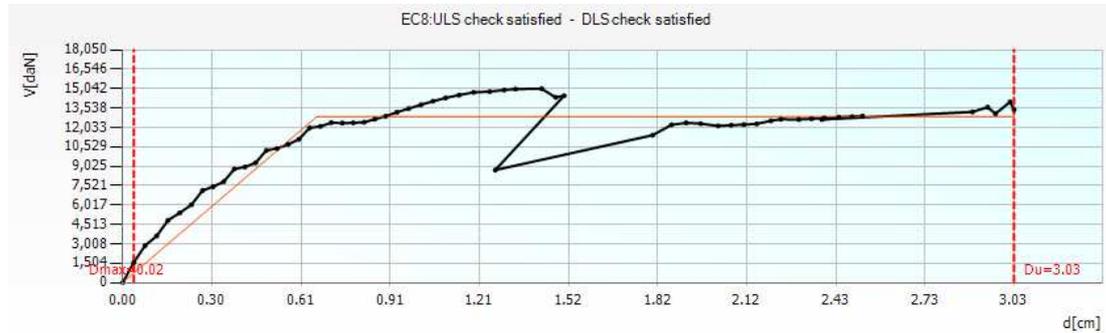
Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 χρησιμοποιώντας το αντίστοιχο φάσμα απαίτησης που είναι ενσωματωμένο στο λογισμικό. Μετά την επιλογή της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους a_{gR} (PGA) για την οριακή κατάσταση αντοχής και άλλη μία για την οριακή κατάσταση λειτουργίας, τίθενται οι αντίστοιχες μετακινήσεις-στόχοι μέσω των φασμάτων απαίτησης. Όταν η ανάλυση φθάνει στη μετατόπιση της οριακής κατάστασης αστοχίας σταματάει και η στατική καμπύλη pushover παράγεται εν μέρει.

Για να παραχθεί ολόκληρη η καμπύλη pushover, οι PGA τέθηκαν σε πολύ χαμηλές τιμές και για τις δύο οριακές καταστάσεις $a_{gR,x} = 0.01 \text{ m/sec}^2$.

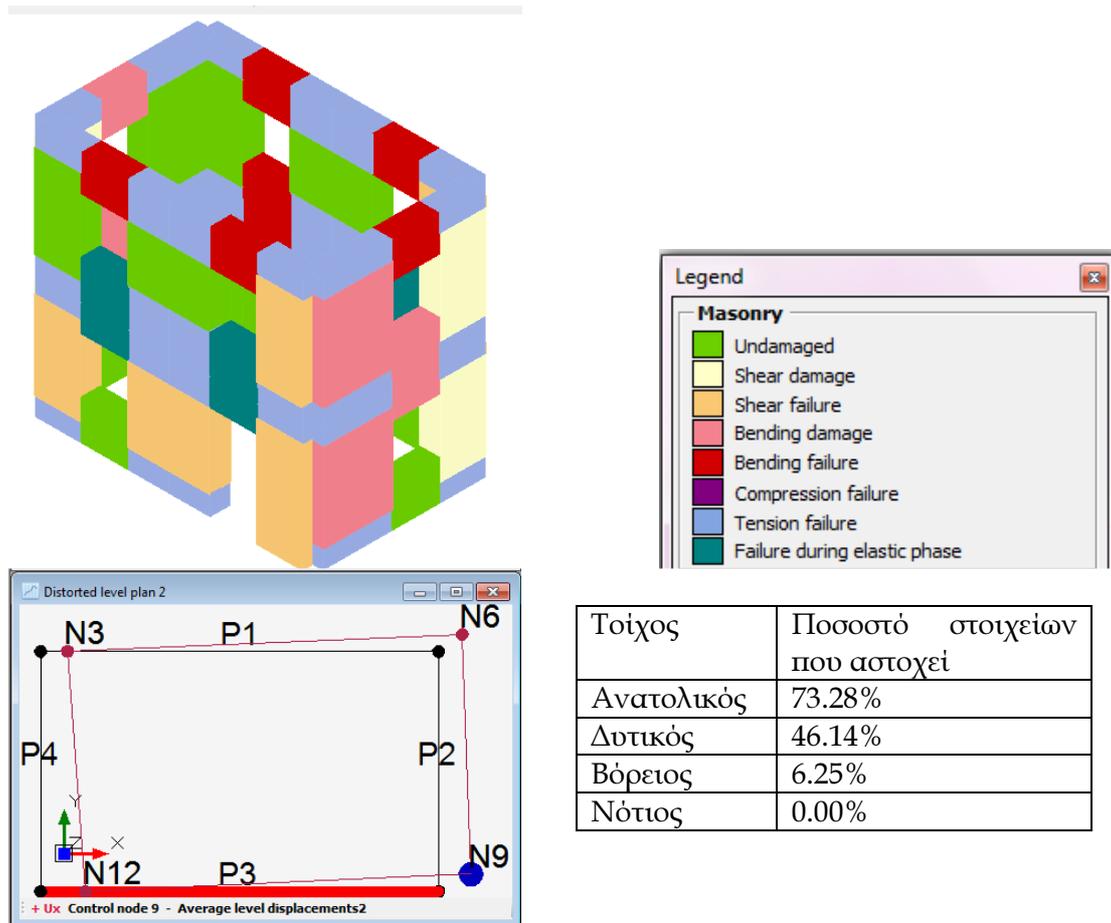
Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν έγιναν χωρίς να ληφθεί υπόψη κάποια εκκεντρότητα. Επιλέχθηκε επιπλέον ένας κόμβος ελέγχου των μετακινήσεων. Παρ’ όλα αυτά η μετακίνηση μπορεί να δοθεί στο πρόγραμμα ως μέσος όρος των τιμών της μετακίνησης ανάμεσα σε όλους τους κόμβους της κορυφής και όχι ως μια τιμή. Στις αναλύσεις ενεργοποιήθηκε η επιλογή αυτή.

[+X] Pushover Ανάλυση

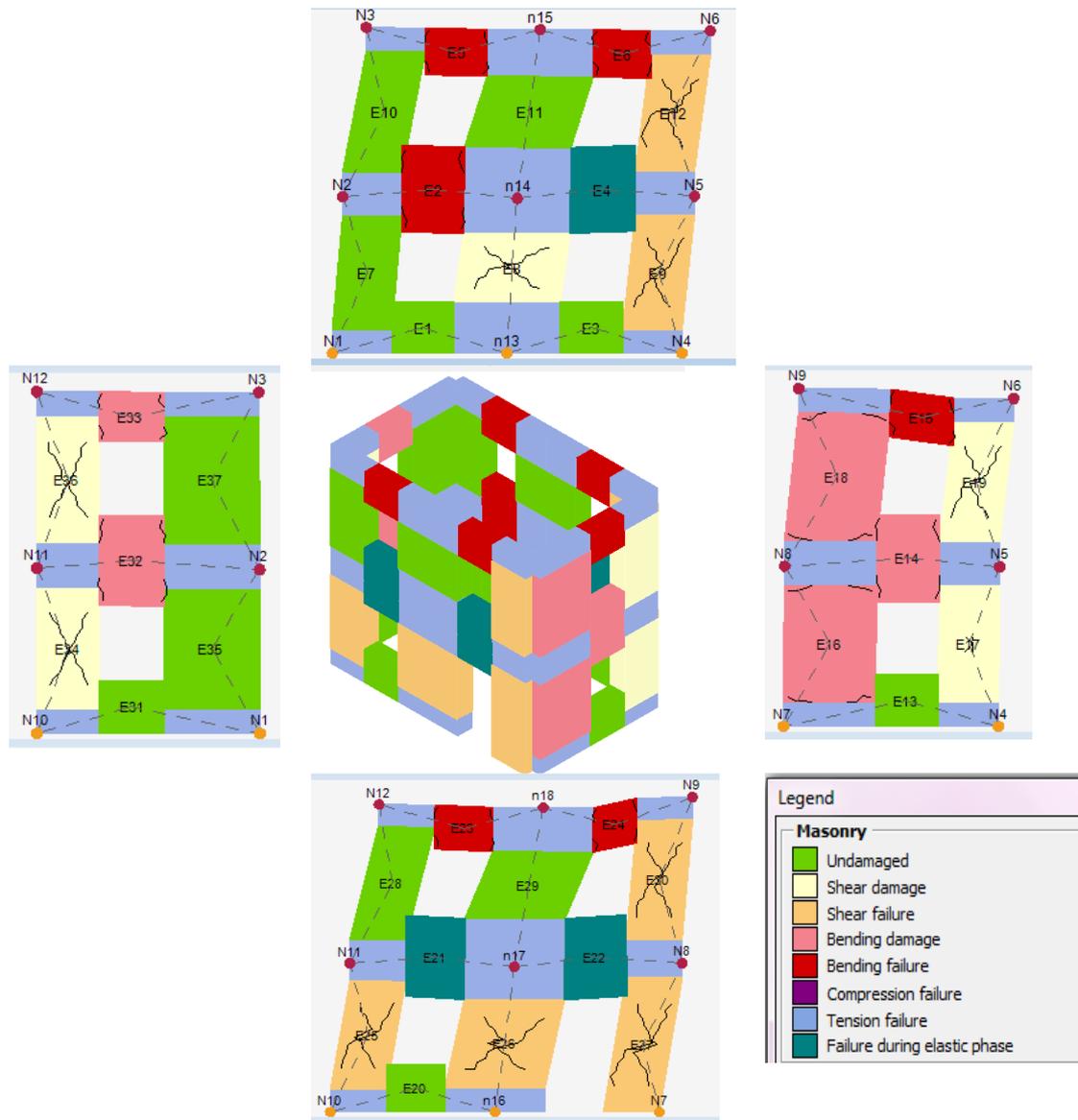
Παρακάτω δίνεται η καμπύλη Pushover καθώς και η αποχία των στοιχείων του κτιρίου και η παραμόρφωση στο βήμα της αποχίας.



Σχήμα 5.20 Καμπύλη αντίστασης στο πρόγραμμα 3muri (διεύθυνση +X, κόμβος ελέγχου 9, χωρίς εκκεντρότητες, για το σεισμικό φορτίο βάσει μάζας)



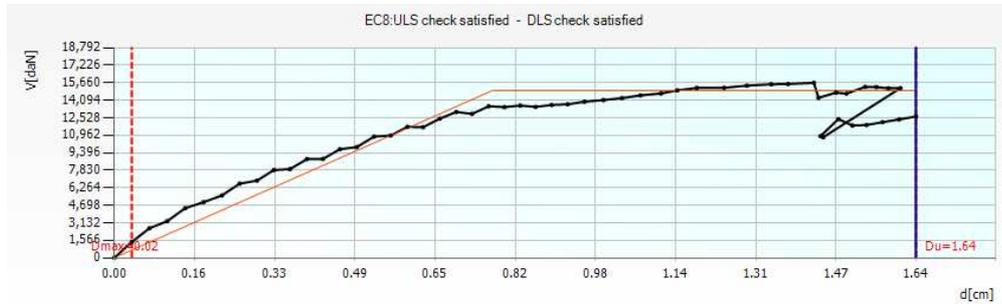
Σχήμα 5.21 Πάνω: Στοιχεία που αποχούν (3D παρουσίαση) Κάτω Αριστερά: Παραμόρφωση του πάνω ορόφου στο βήμα αποχίας Κάτω δεξιά: Ποσοστό στοιχείων που αποχούν (διεύθυνση [+X])



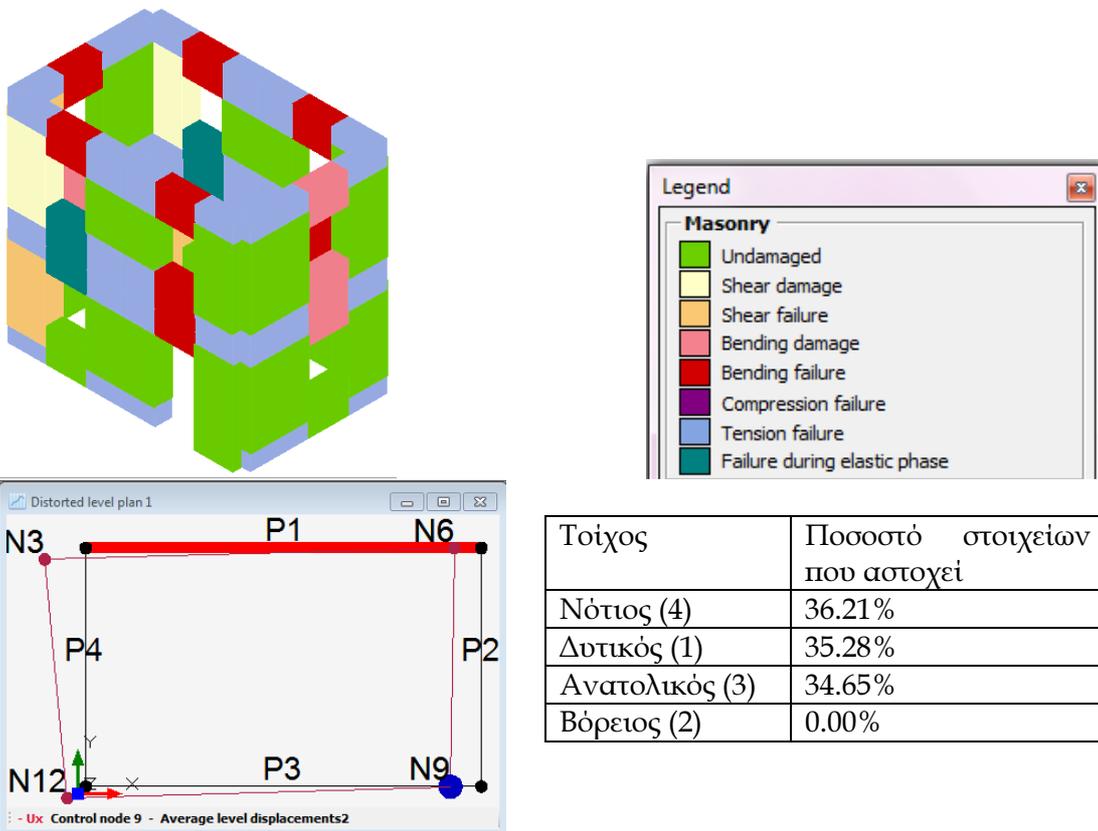
Σχήμα 5.22 Παραμορφώσεις και αποτυχίες μελών στους τέσσερις τοίχους (διεύθυνση [+X])

[-X] Pushover Ανάλυση

Παρακάτω δίνεται η καμπύλη Pushover καθώς και η αποχία των στοιχείων του κτιρίου και η παραμόρφωση στο βήμα της αποχίας.



Σχήμα 5.23 Καμπύλη αντίστασης στο πρόγραμμα 3muri (διεύθυνση -X, κόμβος ελέγχου 9, χωρίς εκκεντρότητες, για το σεισμικό φορτίο βάσει της μάζας)



Σχήμα 5.24 Πάνω: Στοιχεία που αποχτούν (3D παρουσίαση) Κάτω Αριστερά: Παραμόρφωση του πάνω ορόφου στο βήμα αποχίας Κάτω δεξιά: Ποσοστό στοιχείων που αποχτούν (διεύθυνση [-X])



Σχήμα 5.25 Παραμορφώσεις και αστοχίες μελών στους τέσσερις τοίχους (διεύθυνση [-X])

Σχόλια επί των παραμορφωμένων σχημάτων και αστοχιών διεύθυνση [±X]

Και στις δύο περιπτώσεις φόρτισης εμφανίζεται αστοχία σε κάμψη σχεδόν σε όλα τα ανώφλια και αστοχία σε διάτμηση των πεσσών κυρίως του 1^{ου} ορόφου στην ανατολική πλευρά του κτιρίου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι και στις δύο περιπτώσεις φόρτισης δημιουργείται ένας πόλος περιστροφής των πατωμάτων του κτιρίου κάπου μακριά στη δυτική πλευρά του κτιρίου το οποίο αναγκάζει τον ανατολικό τοίχο να εμφανίζει μεγαλύτερα βέλη ορόφου και άρα μεγαλύτερες βλάβες.

Οι τοίχοι που βρίσκονται κάθετα στη διεύθυνση φόρτισης επηρεάζονται επίσης σε κάποιο βαθμό λόγω της περιστροφής του κτιρίου. Στη διεύθυνση φόρτισης [-X] παρατηρείται αστοχία πεσσών σε διάτμηση και όλων των ανωφλίων μόνο στον νότιο τοίχο, καθώς το οριζόντιο φορτίο δημιουργεί μία ροπή ανατροπής, η οποία μειώνει την θλιπτική αξονική δύναμη των πεσσών και ως εκ τούτου και τη διατμητική αντοχή.

Επιπλέον στη περίπτωση φόρτισης με διεύθυνση [-X] παρατηρούμε την αστοχία κυρίως στους πυρήνες με σχήμα - L λόγω διάτμησης οι οποίοι ενεργοποιούνται με την περιστροφή του κτιρίου. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στο *3muiri* η χωρική λειτουργία λαμβάνεται μέσω της λειτουργίας εντός επιπέδου των τοίχων, αγνοώντας τη μεγάλη στρεπτική ακαμψία τους. Αυτό συμβαίνει διότι το μητρώο δυσκαμψίας των πεσσών στο πρόγραμμα είναι μόνο δύο διαστάσεων.

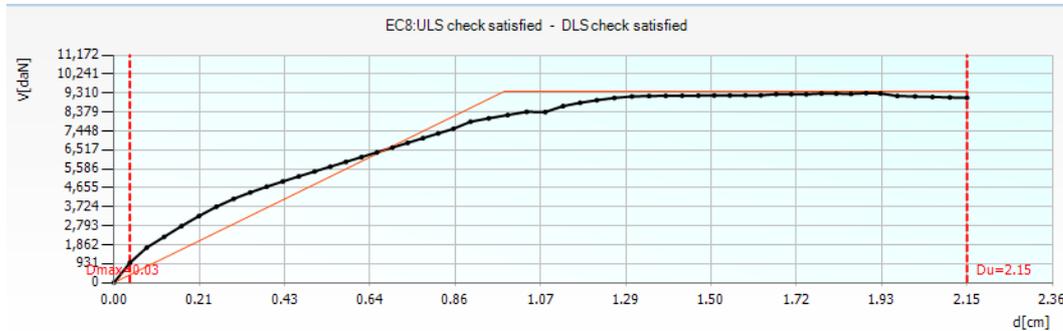
Σχόλια επί των παραμορφωμένων σχημάτων και αστοχιών διεύθυνση [±X] για “Ομοιόμορφη” και “Τριγωνική” κατανομή φόρτισης

Για διεύθυνση φόρτισης [+X] παρατηρούμε ίδια μορφή αστοχίας και στις τις δύο κατανομές φόρτισης.

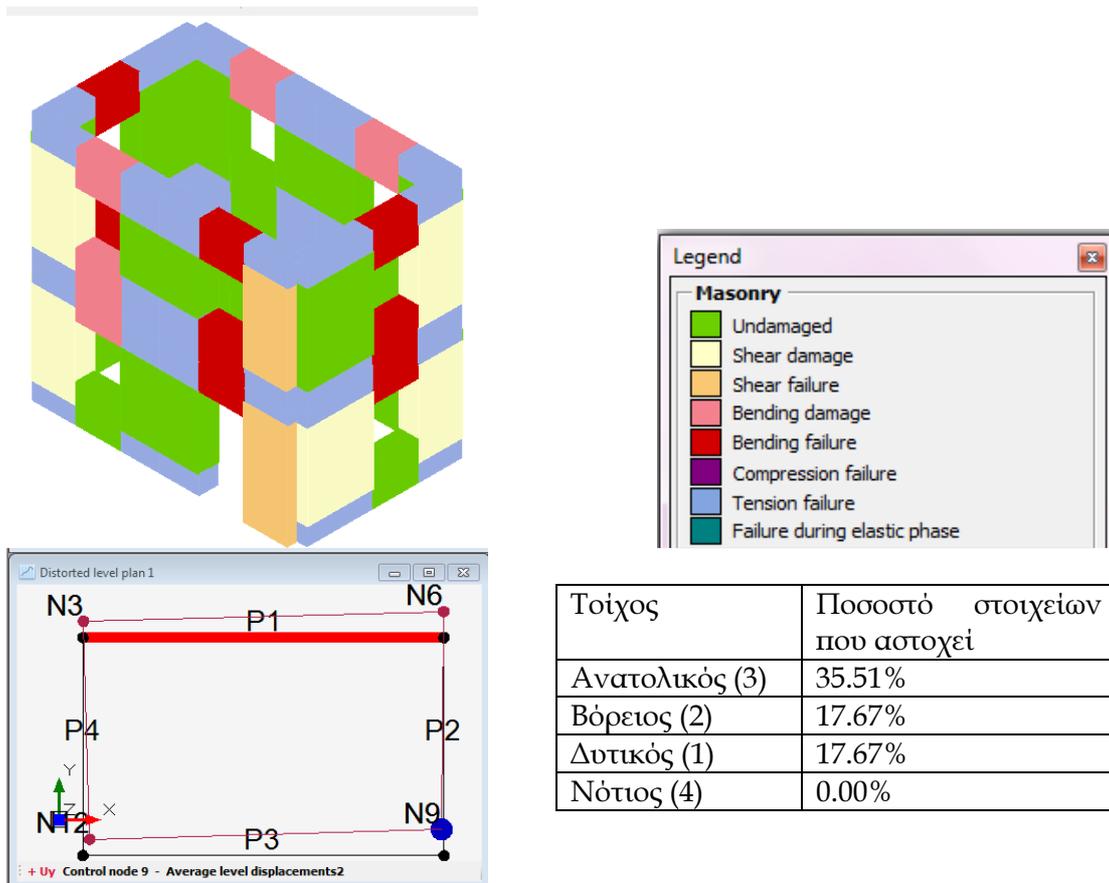
Αντίθετα στη διεύθυνση φόρτισης [-X] παρατηρείται για “τριγωνική” κατανομή φόρτισης εντονότερη βλάβη στο βόρειο τοίχο του κτιρίου που είναι κάθετος στη διεύθυνση φόρτισης λόγω μεγαλύτερης μετακίνησης του κτιρίου μέχρι την αστοχία.

[+Y] Pushover Ανάλυση

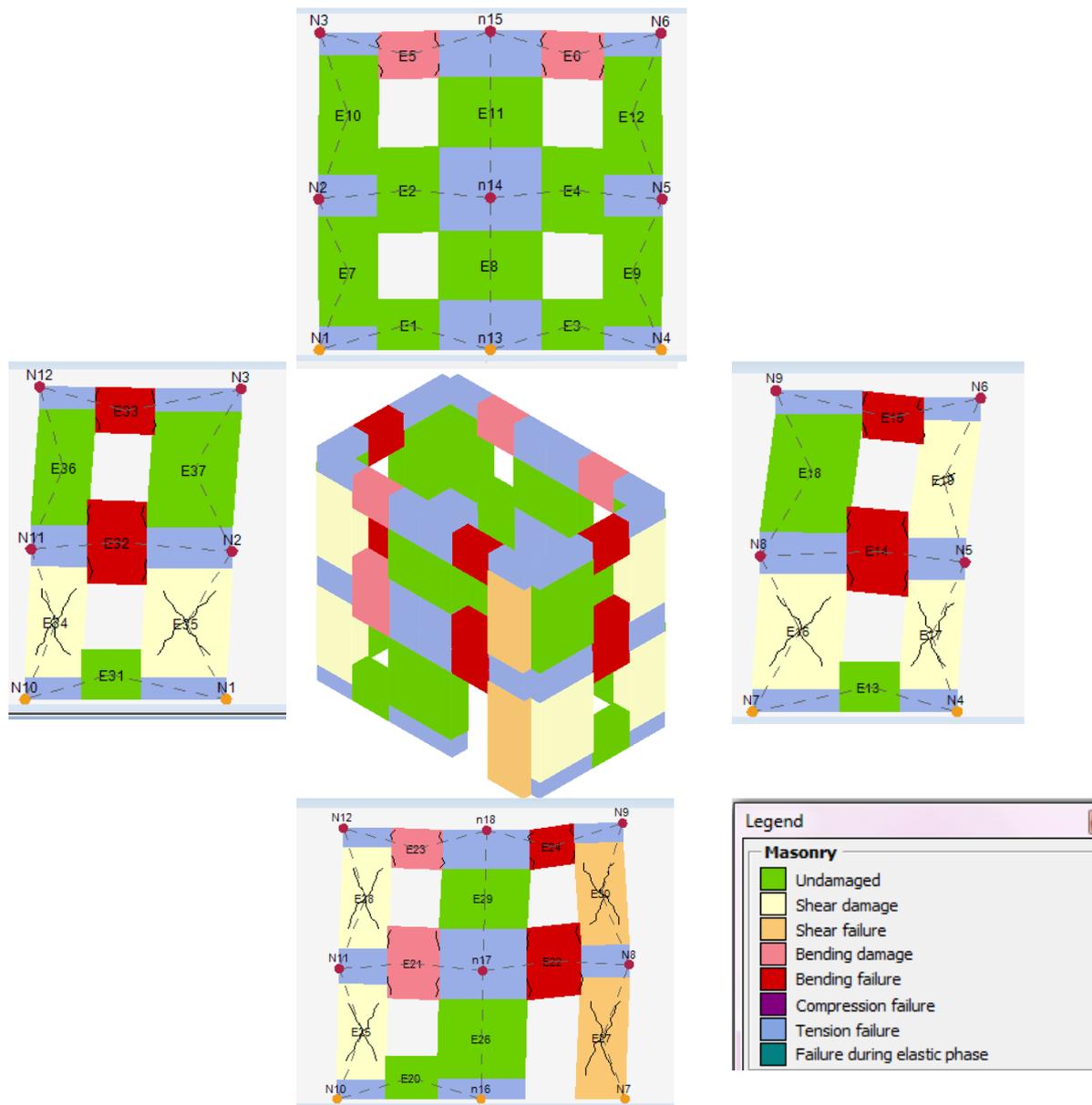
Παρακάτω δίνεται η καμπύλη Pushover καθώς και η αποχία των στοιχείων του κτιρίου και η παραμόρφωση στο βήμα της αποχίας.



Σχήμα 5.26 Καμπύλη αντίστασης στο πρόγραμμα 3muri (διεύθυνση +Y, κόμβος ελέγχου 9, χωρίς εκκεντρότητες, για το σεισμικό φορτίο βάσει της μάζας)



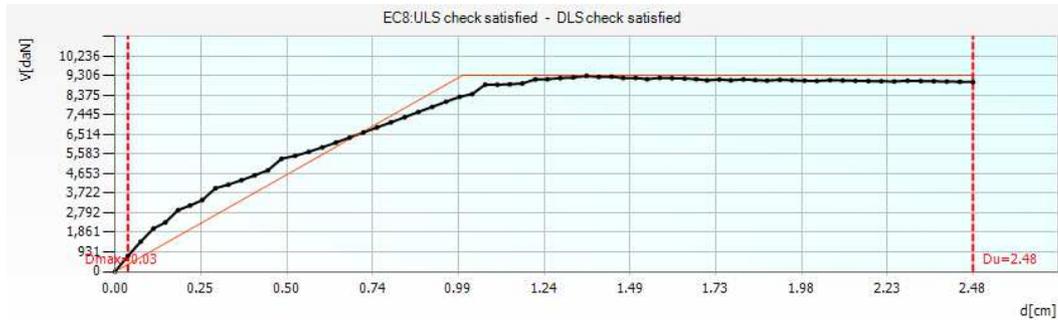
Σχήμα 5.27 Πάνω: Στοιχεία που αποχούν (3D παρουσίαση) Κάτω Αριστερά: Παραμόρφωση του πάνω ορόφου στο βήμα αποχίας Κάτω δεξιά: Ποσοστό στοιχείων που αποχούν (διεύθυνση [+Y])



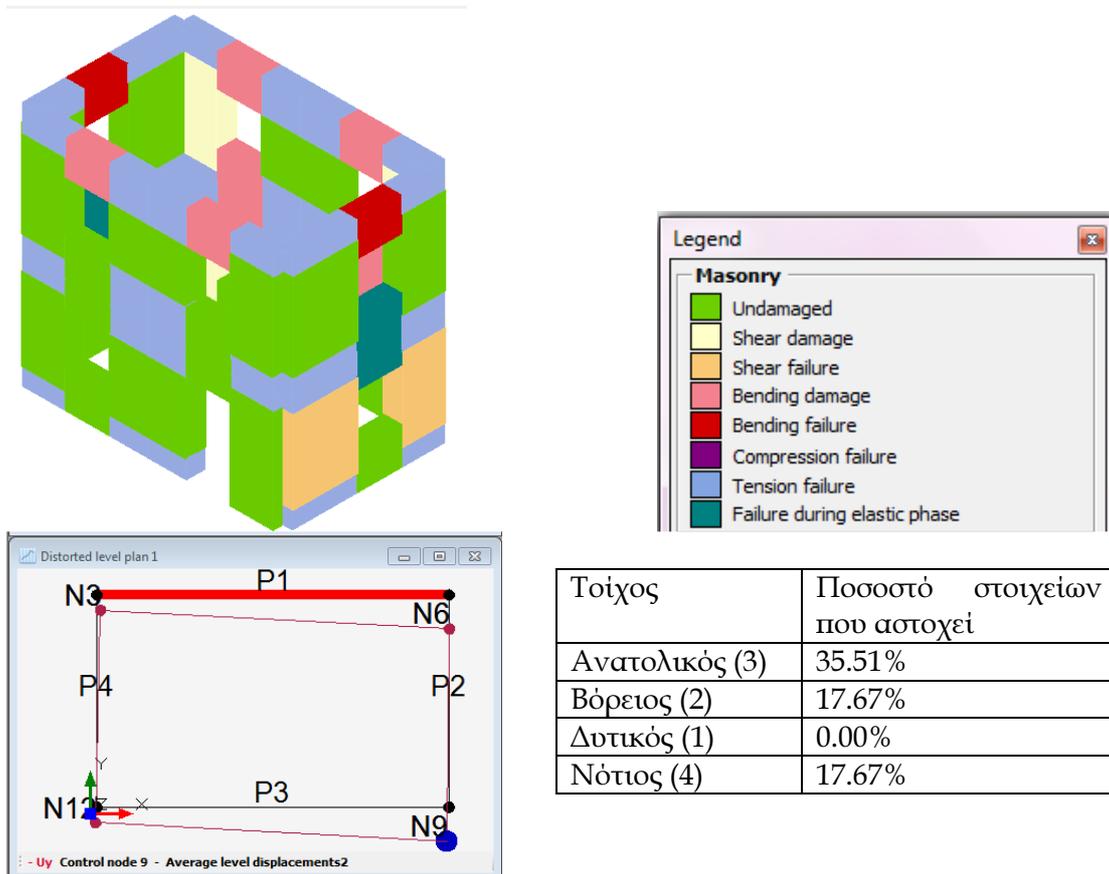
Σχήμα 5.33 Παραμορφώσεις και αστοχίες μελών στους τέσσερις τοίχους (διεύθυνση [+Y])

[-Y] Pushover Ανάλυση

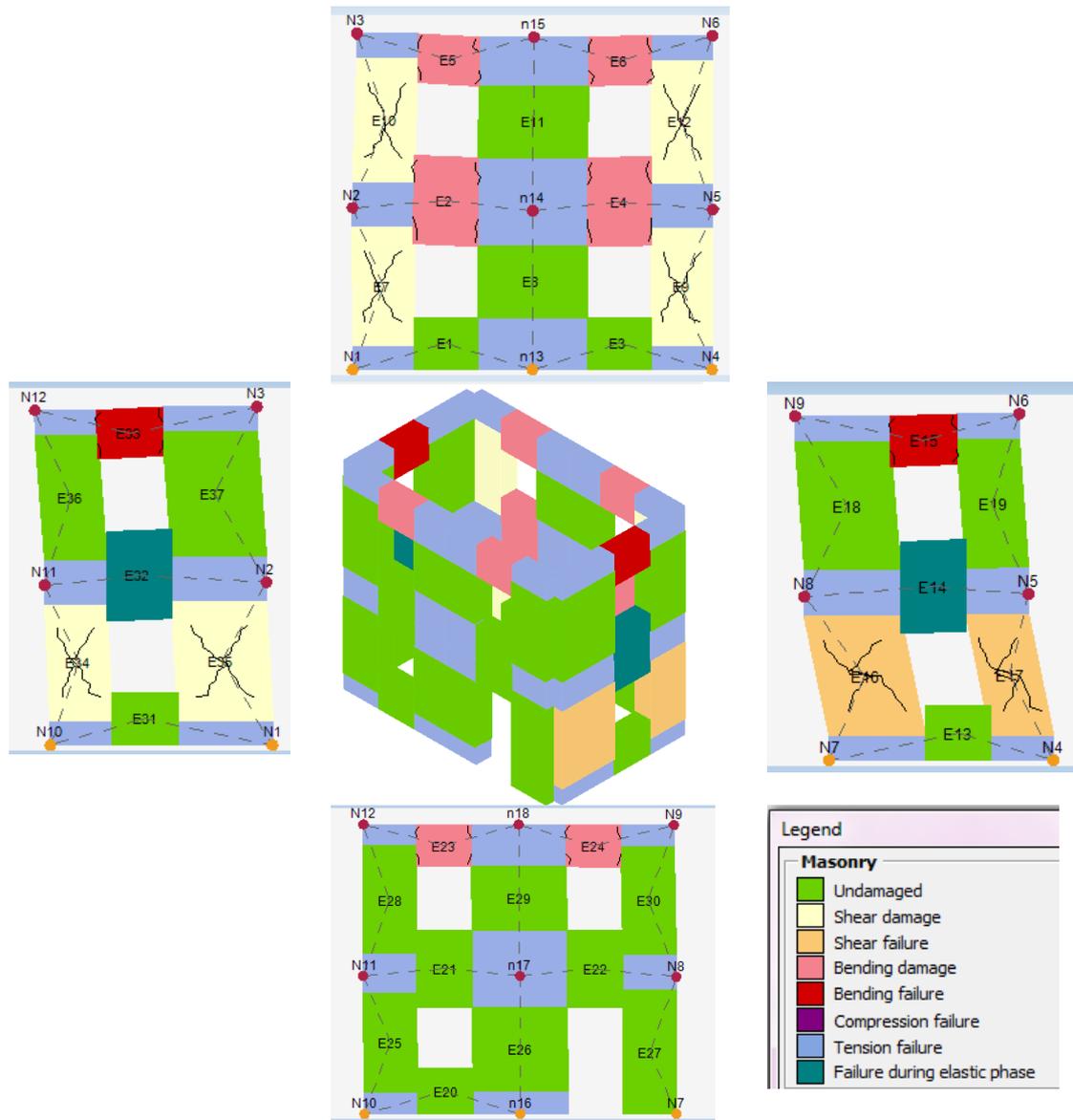
Παρακάτω δίνεται η καμπύλη Pushover καθώς και η αποχία των στοιχείων του κτιρίου και η παραμόρφωση στο βήμα της αποχίας.



Σχήμα 5.34 Καμπύλη αντίστασης στο πρόγραμμα 3puri (διεύθυνση -Y, κόμβος ελέγχου 9, χωρίς εκκεντρότητες, για το σεισμικό φορτίο βάσει της μάζας)



Σχήμα 5.30 Πάνω: Στοιχεία που αποχούν (3D παρουσίαση) Κάτω Αριστερά: Παραμόρφωση του πάνω ορόφου στο βήμα αποχίας Κάτω δεξιά: Ποσοστό στοιχείων που αποχούν (διεύθυνση [-Y])



Σχήμα 5.31 Παραμορφώσεις και αστοχίες μελών στους τέσσερις τοίχους (διεύθυνση [-Y])

Σχόλια επί των παραμορφωμένων σχημάτων και αστοχιών διεύθυνση $[\pm Y]$

Το κτίριο και στις δύο διευθύνσεις φόρτισης εμφανίζει αστοχία σε διάτμηση των πεσσών και αστοχία των ανωφλιών σε κάμψη.

Η φόρτιση στη διεύθυνση $[+Y]$ αναγκάζει τα πατώματα του κτιρίου να περιστρέφονται γύρω από έναν πόλο κάπου μακριά στη νότια πλευρά, το οποίο έχει σαν αποτέλεσμα ο βόρειος τοίχος να εμφανίζει μεγαλύτερη τιμή μετακίνησης στο βέλος ορόφου και συνακόλουθα μεγαλύτερες βλάβες. Ομοίως η φόρτιση στη διεύθυνση $[-Y]$ αναγκάζει τα πατώματα να περιστρέφονται γύρω από έναν πόλο κάπου μακριά στη βόρεια πλευρά, το οποίο έχει ως αποτέλεσμα ο νότιος τοίχος να εμφανίζει μεγαλύτερη τιμή μετακίνησης στο βέλος ορόφου και άρα μεγαλύτερες βλάβες.

Οι τοίχοι που βρίσκονται κάθετα στη διεύθυνση φόρτισης επηρεάζονται επίσης σε κάποιο βαθμό λόγω της περιστροφής του κτιρίου. Κατά τη διεύθυνση φόρτισης $[+Y]$ παρατηρείται αστοχία πεσσών σε διάτμηση και ανωφλιών σε κάμψη μόνο στον ανατολικό τοίχο, καθώς το οριζόντιο φορτίο δημιουργεί μία ροπή ανατροπής, η οποία μειώνει την θλιπτική αξονική δύναμη των πεσσών και ως εκ τούτου και τη διατμητική αντοχή. Αντίστοιχα στη διεύθυνση φόρτισης $[-Y]$ η εικόνα αυτή παρατηρείται μόνο στον δυτικό τοίχο.

Οι κεντρικοί πεσσοί των τοίχων κάθετα στη διεύθυνση φόρτισης δεν επηρεάζονται καθόλου. Αυτό είναι λογικό καθώς οι πεσσοί στο πρόγραμμα 3muri ενεργοποιούνται μόνο στο επίπεδό τους (2D μακροσειχεία).

Σχόλια επί των παραμορφωμένων σχημάτων και αστοχιών διεύθυνση $[\pm Y]$ για «Ομοιόμορφη» και «Τριγωνική» κατανομή φόρτισης

Στη διεύθυνση $[-Y]$ και για τριγωνική κατανομή φόρτισης παρατηρούμε σημαντικότερες βλάβες σε σχέση με την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης.

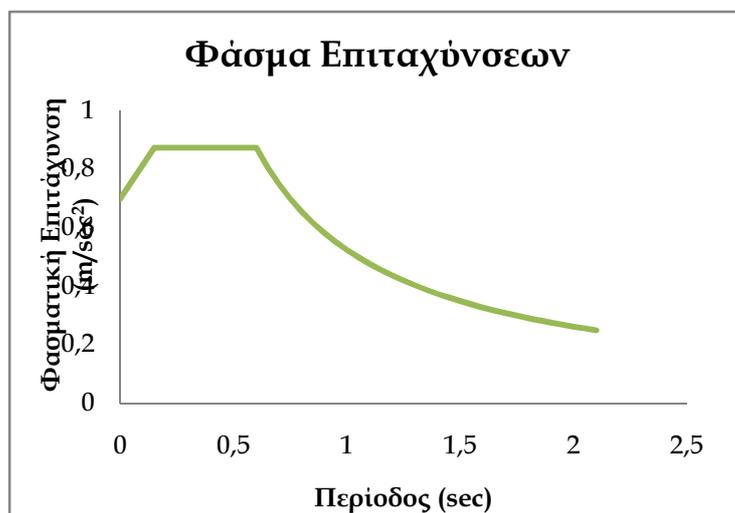
5.1.3 Φάσματα Απαιτήσης - Καμπύλες Αντίστασης

Παρακάτω δίνονται τα ανελαστικά φάσματα επιταχύνσεων (με $q=3$) βάσει του Ευρωκώδικα 8 τα οποία μετατρέπονται στη συνέχεια σε φάσματα απαιτήσης



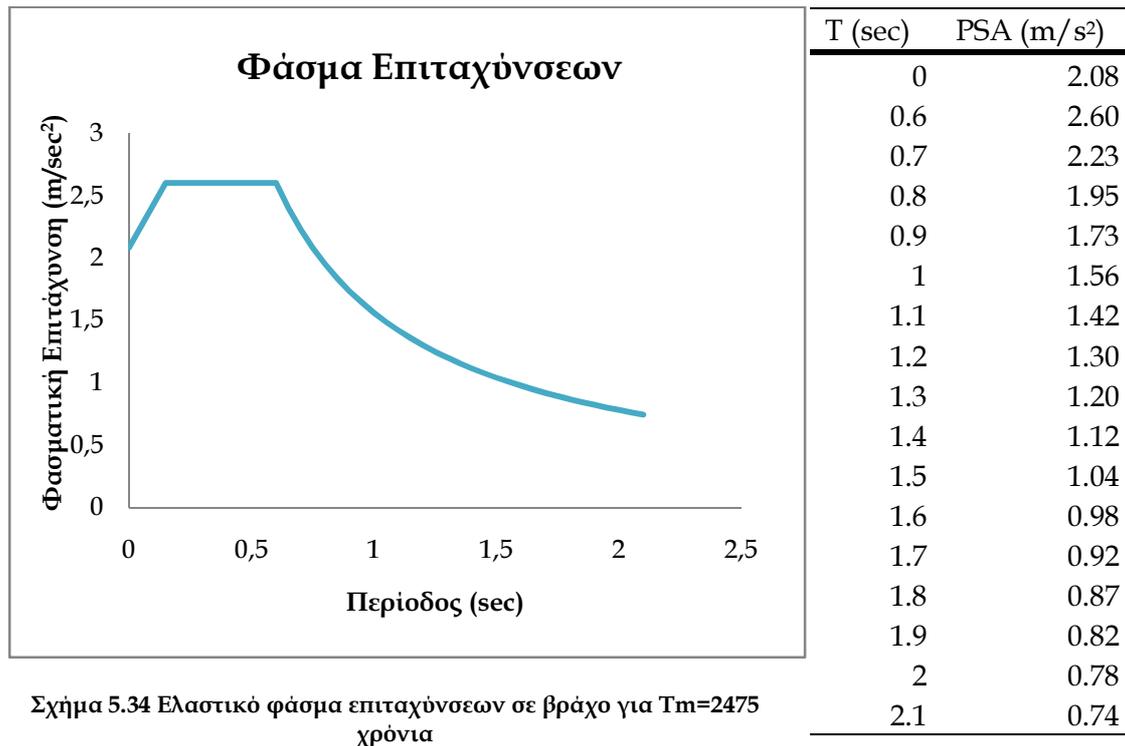
Σχήμα 5.32 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων σε βράχο για $T_m=475$ χρόνια

T (sec)	PSA (m/s ²)
0	1.20
0.15	1.50
0.6	1.50
0.7	1.29
0.8	1.13
0.9	1.00
1	0.90
1.1	0.82
1.2	0.75
1.3	0.69
1.4	0.64
1.5	0.60
1.6	0.56
1.7	0.53
1.8	0.50
1.9	0.48
2	0.45
2.1	0.43



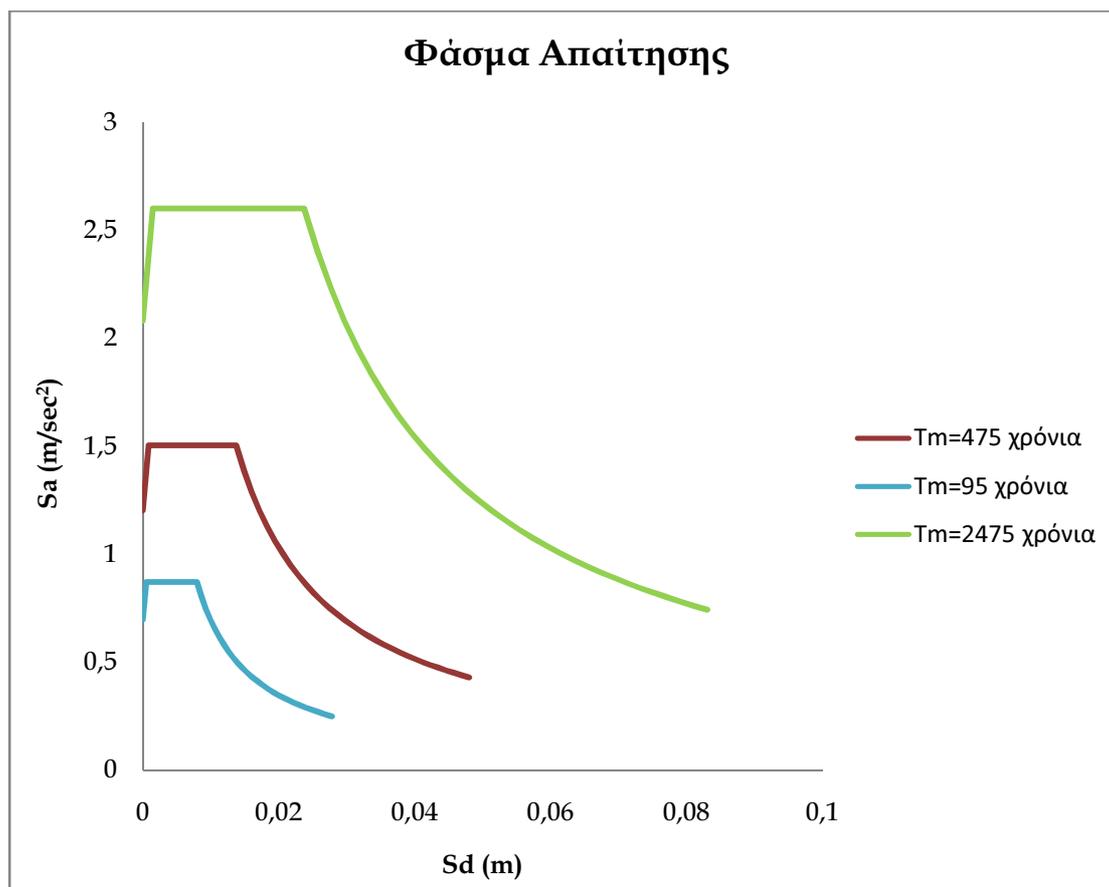
Σχήμα 5.33 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων σε βράχο για $T_m=95$ χρόνια

T (sec)	PSA (m/s ²)
0	0.70
0.15	0.87
0.6	0.87
0.7	0.75
0.8	0.65
0.9	0.58
1	0.52
1.1	0.48
1.2	0.44
1.3	0.40
1.4	0.37
1.5	0.35
1.6	0.33
1.7	0.31
1.8	0.29
1.9	0.28
2	0.26
2.1	0.25



Σχήμα 5.34 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων σε βράχο για $T_m=2475$ χρόνια

Θέλοντας η καμπύλη ικανότητας να συνοπάρει στο ίδιο διάγραμμα με την καμπύλη απαίτησης, η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται σε καμπύλη επιτάχυνσης μετατόπισης $S_a - S_d$ για το ισοδύναμο σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας.



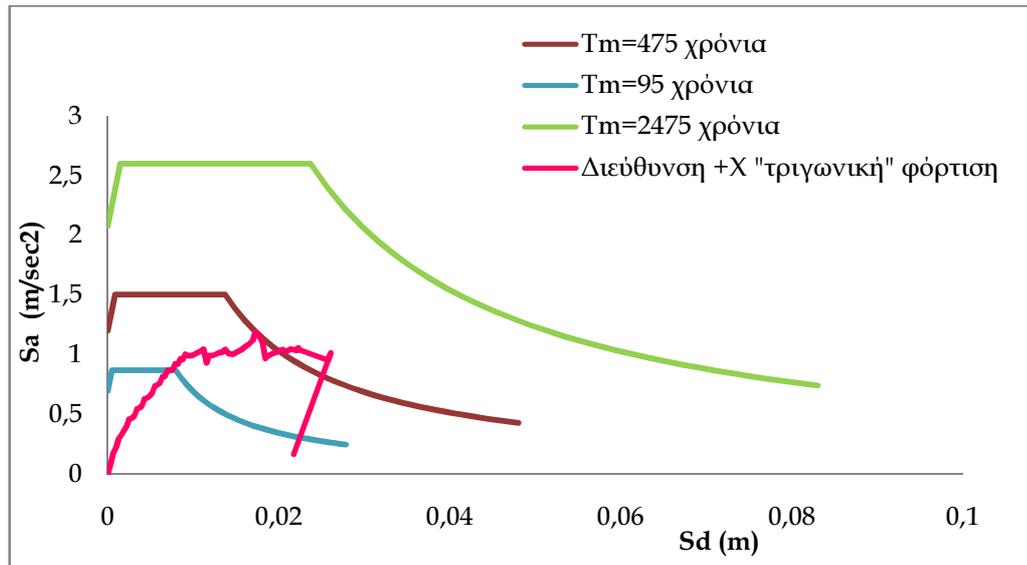
Σχήμα 5.35 Φάσμα απαιτήσης για τις τρεις περιόδους επαναφοράς 95, 475 και 2475 χρόνια

Πίνακας 5.5 Φασματικές τιμές μετακινήσεων και επιταχύνσεων για τις τρεις περιόδους επαναφοράς

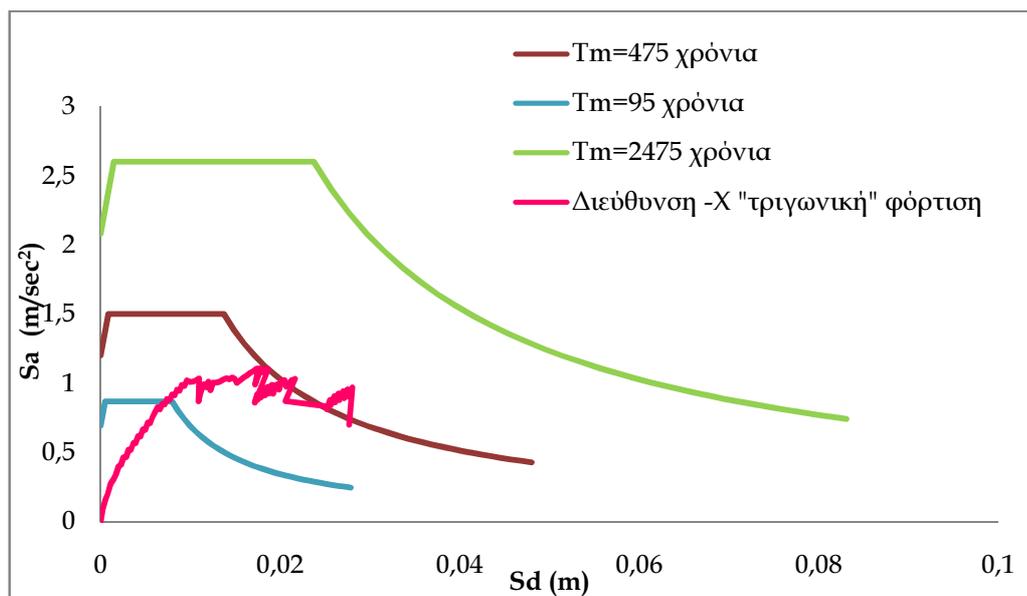
Tm=95 χρόνια		Tm=475 χρόνια		Tm=2475 χρόνια	
PSA	Sd (m)	PSA	Sd (m)	PSA	Sd (m)
(m/s ²)		(m/s ²)		(m/s ²)	
0.6979	0.0000	1.2034	0.0000	2.0818	0.0000
0.8724	0.0005	1.5042	0.0009	2.6023	0.0015
0.7478	0.0093	1.2893	0.0160	2.2305	0.0277
0.5235	0.0133	0.9025	0.0229	1.5614	0.0395
0.4362	0.0159	0.7521	0.0274	1.3011	0.0475
0.3490	0.0199	0.6017	0.0343	1.0409	0.0593
0.2908	0.0239	0.5014	0.0412	0.8674	0.0712
0.2617	0.0265	0.4513	0.0457	0.7807	0.0791

Στα Σχήματα 5.36-5.43 που ακολουθούν δίνονται οι καμπύλες αντίστασης του κτιρίου για όλες τις φορές και διευθύνσεις φόρτισης. Τα τέσσερα πρώτα σχήματα αναφέρονται στην “τριγωνική” φόρτιση βάσει της

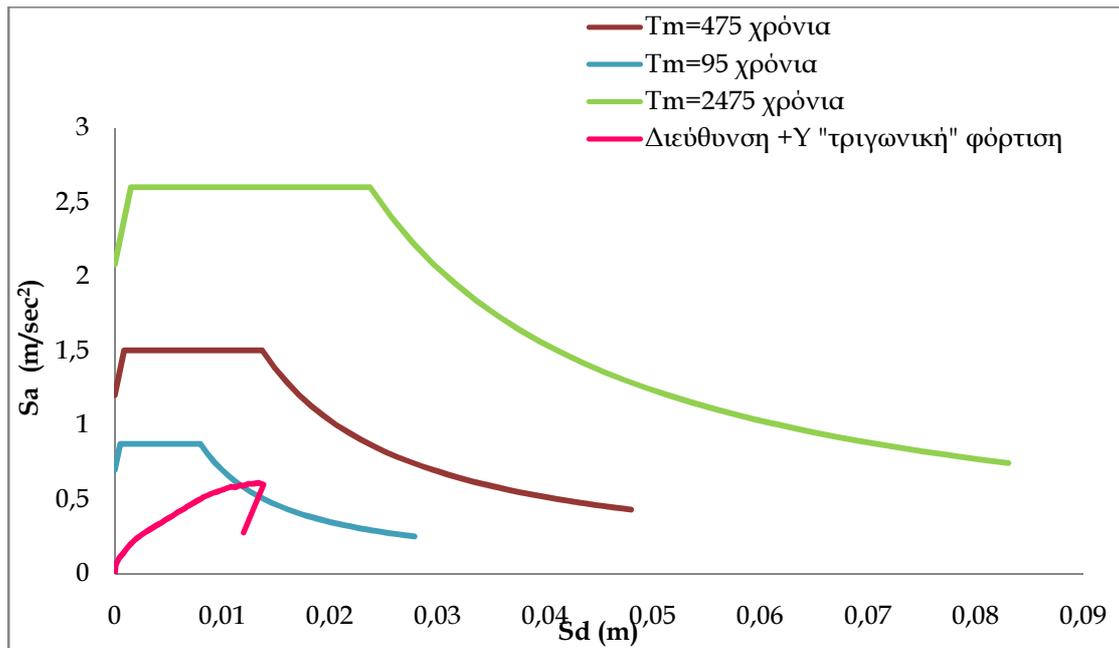
πρώτης ιδιομορφής. Τα τέσσερα επόμενα σχήματα αναφέρονται στην "ομοιόμορφη" φόρτιση βάσει της μάζας.



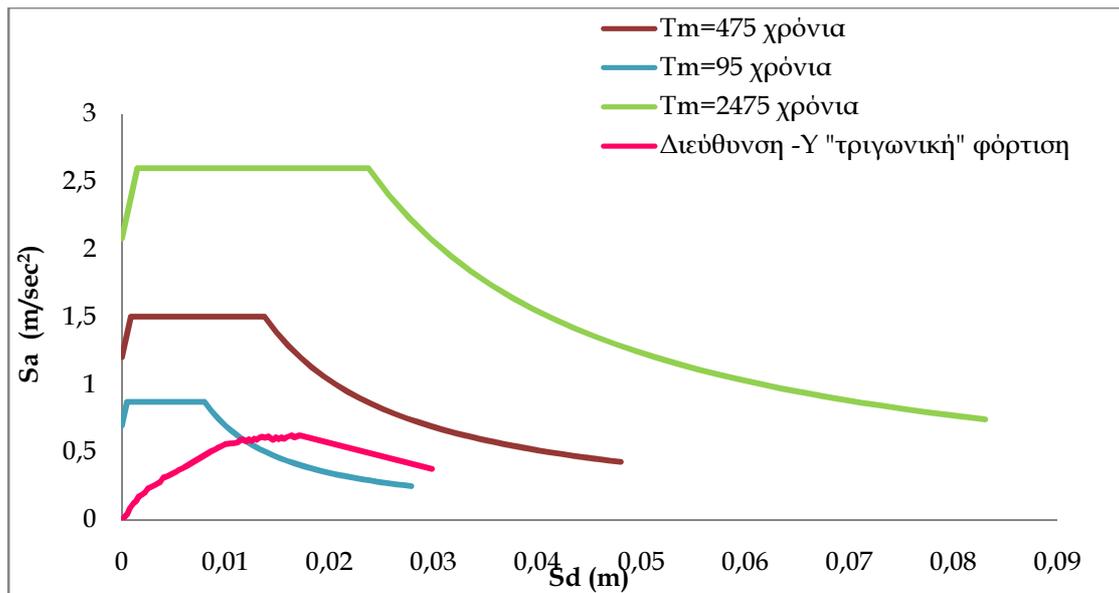
Σχήμα 5.36 Φάσματα απαίτησης και καμπύλη αντίστασης κατά τη διεύθυνση φόρτισης +X για "τριγωνική" φόρτιση βάσει της πρώτης ιδιομορφής



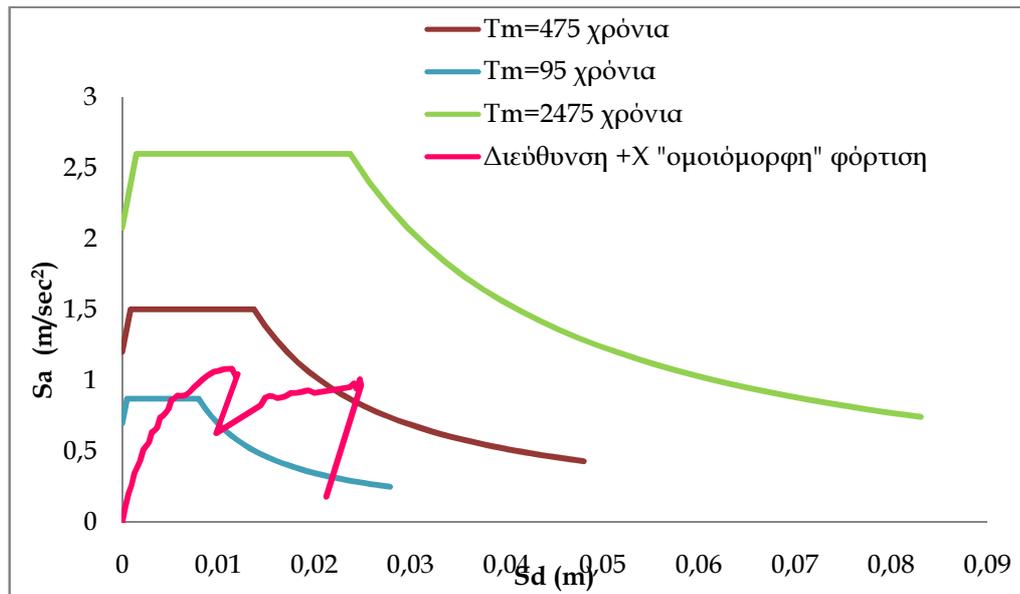
Σχήμα 5.37 Φάσματα απαίτησης και καμπύλη αντίστασης κατά τη διεύθυνση φόρτισης -X για "τριγωνική" φόρτιση βάσει της πρώτης ιδιομορφής



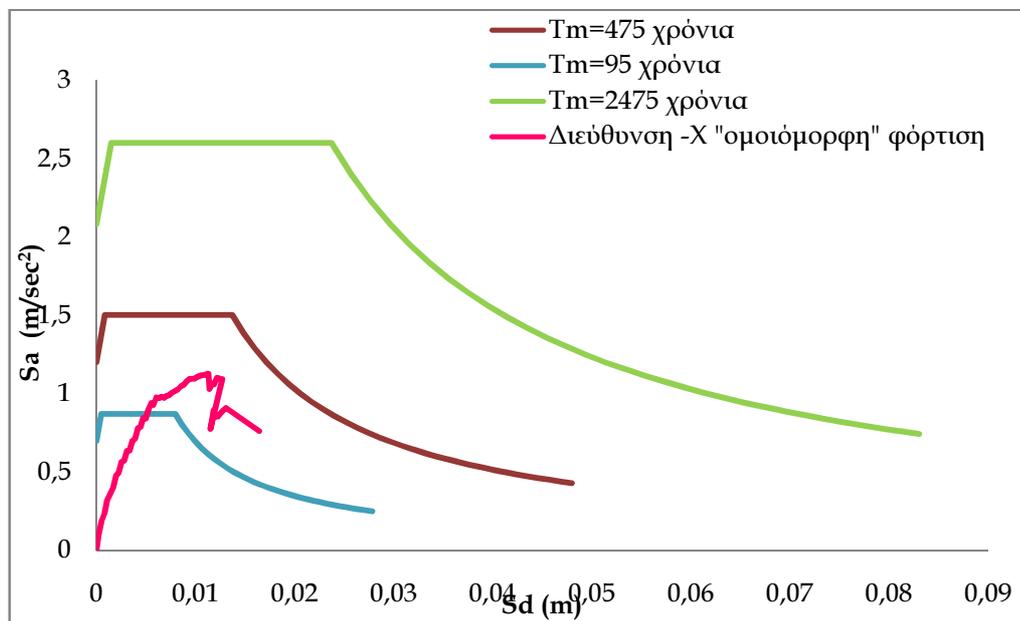
Σχήμα 5.38 Φάσματα απαιτήσης και καμπύλη αντίστασης κατά τη διεύθυνση φόρτισης +Υ για "τριγωνική" φόρτιση βάσει της πρώτης ιδιομορφής



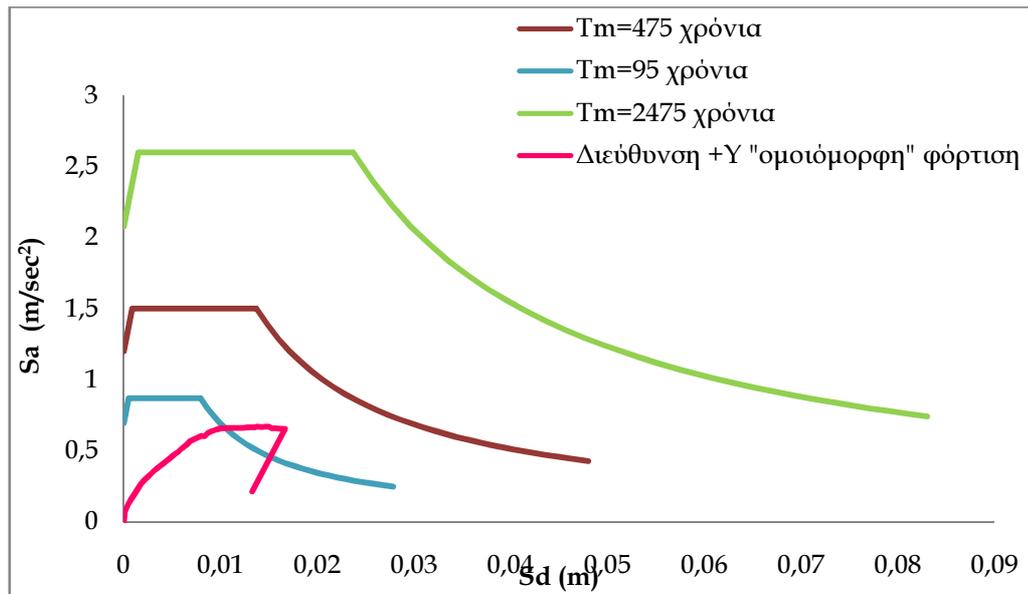
Σχήμα 5.40 Φάσματα απαιτήσης και καμπύλη αντίστασης κατά τη διεύθυνση φόρτισης +Χ για "τριγωνική" φόρτιση βάσει της πρώτης ιδιομορφής



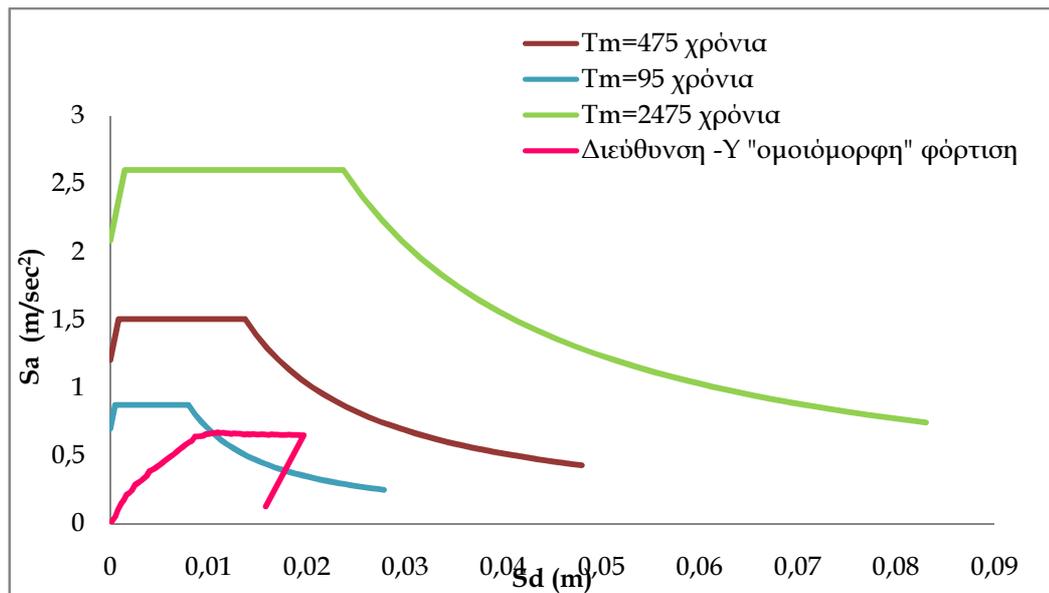
Σχήμα 5.41 Φάσματα απαίτησης και καμπύλη αντίστασης κατά τη διεύθυνση φόρτισης +X για "ομοιόμορφη" φόρτιση βάσει της μάζας



Σχήμα 5.42 Φάσματα απαίτησης και καμπύλη αντίστασης κατά τη διεύθυνση φόρτισης -X για "ομοιόμορφη" φόρτιση βάσει της μάζας



Σχήμα 5.43 Φάσματα απαίτησης και καμπύλη αντίστασης κατά τη διεύθυνση φόρτισης +Y για "ομοιόμορφη" φόρτιση βάσει της μάζας



Σχήμα 5.44 Φάσματα απαίτησης και καμπύλη αντίστασης κατά τη διεύθυνση φόρτισης +X για "ομοιόμορφη" φόρτιση βάσει της μάζας

Σχόλια επί των σχημάτων

- Για την στατική ανελαστική ανάλυση στην διεύθυνση φόρτισης Χ, που είναι και η ισχυρή διεύθυνση της κατασκευής, το ανελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8 για περίοδο επαναφοράς $T_m=95$ χρόνια τέμνεται από τον ελαστικό κλάδο της καμπύλης αντίστασης. Αυτό συμβαίνει και για τις δύο φορές φόρτισης ($\pm X$) και για τις δύο κατανομές φόρτισης (“ομοιόμορφη” φόρτιση βάσει της μάζας, “τριγωνική” φόρτιση βάση της πρώτης ιδιομορφής). Τα ανελαστικά φάσματα για περιόδους επαναφοράς $T_m=475$, $T_m=2475$ χρόνια δεν τέμνονται από την καμπύλη. Εξαιρέση μόνο αποτελεί η διεύθυνση Χ με φορά +Χ και μόνο για “ομοιόμορφη” φόρτιση βάσει μάζας που εμφανίζει μεγάλο πλατό μετελαστικής περιοχής και λίγο πριν την κατάρρευση τέμνει το ελαστικό φάσμα για περίοδο επαναφοράς $T_m=475$ χρόνια.
- Για την ανελαστική ανάλυση στη διεύθυνση Υ, που είναι η ασθενής διεύθυνση του κτιρίου, το ανελαστικό φάσμα με περίοδο επαναφοράς $T_m=95$ χρόνια τέμνεται από τη μετελαστική περιοχή της υπερωθωτικής καμπύλης για τις δύο φορές φόρτισης ($\pm Y$) και για τις δύο κατανομές φόρτισης («ομοιόμορφη» φόρτιση βάσει της μάζας, «τριγωνική» φόρτιση βάση της πρώτης ιδιομορφής). Τα ανελαστικά φάσματα για περιόδους επαναφοράς $T_m=475$, $T_m=2475$ χρόνια δεν τέμνονται από την καμπύλη αντίστασης του κτιρίου.

Στην πραγματικότητα, η απόκριση του φορέα καθορίζεται και από τις δύο διευθύνσεις. Συμπερασματικά, έχουμε να πούμε ότι ο φορέας θα συμπεριφερθεί ικανοποιητικά χωρίς να καταρρεύσει μόνο για το φάσμα απαίτησης για σεισμική επικινδυνότητα με περίοδο επαναφοράς $T_m=95$ χρόνια.

5.2 Ανάλυση ευαισθησίας

5.2.1 Γενικά

Κύριος σκοπός της ανάλυσης ευαισθησίας είναι να προσδιορίσει τις κύριες παραμέτρους που επηρεάζουν την απόκριση της κατασκευής. Βάση των αποτελεσμάτων αυτών ακολουθεί η δημιουργία κατάλληλων κριτηρίων για τη βελτιστοποίηση των πιθανών σχεδίων έρευνας και την επιλογή των παραμέτρων που ο συντελεστής αξιοπιστίας πρέπει να εφαρμοστεί στην τελική αξιολόγηση.

Οι αβεβαιότητες που θεωρήθηκαν στην ανάλυση ευαισθησίας είναι τυχηματικές (αντιμετωπίζονται μέσω τυχαίων μεταβλητών). Συγκεκριμένα οι τυχηματικές αβεβαιότητες που εξετάστηκαν είναι:

- Οι ιδιότητες του υλικού κάθε τύπου τοιχοποιίας δίνονται στον Πίνακα 5.6 Κάθε ομάδα περιλαμβάνει το μέτρο ελαστικότητας [E], το μέτρο διάτμησης [G], τη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας [f_m] και την αντοχή σε διάτμηση [τ_0]. Οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας και της αντοχής σε διάτμησης θεωρήθηκαν από τη βιβλιογραφία [PERPETUATE D14, Table 3]. Η θλιπτική αντοχή λαμβάνεται από τη σχέση $E = 1000 \cdot f_m$ (Ευρωκώδικας 6). Το υφιστάμενο κτίριο έχει $E=230$ MPa, $G=95.83$ MPa, $\tau_0=0.1$ MPa, $f_m=1.5$ MPa.

Πίνακας 5.6 Τυχηματικές αβεβαιότητες και εύρος τιμών για την ανάλυση ευαισθησίας

Ομάδα παραμέτρων	x_k	Μεταβλητή	\bar{x}_k	$x_{k,min}$	$x_{k,max}$	f_k
1 - Masonry in split stones, well laid [MPa]	x_{1a}	E	1740	1500	1980	0.14
	x_{1b}	G	725	625	825	0.14
	x_{1c}	τ_0	0.065	0.056	0.074	0.14
	x_{1d}	f_m	1.74	1.5	1.98	0.14
2 - Masonry in squared stony blocks [MPa]	x_{2a}	E	2600	2350	2850	0.10
	x_{2b}	G	1083.33	979.167	1187.5	0.10
	x_{2c}	τ_0	0.088	0.078	0.098	0.11
	x_{2d}	f_m	2.6	2.35	2.85	0.10
3 - Masonry in half-full bricks with cement mortar [MPa]	x_{3a}	E	3200	2800	3600	0.13
	x_{3b}	G	1333.33	1166.67	1500	0.13
	x_{3c}	τ_0	0.28	0.24	0.32	0.14
	x_{3d}	f_m	3.2	2.8	3.6	0.13

5.2.2 Προκαταρκτικές Αναλύσεις

5.2.2.1 Ιδιομορφικές Αναλύσεις

Πριν τα αποτελέσματα των μη-γραμμικών στατικών αναλύσεων παρατίθενται τα αποτελέσματα των προκαταρκτικών ιδιομορφικών αναλύσεων για τις 3 ομάδες παραμέτρων υιοθετώντας τις μέσες τιμές τους ενώ δίνονται συγκριτικά και οι ιδιομορφές του υφιστάμενου κτιρίου.

Στους παρακάτω Πίνακες 5.7-5.9 παρουσιάζονται τα ιδιομορφικά αποτελέσματα των εννέα πρώτων ιδιομορφών ενώ στα Σχήματα 5.44-5.46 που ακολουθούν δίνονται οι παραμορφώσεις σε κάτοψη του φορέα για τις ιδιομορφές που ενεργοποιούν σημαντικό ποσοστό μάζας.

Πίνακας 5.7 Ιδιομορφικά αποτελέσματα για την 1^η ομάδα παραμέτρων

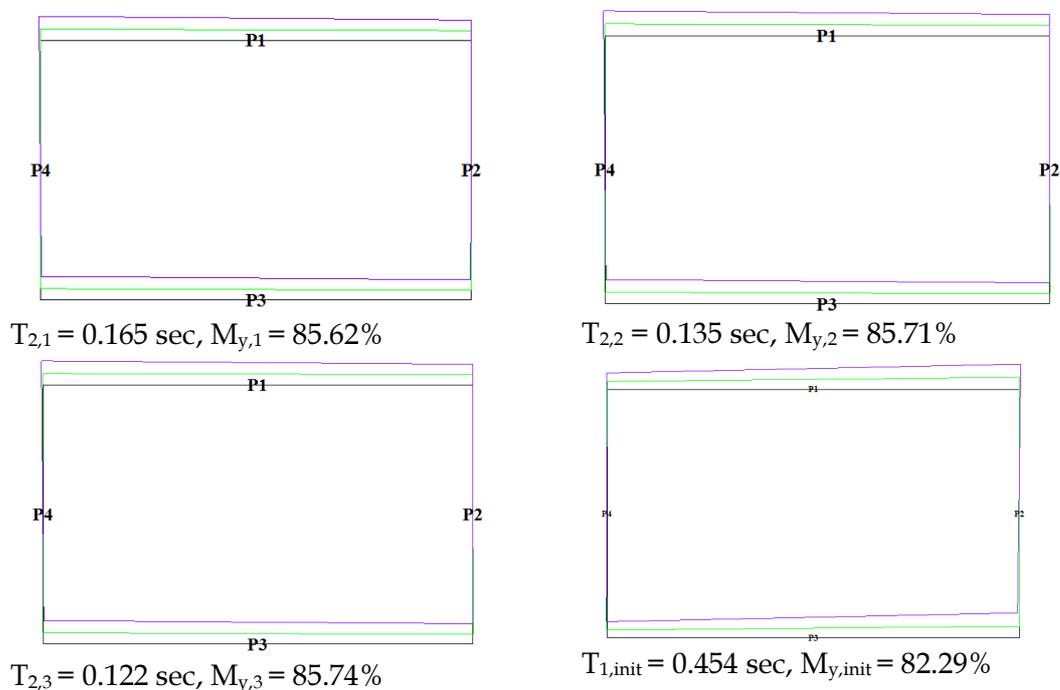
Mode	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0.173	235	0.15	898	0.57	33	0.02
2	0.165	34	0.02	134,136	85.62	1	0
3	0.120	85,426	54.53	43	0.03	0	0
4	0.107	52,812	33.71	31	0.02	1	0
5	0.067	1	0	13,340	8.52	60	0.04
6	0.066	42	0.03	7,869	5.02	25	0.02
7	0.047	11,960	7.63	0	0	3	0
8	0.044	5,654	3.61	0	0	41	0.03
9	0.037	6	0	2	0	96,009	61.29

Πίνακας 5.8 Ιδιομορφικά αποτελέσματα για την 2^η ομάδα παραμέτρων

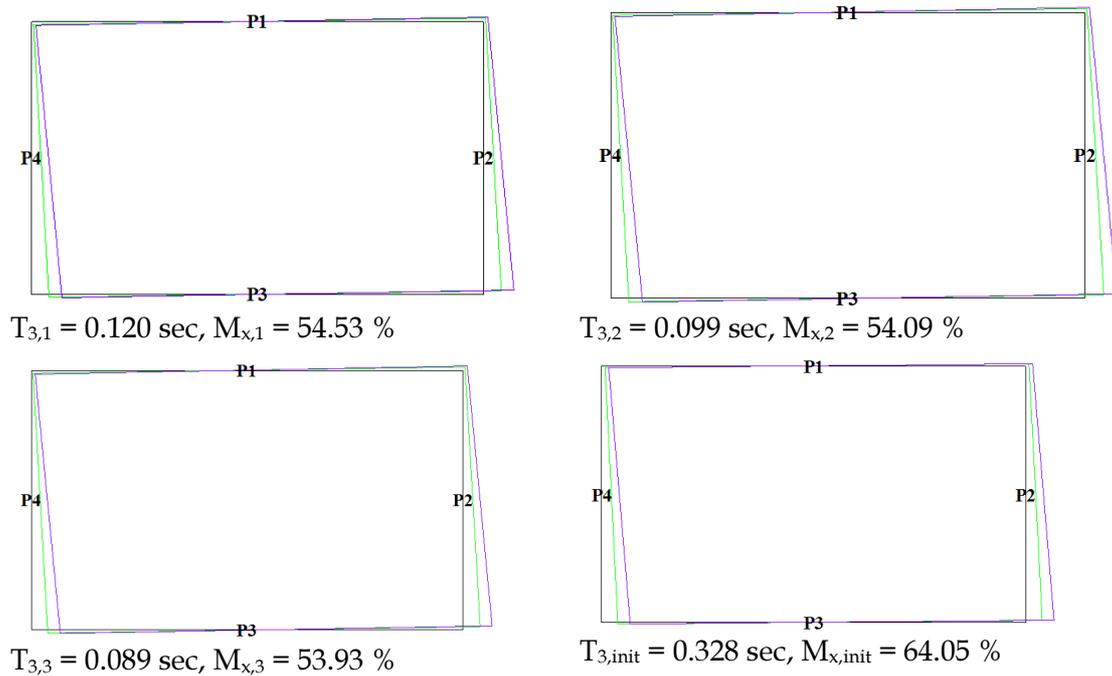
Mode	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0.142	243	0.16	780	0.5	33	0.02
2	0.135	35	0.02	134,269	85.71	1	0
3	0.099	84,740	54.09	44	0.03	0	0
4	0.088	53,451	34.12	31	0.02	1	0
5	0.055	0	0	12,415	7.93	62	0.04
6	0.054	41	0.03	8,774	5.6	20	0.01
7	0.039	12,121	7.74	0	0	3	0
8	0.036	5,490	3.5	0	0	40	0.03
9	0.031	6	0	2	0	92,844	59.27

Πίνακας 5.9 Ιδιομορφικά αποτελέσματα για την 3^η ομάδα παραμέτρων

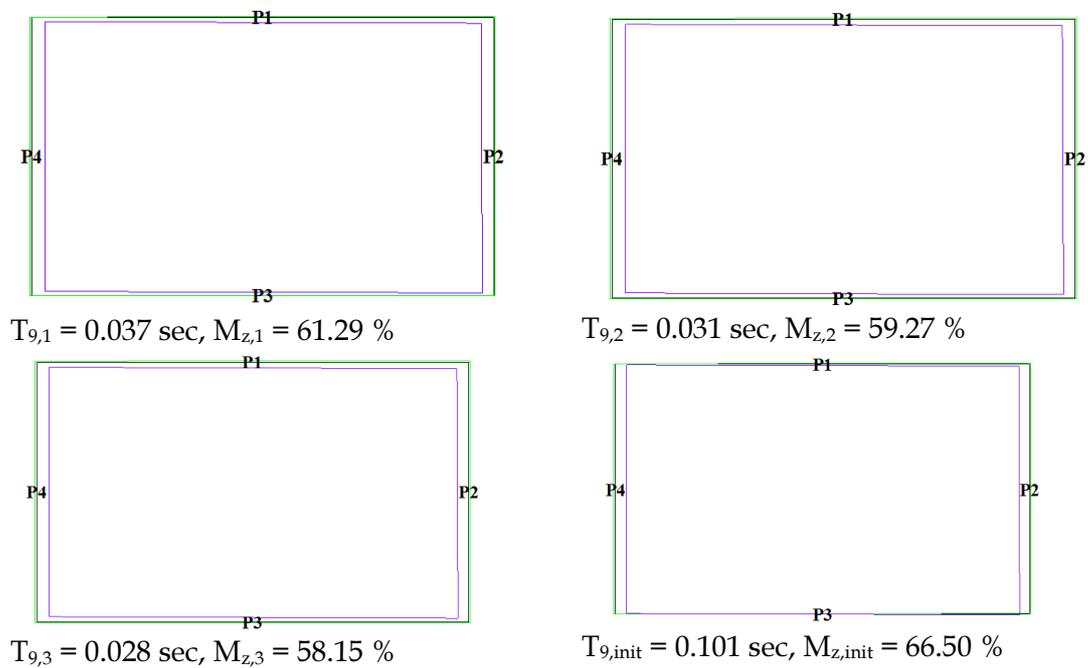
Mode	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0.128	247	0.16	740	0.47	33	0.02
2	0.122	36	0.02	134,313	85.74	1	0
3	0.089	84,490	53.93	44	0.03	0	0
4	0.080	53,674	34.26	32	0.02	1	0
5	0.049	0	0	12,057	7.7	62	0.04
6	0.049	40	0.03	9,126	5.83	19	0.01
7	0.035	12,210	7.79	0	0	4	0
8	0.033	5,399	3.45	0	0	41	0.03
9	0.028	6	0	1	0	91,092	58.15



Σχήμα 5.45 Παραμόρφωση του φορέα της 2^{ης} ιδιομορφής για τα ενισχυμένα κτίρια και της 1^{ης} για το υφιστάμενο απο την ιδιομορφική ανάλυση στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης.



Σχήμα 5.46 Παραμόρφωση του φορέα της 3ης ιδιομορφής του κτιρίου απο την ιδιομορφική ανάλυση στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης



Σχήμα 5.47 Παραμόρφωση του φορέα της 9ης ιδιομορφής του κτιρίου απο την ιδιομορφική ανάλυση στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης

Παρατηρούμε διαφορές στις τιμές της ιδιοπερίοδου και μάλιστα όσο πιο δύσκαμπτο (λόγω αύξησης του μέτρου ελαστικότητας) είναι το κτίριο έχουμε μείωση της τιμής της ιδιοπερίοδου. Οι ιδιομορφές και τα ποσοστά συμμετοχής μαζών συμφωνούν μεταξύ τους καθώς η γεωμετρία του κτιρίου παραμένει σταθερή, διαφορά υπάρχει μόνο στο υφιστάμενο κτίριο που υψηλό ποσοστό μάζας στη διεύθυνση Y ενεργοποιείται στη 1^η ιδιομορφή και όχι στη 2^η όπως συμβαίνει στα υπόλοιπα μοντέλα.

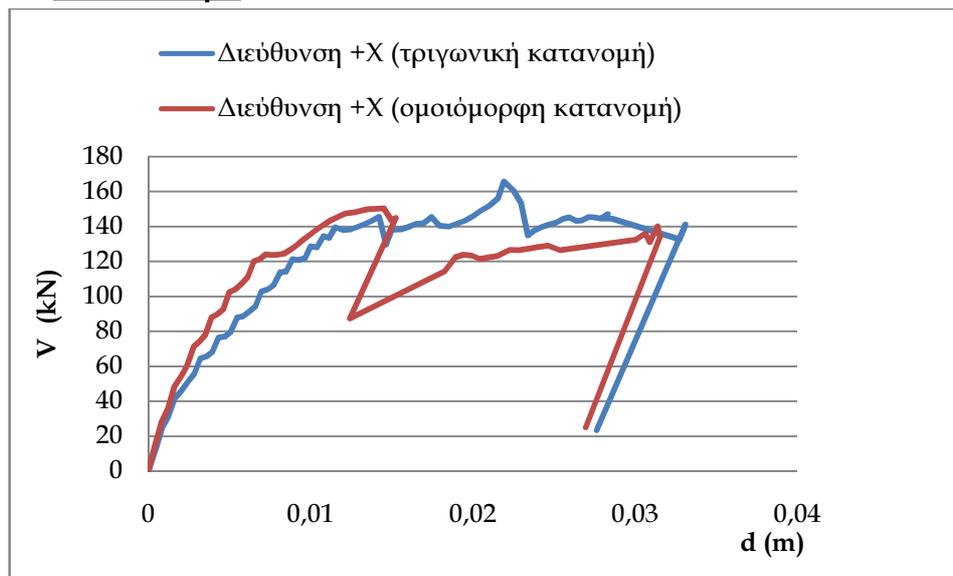
5.2.2.2 Μη-γραμμικές Στατικές αναλύσεις

Πραγματοποιούνται τρεις προκαταρκτικές μη γραμμικές στατικές αναλύσεις θωρώντας τις μέσες τιμές \bar{x}_k για κάθε παράμετρο x_k . Σε κάθε ανάλυση εξετάζονται δύο επιλογές που σχετίζονται με το φορτίο (“ομοιόμορφη” κατανομή βάσει της μάζας και “τριγωνική” κατανομή με βάση τη 1^η ιδιομορφή) καθώς εξετάζονται και δύο διευθύνσεις εφαρμογής (διαμήκης X , κάθετη Y) για θετικό και αρνητικό πρόσημο εφαρμογής ($\pm X$, $\pm Y$).

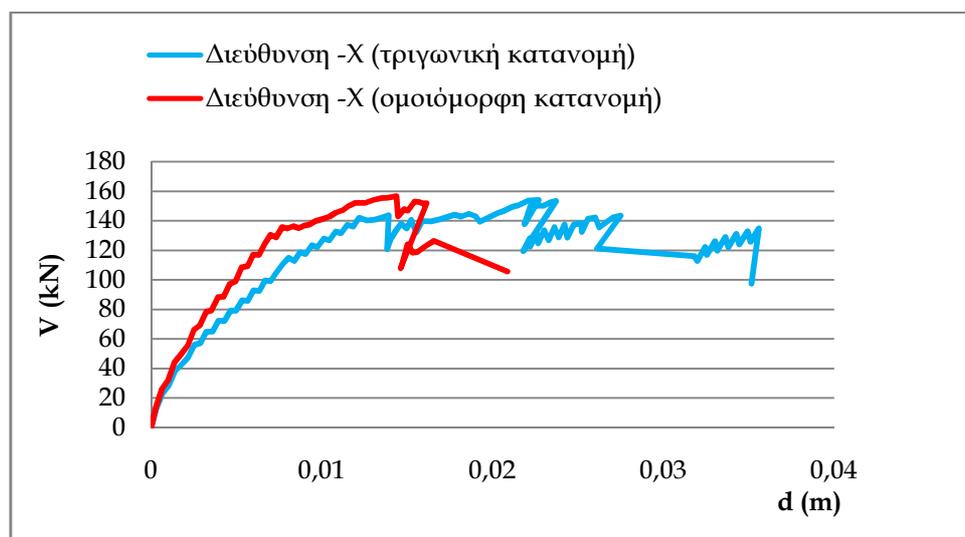
Καμπύλες αντίστασης υφιστάμενου κτιρίου

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες αντίστασης του υφιστάμενου κτιρίου για τις δύο διευθύνσεις και δύο φορές φόρτισης $\pm X$, $\pm Y$ για τις δύο κατανομές φόρτισης ήτοι, “τριγωνική” κατανομή βάσει της 1^{ης} ιδιομορφής και “ομοιόμορφη” κατανομή βάσει της μάζας.

- Διεύθυνση Χ



Σχήμα 5.48 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για τις δύο κατανομές φόρτισης στη διεύθυνση +X



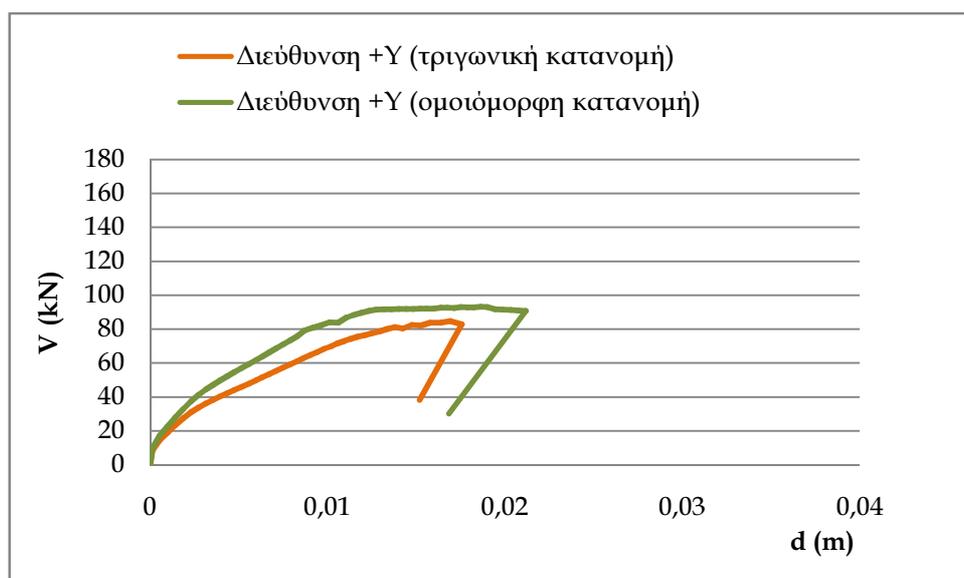
Σχήμα 5.49 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για τις δύο κατανομές φόρτισης στη διεύθυνση -X

Σχόλια επί των σχημάτων

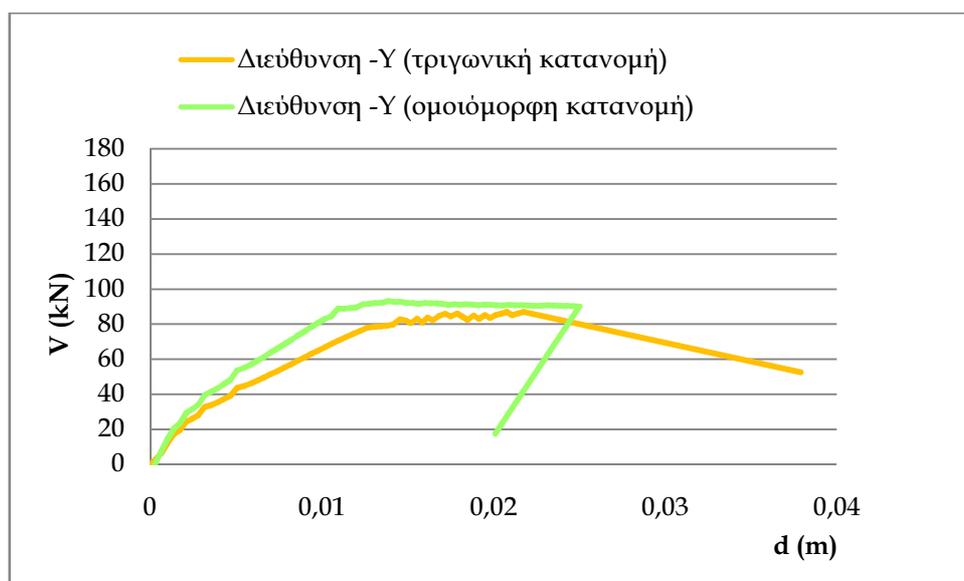
Το κτίριο προκύπτει πιο δύσκαμπτο και για τις δύο φορές φόρτισης $\pm X$ στην “ομοιόμορφη” κατανομή βάσει της μάζας. Στην περίπτωση της “τριγωνικής” κατανομής βάσει της 1^{ης} ιδιομορφής ο φορέας είναι σαφώς πιο εύκαμπτος στην διεύθυνση Χ, καθώς το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιείται για την πρώτη ιδιομορφή στη διεύθυνση x είναι σχεδόν μηδενικό και επικρατούν οι μεταφορικές συνιστώσες της κίνησης κατά τη διεύθυνση y.

Στην μετελαστική περιοχή η ανώτερη τιμή της αντοχής είναι της ίδια τάξης μεγέθους στη διεύθυνση -X, ενώ διαφέρει στη διεύθυνση +X.

- Διεύθυνση Υ



Σχήμα 5.50 Σύγκριση καμπλών αντίστασης για τις δύο κατανομές φόρτισης στη διεύθυνση +Υ

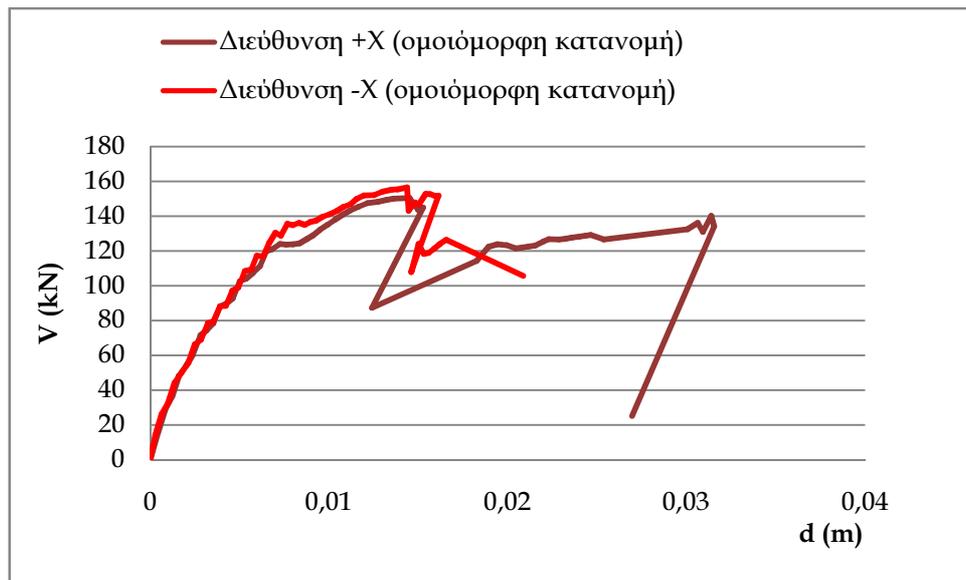


Σχήμα 5.51 Σύγκριση καμπλών αντίστασης για τις δύο κατανομές φόρτισης στη διεύθυνση -Υ

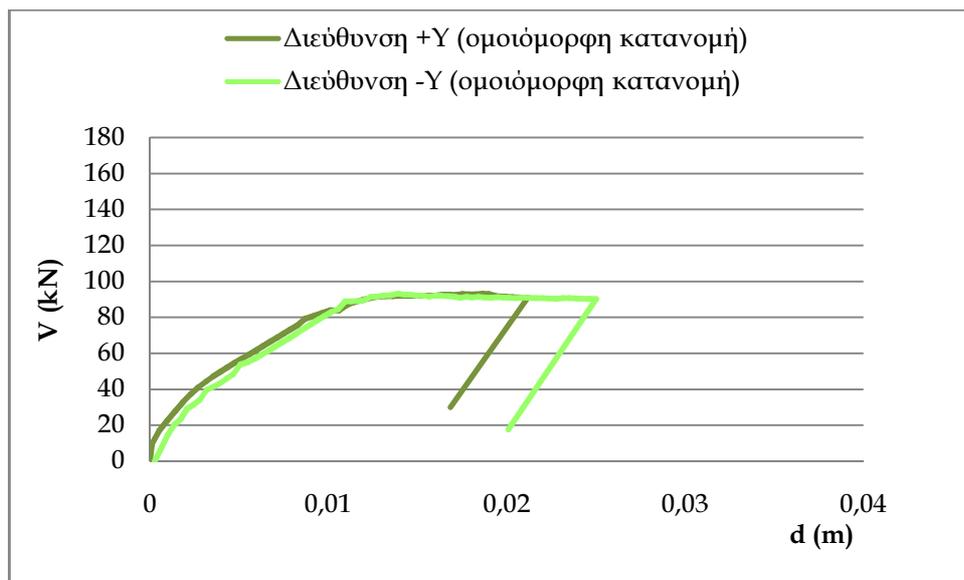
Σχόλια επί των σημμάτων

Και στις δύο περιπτώσεις για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης το κτίριο προκύπτει πιο δύσκαμπτο και με μεγαλύτερη αντοχή συγκριτικά με τη τριγωνική κατανομή φόρτισης βάσει πρώτης ιδιομορφής. Η “ομοιόμορφη” κατανομή βάσει της μάζας εμφανίζει σαφή μετελαστική περιοχή μέχρι την αστοχία κάτι που δεν εμφανίζεται στη “τριγωνική” κατανομή βάσει της 1ης ιδιομορφής ειδικά στην διεύθυνση +Υ.

- “Ομοιόμορφη” κατανομή βάσει της μάζας



Σχήμα 5.52 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για τις δύο φορές διεύθυνσης με φόρτιση ανάλογη της μάζας



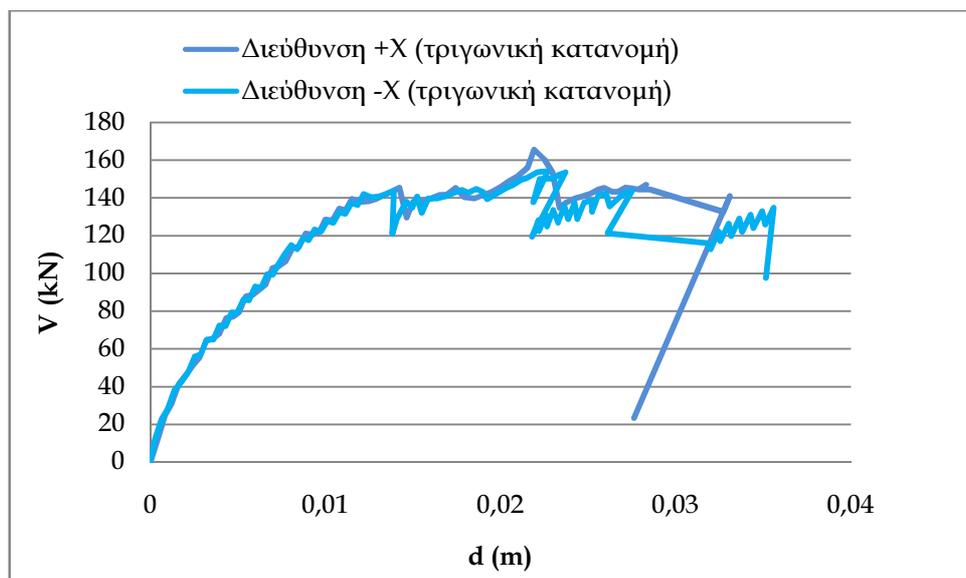
Σχήμα 5.35 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για τις δύο φορές διεύθυνσης με φόρτιση ανάλογη της μάζας

Σχόλια επί των σχημάτων

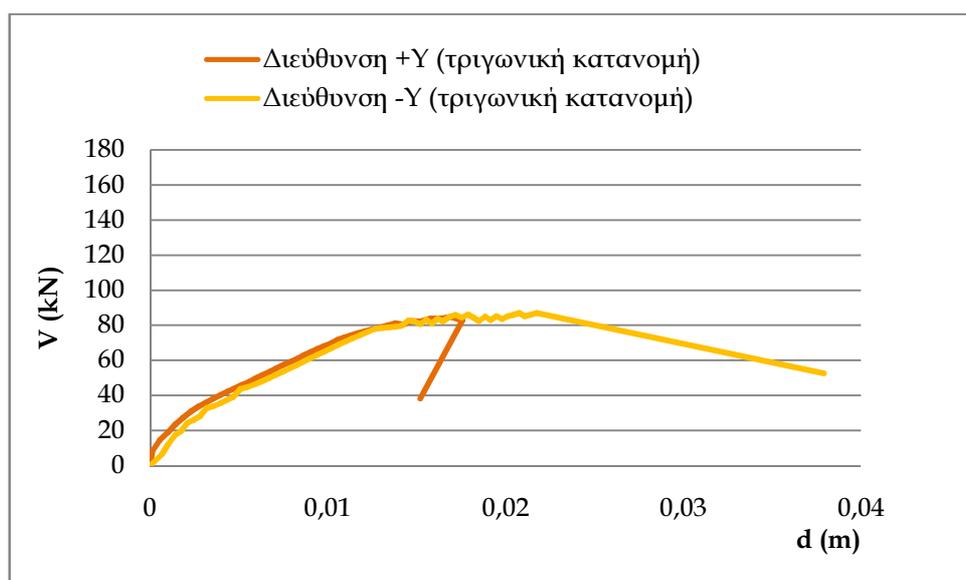
Οι ελαστικοί κλάδοι σχεδόν ταυτίζονται στις δύο φορές διεύθυνσης και για διεύθυνση X και για διεύθυνση Y καθώς και το επίπεδο αντοχής. Στη διεύθυνση Y ο φορέας για φορά εφαρμογής -Y εμφανίζεται πιο εύκαμπτος.

Στη διεύθυνση X η απότομη πτώση σημαίνει ότι άγγιξε το σημείο τερματισμού η ανάλυση $V_u=0.8 V_{max}$.

- “Τριγωνική” κατανομή βάσει της πρώτης ιδιομορφής ταλάντωσης.



Σχήμα 5.54 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για τις δύο φορές διεύθυνσης με φόρτιση ανάλογη της 1ης ιδιομορφής



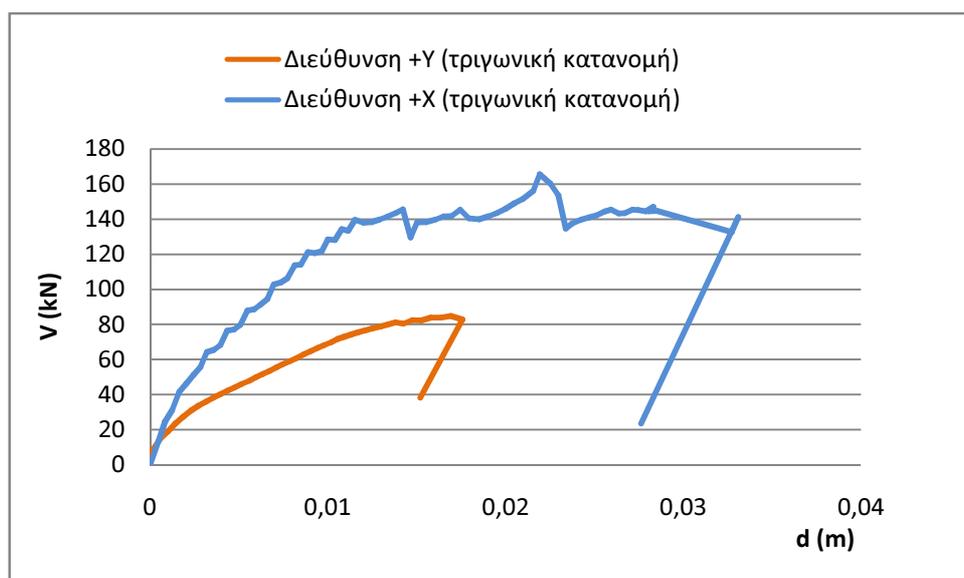
Σχήμα 5.55 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για τις δύο φορές διεύθυνσης με φόρτιση ανάλογη της 1ης ιδιομορφής

Σχόλια επί των σχημάτων

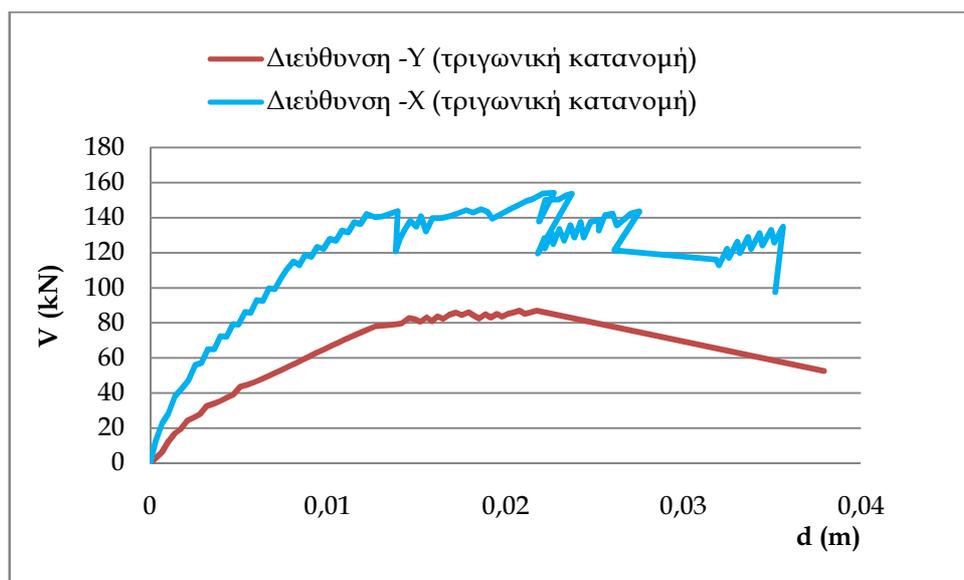
Οι ελαστικοί κλάδοι σχεδόν ταυτίζονται στις δύο φορές διεύθυνσης και για διεύθυνση X και για διεύθυνση Y καθώς και το επίπεδο αντοχής τους.

Στη διεύθυνση +Y η ανάλυση φαίνεται πως σταματάει απότομα και επομένως έχουμε ξαφνική κατάρρευση του κτιρίου.

- “Τριγωνική” κατανομή βάσει της πρώτης ιδιομορφής ταλάντωσης



Σχήμα 5.36 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης σε δύο διευθύνσεις με φόρτιση ανάλογη της πρώτης ιδιομορφής



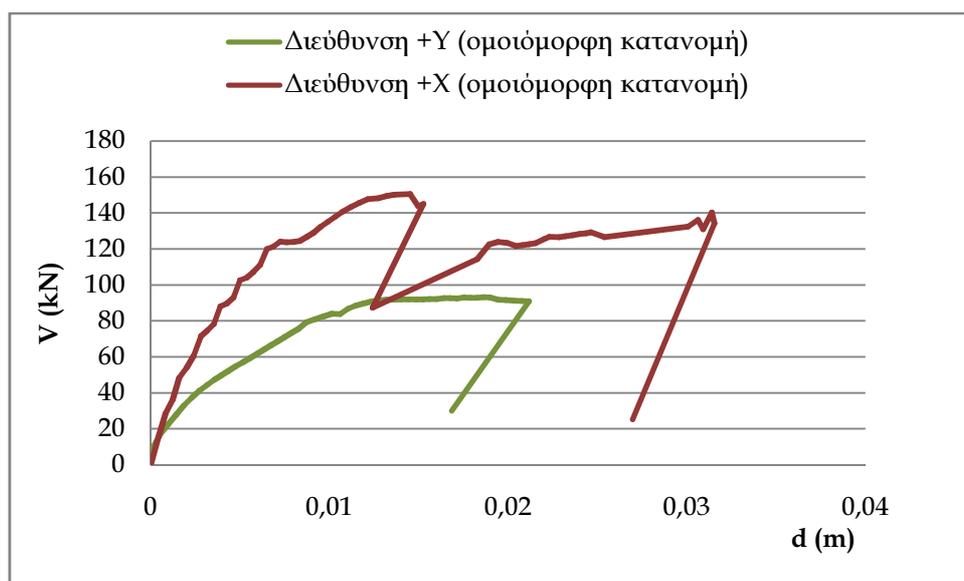
Σχήμα 5.57 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης σε δύο διευθύνσεις με φόρτιση ανάλογη της πρώτης ιδιομορφής

Σχόλια επί των σχημάτων

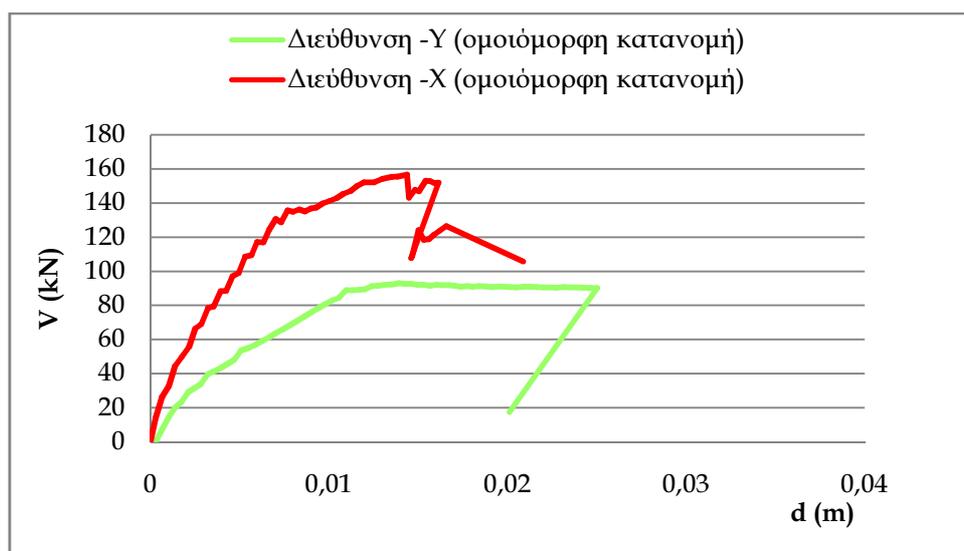
Η αντοχή στη διεύθυνση X είναι κατά 70% μεγαλύτερη από τη διεύθυνση Y, η διεύθυνση X είναι η ισχυρή διεύθυνση της κατασκευής.

Η διεύθυνση X εμφανίζεται πιο εύκαμπτη στην «τριγωνική» κατανομή φόρτισης βάσει πρώτης ιδιομορφής καθώς ενεργοποιείται πολύ μικρό ποσοστό μάζας συγκριτικά με τη διεύθυνση Y.

- “Ομοιόμορφη” κατανομή βάσει της μάζας



Σχήμα 5.58 Σύγκριση καμπλών αντίστασης σε δύο διευθύνσεις με φόρτιση ανάλογη της μάζας



Σχήμα 5.59 Σύγκριση καμπλών αντίστασης σε δύο διευθύνσεις με φόρτιση ανάλογη της μάζας

Σχόλια επί των σχημάτων

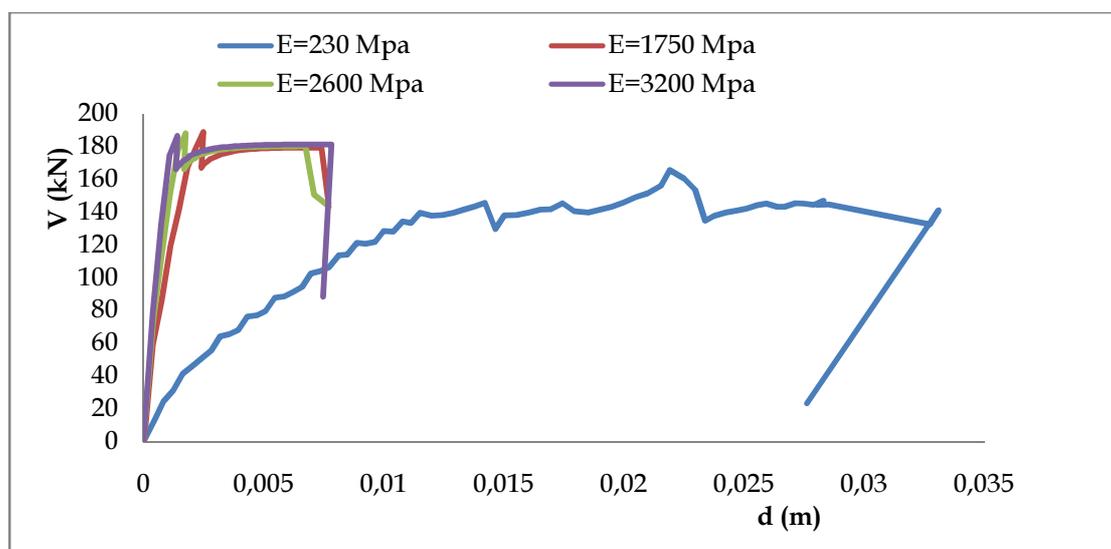
Η αντοχή στη διεύθυνση X είναι έως 65% μεγαλύτερη από τη διεύθυνση Y, η διεύθυνση X είναι η ισχυρή διεύθυνση της κατασκευής.

Η διεύθυνση -X εμφανίζεται πιο δύσκαμπτη στην «ομοιόμορφη» κατανομή φόρτισης βάσει μάζας που είναι και αναμενόμενο καθώς είναι η ισχυρή διεύθυνση. Η ανάλυση στη διεύθυνση +Y διακόπτεται σύντομα.

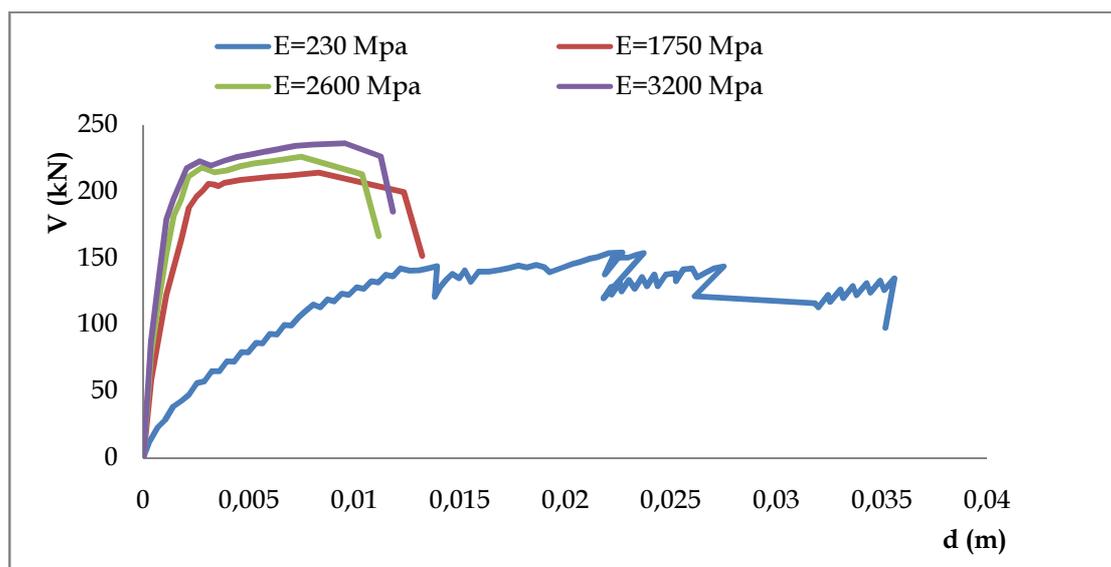
Σύγκριση καμπύλων αντίστασης ενισχυμένων υλικών με του υφιστάμενου κτιρίου

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες αντίστασης του υφιστάμενου κτιρίου ($E=230$ MPa) με τις καμπύλες αντίστασης των ενισχυμένων υλικών. Οι συγκρίσεις αφορούν τις δύο διευθύνσεις και δύο φορές φόρτισης $\pm X$, $\pm Y$ και τις δύο κατανομές φόρτισης ήτοι, «τριγωνική» κατανομή βάσει της 1ης ιδιομορφής και «ομοιόμορφη» κατανομή βάσει της μάζας.

- “Τριγωνική” κατανομή βάσει της πρώτης ιδιομορφής ταλάντωσης.



Σχήμα 5.60 Σύγκριση καμπύλων αντίστασης για τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας διεύθυνση +X, “τριγωνική” φόρτιση βάσει της πρώτης ιδιομορφής



Σχήμα 5.61 Σύγκριση καμπύλων αντίστασης για τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας διεύθυνση -X, “τριγωνική” φόρτιση βάσει της πρώτης ιδιομορφής

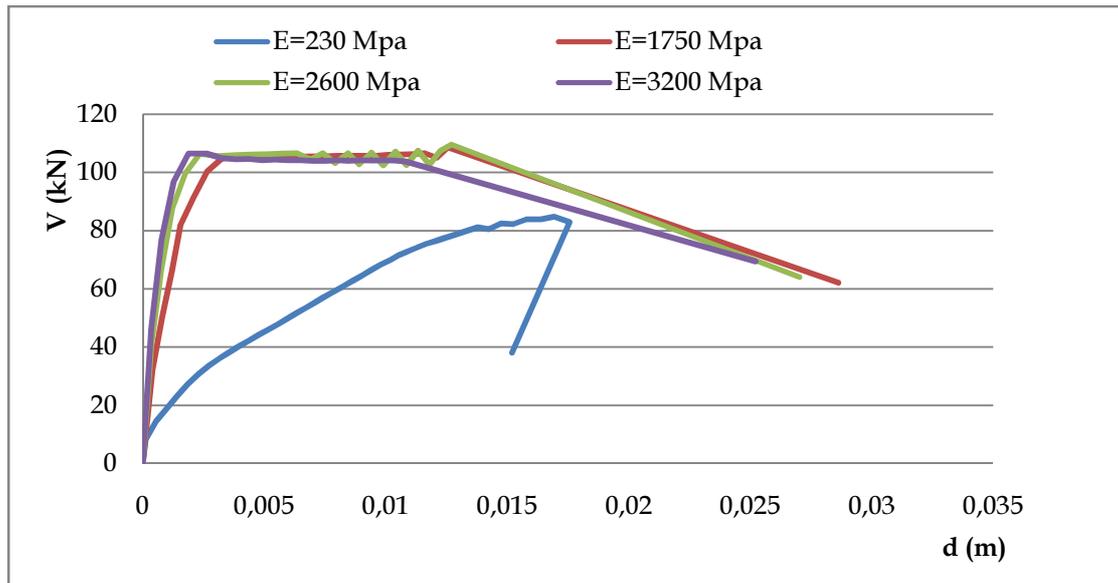
Σχόλια επί των σχημάτων

Ο ελαστικός κλάδος της καμπύλης αντίστασης με τα νέα υλικά διαφέρει σημαντικά από τον αντίστοιχο κλάδο της καμπύλης αντίστασης με το υφιστάμενο υλικό και το κτίριο φαίνεται να είναι πλέον πιο δύσκαμπτο. Αύξηση σημειώνεται και στο επίπεδο της αντοχής της ενισχυμένης κατασκευής συγκριτικά με την υφιστάμενη (έως 75%). Επιπλέον, παρατηρείται μείωση της μέγιστης ικανότητας παραμόρφωσης έως 76%.

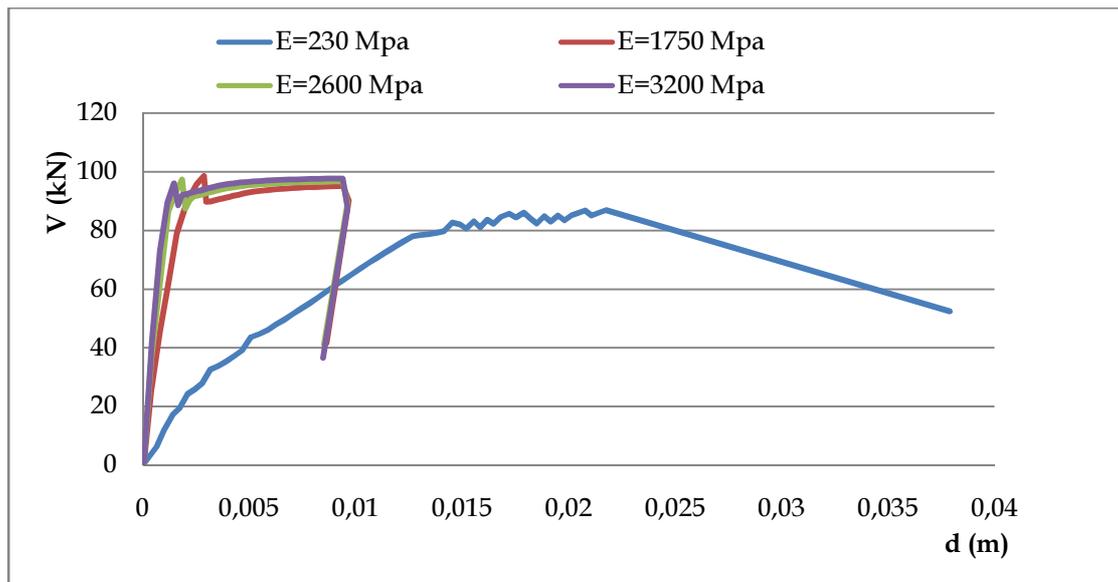
Είναι εμφανές και στις δύο διευθύνσεις φόρτισης ότι όσο αυξάνεται η τιμή του μέτρου ελαστικότητας, τόσο η κατασκευή παρουσιάζει μια πιο δύσκαμπτη συμπεριφορά. Η αντοχή στη διεύθυνση -X εμφανίζεται μεγαλύτερη με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας, ενώ δεν παρατηρείται μείωση της παραμόρφωσης.

Τέλος, ενώ στη προσομοίωση με το υφιστάμενο υλικό ενεργοποιούνταν 82% της ταλαντωμένης μάζας στη διεύθυνση Y, στη προσομοίωση με τα νέα υλικά δεν ενεργοποιείται κάποιο σημαντικό ποσοστό μάζας ούτε στη διεύθυνση X, ούτε στη διεύθυνση Y.

- **“Τριγωνική” κατανομή βάσει της πρώτης ιδιομορφής ταλάντωσης**



Σχήμα 5.62 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας διεύθυνση +Y, “τριγωνική” φόρτιση βάσει της πρώτης ιδιομορφής



Σχήμα 5.63 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας διεύθυνση -Y, “τριγωνική” φόρτιση βάσει της πρώτης ιδιομορφής

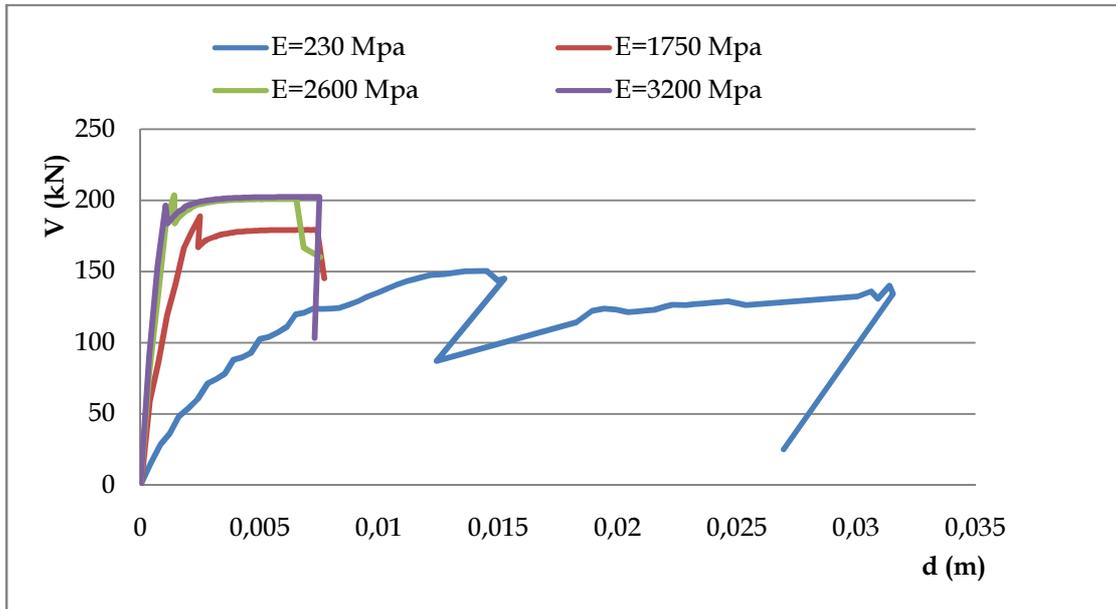
Σχόλια επί των σχημάτων

Ο ελαστικός κλάδος της καμπύλης αντίστασης με τα νέα υλικά διαφέρει σημαντικά από τον αντίστοιχο κλάδο της καμπύλης αντίστασης με το υφιστάμενο υλικό και το κτίριο φαίνεται να είναι πλέον πιο δύσκαμπτο. Αύξηση σημειώνεται και στο επίπεδο της αντοχής της ενισχυμένης κατασκευής συγκριτικά με την υφιστάμενη (έως 55%). Επιπλέον, παρατηρείται μείωση της μέγιστης ικανότητας παραμόρφωσης έως 56%.

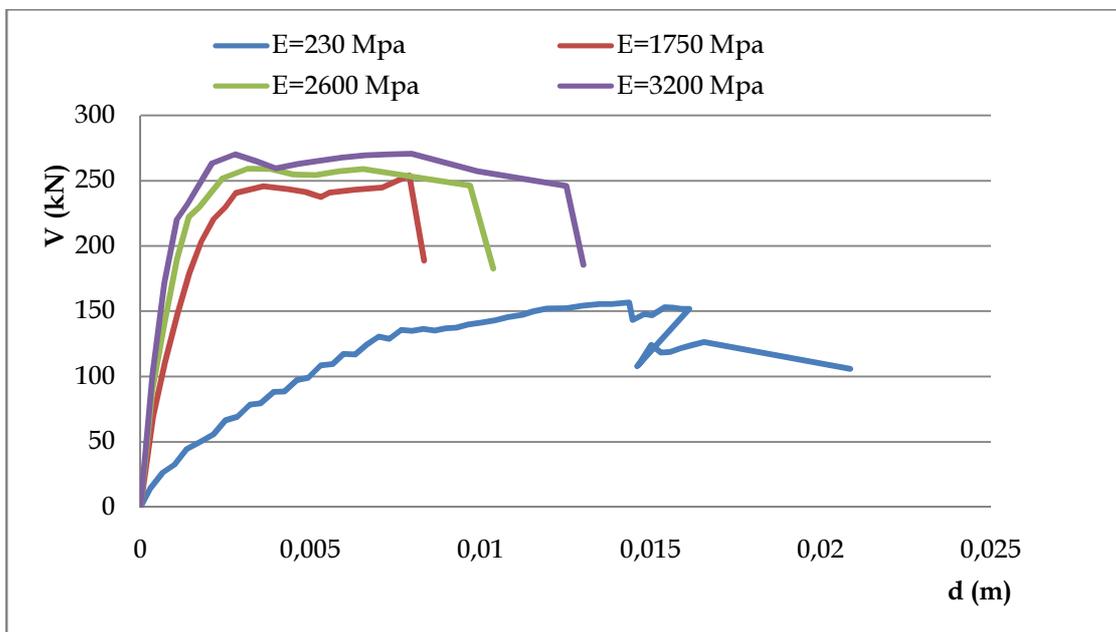
Είναι εμφανής στη διεύθυνση φόρτισης +Y η έλλειψη μετελαστικής περιοχής στις καμπύλες αντίστασης και η απότομη κατάρρευση του κτιρίου.

Τέλος, ενώ στη προσομοίωση με το υφιστάμενο υλικό ενεργοποιούνταν 82% της ταλαντωμένης μάζας στη διεύθυνση Y, στη προσομοίωση με τα νέα υλικά δεν ενεργοποιείται κάποιο σημαντικό ποσοστό μάζας ούτε στη διεύθυνση X, ούτε στη διεύθυνση Y.

- “Ομοιόμορφη” κατανομή βάσει της μάζας



Σχήμα 5.64 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας διεύθυνση +X, “ομοιόμορφη” φόρτιση βάσει της μάζας



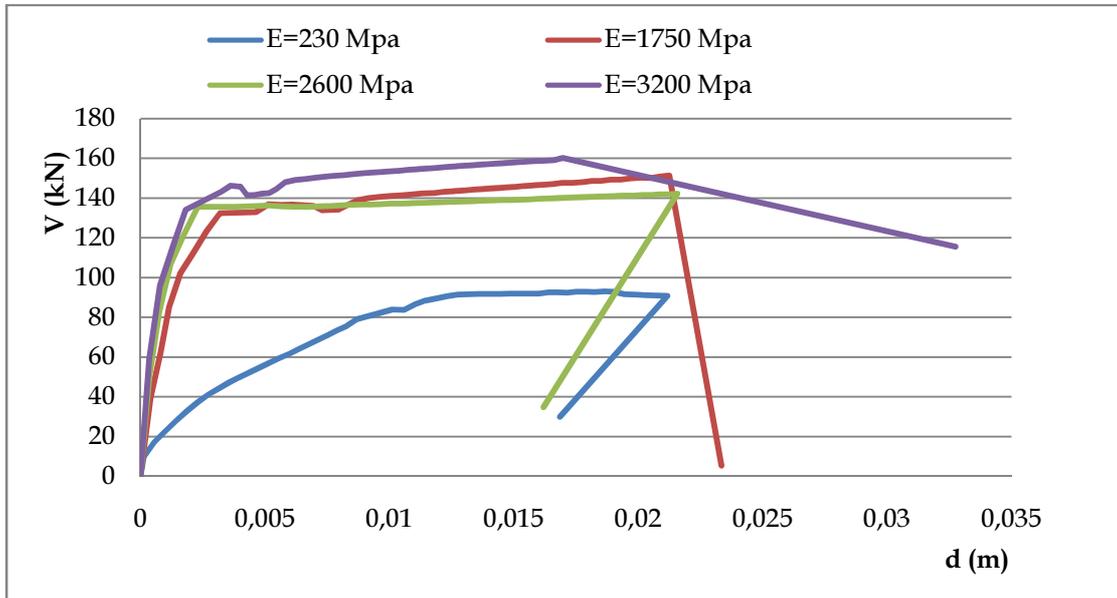
Σχήμα 5.65 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας διεύθυνση -X, “ομοιόμορφη” φόρτιση βάσει της μάζας

Σχόλια επί των σχημάτων

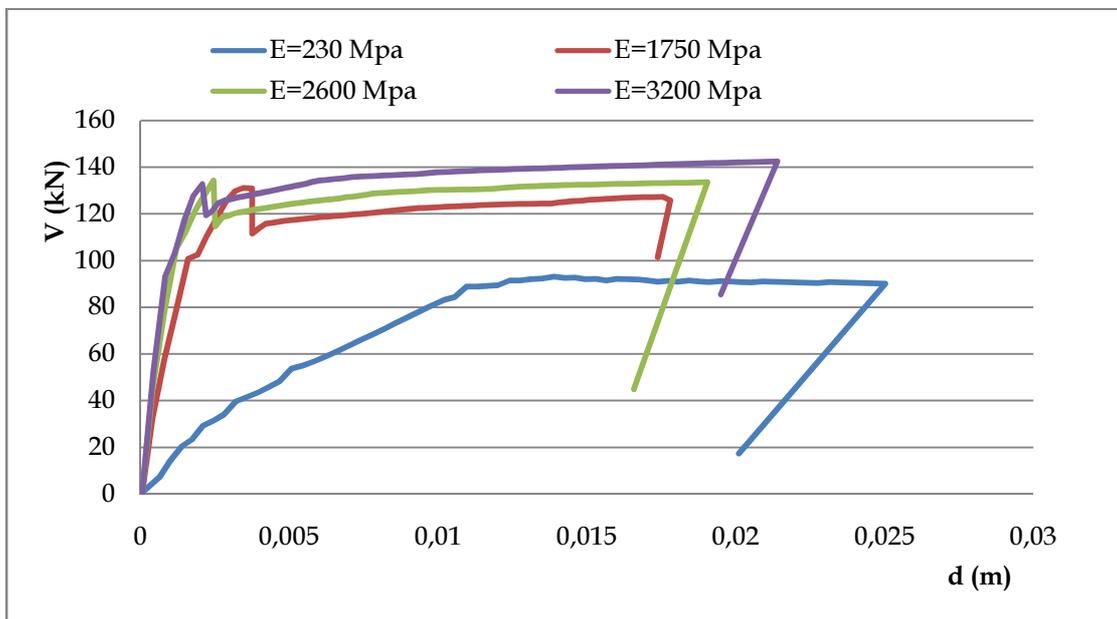
Ο ελαστικός κλάδος της καμπύλης αντίστασης με τα νέα υλικά διαφέρει σημαντικά από τον αντίστοιχο κλάδο της καμπύλης αντίστασης με το υφιστάμενο υλικό και το κτίριο φαίνεται να είναι πλέον πιο δύσκαμπτο. Αύξηση σημειώνεται και στο επίπεδο της αντοχής της ενισχυμένης κατασκευής συγκριτικά με την υφιστάμενη (έως 76%). Επιπλέον, παρατηρείται μείωση της μέγιστης ικανότητας παραμόρφωσης έως 78%.

Είναι εμφανές και στις δύο διευθύνσεις φόρτισης ότι όσο αυξάνεται η τιμή του μέτρου ελαστικότητας, τόσο η κατασκευή παρουσιάζει μια πιο δύσκαμπτη συμπεριφορά. Η αντοχή στη διεύθυνση φόρτισης -X εμφανίζεται μεγαλύτερη όσο αυξάνει η τιμή του μέτρου ελαστικότητας των νέων υλικών προσομοίωσης με ταυτόχρονη αύξηση και της παραμόρφωσης.

- “Ομοιόμορφη” κατανομή βάσει της μάζας



Σχήμα 5.66 Σύγκριση καμπύλων αντίστασης για τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας διεύθυνση +Y, «ομοιόμορφη» φόρτιση βάσει της μάζας



Σχήμα 5.67 Σύγκριση καμπύλων αντίστασης για τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας διεύθυνση -Y, «ομοιόμορφη» φόρτιση βάσει της μάζας

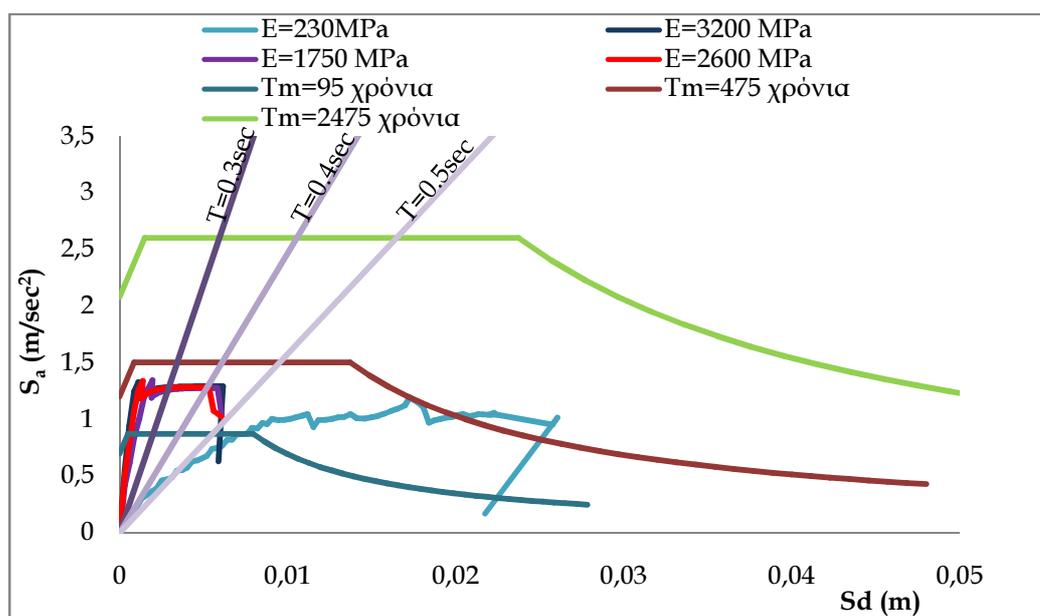
Σχόλια επί των σχημάτων

Ο ελαστικός κλάδος της καμπύλης αντίστασης με τα νέα υλικά διαφέρει σημαντικά από τον αντίστοιχο κλάδο της καμπύλης αντίστασης με το υφιστάμενο υλικό και το κτίριο φαίνεται να είναι πλέον πιο δύσκαμπτο. Αύξηση σημειώνεται και στο επίπεδο της αντοχής της ενισχυμένης κατασκευής συγκριτικά με την υφιστάμενη (έως 74%). Επιπλέον, παρατηρείται μείωση της μέγιστης ικανότητας παραμόρφωσης έως 16%.

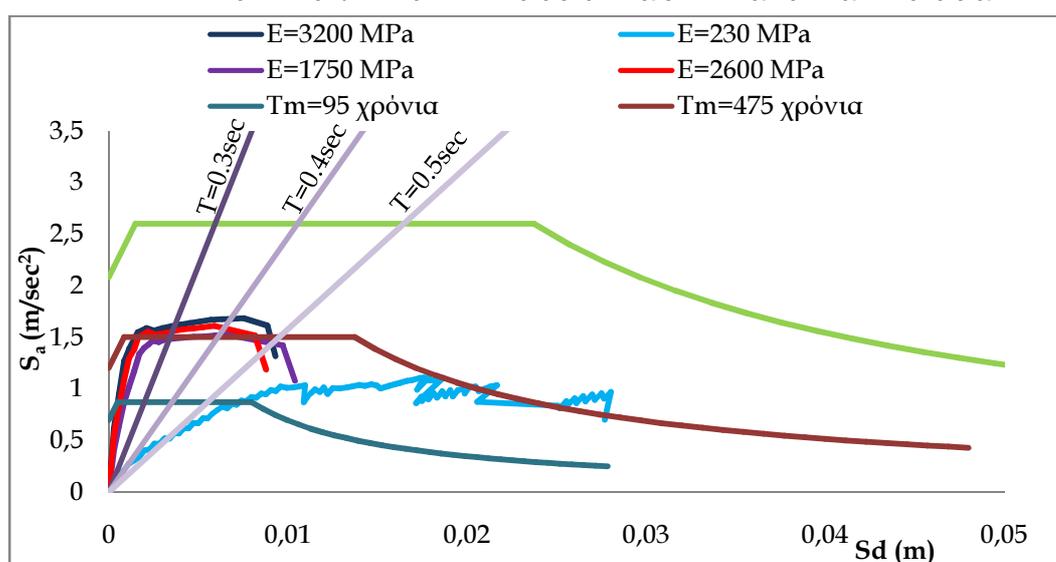
Είναι εμφανές και στις δύο διευθύνσεις φόρτισης ότι όσο αυξάνεται η τιμή του μέτρου ελαστικότητας, τόσο η κατασκευή παρουσιάζει μια πιο δύσκαμπτη συμπεριφορά. Η αντοχή και στις δύο διευθύνσεις φόρτισης εμφανίζεται μεγαλύτερη όσο αυξάνει η τιμή του μέτρου ελαστικότητας των νέων υλικών με ταυτόχρονη μείωση της παραμόρφωσης.

Φάσματα απαίτησης - Καμπύλες αντίστασης

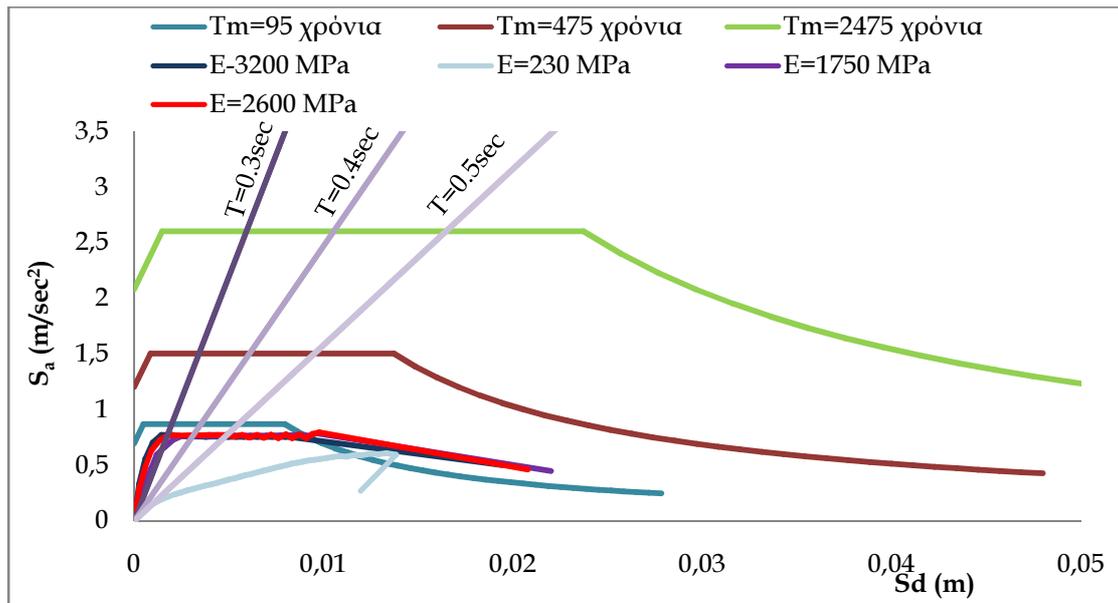
Στην ενότητα αυτή ακολουθεί η παρουσίαση και ο σχολιασμός των διαγραμμάτων Απαίτησης - Ικανότητας στα σχήματα που ακολουθούν. Οι καμπύλες ικανότητας της κατασκευής δίνονται για τα ενισχυμένα κτίρια με τα διάφορα υλικά της τοιχοποιίας ($E=1750$ MPa, $E=2600$ MPa, $E=3200$ MPa) καθώς και για το υφιστάμενο κτίριο ($E=230$ MPa) και η αποτίμηση γίνεται με τα ανελαστικά φάσματα απαίτησης του Ευρωκώδικα 8 για σεισμική επικινδυνότητα με περιόδους επαναφοράς $T_m=95$, $T_m=475$ και $T_m=2475$ χρόνια.



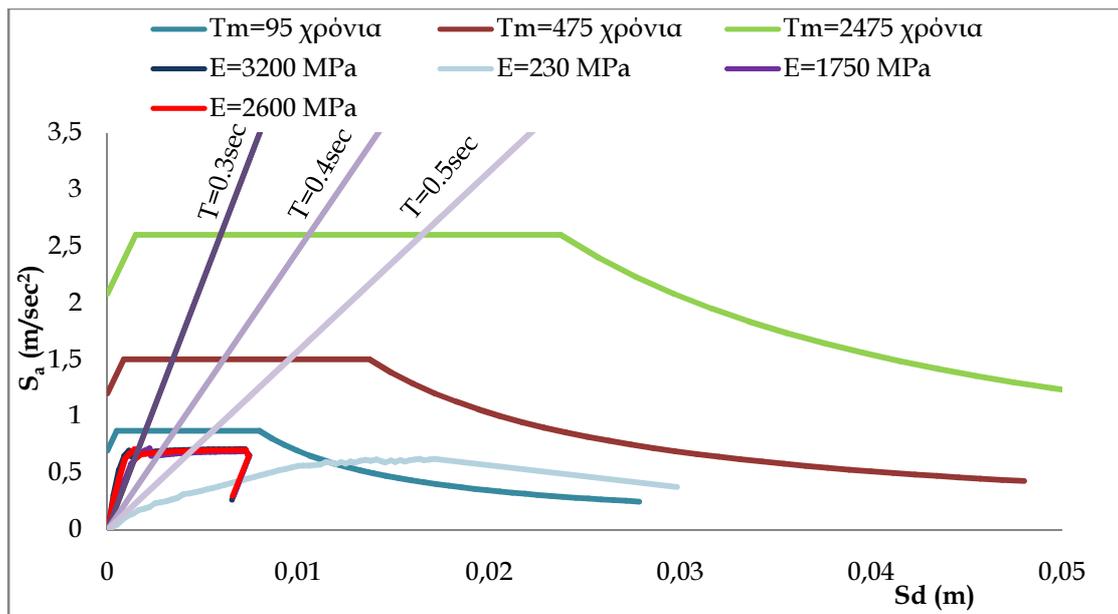
Σχήμα 5.68 Φάσματα απαίτησης και καμπύλες αντίστασης για τους διάφορους τύπους τοιχοποιίας διεύθυνση +X, “τριγωνική” κατανομή φόρτισης βάσει της πρώτης ιδιομορφής



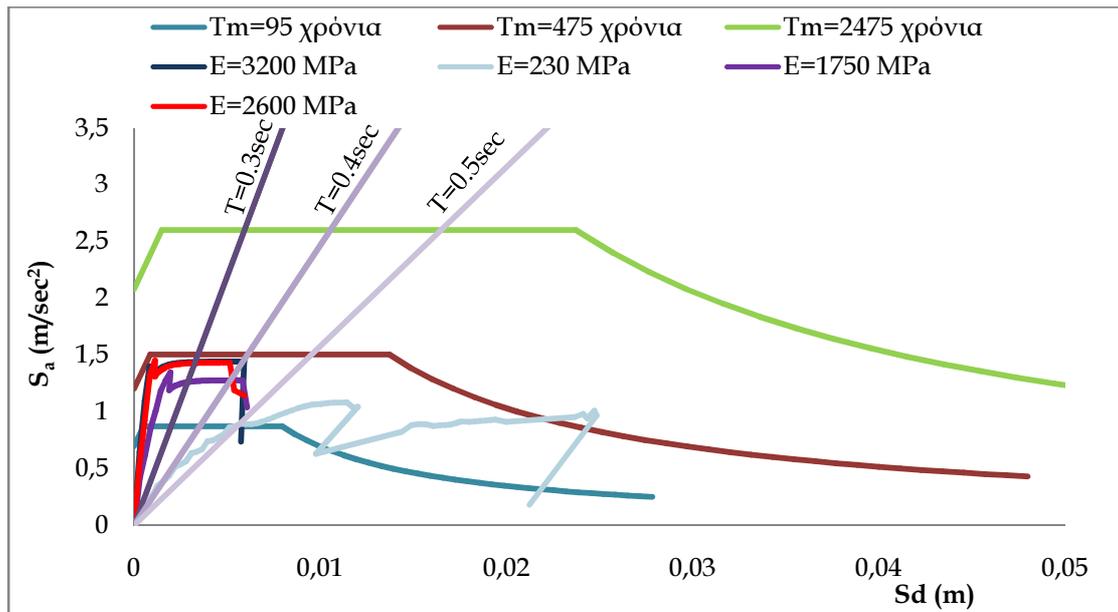
Σχήμα 5.37 Φάσματα απαίτησης και καμπύλες αντίστασης για τους διάφορους τύπους τοιχοποιίας διεύθυνση -X, “τριγωνική” κατανομή φόρτισης βάσει της πρώτης ιδιομορφής



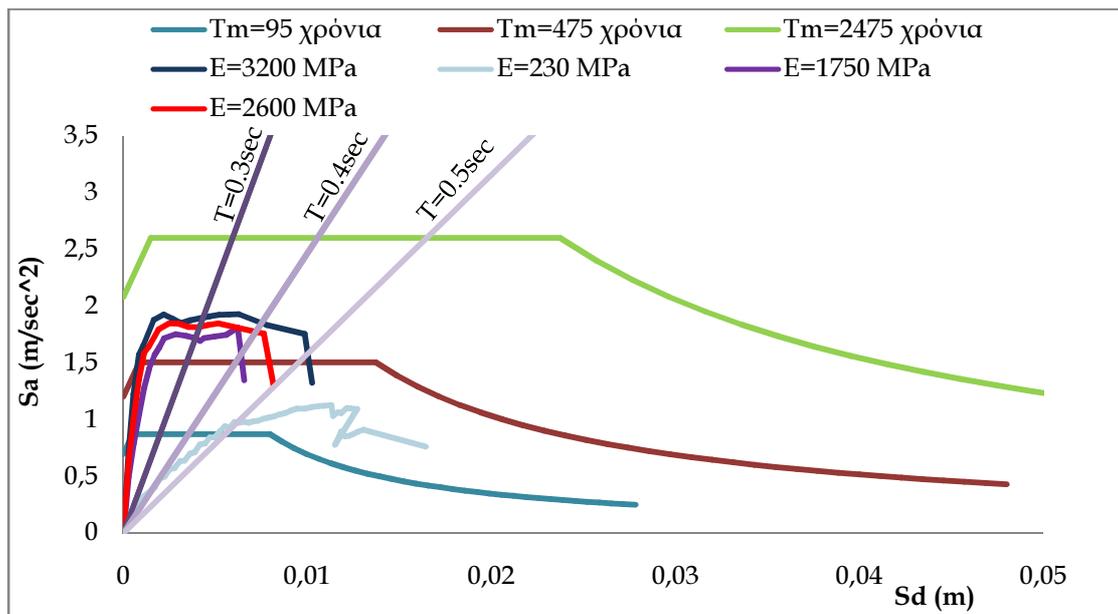
Σχήμα 5.70 Φάσματα απαίτησης και καμπύλες αντίστασης για τους διάφορους τύπους τοιχοποιίας διεύθυνση +Y, “τριγωνική” κατανομή φόρτισης βάσει της πρώτης ιδιομορφής



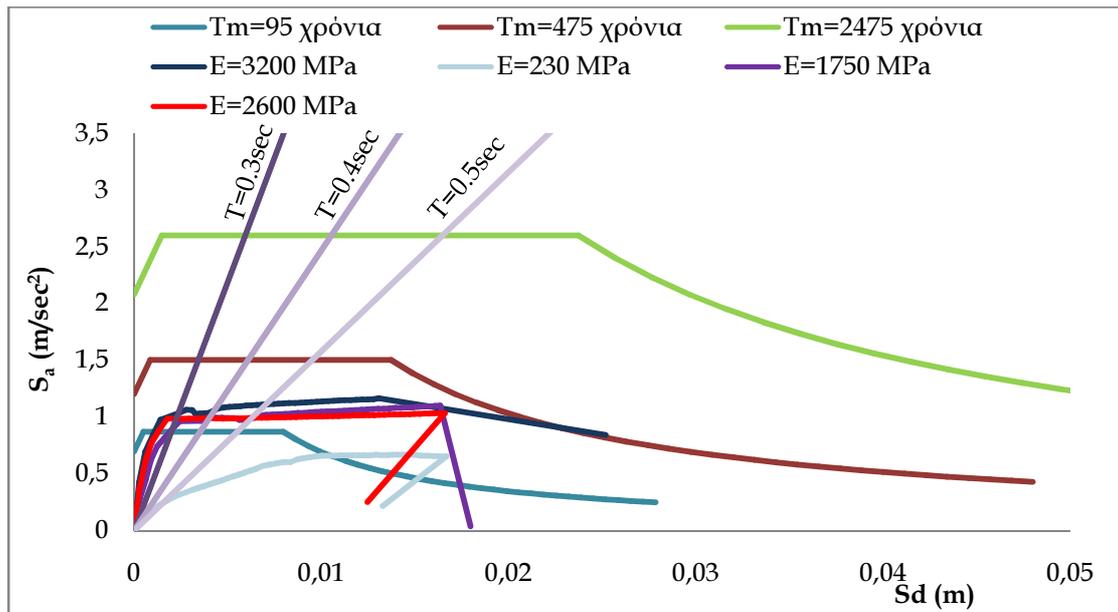
Σχήμα 5.71 Φάσματα απαίτησης και καμπύλες αντίστασης για τους διάφορους τύπους τοιχοποιίας διεύθυνση -Y, “τριγωνική” κατανομή φόρτισης βάσει της πρώτης ιδιομορφής



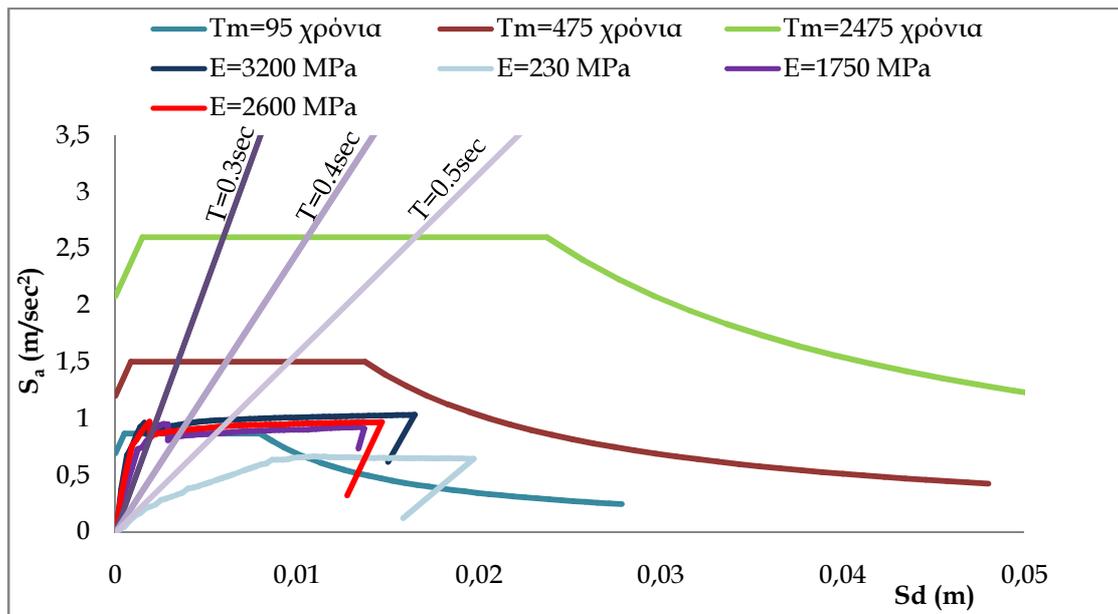
Σχήμα 5.38 Φάσματα απαίτησης και καμπύλες αντίστασης για τους διάφορους τύπους τοιχοποιίας διεύθυνση +X, “ομοιόμορφη” κατανομή φόρτισης βάσει της μάζας



Σχήμα 5.73 Φάσματα απαίτησης και καμπύλες αντίστασης για τους διάφορους τύπους τοιχοποιίας διεύθυνση -X, “ομοιόμορφη” κατανομή φόρτισης βάσει της μάζας



Σχήμα 5.74 Φάσματα απαίτησης και καμπύλες αντίστασης για τους διάφορους τύπους τοιχοποιίας διεύθυνση +Y, “ομοιόμορφη” κατανομή φόρτισης βάσει της μάζας



Σχήμα 5.75 Φάσματα απαίτησης και καμπύλες αντίστασης για τους διάφορους τύπους τοιχοποιίας διεύθυνση -Y, “ομοιόμορφη” κατανομή φόρτισης βάσει της μάζας

Σχόλια επί των σχημάτων:

- Στη διεύθυνση φόρτισης Χ που είναι και η ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου, παρατηρούμε ότι μόνο για τη φορά -Χ οι καμπύλες αντίστασης με τα νέα υλικά τέμνουν το φάσμα απαίτησης για σεισμική επικινδυνότητα με περίοδο επαναφοράς $T_m=475$ χρόνια στην ελαστική περιοχή και για τους δύο τύπους κατανομής φόρτισης. Αντίθετα, στη διεύθυνση με φορά +Χ παρόλη τη βελτίωση του υλικού δεν τέμνει η καμπύλη αντίστασης το φάσμα .
- Στη διεύθυνση Υ η απόκριση των ενισχυμένων κατασκευών είναι πιο περίπλοκη. Για “τριγωνική, κατανομή φόρτισης βάσει πρώτης ιδιομορφής και για διεύθυνση με φορά +Υ παρόλη την βελτίωση του υλικού οι καμπύλες αντίστασης των ενισχυμένων υλικών δεν τέμνουν το φάσμα απαίτησης με περίοδο επαναφοράς $T_m=475$ χρόνια. Για διεύθυνση φόρτισης -Υ οι καμπύλες αντίστασης των ενισχυμένων υλικών δεν τέμνουν το φάσμα απαίτησης για σεισμική επικινδυνότητα με περίοδο επαναφοράς $T_m=95$ χρόνια ενώ η καμπύλη αντίστασης του υφιστάμενου, λόγω μεγαλύτερης ικανότητας μετακίνησης το τέμνει. Για “ομοιόμορφη” φόρτιση η κατάσταση είναι λίγο καλύτερη. Οι καμπύλες αντίστασης των ενισχυμένων υλικών τέμνουν στον ελαστικό κλάδο το φάσμα απαίτησης για σεισμική επικινδυνότητα με περίοδο επαναφοράς $T_m=95$ χρόνια αλλά δεν τέμνουν κανένα άλλο φάσμα.

Να επισημάνουμε ότι παρόλο που στο υφιστάμενο κτίριο η 1^η ιδιομορφή ενεργοποιεί ένα πολύ υψηλό ποσοστό συμμετοχής μάζας, στη διεύθυνση Υ στα ενισχυμένα κτίρια καμία 1^η ιδιομορφή δεν ενεργοποιεί σημαντικό ποσοστό μάζας σε κάποια κύρια διεύθυνση.

Η απόκριση του φορέα καθορίζεται και από τις δύο διευθύνσεις. Επομένως στην περίπτωση του φάσματος απαίτησης για σεισμική επικινδυνότητα με περίοδο επαναφοράς $T_m=475$ χρόνια από τη στιγμή που στη διεύθυνση Χ, που είναι η ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου, η κατασκευή παραμένει στην ελαστική περιοχή δεν τίθεται θέμα ολικής “κατάρρευσης” του κτιρίου.

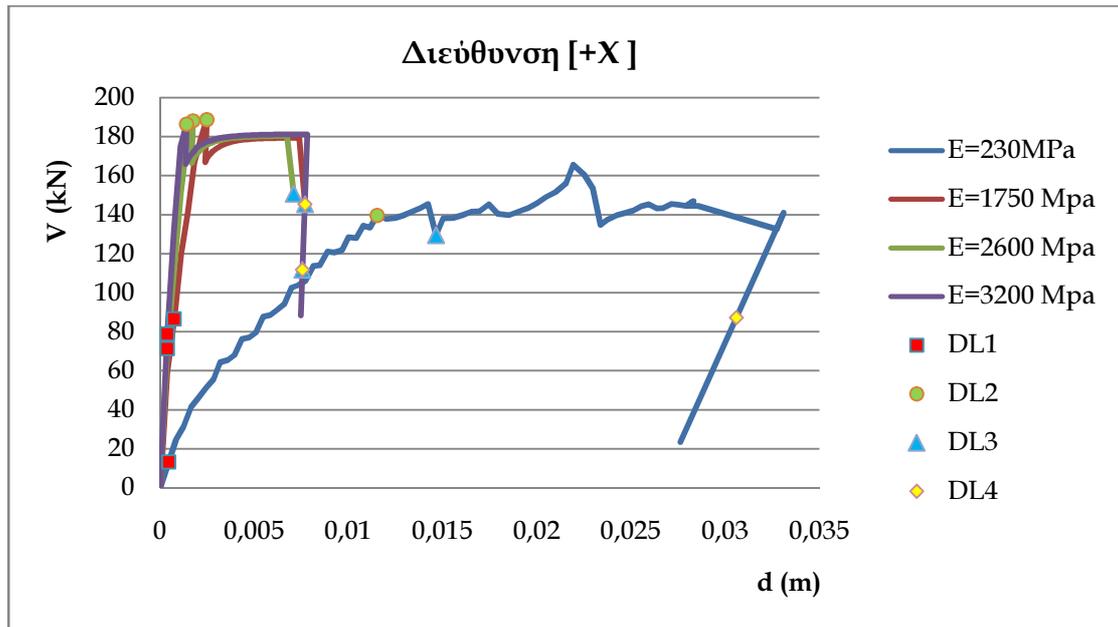
5.2.3 Ορισμός επιπέδων επιτελεστικότητας στις καμπύλες αντίστασης

Για τα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης M1 ($E=1740\text{MPa}$), M2 ($E=2600\text{MPa}$), M3 ($E=3200\text{MPa}$) και Μυφιστ ($E=230\text{MPa}$) πραγματοποιήθηκαν οι μη-γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover) για τις διευθύνσεις $\pm X$, $\pm Y$ και για “ομοιόμορφη” βάσει της μάζας και “τριγωνική” βάσει της 1^{ης} ιδιομορφής κατανομή του σεισμικού φορτίου. Τα όρια αστοχίας των στοιχείων θεωρήθηκαν από τον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3, δηλαδή 0.4% για διάτμηση και 0.8% για κάμψη.

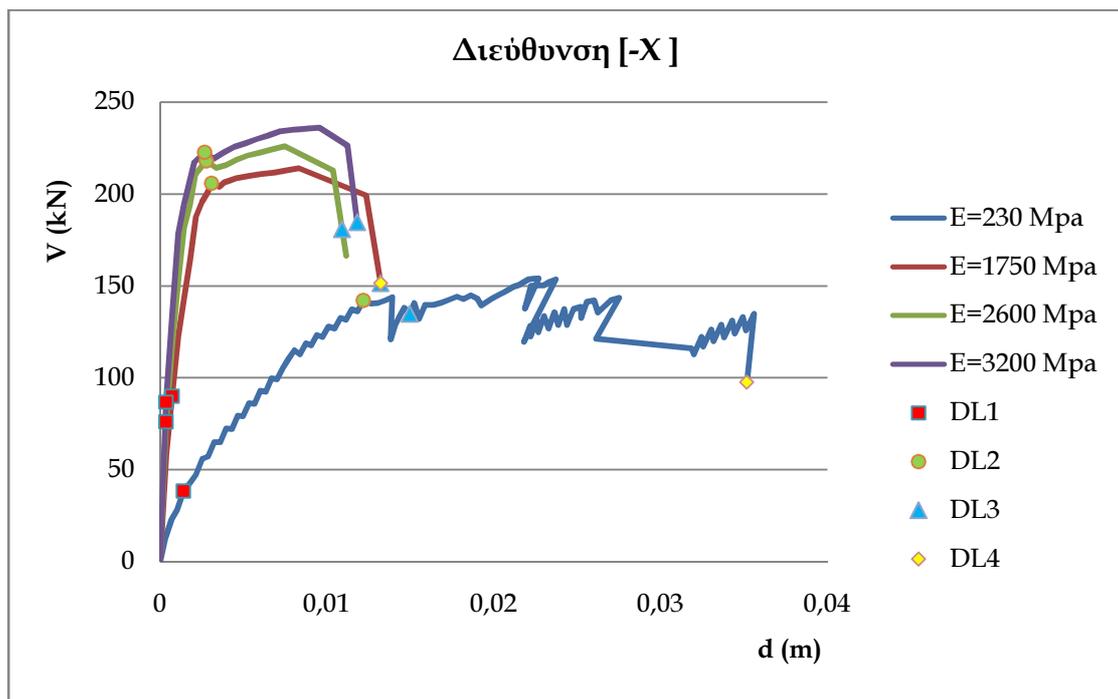
Παρακάτω δίνονται οι καμπύλες αντίστασης για τα τέσσερα μοντέλα (M1, M2, M3 και Μυφιστ). Σε κάθε καμπύλη αντίστασης σημειώνονται τέσσερις στάθμες βλάβης (Damage Level DL) για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας. Η στάθμη βλάβης (DL) θεωρείται ότι συμπίπτει με το αντίστοιχο επίπεδο επιτελεστικότητας PL (Performance Level). PL1 θεωρείται το σημείο της πρώτης βλάβης, ενώ PL2 το σημείο της πρώτης τοπικής μέγιστης τιμής της τέμνουσας βάσης V. Κριτήριο για την επίτευξη του PL3 ήταν στην καθολική συμπεριφορά μείωση 20% της μέγιστης λαμβανόμενης αντοχής σε διάτμηση ή αστοχία 2 στοιχείων της κατασκευής. Τέλος το επίπεδο PL4 ορίζεται το σημείο όπου στην καθολική συμπεριφορά έχουμε μείωση κατά 40% της τέμνουσας βάσης.

Για την υφιστάμενη κατάσταση ($E=230\text{MPa}$) όπως φαίνεται στα Σχήματα 5.75-5.82 η επίτευξη του DL1 συμβαίνει για χαμηλή αντοχή και μετακίνηση καθώς πολύ νωρίς διαρρέει το πρώτο στοιχείο της κατασκευής (σε όλες τις περιπτώσεις κάποιο ανώφλι). Επιπλέον για την υφιστάμενη κατάσταση ορίζονται ξεκάθαρα σχεδόν στις περισσότερες περιπτώσεις οι τέσσερις στάθμες βλάβης, κάτι το οποίο δε συμβαίνει στα άλλα 3 μοντέλα ανάλυσης ($E=1750, 2600, 3200\text{MPa}$) καθώς η ανάλυση φθάνει στην οριακή κατάσταση αστοχίας και παράγεται η pushover πριν έχουμε μείωση της τέμνουσας βάσης κατά 40%. [βλ. Κεφάλαιο 5.1.2.3 για ορισμό της pushover ανάλυσης στο πρόγραμμα TREMURI]

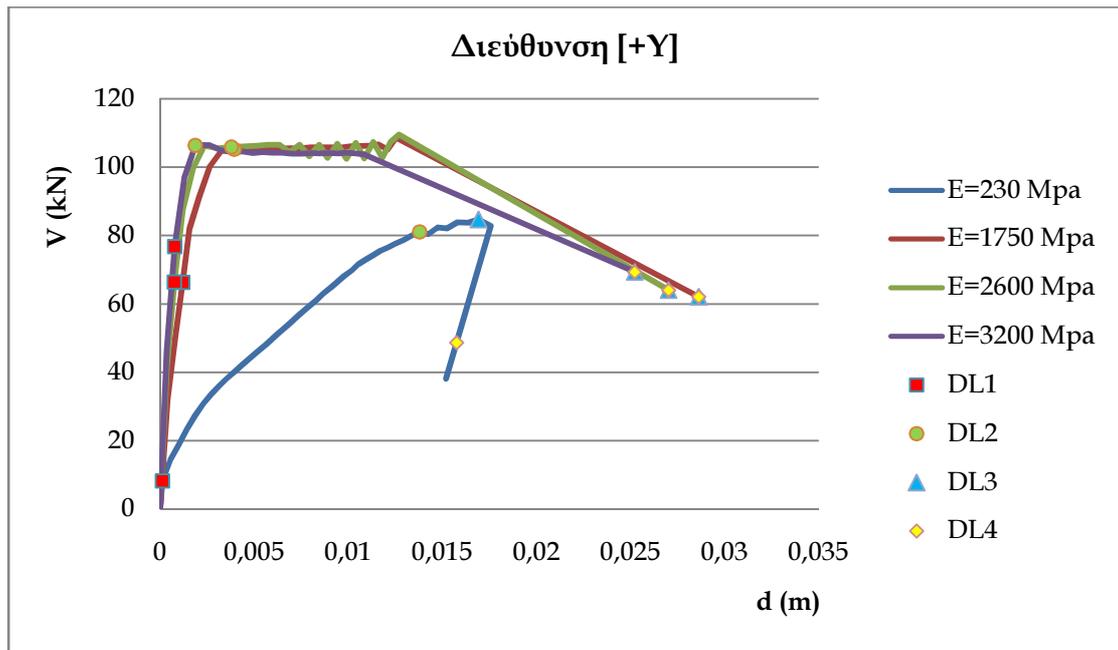
“Τριγωνική” κατανομή φόρτισης



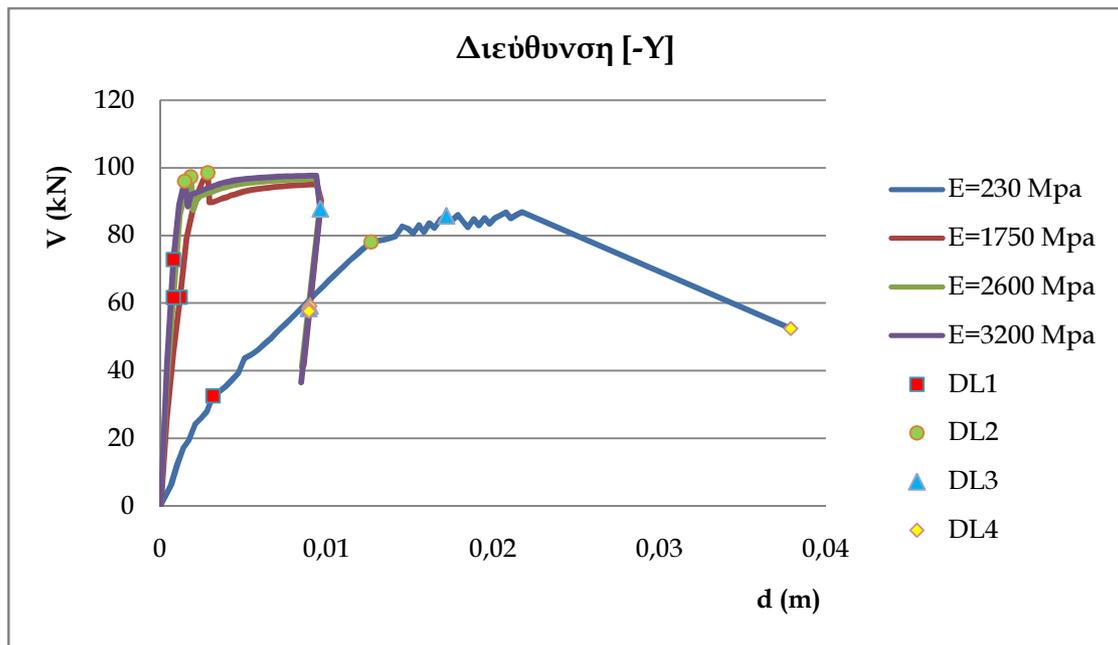
Σχήμα 5.39 Καμπύλες αντίστασης για τα τέσσερα μοντέλα στη διεύθυνση +X για "τριγωνική" κατανομή βάσει της 1ης ιδιομορφής



Σχήμα 5.77 Καμπύλες αντίστασης για τα τέσσερα μοντέλα στη διεύθυνση -X για "τριγωνική" κατανομή βάσει της 1ης ιδιομορφής

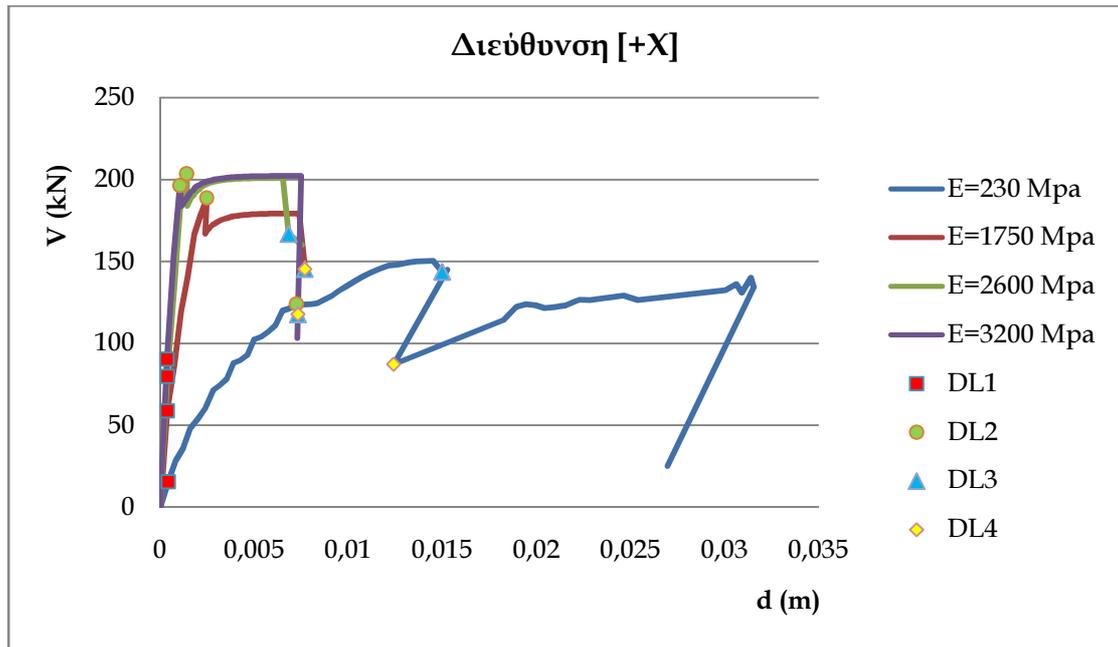


Σχήμα 5.78 Καμπύλες αντίστασης για τα τέσσερα μοντέλα στη διεύθυνση +Y για "τριγωνική" κατανομή βάσει της 1ης ιδιομορφής

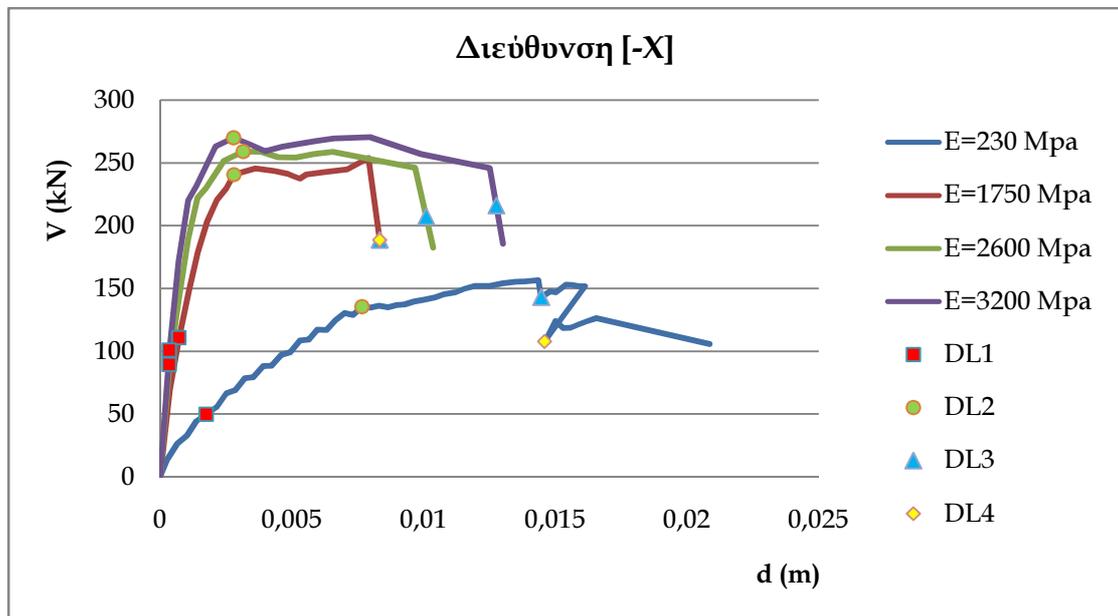


Σχήμα 5.79 Καμπύλες αντίστασης για τα τέσσερα μοντέλα στη διεύθυνση -Y για "τριγωνική" κατανομή βάσει της 1ης ιδιομορφής

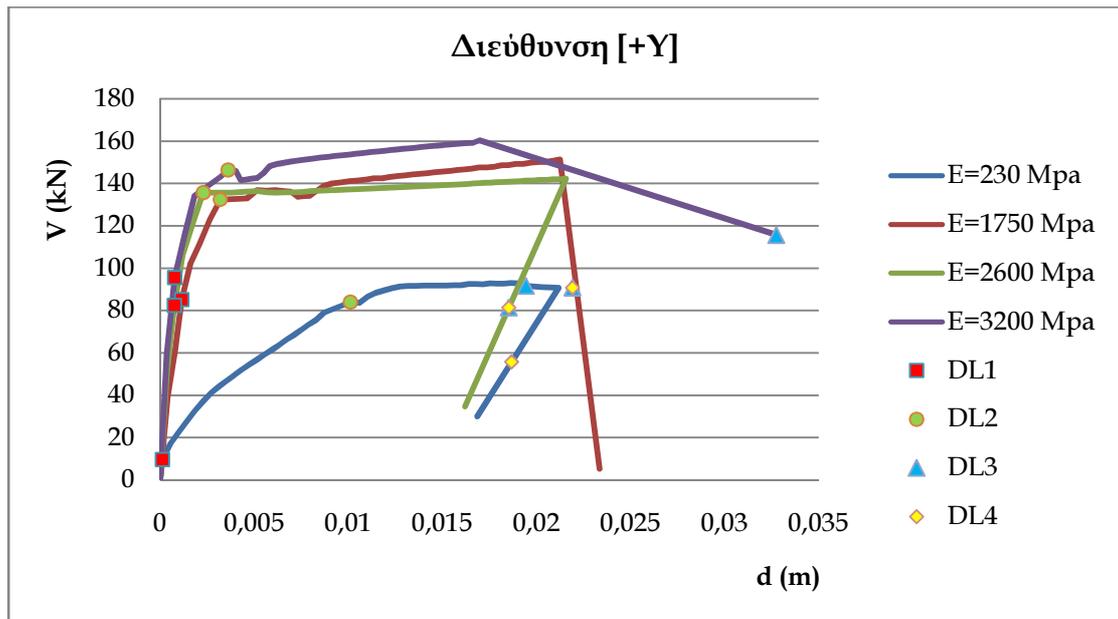
“Ομοιόμορφη” κατανομή φόρτισης



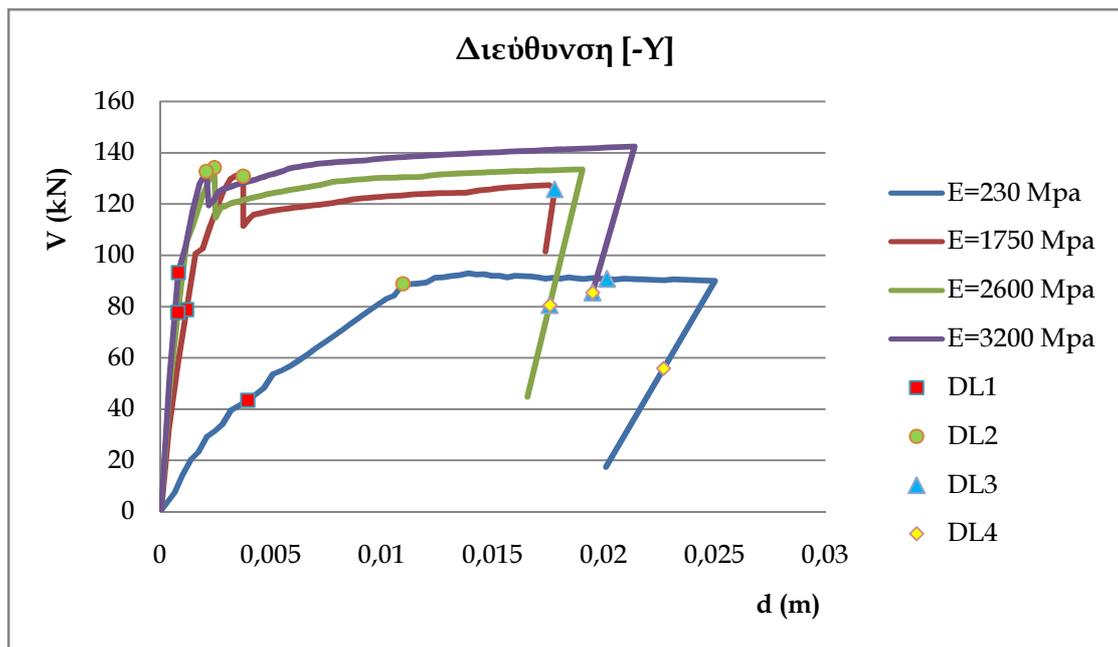
Σχήμα 5.40 Καμπύλες αντίστασης για τα τέσσερα μοντέλα στη διεύθυνση +X για "ομοιόμορφη" κατανομή βάσει της μάζας



Σχήμα 5.81 Καμπύλες αντίστασης για τα τέσσερα μοντέλα στη διεύθυνση -X για "ομοιόμορφη" κατανομή βάσει της μάζας



Σχήμα 5.82 Καμπύλες αντίστασης για τα τέσσερα μοντέλα στη διεύθυνση +Y για "ομοιόμορφη" κατανομή βάσει της μάζας



Σχήμα 5.83 Καμπύλες αντίστασης για τα τέσσερα μοντέλα στη διεύθυνση -Y για "ομοιόμορφη" κατανομή βάσει της μάζας

5.2.4 Έλεγχος της ασφάλειας

Από την απόκριση που προέκυψε από τις μη-γραμμικές στατικές αναλύσεις, αξιολογούμε τις τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους ($a_{g,PLi}$) για να δούμε αν το κτίριο αντέχει στα αναμενόμενα επίπεδα επιτελεσματικότητας, χρησιμοποιώντας τη διαδικασία που προτείνεται στη μεθοδολογία του PERPETUATE [Lagomarsino and Cattari 2014]. Η μεθοδολογία του PERPETUATE βασίζεται στη κλασική μέθοδο των φασμάτων απαίτησης [Freeman 1998; Fajfar 1999] και απαιτεί την αξιολόγηση της μέγιστης έντασης IM (Intensity Measure) συμβατή με κάθε επίπεδο επιτελεσματικότητας PL (Performance Level). Για το σκοπό αυτό, αρκεί μια δεδομένη τιμή IM για να οριστεί η περίοδος T και η απόσβεση που συνδέεται με κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας PL, όπως δίνεται από την καμπύλη ικανότητας. Οι τιμές της περιόδου υπολογίζονται άμεσα για κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας PL από την αντίστοιχη μετακίνηση και τη τέμνουσα βάσης πάνω στην καμπύλη αντίστασης [Lagomarsino, et al, 2014].

Για το λόγο αυτό είναι αναγκαίος ο υπολογισμός της ισοδύναμης απόσβεσης ξ_{eq} ως το άθροισμα της ιξώδους απόσβεσης (εδώ θεωρήθηκε 5%) και της υστερητικής. Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης χρησιμοποιήθηκε η βιβλιογραφική σχέση [Lagomarsino et al., 2010] για κατασκευές από τοιχοποιία που σχετίζει της τιμή της απόσβεσης με 4 επίπεδα βλάβης DLi

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hys}$$

$$\xi_{eq} = 5 + 20 \cdot \left(1 - \frac{1}{\mu}\right), \quad \mu = \frac{d_{PLi}}{d_{PL1}} > 1$$

Για τον υπολογισμό της ελαστικής απόκρισης του φάσματος $S_{a,e}$ χρησιμοποιήθηκε το φάσμα του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, και μειώθηκε με τον συντελεστή απόσβεσης η όπως προτείνεται στον κανονισμό:

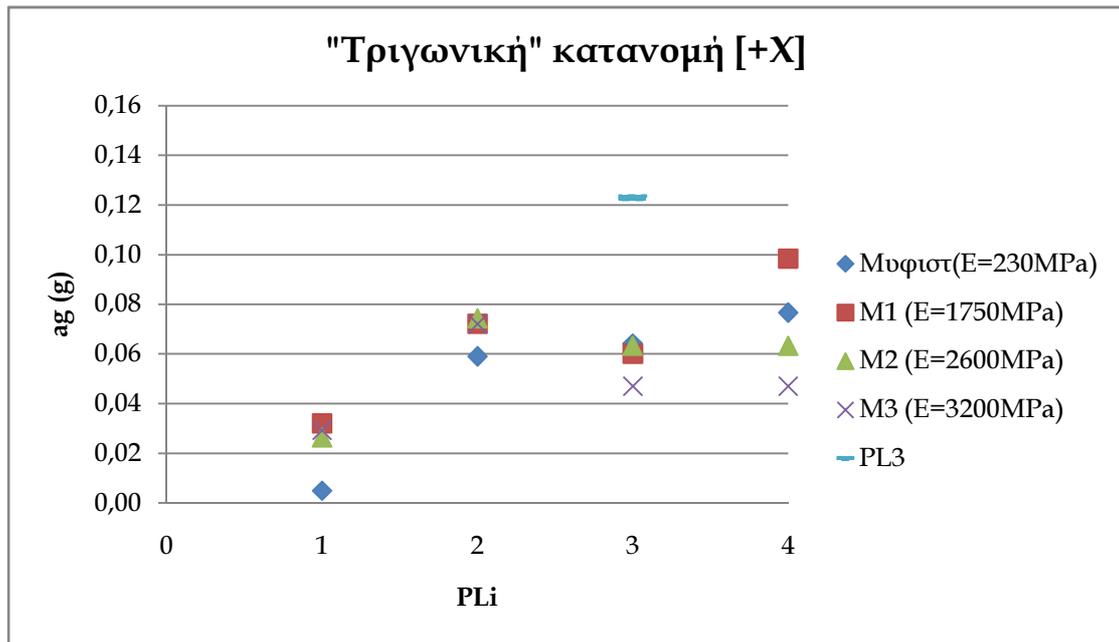
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{eq}}}$$

$$S_{a,e} = \begin{cases} PGA \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5 \cdot \eta - 1)\right], & \text{if } T \leq T_B \\ PGA \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5, & \text{if } T_B \leq T \leq T_C \\ PGA \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left(\frac{T_C}{T}\right), & \text{if } T \geq T_C \end{cases}$$

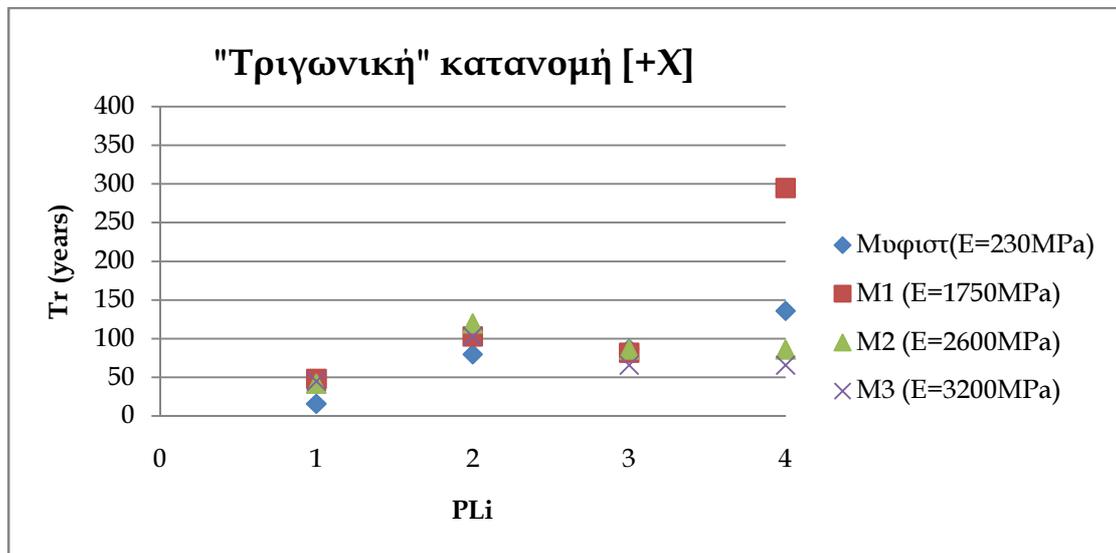
Στα σχήματα που ακολουθούν (βλ. Σχήματα 5.83, 5.85, 5.87, 5.89, 5.91, 5.93, 5.95 και 5.97) δίνονται οι τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{g,max}$ που αντιστοιχεί σε κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας (PLi) για τις τέσσερις διευθύνσεις ($\pm X$, $\pm Y$) και για τα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης. Είναι ξεκάθαρο πως το κτίριο δε μπορεί να αντέξει το στοχευόμενο επίπεδο επιτελεστικότητας PL3.

Ακριβώς κάτω από τα προαναφερθέντα σχήματα (βλ. Σχήματα 5.84, 5.86, 5.88, 5.90, 5.92, 5.94, 5.96 και 5.98) δίνονται τα αποτελέσματα για όλα τα επίπεδα επιτελεστικότητας σε όρους περιόδων επαναφοράς (T_r) όπου μπορούμε να διακρίνουμε τις μικρές περιόδου επαναφοράς ειδικά στο υφιστάμενο κτίριο.

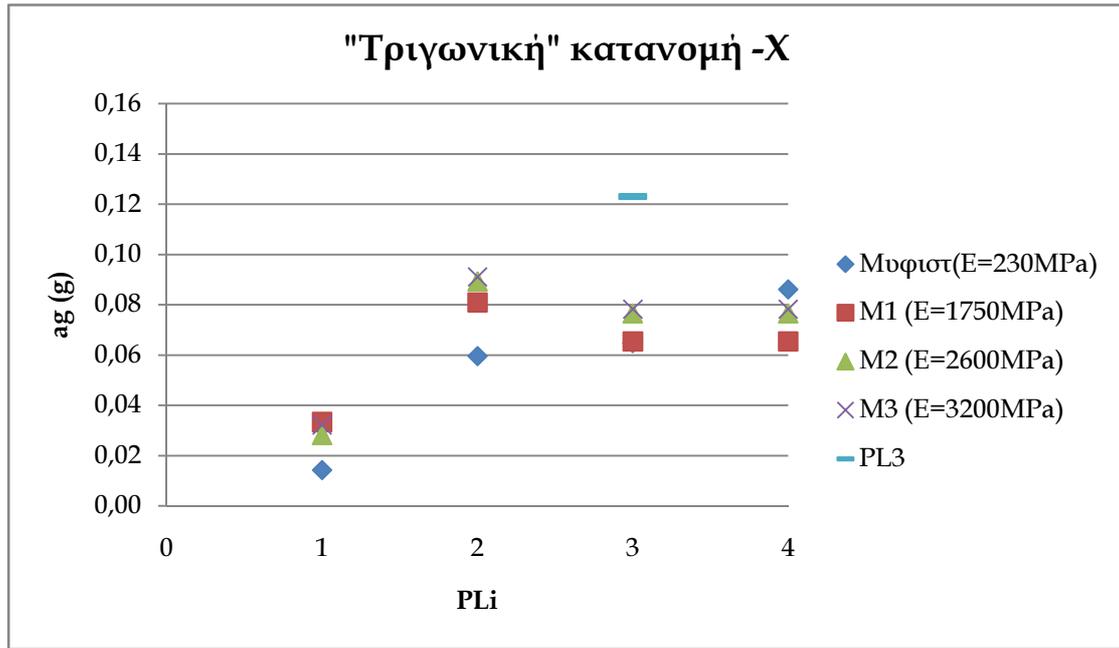
Τέλος στους πίνακες δίνονται συγκεντρωτικά οι τιμές των σχημάτων, δηλαδή οι τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{g,max}$ που αντιστοιχεί σε κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας (PLi) για κάθε διεύθυνση, η περίοδος (T_i) που αυτή συμβαίνει (όπως προκύπτει από τις καμπύλες αντίστασης) και η περίοδος επαναφοράς σε χρόνια (T_r).



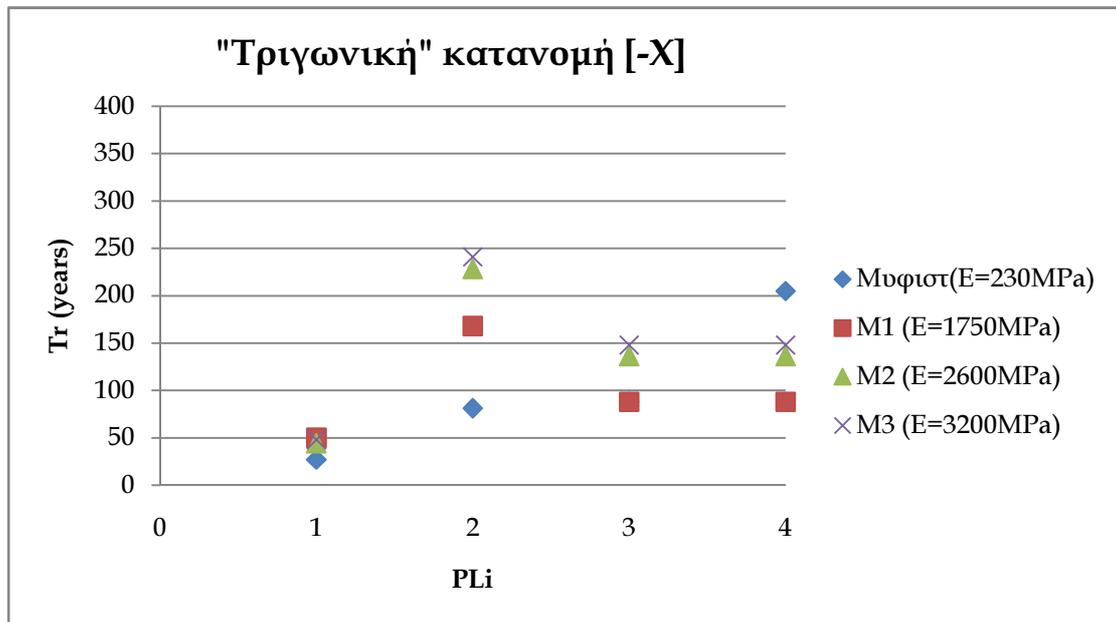
Σχήμα 5.84 Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "τριγωνική" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση +X



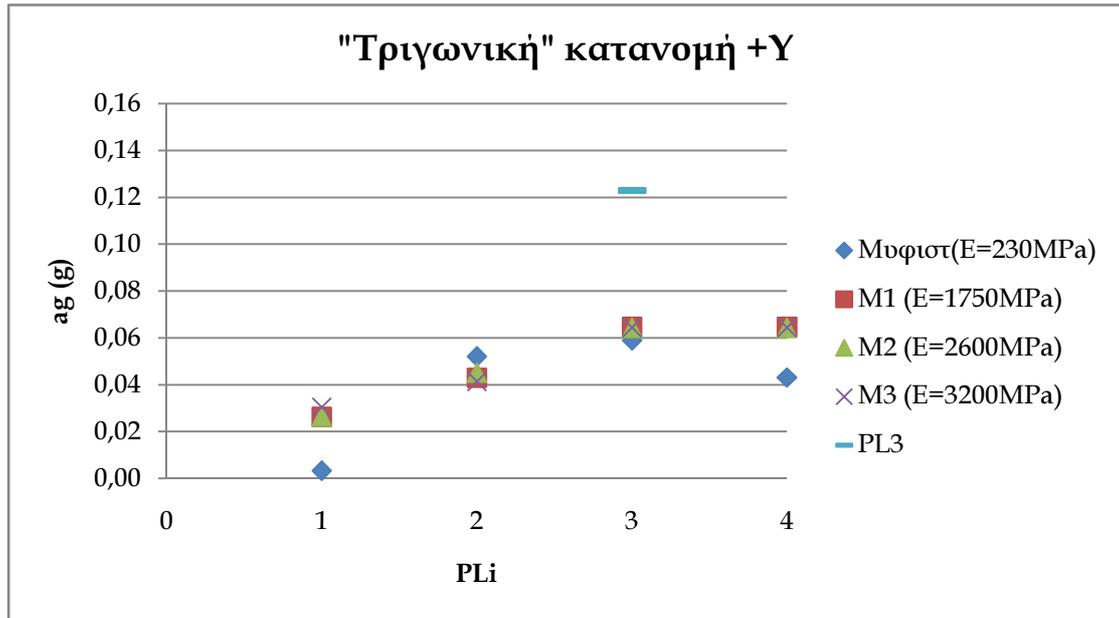
Σχήμα 5.85 Περίοδοι επαναφοράς για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "τριγωνική" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση +X



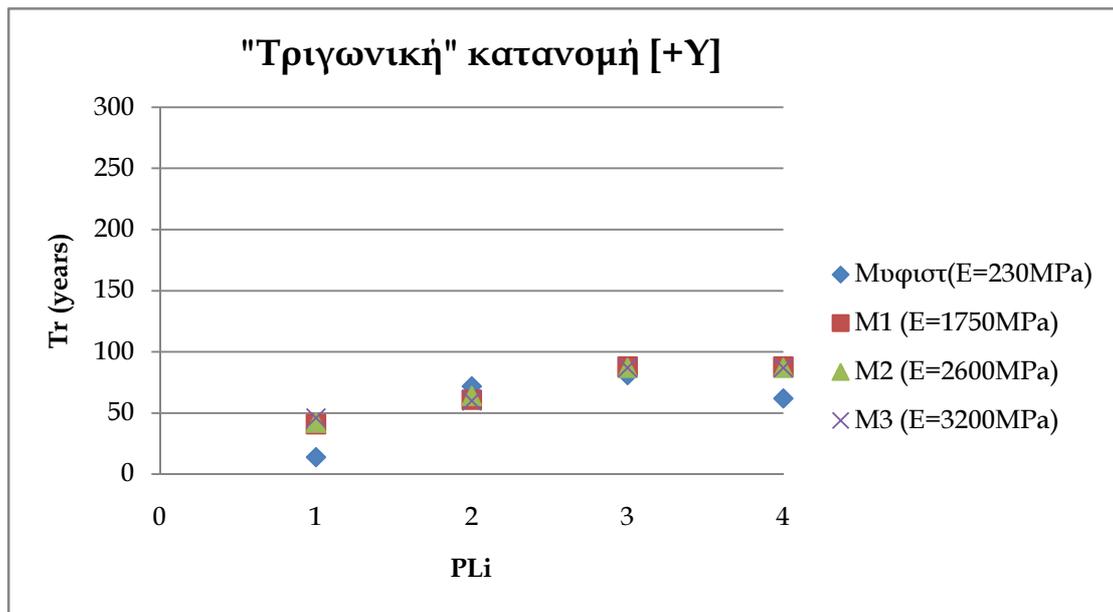
Σχήμα 5.86 Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "τριγωνική" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση -X



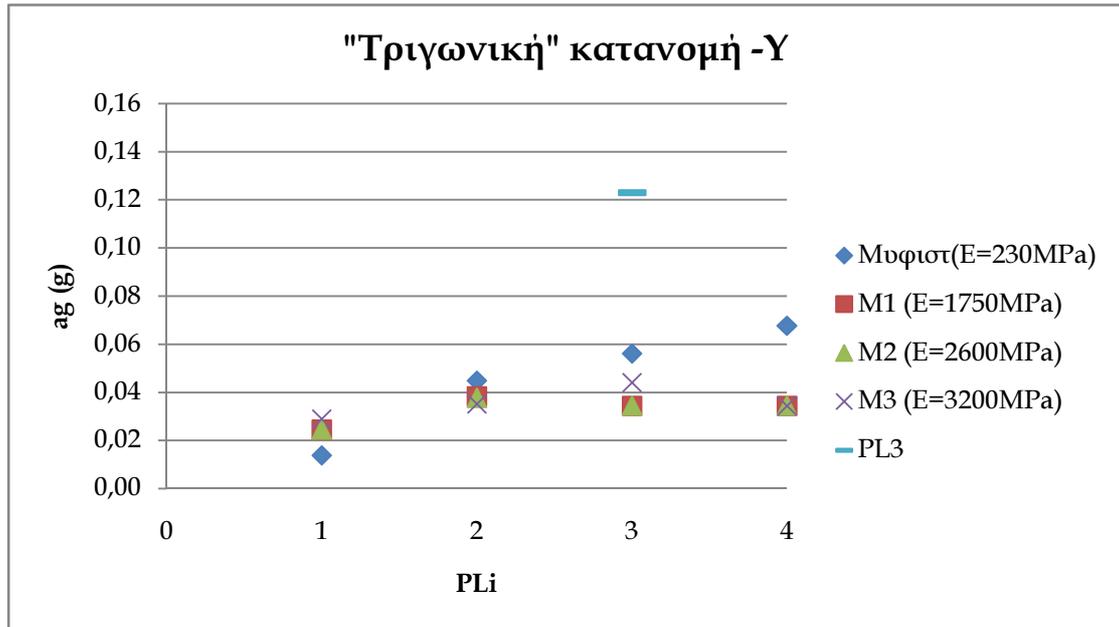
Σχήμα 5.87 Περίοδοι επαναφοράς για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "τριγωνική" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση -X



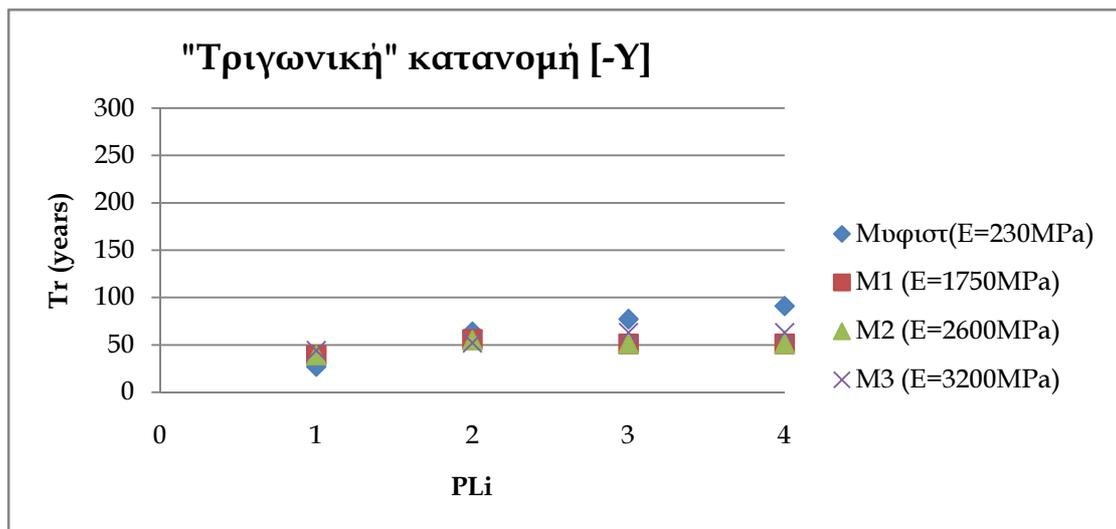
Σχήμα 5.88 Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "τριγωνική" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση +Υ



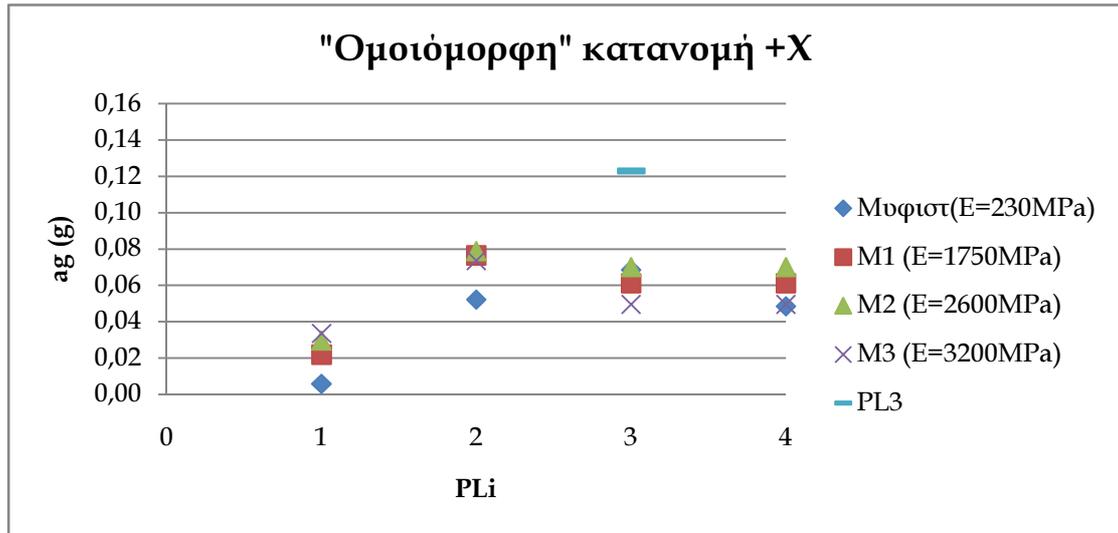
Σχήμα 5.89 Περίοδοι επαναφοράς για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "τριγωνική" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση +Υ



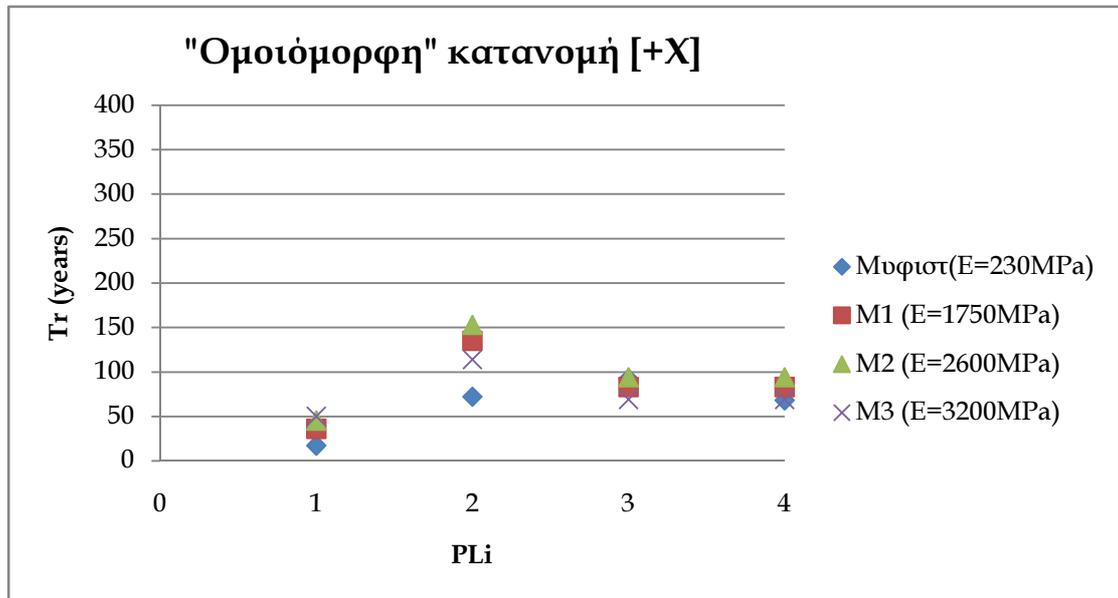
Σχήμα 5.90 Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "τριγωνική" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση -Υ



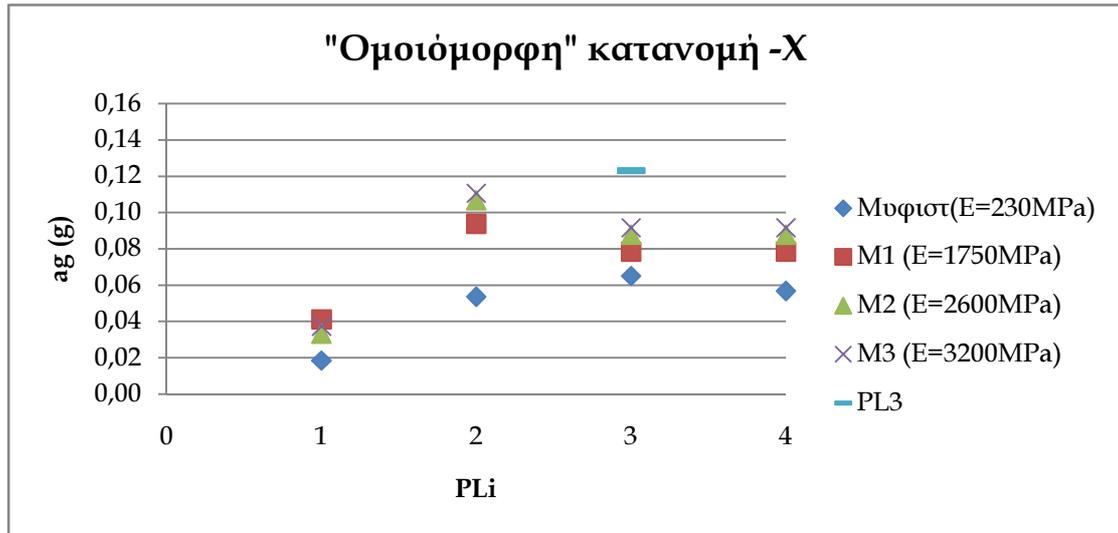
Σχήμα 5.91 Περίοδοι επαναφοράς για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "τριγωνική" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση -Υ



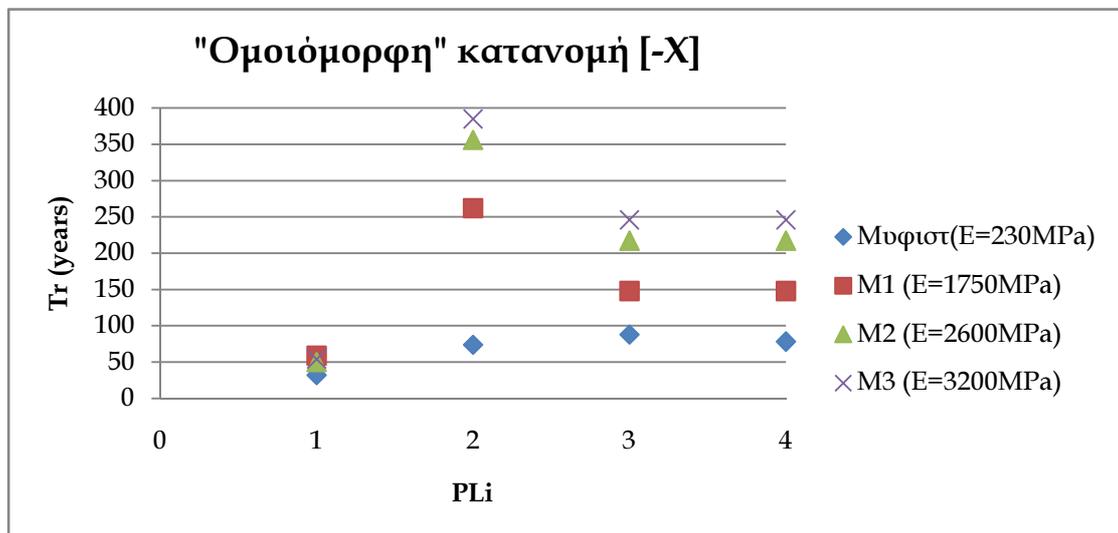
Σχήμα 5.92 Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "ομοιόμορφη" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση +X



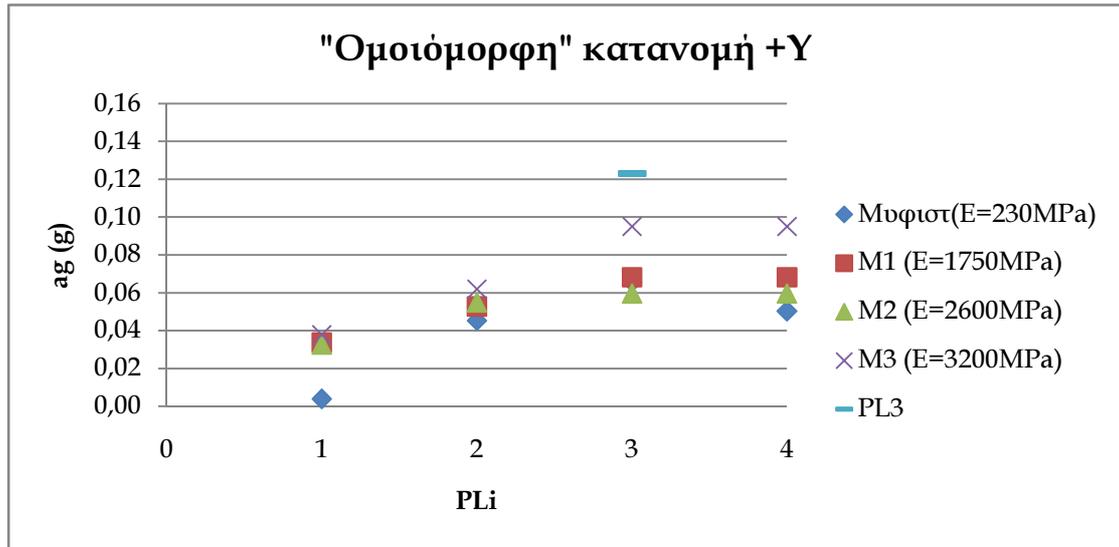
Σχήμα 5.93 Περίοδοι επαναφοράς για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "ομοιόμορφη" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση +X



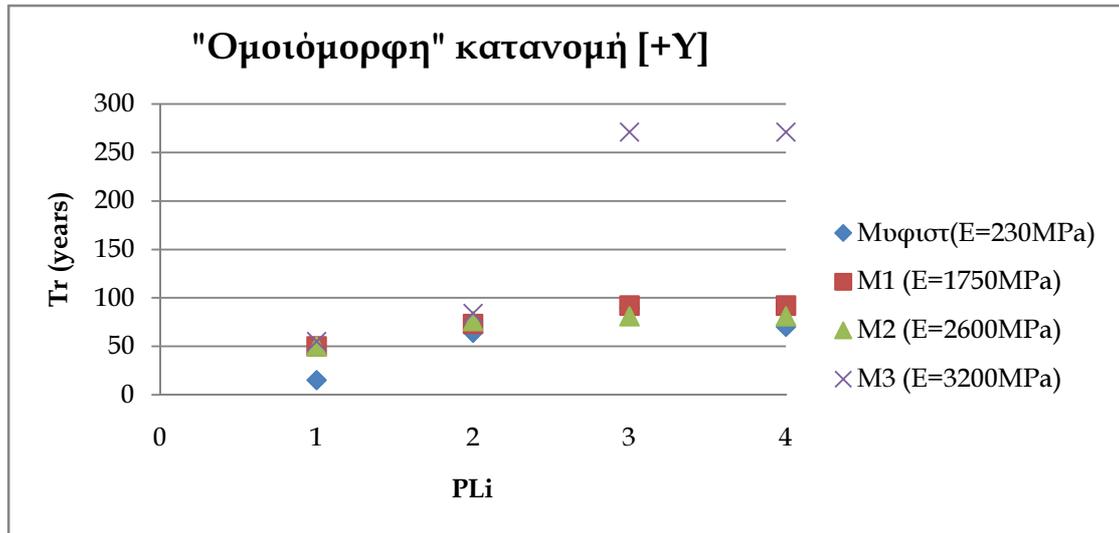
Σχήμα 5.94 Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "ομοιόμορφη" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση -X



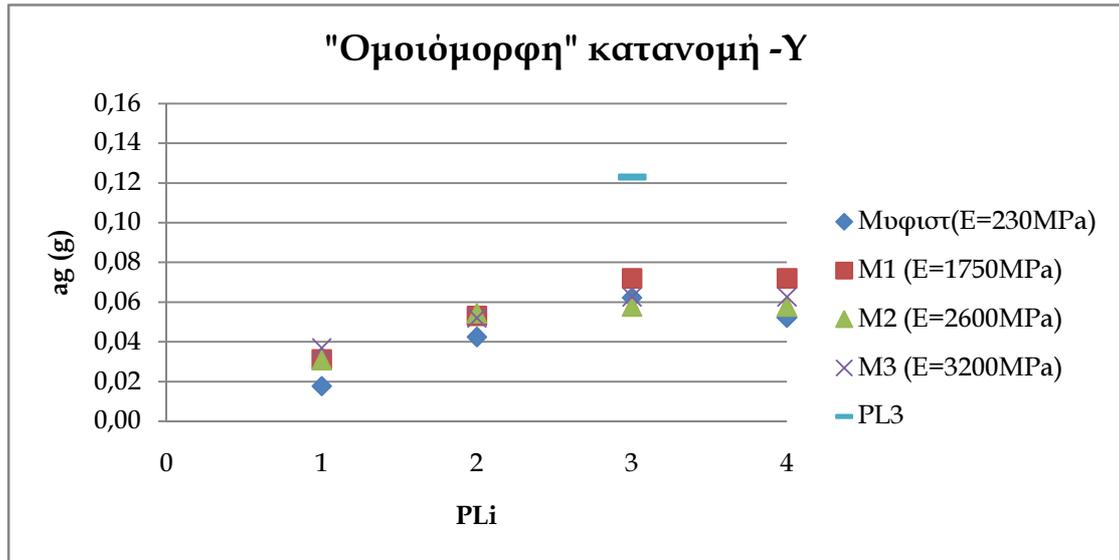
Σχήμα 5.95 Περίοδοι επαναφοράς για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "ομοιόμορφη" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση -X



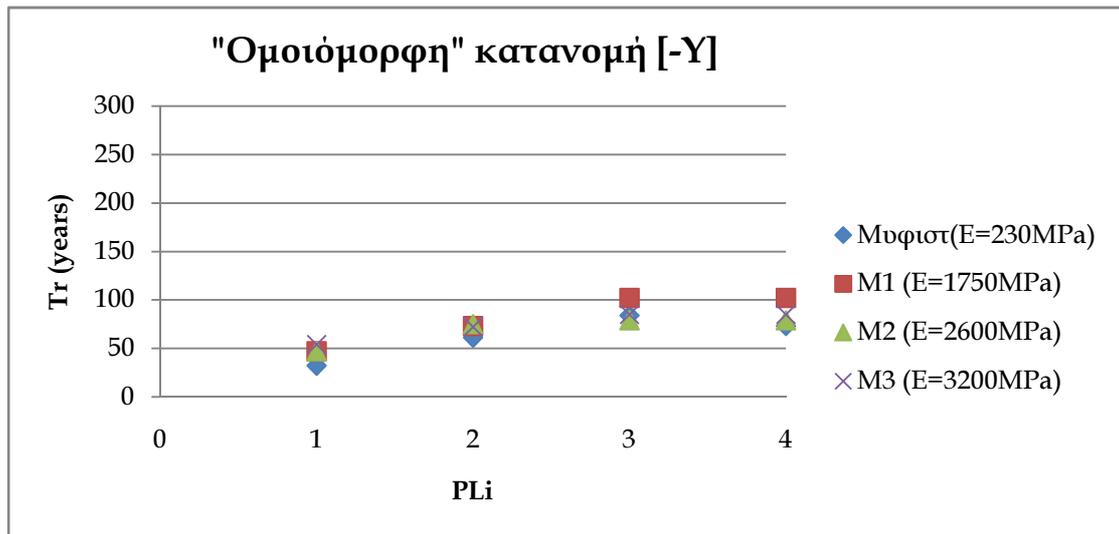
Σχήμα 5.96 Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "ομοιόμορφη" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση +Y



Σχήμα 5.97 Περίοδοι επαναφοράς για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "ομοιόμορφη" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση +Y



Σχήμα 5.98 Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "ομοιόμορφη" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση -Υ



Σχήμα 5.99 Περίοδοι επαναφοράς για τα επίπεδα επιτελεστικότητας στα τέσσερα μοντέλα ανάλυσης για "ομοιόμορφη" κατανομή φόρτισης, διεύθυνση -Υ

Πίνακας 5.10 Αποτελέσματα ανάλυσης για το μοντέλο ανάλυσης του υφιστάμενου κτιρίου

Μυφιστ (E=230MPa)			DL1	DL2	DL3	DL4	
S.E.M.	T ₃ [sec]	"Τριγωνική +X"	0.390	0.599	0.701	1.234	
		"Τριγωνική -X"	0.399	0.611	0.695	1.252	
		"Τριγωνική +Y"	0.251	0.841	0.911	1.161	
		"Τριγωνική -Y"	0.636	0.822	0.913	1.732	
	a _{maxi} [m/s ²]	"Τριγωνική +X"	0.005	0.059	0.064	0.077	
		"Τριγωνική -X"	0.014	0.060	0.065	0.086	
		"Τριγωνική +Y"	0.003	0.052	0.059	0.043	
		"Τριγωνική -Y"	0.014	0.045	0.056	0.068	
	T _{Rmaxi} [years]	"Τριγωνική +X"	16	80	87	136	
		"Τριγωνική -X"	27	81	88	205	
		"Τριγωνική +Y"	14	72	81	62	
		"Τριγωνική -Y"	27	64	77	91	
				DL1	DL2	DL3	DL4
	S.E.M.	T _i [sec]	"Ομοιόμορφη +X"	0.348	0.504	0.673	0.786
			"Ομοιόμορφη -X"	0.391	0.496	0.663	0.767
			"Ομοιόμορφη +Y"	0.231	0.708	0.939	1.180
"Ομοιόμορφη -Y"			0.615	0.716	0.961	1.300	
a _{maxi} [m/s ²]		"Ομοιόμορφη +X"	0.006	0.052	0.068	0.048	
		"Ομοιόμορφη -X"	0.018	0.054	0.065	0.057	
		"Ομοιόμορφη +Y"	0.004	0.045	0.066	0.050	
		"Ομοιόμορφη -Y"	0.018	0.042	0.062	0.052	
T _{Rmaxi} [years]		"Ομοιόμορφη +X"	17	72	92	68	
		"Ομοιόμορφη -X"	32	74	88	78	
		"Ομοιόμορφη +Y"	15	64	89	70	
		"Ομοιόμορφη -Y"	32	61	84	73	

Πίνακας 5.11 Αποτελέσματα ανάλυσης για το μοντέλο ανάλυσης E=1750 MPa

M1 (E=1750MPa)			DL1	DL2	DL3	DL4	
S.E.M.	T ₃ [sec]	"Τριγωνική +X"	0.194	0.239	0.480	0.958	
		"Τριγωνική -X"	0.186	0.256	0.617	0.617	
		"Τριγωνική +Y"	0.275	0.396	1.387	1.387	
		"Τριγωνική -Y"	0.285	0.349	0.797	0.797	
	a _{maxi} [m/s ²]	"Τριγωνική +X"	0.032	0.072	0.060	0.098	
		"Τριγωνική -X"	0.033	0.081	0.065	0.065	
		"Τριγωνική +Y"	0.026	0.043	0.065	0.065	
		"Τριγωνική -Y"	0.024	0.038	0.034	0.034	
	T _{Rmaxi} [years]	"Τριγωνική +X"	48	103	82	295	
		"Τριγωνική -X"	50	168	88	88	
		"Τριγωνική +Y"	41	61	88	88	
		"Τριγωνική -Y"	39	56	51	51	
				DL1	DL2	DL3	DL4
	S.E.M.	T ₃ [sec]	"Ομοιόμορφη +X"	0.168	0.239	0.480	0.480
			"Ομοιόμορφη -X"	0.168	0.225	0.439	0.439
			"Ομοιόμορφη +Y"	0.237	0.318	1.003	1.003
"Ομοιόμορφη -Y"			0.252	0.346	0.768	0.768	
a _{maxi} [m/s ²]		"Ομοιόμορφη +X"	0.022	0.077	0.061	0.061	
		"Ομοιόμορφη -X"	0.041	0.094	0.078	0.078	
		"Ομοιόμορφη +Y"	0.034	0.053	0.068	0.068	
		"Ομοιόμορφη -Y"	0.031	0.053	0.072	0.072	
T _{Rmaxi} [years]		"Ομοιόμορφη +X"	36	135	83	83	
		"Ομοιόμορφη -X"	59	262	148	148	
		"Ομοιόμορφη +Y"	50	73	92	92	
		"Ομοιόμορφη -Y"	47	73	102	102	

Πίνακας 512 Αποτελέσματα ανάλυσης για το μοντέλο ανάλυσης E=2600 MPa

M2 (E=2600MPa)			DL1	DL2	DL3	DL4
S.E.M.	T ₃ [sec]	"Τριγωνική +X"	0.153	0.201	0.453	0.453
		"Τριγωνική -X"	0.142	0.235	0.513	0.513
		"Τριγωνική +Y"	0.217	0.387	1.327	1.327
		"Τριγωνική -Y"	0.233	0.282	0.798	0.798
	a _{maxi} [m/s ²]	"Τριγωνική +X"	0.026	0.074	0.063	0.063
		"Τριγωνική -X"	0.028	0.089	0.077	0.077
		"Τριγωνική +Y"	0.026	0.045	0.064	0.064
		"Τριγωνική -Y"	0.024	0.038	0.034	0.034
	T _{Rmaxi} [years]	"Τριγωνική +X"	42	120	86	86
		"Τριγωνική -X"	44	228	136	136
		"Τριγωνική +Y"	42	64	87	87
		"Τριγωνική -Y"	39	55	51	51
			DL1	DL2	DL3	DL4
S.E.M.	T ₃ [sec]	"Ομοιόμορφη +X"	0.145	0.174	0.423	0.423
		"Ομοιόμορφη -X"	0.131	0.230	0.461	0.461
		"Ομοιόμορφη +Y"	0.195	0.266	0.975	0.975
		"Ομοιόμορφη -Y"	0.207	0.276	0.954	0.954
	a _{maxi} [m/s ²]	"Ομοιόμορφη +X"	0.030	0.079	0.070	0.070
		"Ομοιόμορφη -X"	0.033	0.107	0.088	0.088
		"Ομοιόμορφη +Y"	0.033	0.055	0.060	0.060
		"Ομοιόμορφη -Y"	0.031	0.054	0.058	0.058
	T _{Rmaxi} [years]	"Ομοιόμορφη +X"	45	153	94	94
		"Ομοιόμορφη -X"	50	356	217	217
		"Ομοιόμορφη +Y"	50	76	81	81
		"Ομοιόμορφη -Y"	47	75	79	79

Πίνακας 5.13 Αποτελέσματα ανάλυσης για το μοντέλο ανάλυσης E=3200 MPa

M3 (E=3200MPa)			DL1	DL2	DL3	DL4	
S.E.M.	T ₃ [sec]	"Τριγωνική +X"	0.145	0.181	0.542	0.542	
		"Τριγωνική -X"	0.133	0.228	0.528	0.528	
		"Τριγωνική +Y"	0.205	0.271	1.232	1.232	
		"Τριγωνική -Y"	0.214	0.253	0.676	0.805	
	a _{maxi} [m/s ²]	"Τριγωνική +X"	0.029	0.072	0.047	0.047	
		"Τριγωνική -X"	0.032	0.091	0.078	0.078	
		"Τριγωνική +Y"	0.030	0.041	0.064	0.064	
		"Τριγωνική -Y"	0.029	0.035	0.044	0.034	
	T _{Rmaxi} [years]	"Τριγωνική +X"	45	103	66	66	
		"Τριγωνική -X"	48	241	148	148	
		"Τριγωνική +Y"	46	60	87	87	
		"Τριγωνική -Y"	44	52	63	63	
				DL1	DL2	DL3	DL4
	S.E.M.	T _i [sec]	"Ομοιόμορφη +X"	0.133	0.153	0.521	0.521
			"Ομοιόμορφη -X"	0.123	0.212	0.507	0.507
			"Ομοιόμορφη +Y"	0.184	0.321	1.087	1.087
"Ομοιόμορφη -Y"			0.192	0.255	0.976	0.976	
a _{maxi} [m/s ²]		"Ομοιόμορφη +X"	0.034	0.074	0.050	0.050	
		"Ομοιόμορφη -X"	0.037	0.111	0.092	0.092	
		"Ομοιόμορφη +Y"	0.038	0.062	0.095	0.095	
		"Ομοιόμορφη -Y"	0.037	0.052	0.063	0.063	
T _{Rmaxi} [years]		"Ομοιόμορφη +X"	50	114	69	69	
		"Ομοιόμορφη -X"	54	385	246	246	
		"Ομοιόμορφη +Y"	55	84	271	271	
		"Ομοιόμορφη -Y"	54	72	85	85	

Σχόλια - Συμπεράσματα

Από τα Σχήματα 5.83-5.98 είναι σαφές πως το κτίριο χρειάζεται αρκετές ενισχύσεις. Για τριγωνική κατανομή φόρτισης οι τιμές του $a_{g,max}$ κυμαίνονται από 0.055-0.066g με πολύ μικρές περιόδους επαναφοράς από 77-88 χρόνια. Ενώ για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης οι τιμές του $a_{g,max}$ κυμαίνονται από 0.061-0.070g με πολύ μικρές περιόδους επαναφοράς από 84-92 χρόνια. Καθώς πρόκειται για πειραματικό μοντέλο με στόχο να καταγραφεί η συμπεριφορά του σε σεισμική τράπεζα και να επέλθει νωρίς η αστοχία του οι μικρές τιμές θεωρούνται αποδεκτές.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο

Θεώρηση Αλληλεπιδρώντος Συστήματος

6 Θεώρηση Αλληλεπιδρώντος Συστήματος

6.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής, η συμπεριφορά δηλαδή της κατασκευής που εδράζεται πάνω στο έδαφος θεμελίωσης. Στην παρούσα εργασία το έδαφος θεμελίωσης λαμβάνεται με τη μέθοδο αποσύζευξης, στην οποία το σύστημα εδάφους θεμελίωσης περιγράφεται μέσω ελατηριακών σταθερών που εισάγονται στις συνθήκες στήριξης του φορέα.

Στην εργασία των Ptilakis and Karatzetzou, 2015 προτείνεται μία μεθοδολογία υπολογισμού συντελεστών μείωσης της δυσκαμψίας της θεμελίωσης των μνημειακών κατασκευών. Ο υπολογισμός των ελατηριακών σταθερών για την περίπτωση των εύκαμπτων θεμελίων γίνεται μέσω ενός συντελεστή αναγωγής των δύσκαμπτων θεμελίων σε εύκαμπα. Οι προτεινόμενες μειωμένες τιμές δυσκαμψίας αντιπροσωπεύουν τα γραμμικά ελαστικά ελατήρια για τη προσομοίωση της στήριξης της θεμελίωσης.

Σύμφωνα με τον Gazetas (1983) η κύρια παράμετρος που τροποποιεί την απόκριση του εύκαμπτου θεμελίου, σε σχέση με την περίπτωση του δύσκαμπτου θεμελίου, είναι η μείωση της στατικής δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης στην πρώτη περίπτωση. Για εύκαμπτες θεμελιώσεις, πολύπλοκες αναλυτικές λύσεις δείχνουν ότι για δονήσεις χαμηλής συχνότητας η μεταβολή της δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης δεν επηρεάζεται σημαντικά από την παραμορφωσιμότητα της θεμελίωσης. Επομένως, η τιμή της δυναμικής δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης μπορεί να προσεγγιστεί από τη στατική δυσκαμψία.

Η εργασία προτείνει την εκτίμηση της δυσκαμψίας του ενδόσιμου θεμελίου τοιχοποιίας μειώνοντας κατάλληλα την δυσκαμψία του αντίστοιχου δύσκαμπτου θεμελίου $K_{j, rigid}$, $j=h, v, r$ για την οριζόντια, την κάθετη και την λικνιστική συνιστώσα ταλάντωσης. Η μείωση εξαρτάται από τη σχετική δυσκαμψία εδάφους-κατασκευής E_w/E_s . Όταν η αδιάστατη συχνότητα α_0 είναι μικρότερη της μονάδας, η δυναμική δυσκαμψία του τμήματος της θεμελίωσης μπορεί να προσεγγιστεί από τη στατική δυσκαμψία. Το πλεονέκτημα αυτής της προσέγγισης είναι ότι υπάρχουν πολυάριθμες αποδεκτές αναλυτικές και αριθμητικές λύσεις για τον υπολογισμό της στατικής ακαμψίας K_{static} κυρίως για γραμμική (Gazetas 1991; Mylonakis et al. 2006) αλλά και ισοδύναμη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους (Ptilakis et al. 2013).

Προτεινόμενη μεθοδολογία

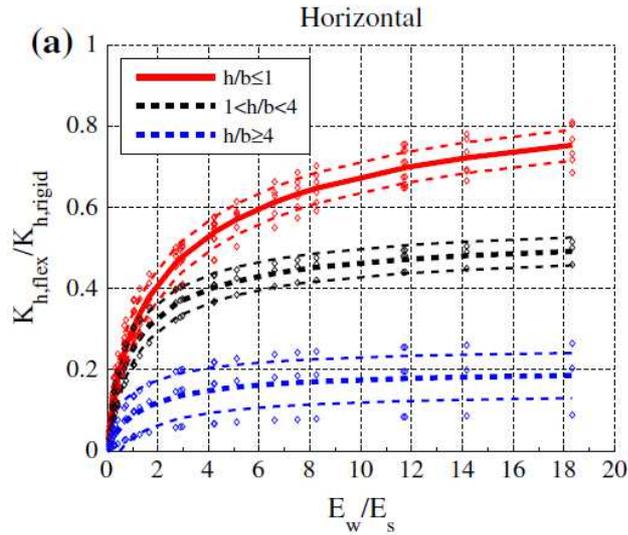
Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας των θεμελιώσεων γίνεται σε τέσσερα βήματα:

1. Υπολογίζεται η αδιάστατη συχνότητα α_0 για το σύστημα εδάφους θεμελίωσης

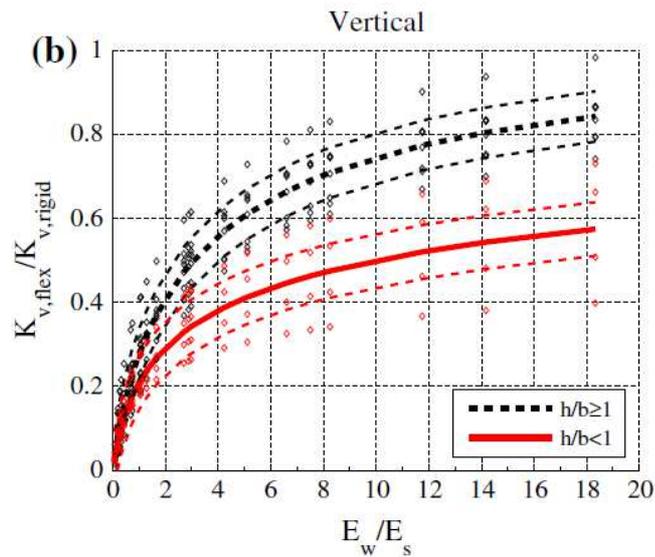
$$\alpha_0 = \frac{\omega \cdot B}{V_s}$$

2. Μετά τον υπολογισμό του α_0 και με την προϋπόθεση ότι δε ξεπερνά την μονάδα υπολογίζεται η “στατική” δυσκαμψία K_{static} του συστήματος εδάφους θεμελίωσης, μέσω αναλυτικών λύσεων που προτείνονται στην βιβλιογραφία αντιπροσωπεύοντας γραμμική (Gazetas 1991; Mylonakis et al. 2006) ή μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους (Pitilakis et al. 2013). Για πρακτικούς λόγους, το K_{static} υπολογίζεται για κάθε βαθμό ελευθερίας (μεταφορικό ή στροφικό)
3. Στη συνέχεια υπολογίζεται το αρχικό μέτρο ελαστικότητας $E_{w,int}$. Η αρχική τιμή μειώνεται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η γήρανση, οι καιρικές συνθήκες ή άλλες επιδράσεις. Μία μείωση της τάξης του 50% είναι λογική για τα περισσότερα μνημεία από τοιχοποιία. Το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους E_s υπολογίζεται μέσω τυπικών εξισώσεων [Bowles 2001]
4. Στο τέλος η μείωση της δυσκαμψίας της εύκαμπτης θεμελίωσης από τοιχοποιία μπορεί να υπολογιστεί από τα προτεινόμενα διαγράμματα [Pitilakis and Karatzezou 2014] σε σχέση με τη σχετική δυσκαμψία εδάφους-κατασκευής E_w/E_s , για την ενδιαφερόμενη μορφή ταλάντωσης.

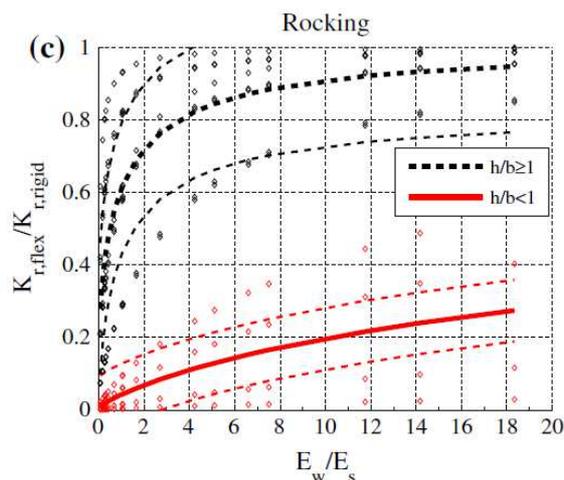
Η μείωση της δυσκαμψίας για εύκαμπτες θεμελιώσεις τοιχοποιίας υπολογίζεται ως ο λόγος της δυσκαμψίας του δύσκαμπτου θεμέλιου (K_{flex}/K_{rigid}), σε σχέση με τη σχετική δυσκαμψία κατασκευής-εδάφους (E_w/E_s). Η μείωση της δυσκαμψίας έχει υπολογιστεί για επιφανειακά και για εγκιβωτισμένα θεμέλια, για τη μεταφορική (οριζόντια και κάθετη) και για την λικνιστική κίνηση καθώς για διάφορες γεωμετρίες θεμελίων. Τα Σχήμα 6.41 Σχήμα 6. παρακάτω δείχνουν τη μείωση της δυσκαμψίας για επιφανειακές εύκαμπτες θεμελιώσεις σε οριζόντια, κάθετη και λικνιστική μορφή ταλάντωσης. Επιπλέον είναι σαφές πως η γεωμετρία των θεμελίων (λόγος h/b) είναι κρίσιμη για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας.



Σχήμα 6.41 Κανονικοποιημένες τιμές δυσκαμψίας για οριζόντια διέγερση θεμελίων ποικίλης γεωμετρίας, που εδράζονται σε ομογενές έδαφος για διάφορες τιμές σχετικής δυσκαμψίας θεμελίων και εδάφους (E_w/E_s) [Pitilakis and Karatzetzou 2014].



Σχήμα 6.2 Κανονικοποιημένες τιμές δυσκαμψίας για κατακόρυφη διέγερση θεμελίων ποικίλης γεωμετρίας, που εδράζονται σε ομογενές έδαφος για διάφορες τιμές σχετικής δυσκαμψίας θεμελίων και εδάφους (E_w/E_s) [Pitilakis and Karatzetzou 2014].



Σχήμα 6.3 Κανονικοποιημένες τιμές δυσκαμψίας για στρωτική διέγερση θεμελιών ποικίλης γεωμετρίας, που εδράζονται σε ομογενές έδαφος για διάφορες τιμές σχετικής δυσκαμψίας θεμελιών και εδάφους (E_w/E_s) [Pitilakis and Karatzetzou 2014].

6.2 Εφαρμογή στο κτίριο

Η παραπάνω μεθοδολογία εφαρμόστηκε στο κτίριο μας για την εκτίμηση της δυναμικής δυσκαμψίας της θεμελίωσης για διάφορα εδάφη έδρασης. Τα εδάφη που επιλέχθηκαν, η ταχύτητα διάδοσης και το μέτρο ελαστικότητας E_s δίνονται στον Πίνακα 6.1.

Πίνακας 6.1 Χαρακτηριστικά εδαφών που επιλέχθηκαν

Τύπος εδάφους	V_s (m/sec ²)	E_s (MPa)
Έδαφος B	400	853.33
Έδαφος C	300	500
Έδαφος D	150	120

Για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας E_s του εδάφους χρησιμοποιήθηκαν οι εξισώσεις 6.1, 6.2

$$G = V_s^2 \cdot \rho_s \quad (6.1)$$

$$E_s = 2 \cdot G_s \cdot (1 + \nu) \quad (6.2)$$

όπου,

G το μέτρο διάτμησης

ρ_s η πυκνότητα του εδάφους ($\rho_s = 2t/m^3$)

ν ο λόγος poisson ($\nu=0.333$)

Η βόρεια και νότια τοιχοποιία έχουν $L=7.26\text{m}$, $B=0.50$ ενώ η δυτική και η ανατολική $L=4.60$, $B=0.50\text{m}$. Η αδιάστατη συχνότητα για όλες τις τοιχοποιίες είναι $\alpha_0 = 0.79 < 1$ είναι μικρότερη της μονάδας, επομένως η δυναμική δυσκαμψία του τμήματος της θεμελίωσης μπορεί να προσεγγιστεί από τη στατική δυσκαμψία.

Το αρχικό μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας είναι $E_{w,init} = 230\text{MPa}$. Δε θα ληφθεί κάποια μείωση της τιμής του.

Εφαρμόζεται η μεθοδολογία όπως αναφέρεται στα παραπάνω και στους Πίνακες 6., Πίνακας 6. Πίνακας 6. που ακολουθούν δίνονται τα αποτελέσματα ανάλογα με το τύπο εδάφους.

▪ **Έδαφος Β ($V_s = 400 \text{ m/s}^2$)**

Πίνακας 6.2 Δυσκαμψία (σε MN/m) για τη δύσκαμπτη και εύκαμπτη περίπτωση

	Βόρεια/Νότια τοιχοποιία			Ανατολική/δυτική τοιχοποιία		
	Διαμήκης	Κάθετη	Κατακόρυφη	Διαμήκης	Κάθετη	Κατακόρυφη
Δύσκαμπτη	1786.32	2101.20	2255.53	2627.19	3146.35	3265.38
Εύκαμπτη	267.95	315.18	338.33	394.08	471.95	489.81

▪ **Έδαφος C ($V_s = 300 \text{ m/s}^2$)**

Πίνακας 6.3 Δυσκαμψία (σε MN/m) για τη δύσκαμπτη και εύκαμπτη περίπτωση

	Βόρεια/Νότια τοιχοποιία			Ανατολική/δυτική τοιχοποιία		
	Διαμήκης	Κάθετη	Κατακόρυφη	Διαμήκης	Κάθετη	Κατακόρυφη
Δύσκαμπτη	1004.80	1181.92	1268.74	1477.79	1769.82	1836.78
Εύκαμπτη	200.96	236.38	253.75	295.56	353.96	367.36

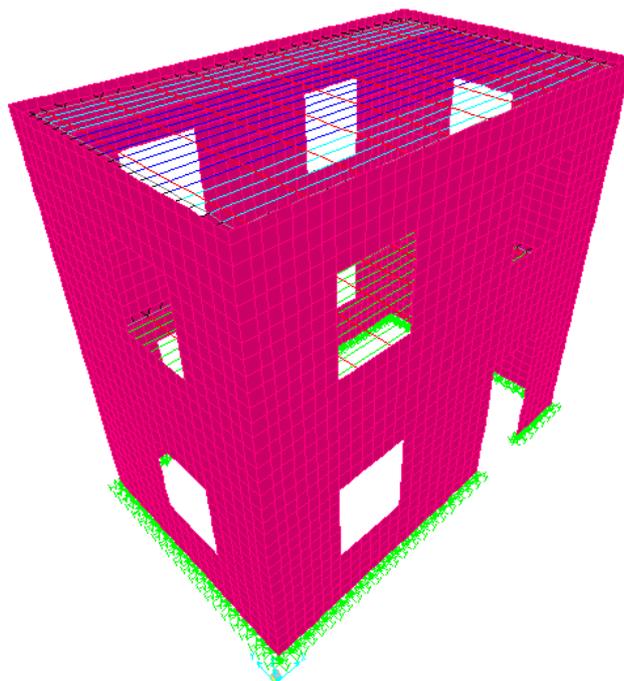
▪ **Έδαφος D ($V_s = 150 \text{ m/s}^2$)**

Πίνακας 6.4 Δυσκαμψία (σε MN/m) για τη δύσκαμπτη και εύκαμπτη περίπτωση

	Βόρεια/Νότια τοιχοποιία			Ανατολική/δυτική τοιχοποιία		
	Διαμήκης	Κάθετη	Κατακόρυφη	Διαμήκης	Κάθετη	Κατακόρυφη
Δύσκαμπτη	251.20	295.48	317.18	369.45	442.46	459.19
Εύκαμπτη	85.41	100.46	126.87	125.61	150.44	183.68

Προσομοίωση στο πρόγραμμα SAP2000

Η κατασκευή έχει προσομοιωθεί με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (shell elements). Ως συνθήκες στήριξης του φορέα λαμβάνονται τα δυναμικά ελατήρια τα οποία υπολογίστηκαν βάσει του εδάφους και του τύπου της θεμελίωσης της κατασκευής. Το σύστημα έχει τη μορφή που απεικονίζεται στο Σχήμα 6.4 που ακολουθεί:



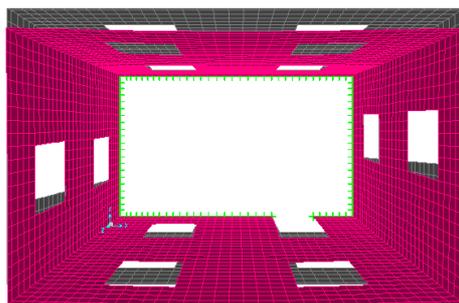
Σχήμα 6.4 Τρισδιάστατος φορέας με δυναμικά ελατήρια

Δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα

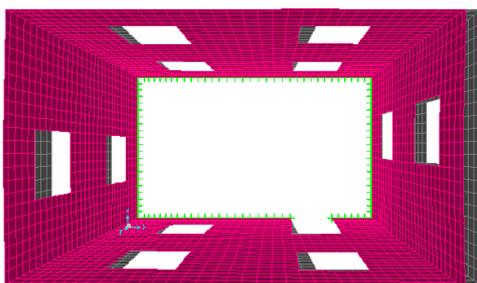
Δημιουργούνται συνολικά έξι μοντέλα με ελατηριακές σταθερές στη θεμελίωση και ένα με θεώρηση πλήρους πάκτωσης. Ανά δύο αναφέρονται σε διαφορετικό έδαφος θεμελίωσης και διαφέρει το καθένα ως προς τη δυσκαμψία. Οι σχέσεις υπολογισμού των δύσκαμπτων στατικών ελατηριακών σταθερών είναι οι σχέσεις βιβλιογραφίας του Mylonakis, 2006. Ο υπολογισμός των ελατηριακών σταθερών για την περίπτωση των εύκαμπτων θεμελίων γίνεται μέσω ενός συντελεστή αναγωγής των δύσκαμπτων θεμελίων σε εύκαμπα [Pitilakis, Karatzezou 2015].

Ακολουθούν τα ιδιομορφικά αποτελέσματα των αναλύσεων και εικόνες των ιδιομορφών για τα προαναφερθέντα μοντέλα.

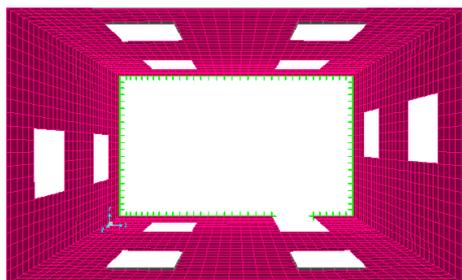
Πακτωμένος Φορέας



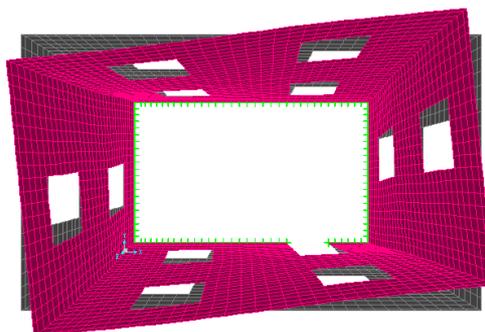
$T_1=0.402\text{sec}$



$T_2=0.313\text{sec}$



$T_3=0.242\text{sec}$



$T_4=0.212\text{sec}$

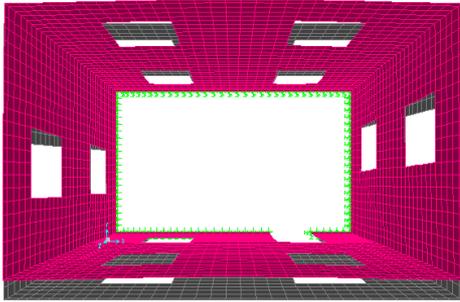
Σχήμα 6.5 Ιδιομορφές για το μοντέλο με θεώρηση πλήρους πάκτωσης

Πίνακας 6.5 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μάζας για το μοντέλο με θεώρηση πλήρους πάκτωσης

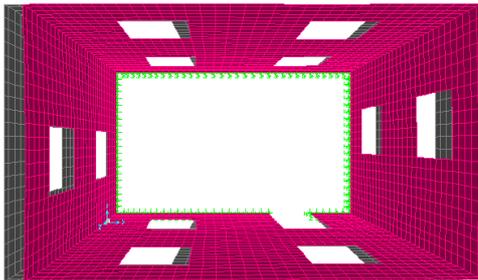
Mode	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]	Rx [%]	Ry [%]	Rz [%]
1	0.402	0.00	77.78	0.00	72.59	0.00	39.39
2	0.313	79.53	77.78	0.00	72.60	54.56	53.60
3	0.242	79.54	77.78	11.49	74.99	58.60	53.61
4	0.212	79.59	77.78	11.51	74.99	58.66	78.33
5	0.203	79.93	77.78	11.51	74.99	58.89	78.50
6	0.200	79.94	77.78	36.78	80.36	67.87	78.51
7	0.181	80.42	77.79	36.78	80.36	68.48	78.61
8	0.172	80.42	85.93	36.79	80.50	68.48	82.70
9	0.168	80.42	85.93	38.56	80.87	69.14	82.70

Έδαφος Β

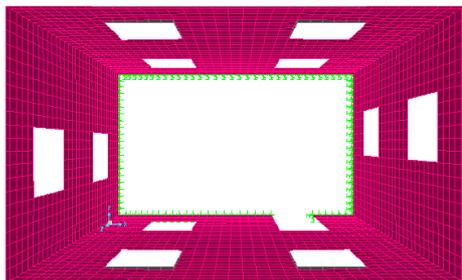
- Δύσκαμπτη Περίπτωση



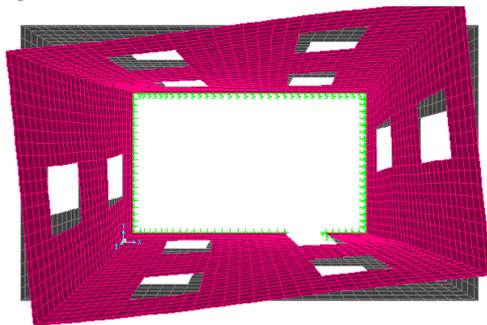
$T_1=0.408\text{sec}$



$T_2=0.318\text{sec}$

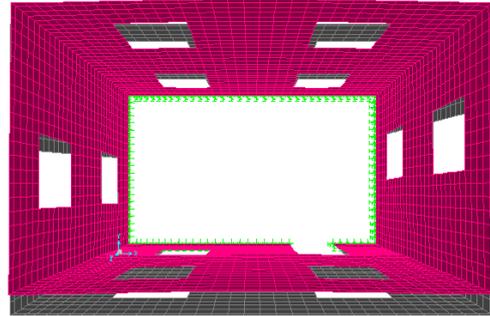


$T_3=0.242\text{sec}$

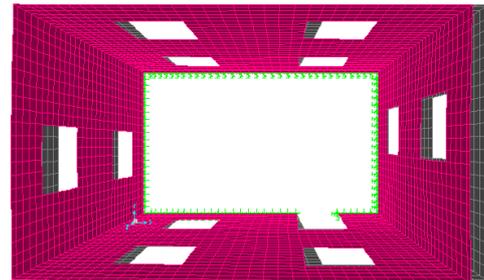


$T_4=0.215$

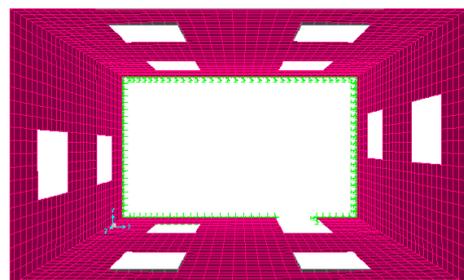
- Εύκαμπτη Περίπτωση



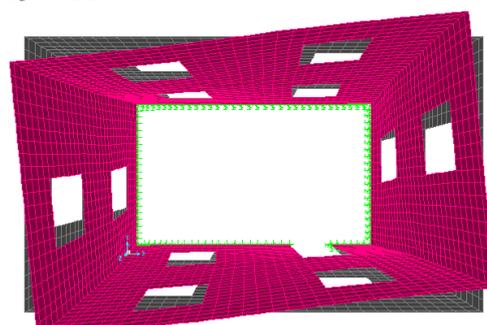
$T_1=0.435\text{sec}$



$T_2=0.341\text{sec}$



$T_3=0.243\text{sec}$



$T_4=0.225$

Σχήμα 6.6 Ιδιομορφές για το μοντέλο στο έδαφος τύπου Β για την δύσκαμπτη και εύκαμπτη περίπτωση

Πίνακας 6.6 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μάζας για το μοντέλο στο έδαφος τύπου Β για την δύσκαμπτη περίπτωση

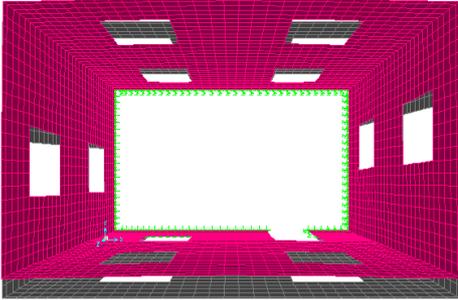
Mode	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]	Rx [%]	Ry [%]	Rz [%]
1	0.408	0.00	77.16	0.00	72.50	0.00	39.12
2	0.318	79.00	77.16	0.00	72.51	54.47	53.10
3	0.242	79.00	77.16	11.72	74.96	58.60	53.10
4	0.215	79.06	77.16	11.74	74.96	58.67	77.76
5	0.203	79.41	77.16	11.75	74.97	58.90	77.91
6	0.201	79.42	77.16	37.09	80.38	67.92	77.92
7	0.181	79.92	77.17	37.09	80.38	68.54	78.02
8	0.172	79.92	85.22	37.09	80.54	68.55	82.07
9	0.168	79.92	85.22	38.89	80.92	69.21	82.07

Πίνακας 6.7 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μάζας για το μοντέλο στο έδαφος τύπου Β για την εύκαμπτη περίπτωση

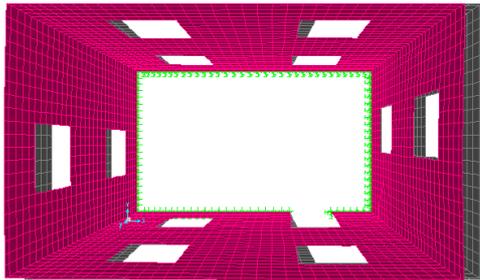
Mode	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]	Rx [%]	Ry [%]	Rz [%]
1	0.435	0.01	77.89	0.00	73.35	0.01	39.77
2	0.341	80.07	77.90	0.01	73.37	55.58	53.56
3	0.243	80.07	77.90	13.88	76.27	60.39	53.56
4	0.225	80.18	77.90	13.88	76.27	60.53	78.98
5	0.203	80.18	77.90	39.42	81.74	68.63	79.00
6	0.203	80.60	77.90	41.01	82.07	70.32	79.14
7	0.181	81.25	77.91	41.01	82.07	70.98	79.27
8	0.174	81.25	86.19	41.01	82.29	70.99	83.45
9	0.168	81.25	86.19	43.03	82.73	71.74	83.45

Έδαφος C

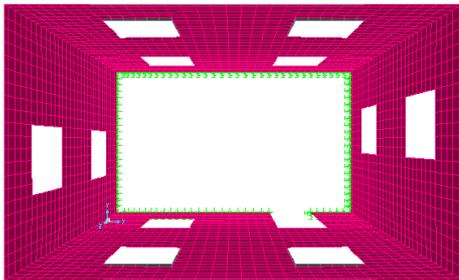
- Δύσκαμπτη Περίπτωση



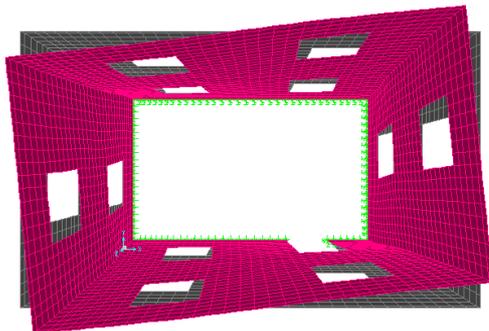
$T_1=0.412\text{sec}$



$T_2=0.321\text{sec}$

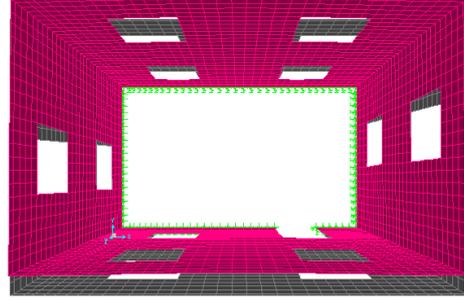


$T_3=0.242\text{sec}$

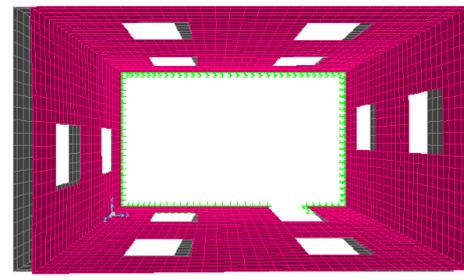


$T_4=0.216$

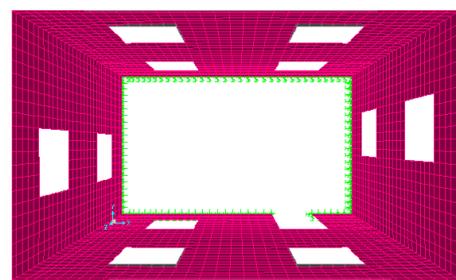
- Εύκαμπτη Περίπτωση



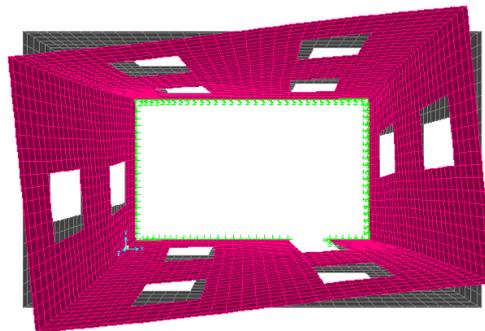
$T_1=0.445\text{sec}$



$T_2=0.348\text{sec}$



$T_3=0.243\text{sec}$



$T_4=0.228$

Σχήμα 6.7 Ιδιομορφές για το μοντέλο στο έδαφος τύπου C για την δύσκαμπτη και εύκαμπτη περίπτωση

Πίνακας 6.8 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μάζας για το μοντέλο στο έδαφος τύπου C για την δύσκαμπτη περίπτωση

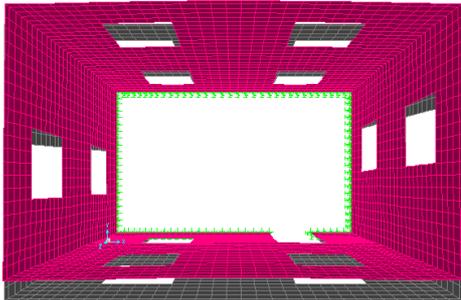
Mode	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]	Rx [%]	Ry [%]	Rz [%]
1	0.412	0.00	77.30	0.00	72.64	0.00	39.24
2	0.322	79.22	77.31	0.00	72.64	54.64	53.19
3	0.242	79.22	77.31	12.00	75.16	58.86	53.19
4	0.216	79.29	77.31	12.02	75.16	58.94	77.98
5	0.203	79.64	77.31	12.03	75.16	59.15	78.13
6	0.201	79.65	77.31	37.63	80.63	68.27	78.14
7	0.181	80.17	77.32	37.63	80.63	68.89	78.25
8	0.172	80.17	85.39	37.63	80.80	68.90	82.30
9	0.168	80.17	85.39	39.46	81.19	69.58	82.30

Πίνακας 6.9 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μάζας για το μοντέλο στο έδαφος τύπου C για την εύκαμπτη περίπτωση

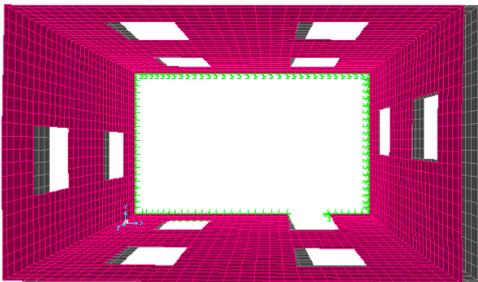
Mode	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]	Rx [%]	Ry [%]	Rz [%]
1	0.445	0.01	78.05	0.00	73.62	0.01	39.94
2	0.348	80.30	78.05	0.01	73.64	55.96	53.68
3	0.243	80.30	78.05	14.81	76.74	61.06	53.69
4	0.229	80.41	78.06	14.81	76.74	61.23	79.30
5	0.204	80.41	78.06	42.44	82.64	70.62	79.30
6	0.203	80.87	78.06	42.54	82.66	71.20	79.46
7	0.182	81.59	78.07	42.54	82.67	71.89	79.61
8	0.175	81.59	86.49	42.55	82.91	71.89	83.86
9	0.168	81.59	86.49	44.64	83.36	72.68	83.86

Έδαφος D

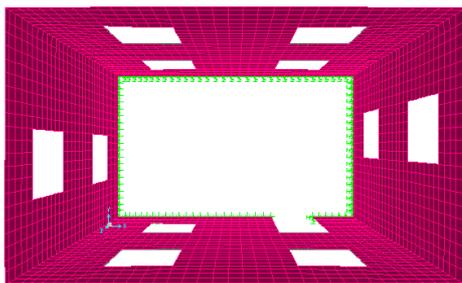
- Δύσκαμπτη Περίπτωση



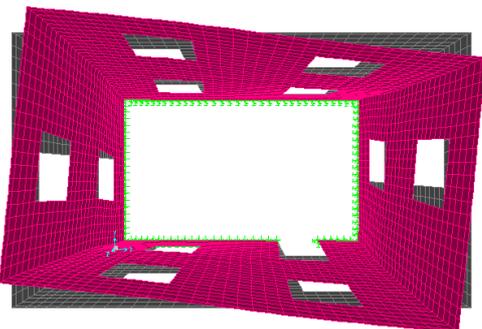
$T_1=0.437\text{sec}$



$T_2=0.342\text{sec}$

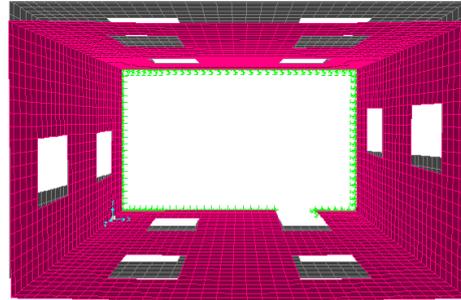


$T_3=0.243\text{sec}$

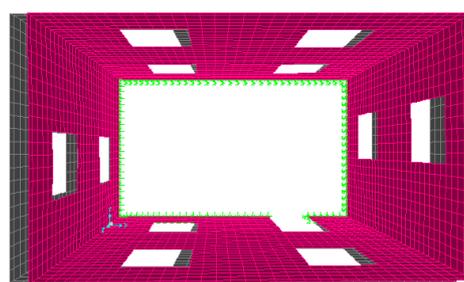


$T_4=0.226\text{sec}$

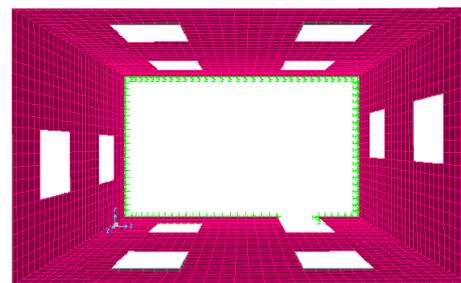
- Εύκαμπτη Περίπτωση



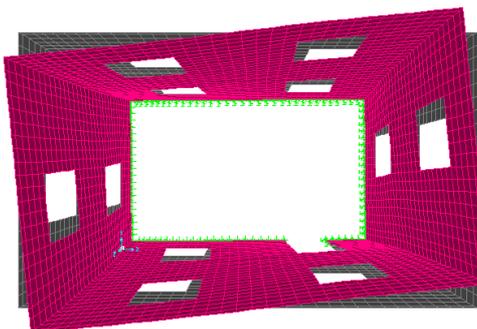
$T_1=0.480\text{sec}$



$T_2=0.377\text{sec}$



$T_3=0.245\text{sec}$



$T_4=0.242\text{sec}$

Σχήμα 6.8 Ιδιομορφές για το μοντέλο στο έδαφος τύπου D για την δύσκαμπτη και εύκαμπτη περίπτωση

Πίνακας 6.10 Ιδιοπεριοδοί και ποσοστά συμμετοχής μάζας για το μοντέλο στο έδαφος τύπου D για την δύσκαμπτη περίπτωση

Mode	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]	Rx [%]	Ry [%]	Rz [%]
1	0.437	0.01	77.93	0.00	73.41	0.01	39.81
2	0.342	80.12	77.93	0.01	73.42	55.66	53.59
3	0.243	80.13	77.93	14.06	76.36	60.53	53.59
4	0.226	80.23	77.94	14.06	76.37	60.67	79.05
5	0.204	80.23	77.94	40.71	82.06	69.44	79.06
6	0.203	80.66	77.94	41.31	82.19	70.50	79.20
7	0.181	81.32	77.95	41.31	82.19	71.16	79.34
8	0.174	81.33	86.26	41.32	82.42	71.17	83.53
9	0.168	81.33	86.26	43.35	82.86	71.93	83.53

Πίνακας 6.11 Ιδιοπεριοδοί και ποσοστά συμμετοχής μάζας για το μοντέλο στο έδαφος τύπου D για την εύκαμπτη περίπτωση

Mode	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]	Rx [%]	Ry [%]	Rz [%]
1	0.480	0.01	78.70	0.00	74.44	0.01	40.61
2	0.377	81.29	78.71	0.02	74.47	57.01	54.33
3	0.245	81.30	78.71	19.14	78.45	63.47	54.46
4	0.242	81.41	78.72	19.18	78.50	63.80	80.66
5	0.208	81.42	78.72	48.72	84.80	73.96	80.66
6	0.204	82.04	78.72	48.72	84.80	74.43	80.85
7	0.182	83.05	78.74	48.73	84.80	75.21	81.05
8	0.178	83.05	87.82	48.73	85.15	75.22	85.67
9	0.169	83.05	87.82	51.13	85.67	76.13	85.67

Συγκεντρωτικά από την επίλυση των επτά μοντέλων ανάλυσης έχουμε:

Έδαφος	Θεμελίωση	T (sec)	Αύξηση ΔT [%]
-	Πακτωμένος φορέας	0.402	
B	Δύσκαμπτη	0.408	1.46
	Εύκαμπτη	0.435	8.30
C	Δύσκαμπτη	0.412	2.52
	Εύκαμπτη	0.445	10.62
D	Δύσκαμπτη	0.437	8.78
	Εύκαμπτη	0.480	19.31

Πίνακας 6.12 Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος εύκαμπτων συστημάτων

Σχόλια - Συμπεράσματα

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του πακτωμένου συστήματος είναι $T_{fixed} = 0.402\text{sec}$. Όταν λαμβάνεται υπόψη η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του συστήματος πλέον εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής αυξάνεται από 1.46% έως 19.31% και μάλιστα όσο πιο εύκαμπτο γίνεται το έδαφος θεμελίωσης τόσο μεγαλύτερη αύξηση ιδιοπεριόδου έχουμε. Η επιρροή και συνακόλουθα η αύξηση της ιδιοπεριόδου είναι μικρή στις περιπτώσεις του δύσκαμπτου συστήματος ($\Delta T [\%] = 1.46 - 8.78$) και μεγαλύτερη στις περιπτώσεις του εύκαμπτου συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής ($\Delta T [\%] = 8.30 - 19.31$) και αυτό διότι στις περιπτώσεις του εύκαμπτου συστήματος η επιρροή του εδάφους θεμελίωσης είναι ακόμη μεγαλύτερη στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του συστήματος.

Τέλος παρατηρώντας τα Σχήματα 6.5 - 6.8 και τους Πίνακες 6.5 - 6.11 οι ιδιομορφές ταλάντωσης δεν εμφανίζουν κάποια αλλοίωση της μορφής ταλάντωσης ή κάποια αξιοσημείωτη αλλαγή στα ποσοστά συμμετοχής μάζας λαμβάνοντας υπόψη την ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο

Ενίσχυση Κατασκευής

7 Ενίσχυση

Στο κτίριο χρειάζονται σοβαρές επεμβάσεις, προκειμένου να επιτευχθεί το στοχευόμενο επίπεδο επιτελεστικότητας (PL3). Προτείνονται και μελετώνται στη συνέχεια δύο μέτρα ενίσχυσης του κτιρίου. Η προσομοίωση γίνεται στο πρόγραμμα TREMURI.

7.1 Περιγραφή επεμβάσεων

Η πρώτη τεχνική επέμβασης αφορά τις τοιχοποιίες όπου εφαρμόζονται καθολικά ενέματα με στόχο τη βελτίωση της ποιότητας της τοιχοποιίας λόγω της πολύ μικρής αντοχής της. Αυτό το πρώτο μέτρο που θεωρήθηκε για την ενίσχυση του μοντέλου θα καλείται ως “ενίσχυση του υλικού”.

Τα ελαστικά χαρακτηριστικά της ενισχυμένης τοιχοποιίας βάση των πειραματικών δεδομένων [Adami Ch.-E, 2013] είναι:

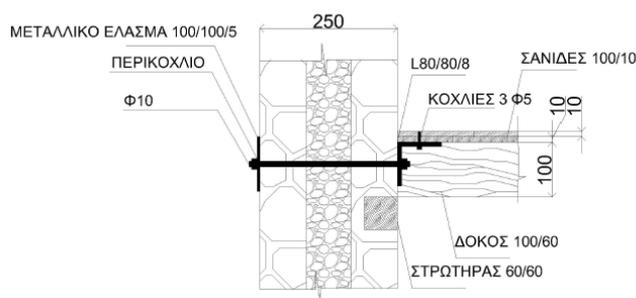
$$E_{m,AS} = 0.765 \text{ GPa} = 765.00 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{m,AS} = 0.20 \rightarrow$$

$$G_{m,AS} = 0.319 \text{ GPa} = 318.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{m,AS} = 19.60 \text{ N/mm}^3$$

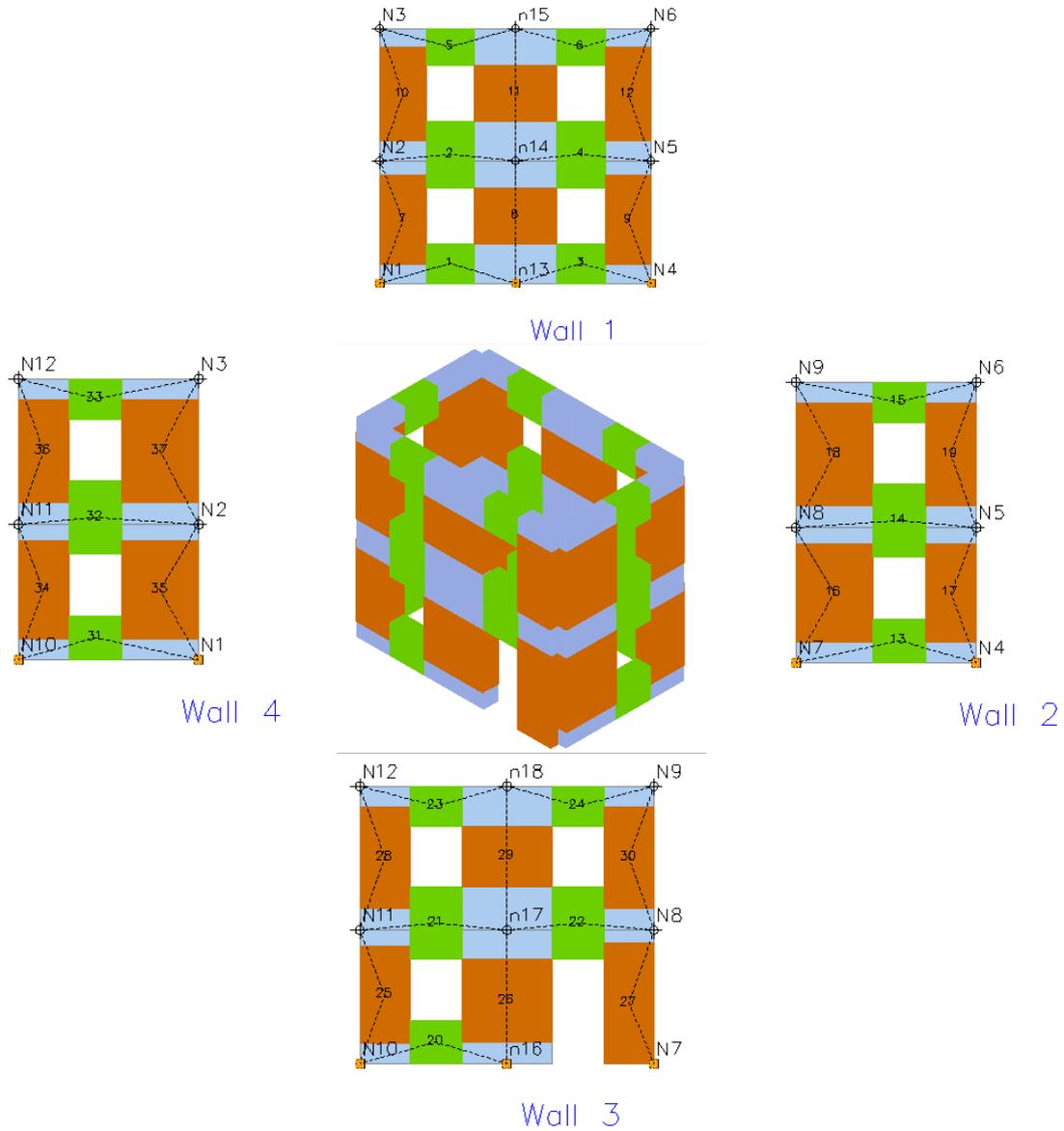
Η δεύτερη τεχνική επέμβασης ήταν εκείνη της ενίσχυσης της διαφραγματικής λειτουργίας των ξύλινων πατώματων. Έτσι, επάνω στο υπάρχον σανίδωμα των πατώματων καρφώνεται ένα δεύτερο σανίδωμα. Για την εξασφάλιση της λειτουργίας του “κιβωτίου”, το ενισχυμένο με διπλό πέτωμα, πάτωμα συνδέεται με τη περιμετρική τοιχοποιία. Το δεύτερο μοντέλο που θεωρήθηκε με την ενίσχυση του υλικού και τους πατώματος θα αναφέρεται ως “ενίσχυση υλικού και πατώματος”.



Σχήμα 7.1 Σύνδεση ενισχυμένου πατώματος με την περιμετρική τοιχοποιία [Mouzakis Ch. et al, 2012]

7.2 Προσομοίωση TREMURI

Παρακάτω δίνεται το μοντέλο μικροστοιχείων όπως προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα TREMURI.



TREMURI Legend	
 Pier Macro-elements	n## 2D Node
 Spandrel Beam Macro-elements	N## 3D Node
 Rigid Node Zones	○ Node constrained by floor membrane
 Line Connecting the model nodes	 Fixed Node

Σχήμα 7.2 Τρισδιάστατος φορέας και όψεις στο πρόγραμμα TREMURI

Το μοντέλο αρχικά προσομοιώνεται στο πρόγραμμα 3muri v. 5.7.105 (Demo version) και στη συνέχεια εισάγεται στο πρόγραμμα TREMURI Ricerca v. 2.0.0.

Αναφορικά με τις ενισχυμένες τιμές αντοχής που λαμβάνονται στο πρόγραμμα TREMURI, η θλιπτική αντοχή λαμβάνεται από τις πειραματικές μετρήσεις, ενώ οι άλλες τιμές προκύπτουν βάση βιβλιογραφίας (βλέπε Πίνακα 7.1)

Πίνακας 7.1 Ενισχυμένοι παράμετροι αντοχής τοιχοποιίας

Post-Elastic properties in TREMURI	
$f_{cm,AS} = 4.20 \text{ N/mm}^2$	$= 420.00 \text{ N/cm}^2$ *
$f_{vm,AS} = 0.13 \text{ N/mm}^2$	$= 12.50 \text{ N/cm}^2$
$f_{vlim,AS} = 0.06 \text{ N/mm}^2$	$= 0.06 \text{ N/cm}^2$
$f_k = 2.94 \text{ N/mm}^2$	Στο Tremuri, λαμβάνεται ως το 70% του $f_{cm,AS}$
$\gamma_m = 1.0$	Material Safety Factor
1.0	Reduction Factor for Cracked Initial Stiffness

* Αποτελέσματα πειραματικών μετρήσεων [Adami Ch.-E, 2013]

**Διατμητική ενίσχυση λόγω αρμολόγησης:

110 ÷ 250% [Vintzileou E, 2007], Λόγος που λήφθηκε εδώ : **125%**

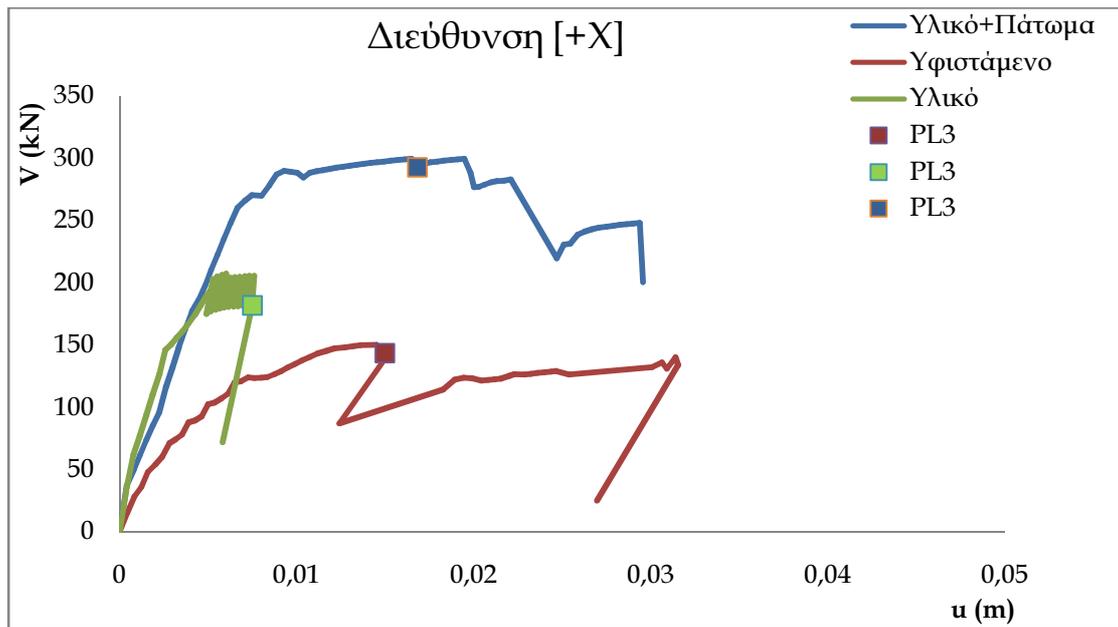
7.3 Συγκριτικά αποτελέσματα ενίσχυσης

7.3.1 Καμπύλες αντίστασης

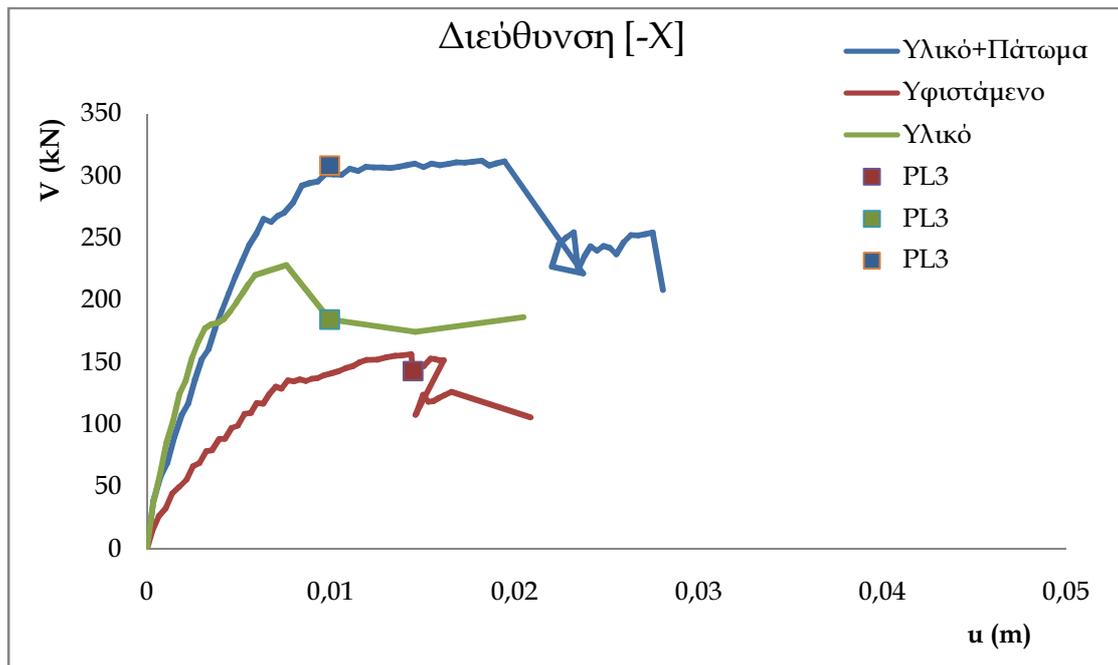
Στα σχήματα 7.3-7.10 παρουσιάζονται οι εκτιμώμενες καμπύλες αντίστασης για τα δύο μοντέλα ενίσχυσης (“ενίσχυση υλικού” και “ενίσχυση υλικού και πατώματος”) συγκριτικά με το υφιστάμενο μοντέλο. Καθώς ο κύριος σκοπός της μελέτης ήταν να αυξηθεί η ικανότητα για την ασφάλεια ζωής και την αποφυγή κατάρρευσης μόνο το στοχευόμενο επίπεδο επιτελεσματικότητας PL3 σημειώνεται στις καμπύλες αντίστασης.

Τα αποτελέσματα δίνονται τόσο για τις δύο κατανομές φόρτισης, ήτοι “τριγωνική” κατανομή βάση της πρώτης ιδιομορφής και “ομοιόμορφη” κατανομή βάση της μάζας, καθώς και για κάθε διεύθυνση φόρτισης, $\pm X$ και $\pm Y$.

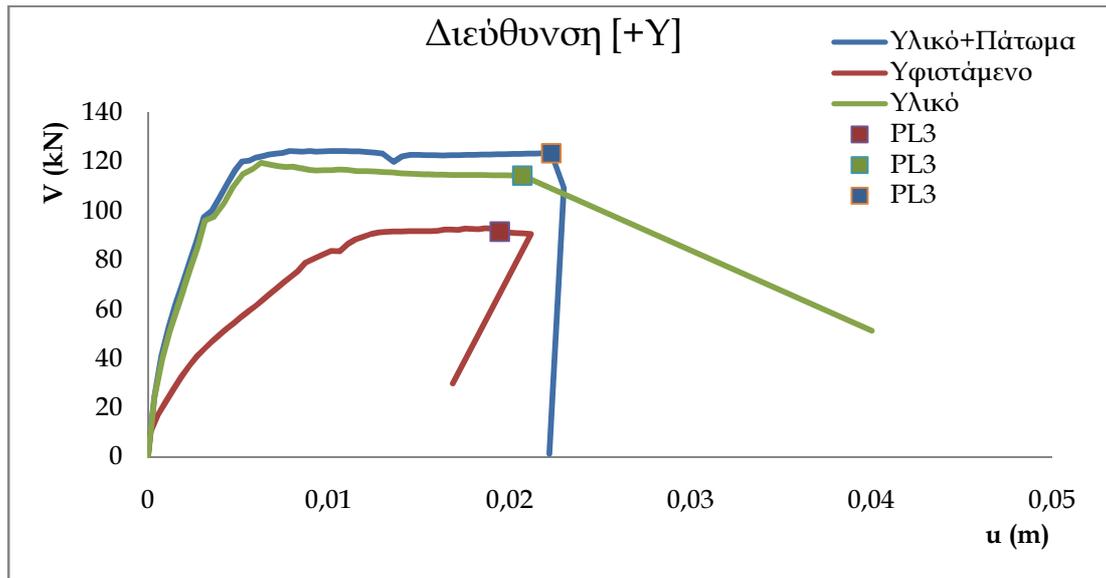
“Ομοιόμορφη” Κατανομή Φόρτισης



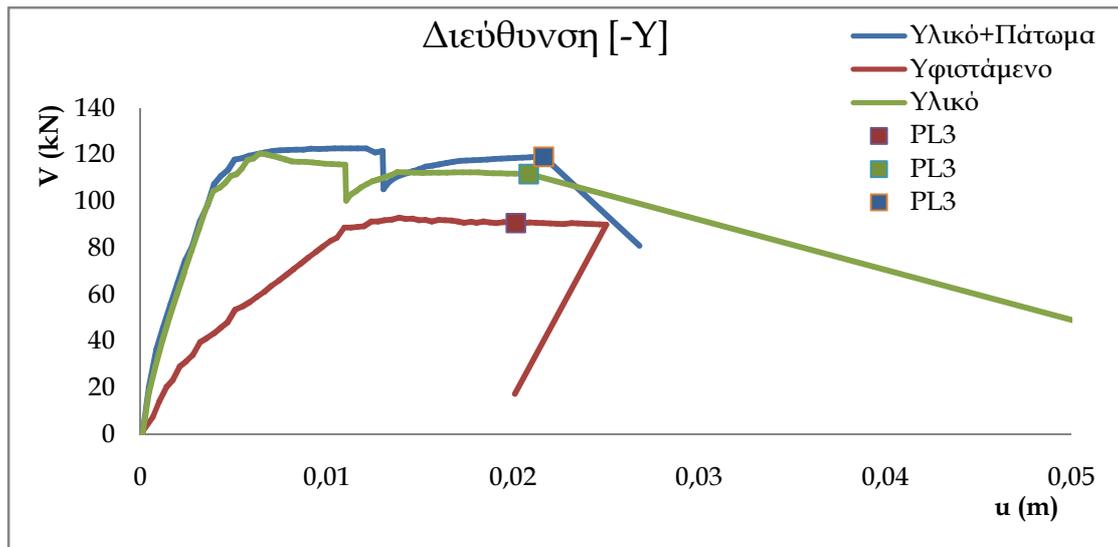
Σχήμα 7.3 Καμπύλες αντίστασης για ομοιόμορφη κατανομή, διεύθυνση [+X] για το υφιστάμενο και τα δύο ενισχυμένα κτίρια. Τα σημεία αντιστοιχούν στο επίπεδο επιτελεστικότητας PL3 (προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης)



Σχήμα 7.4 Καμπύλες αντίστασης για ομοιόμορφη κατανομή, διεύθυνση [-X] για το υφιστάμενο και τα δύο ενισχυμένα κτίρια. Τα σημεία αντιστοιχούν στο επίπεδο επιτελεστικότητας PL3 (προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης)

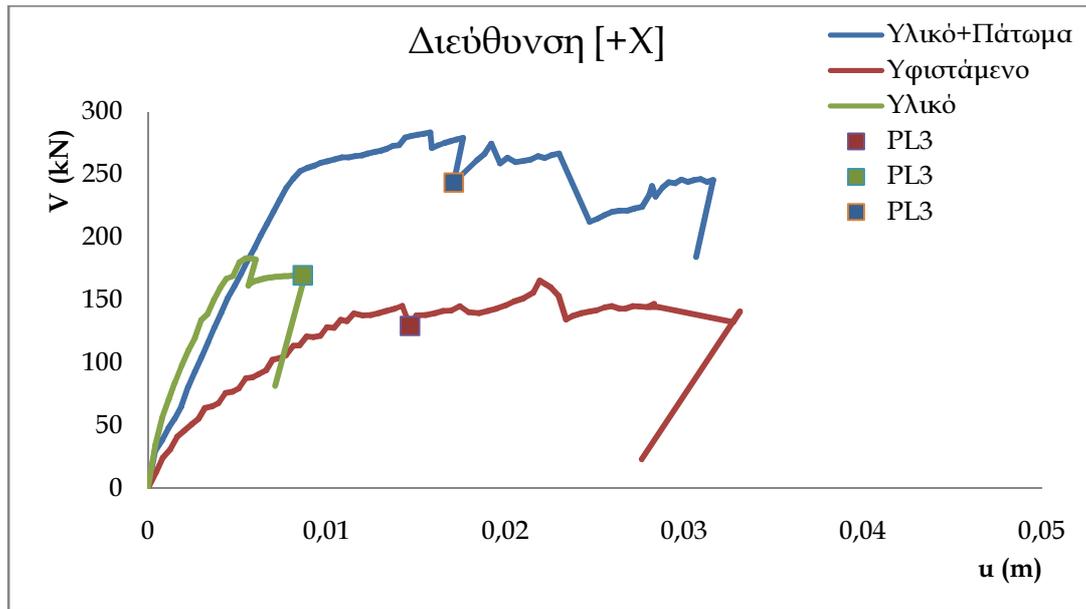


Σχήμα 7.5 Καμπύλες αντίστασης για ομοιόμορφη κατανομή, διεύθυνση [+Y] για το υφιστάμενο και τα δύο ενισχυμένα κτίρια. Τα σημεία αντιστοιχούν στο επίπεδο επιτελεστικότητας PL3 (προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης)

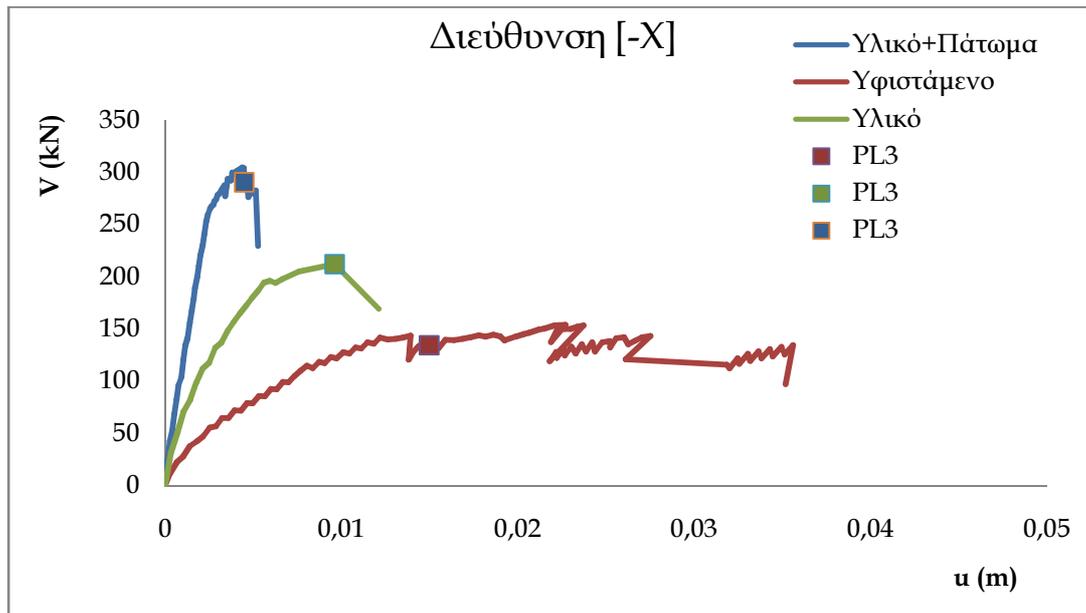


Σχήμα 7.6 Καμπύλες αντίστασης για ομοιόμορφη κατανομή, διεύθυνση [-Y] για το υφιστάμενο και τα δύο ενισχυμένα κτίρια. Τα σημεία αντιστοιχούν στο επίπεδο επιτελεστικότητας PL3 (προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης)

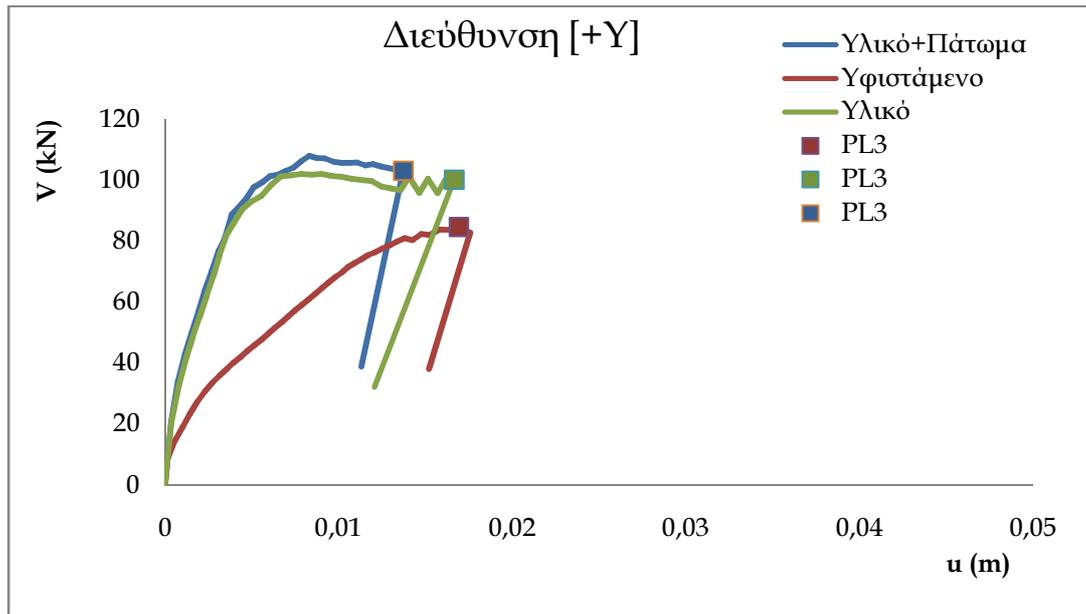
“Τριγωνική” Κατανομή Φόρτισης



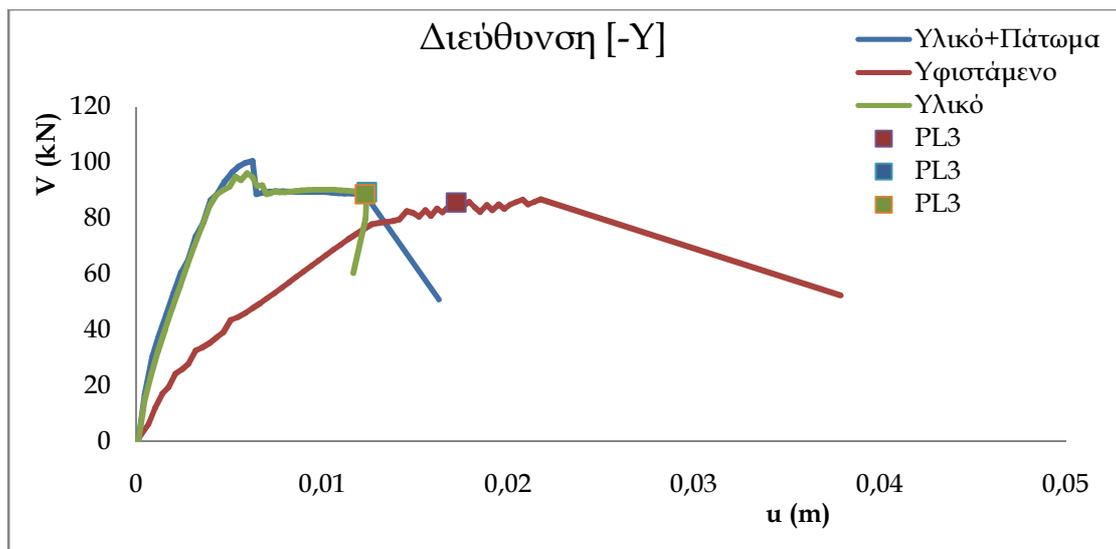
Σχήμα 7.7 Καμπύλες αντίστασης για τριγωνική κατανομή, διεύθυνση [+X] για το υφιστάμενο και τα δύο ενισχυμένα κτίρια. Τα σημεία αντιστοιχούν στο επίπεδο επιτελεστικότητας PL3 (προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης)



Σχήμα 7.8 Καμπύλες αντίστασης για τριγωνική κατανομή, διεύθυνση [-X] για το υφιστάμενο και τα δύο ενισχυμένα κτίρια. Τα σημεία αντιστοιχούν στο επίπεδο επιτελεστικότητας PL3 (προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης)



Σχήμα 7.9 Καμπύλες αντίστασης για τριγωνική κατανομή, διεύθυνση [+Y] για το υφιστάμενο και τα δύο ενισχυμένα κτίρια. Τα σημεία αντιστοιχούν στο επίπεδο επιτελεστικότητας PL3 (προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης)

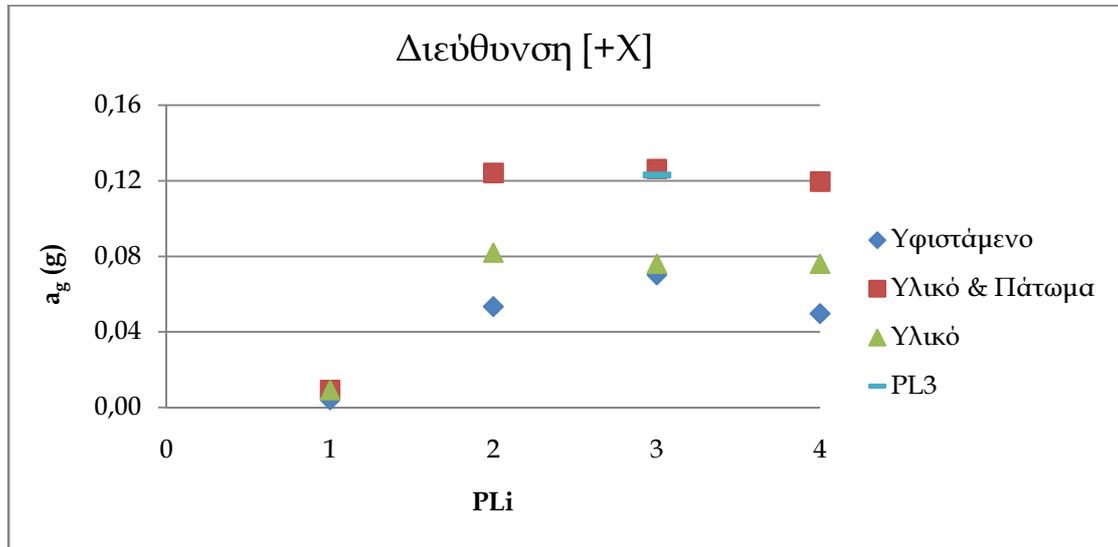


Σχήμα 7.10 Καμπύλες αντίστασης για τριγωνική κατανομή, διεύθυνση [-Y] για το υφιστάμενο και τα δύο ενισχυμένα κτίρια. Τα σημεία αντιστοιχούν στο επίπεδο επιτελεστικότητας PL3 (προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης)

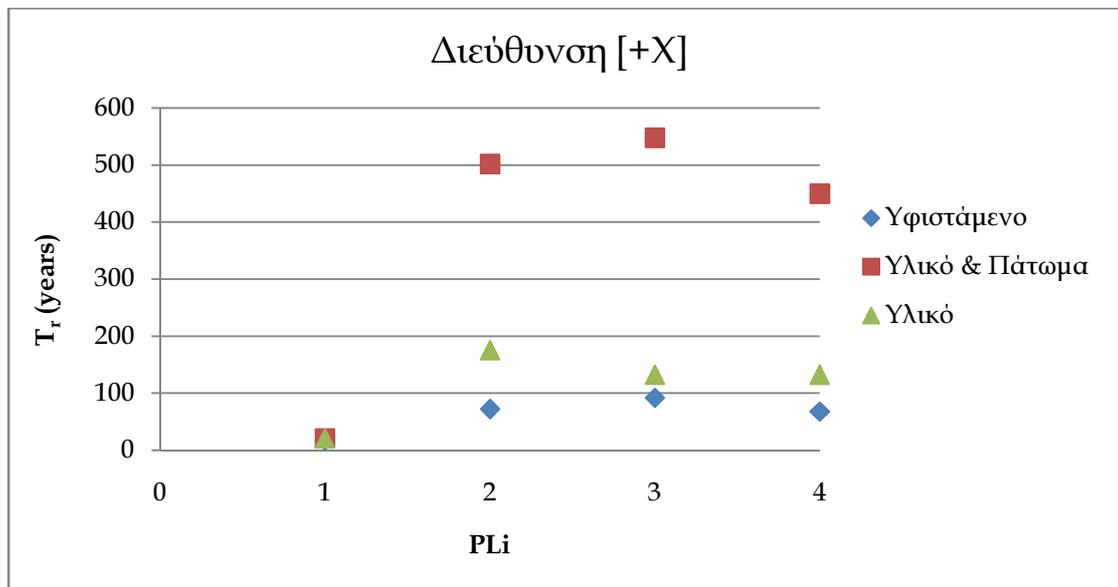
7.3.2 Μέτρα έντασης

Στα σχήματα 7.11-7.26 παρουσιάζουν την κρίσιμη $a_{g,max}$ και $T_{R,max}$ και για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας και τις δύο κατανομές φόρτισης καθώς και για όλες τις διευθύνσεις φόρτισης.

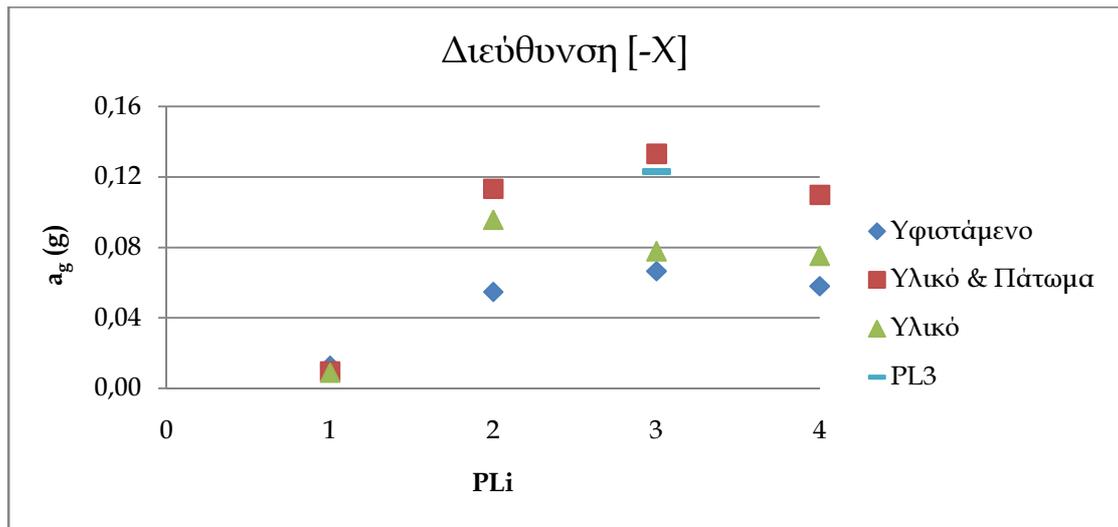
“Ομοιόμορφη” Κατανομή Φόρτισης



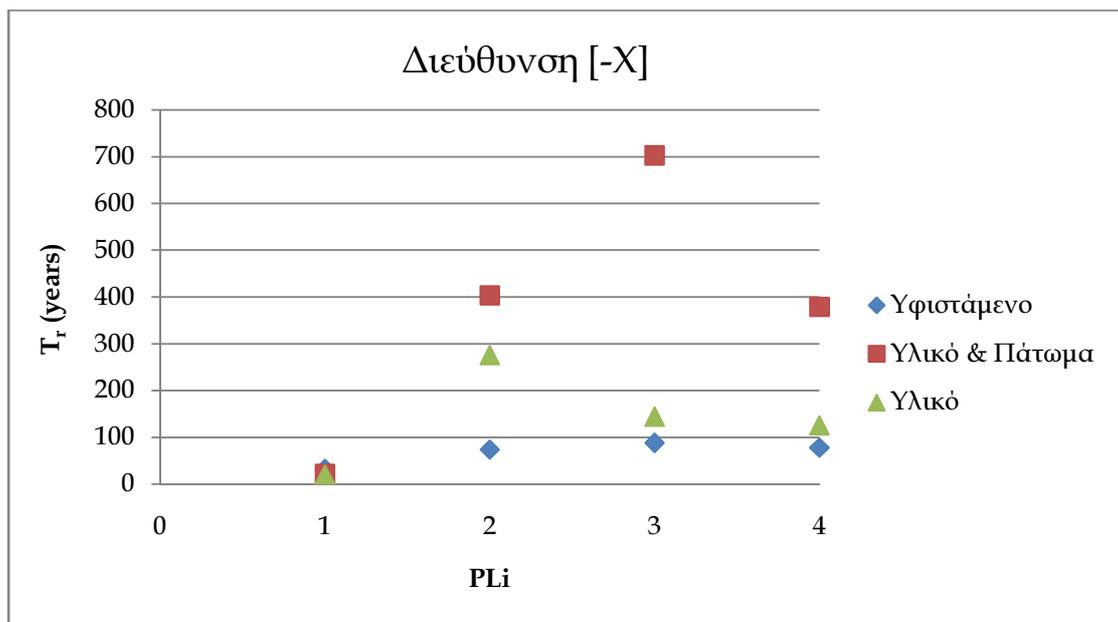
Σχήμα 7.11 Μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “ομοιόμορφη” κατανομή στη διεύθυνση [+X]



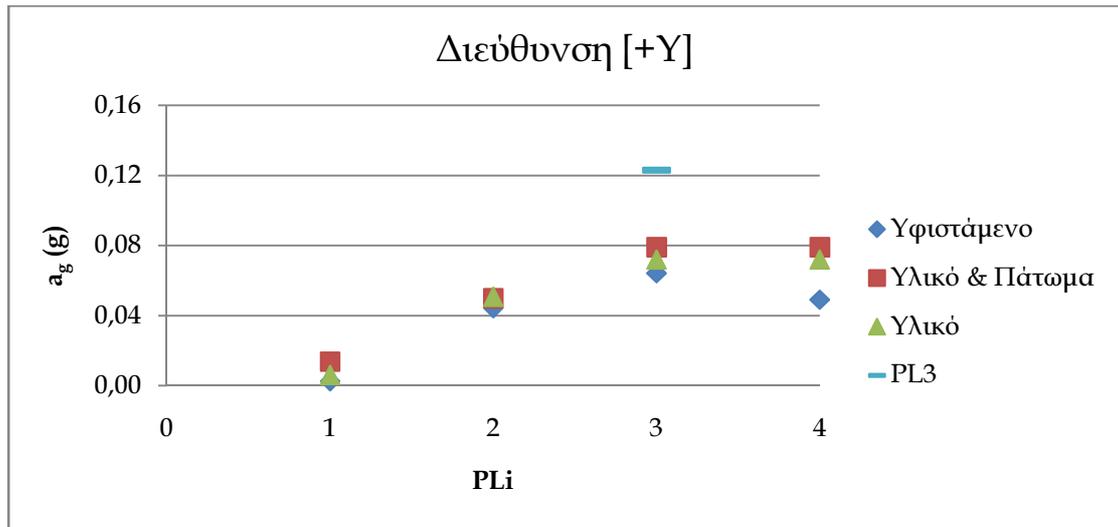
Σχήμα 7.12 Περίοδοι επαναφοράς για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “ομοιόμορφη” κατανομή στη διεύθυνση [+X]



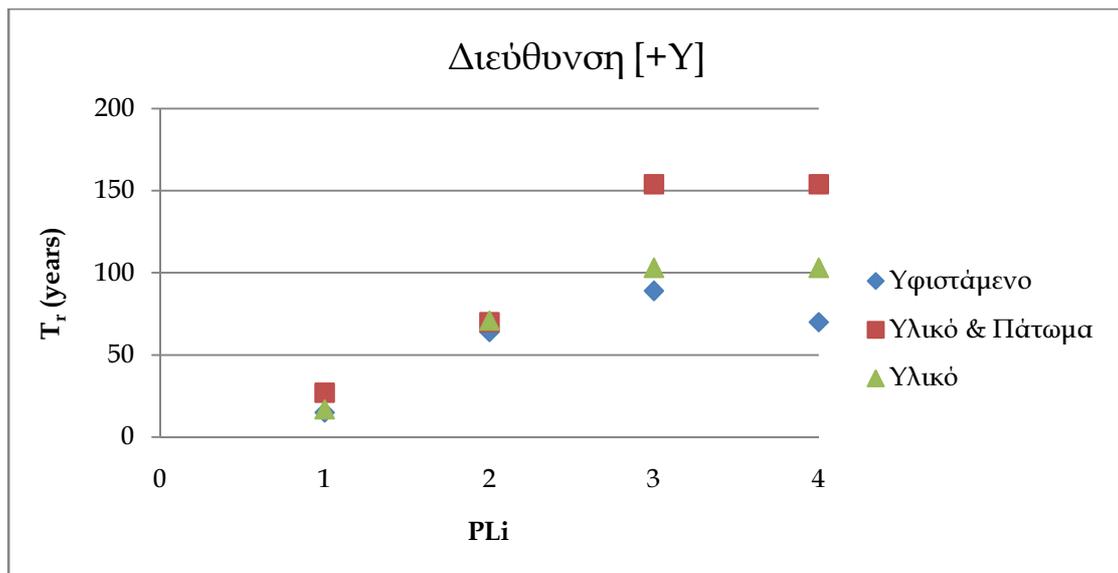
Σχήμα 7.13 Μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “ομοιόμορφη” κατανομή στη διεύθυνση [-X]



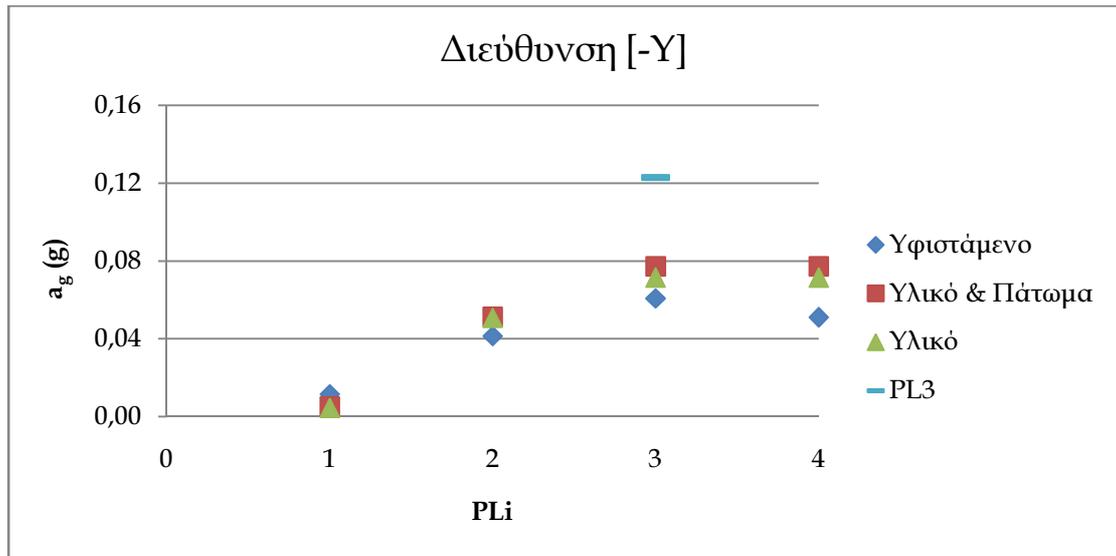
Σχήμα 7.14 Περίοδοι επαναφοράς για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “ομοιόμορφη” κατανομή στη διεύθυνση [-X]



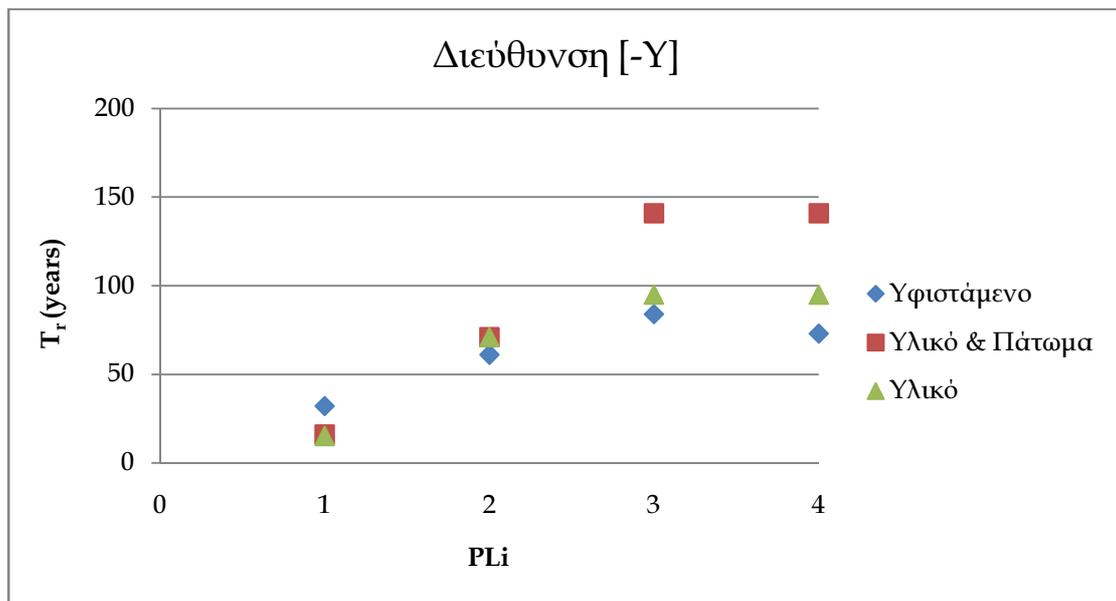
Σχήμα 7.15 Μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “ομοιόμορφη” κατανομή στη διεύθυνση [+Υ]



Σχήμα 7.16 Περίοδοι επαναφοράς για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “ομοιόμορφη” κατανομή στη διεύθυνση [+Υ]

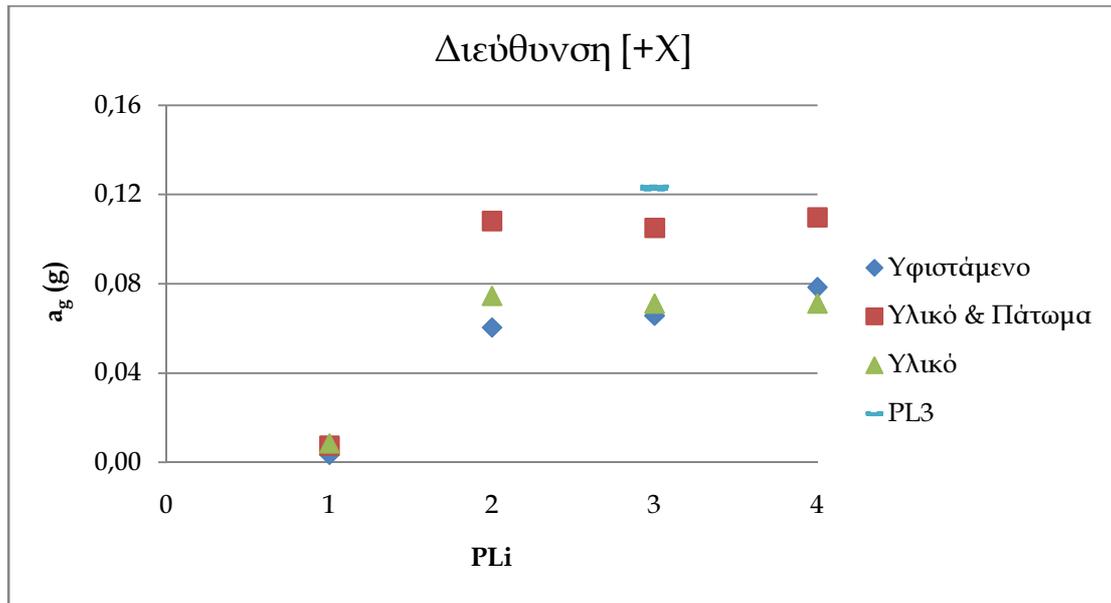


Σχήμα 7.17 Μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “ομοιόμορφη” κατανομή στη διεύθυνση [-Y]

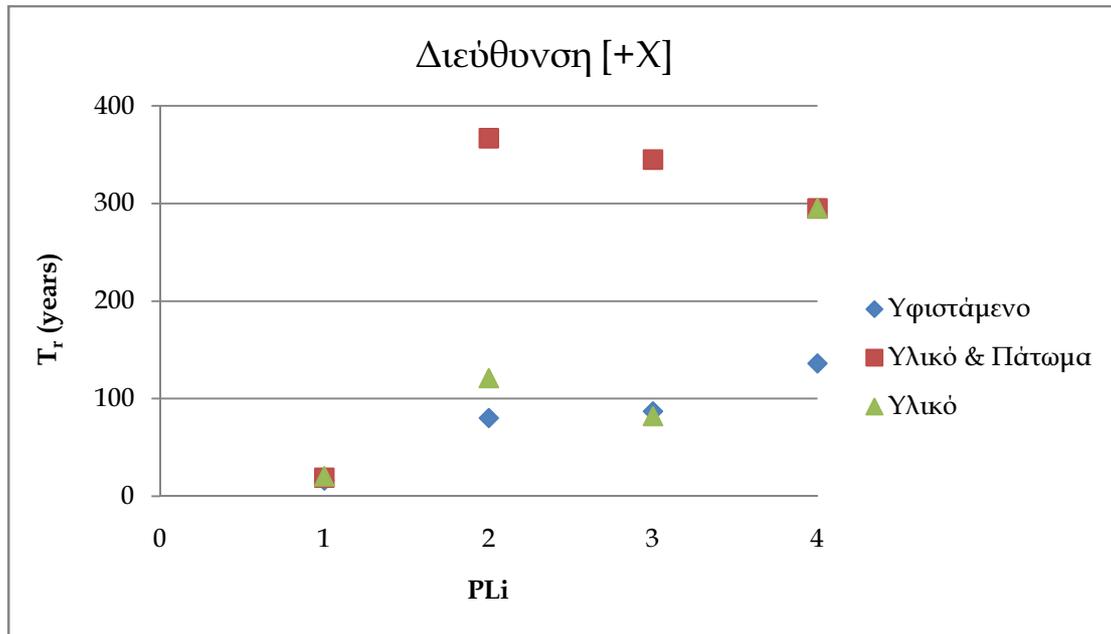


Σχήμα 7.18 Περίοδοι επαναφοράς για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “ομοιόμορφη” κατανομή στη διεύθυνση [-Y]

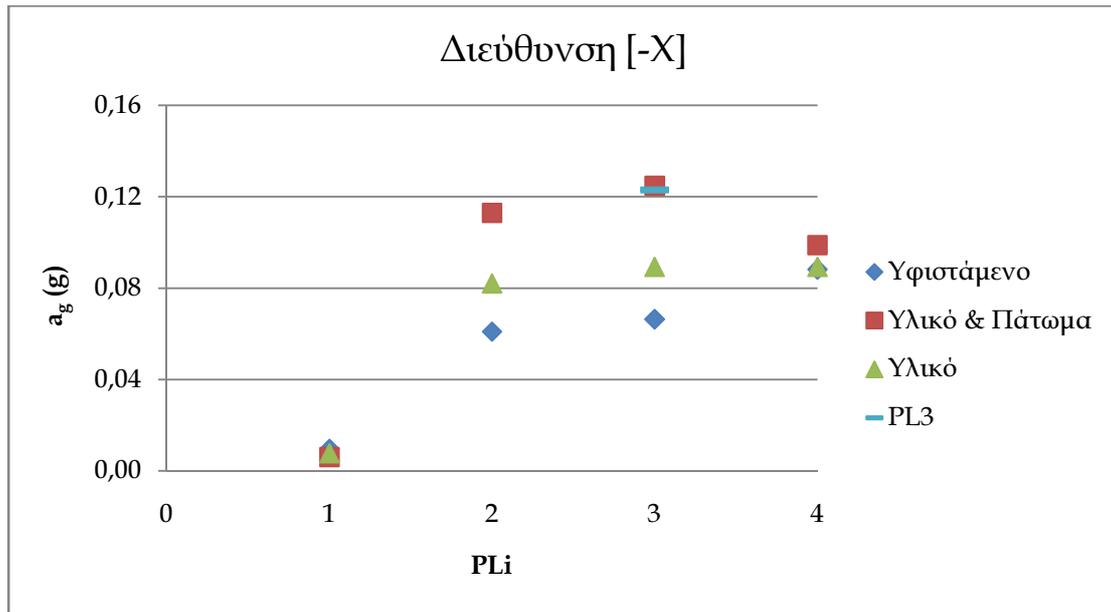
“Τριγωνική” Κατανομή



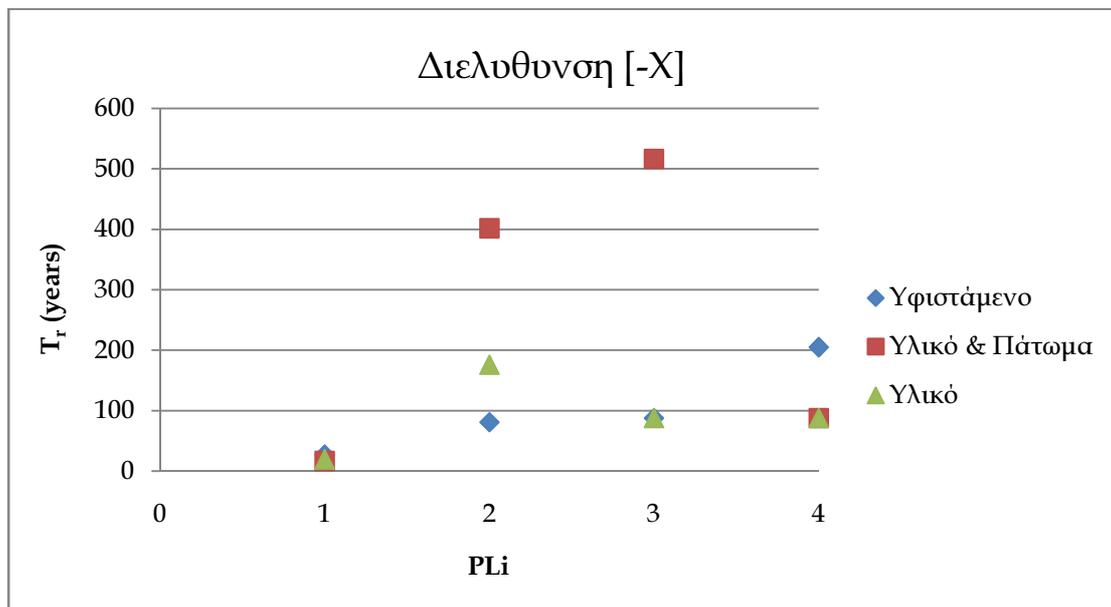
Σχήμα 7.19 Μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “τριγωνική” κατανομή στη διεύθυνση [+X]



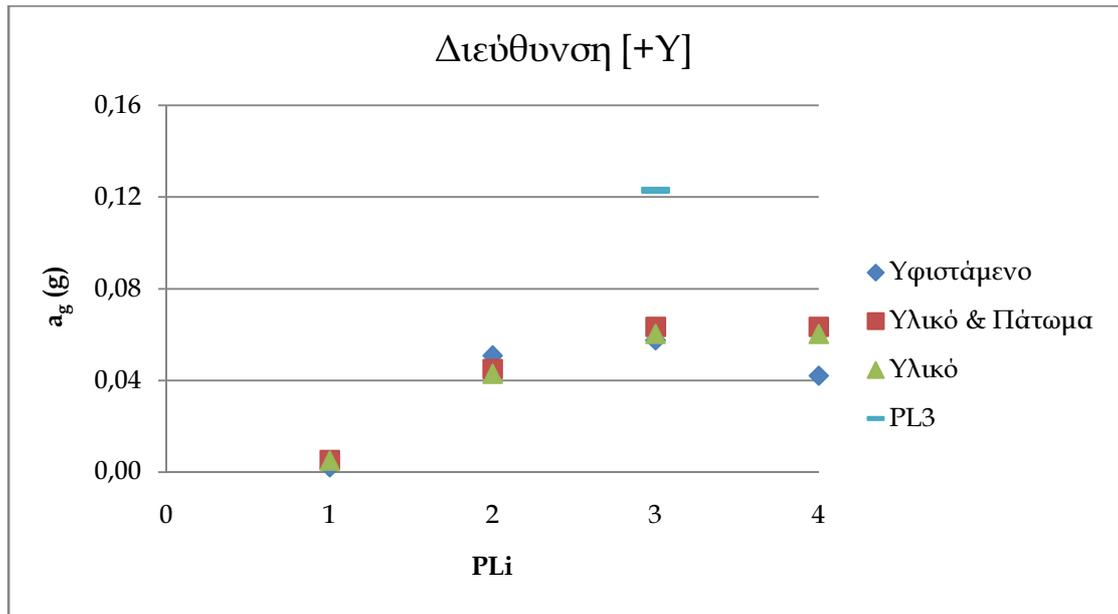
Σχήμα 7.20 Περίοδοι επαναφοράς για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “τριγωνική” κατανομή στη διεύθυνση [+X]



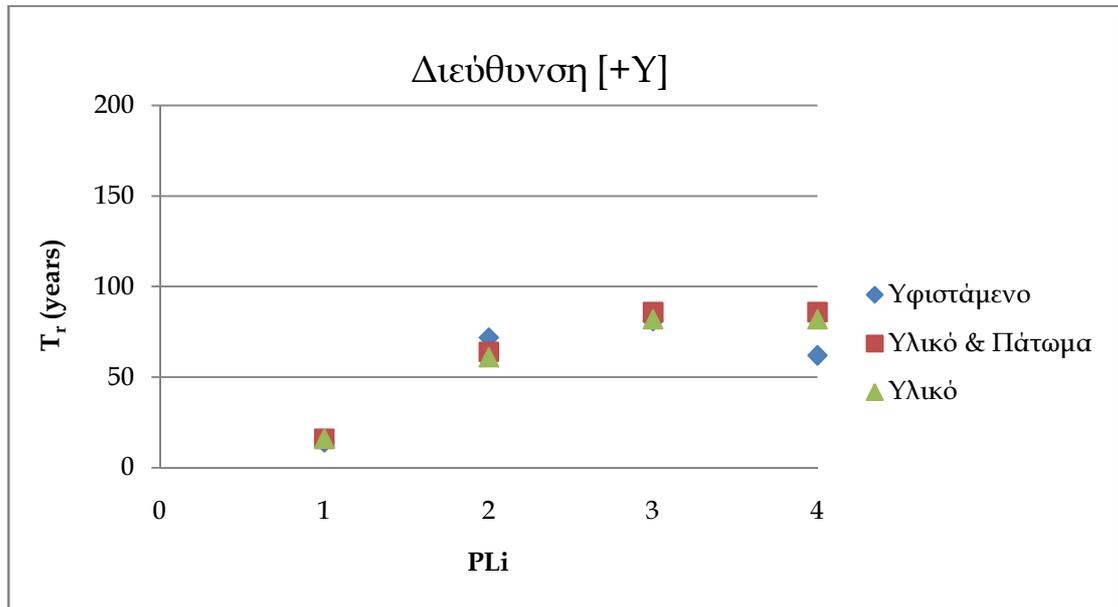
Σχήμα 7.21 Μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεσιμότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “τριγωνική” κατανομή στη διεύθυνση [-X]



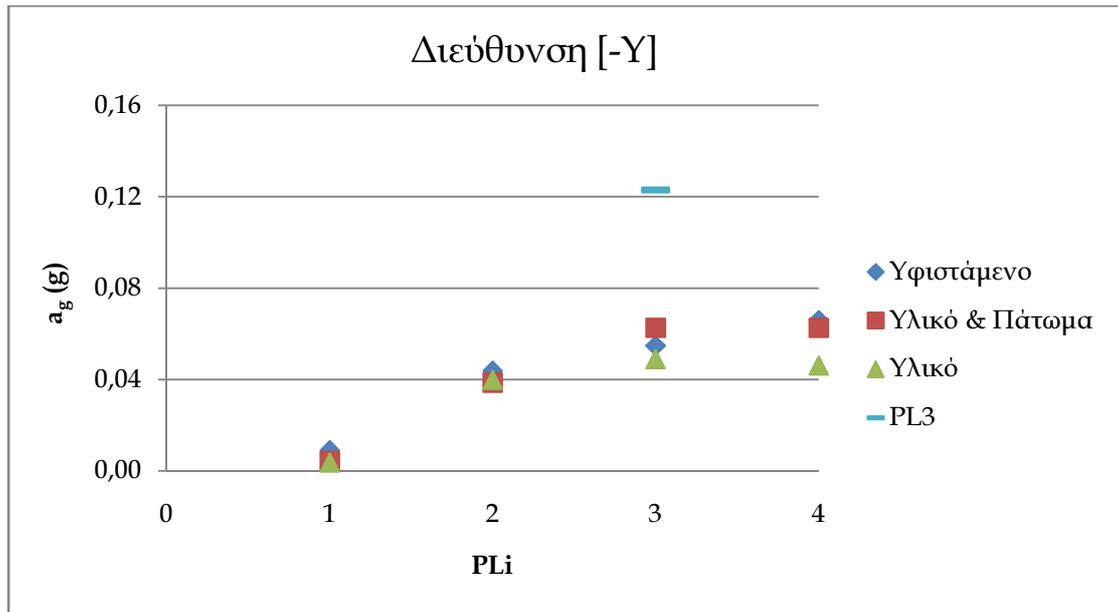
Σχήμα 7.22 Περίοδοι επαναφοράς για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεσιμότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “τριγωνική” κατανομή στη διεύθυνση [-X]



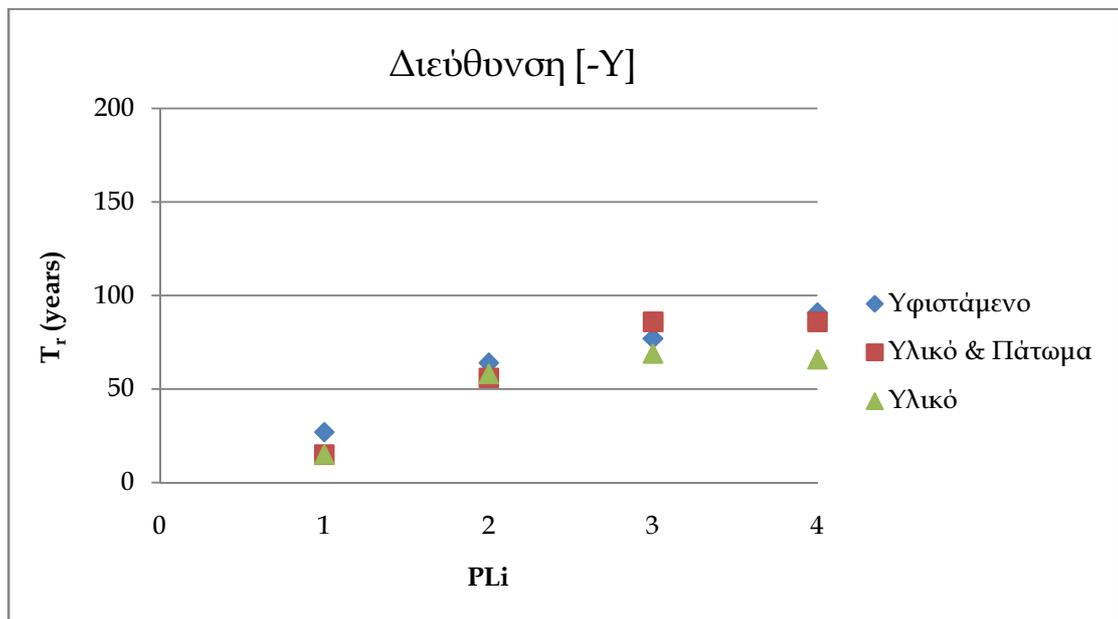
Σχήμα 7.23 Μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεσματικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “τριγωνική” κατανομή στη διεύθυνση [+Υ]



Σχήμα 7.24 Περίοδοι επαναφοράς για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεσματικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “τριγωνική” κατανομή στη διεύθυνση [+Υ]



Σχήμα 7.25 Μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “τριγωνική” κατανομή στη διεύθυνση [-Υ]



Σχήμα 7.26 Περίοδοι επαναφοράς για τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας στο υφιστάμενο και στα δύο ενισχυμένα μοντέλα, για “τριγωνική” κατανομή στη διεύθυνση [-Υ]

Σχόλια-Παρατηρήσεις

Από τις καμπύλες αντίστασης είναι εμφανές ότι οι ενισχύσεις βελτιώνουν την ικανότητα διάτμησης του μοντέλου και μειώνουν την ικανότητα μετατόπισης, αποτέλεσμα αναμενόμενο λόγω της αύξησης της δυσκαμψίας του μοντέλου. Η βελτίωση της διατμητικής ικανότητας είναι μεγάλη στη διεύθυνση Χ (έως 110%) που είναι και η ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου ενώ αντίθετα είναι μικρή στην ασθενή διεύθυνση Υ (έως 22%) που είναι η ασθενής διεύθυνση. Επίσης είναι πολύ μεγαλύτερη όταν η ενίσχυση γίνεται και στο υλικό της τοιχοποιίας και στο πάτωμα.

Το στοχευόμενο επίπεδο επιτελεστικότητας PL3 ικανοποιείται στη διεύθυνση Χ πλήρως για “ομοιόμορφη” κατανομή (η τιμή του $T_{r,max}$ φτάνει μέχρι τα 703 χρόνια περίοδο επαναφοράς στη διεύθυνση $-X$ για “ομοιόμορφη” κατανομή) ενώ δεν ικανοποιείται στη “τριγωνική” κατανομή στη διεύθυνση $+X$. Η βελτίωση στη διεύθυνση Υ και για τις δύο κατανομές φόρτισης είναι μικρή και το στοχευόμενο επίπεδο PL3 δεν ικανοποιείται σε καμία περίπτωση.

Στους πίνακες 7.2 και 7.3 δίνονται οι τιμές της μέγιστης έντασης της επιτάχυνσης του υφιστάμενου μοντέλου καθώς και των δύο ενισχυμένων και οι αυξήσεις των τιμών της επιτάχυνσης και για τις δύο κατανομές φόρτισης σε όλες τις διευθύνσεις. Παρατηρούμε ότι η ενίσχυση μόνο του υλικού οδηγεί σε μικρή αύξηση της μέγιστης έντασης (Διεύθυνση Χ: 8-35% Διεύθυνση Υ: 5-17%) ενώ αντίθετα καλύτερη συμπεριφορά της κατασκευής έχουμε όταν ενισχύουμε και το υλικό και το πάτωμα (Διεύθυνση Χ: 60-100%, Διεύθυνση Υ: 10-40%).

Πίνακας 7.2 Τιμές μέγιστης επιτάχυνσης του υφιστάμενου μοντέλου, του μοντέλου με ενίσχυση του υλικού και του μοντέλου με ενίσχυση υλικού & πατώματος για "τριγωνική" κατανομή φόρτισης. Στις τελευταίες δύο στήλες δίνονται οι αντίστοιχες αυξήσεις που πραγματοποιήθηκαν αναφορικά πάντα με το υφιστάμενο μοντέλο.

	$a_{g,max}$ [g]				
	Υφιστάμενο	Ενίσχυση Υλικού	Ενίσχυση Υλικού & Πατώματος	ΔT [%]	ΔT [%]
"Τριγωνική +Χ"	0.066	0.071	0.105	8	60
"Τριγωνική -Χ"	0.066	0.089	0.125	35	88
"Τριγωνική +Υ"	0.058	0.060	0.063	5	10
"Τριγωνική -Υ"	0.045	0.049	0.063	9	40

Πίνακας 7.3 Τιμές μέγιστης επιτάχυνσης του υφιστάμενου μοντέλου, του μοντέλου με ενίσχυση υλικού και του μοντέλου με ενίσχυση υλικού & πατώματος για "ομοιόμορφη" κατανομή φόρτισης. Στις τελευταίες δύο στήλες δίνονται οι αντίστοιχες αυξήσεις που πραγματοποιήθηκαν αναφορικά πάντα με το υφιστάμενο μοντέλο.

	$a_{g,max}$ [g]				
	Υφιστάμενο	Ενίσχυση Υλικού	Ενίσχυση Υλικού & Πατώματος	ΔT [%]	ΔT [%]
"Ομοιόμορφη +Χ"	0.070	0.076	0.126	9	80
"Ομοιόμορφη -Χ"	0.067	0.078	0.133	17	100
"Ομοιόμορφη +Υ"	0.064	0.072	0.079	12	23
"Ομοιόμορφη -Υ"	0.061	0.071	0.077	17	27

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8^ο

Συμπεράσματα

8 Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική επιλέχθηκε μια κατασκευή από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία με ξύλινα πατώματα. Στην συνέχεια, έγινε αποτίμηση της υφιστάμενης αυτής κατασκευής χρησιμοποιώντας μεθόδους με βάση την επιτελεσματικότητα, εξετάστηκε το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης και η επιρροή αυτού στην ιδιομορφική απόκριση της κατασκευής, μελετήθηκε η ανελαστική ανάλυση των κατασκευών, εκτιμήθηκε το κατάλληλο μοντέλο προσομοίωσης του κτιρίου, πραγματοποιήθηκε ανάλυση ευαισθησίας και τέλος προτάθηκαν και μελετήθηκαν δύο τύποι ενίσχυσης της υφιστάμενης κατασκευής.

Συμπεράσματα σχετικά με την αλληλεπίδραση εδάφους- θεμελίωσης- ανωδομής:

- Στον Ευρωκώδικα 8 [CEN, 2005] , το θέμα της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίωσης - ανωδομής δεν αντιμετωπίζεται διεξοδικά καθώς δίνονται κάποιες υποδείξεις και όχι σαφείς μεθοδολογίες υπολογισμού του σεισμικού φορτίου όταν λαμβάνεται υπόψη η ενδοσιμότητα του εδάφους.
- Στη μέθοδο αποσύζευξης δεν υπάρχουν διαθέσιμες σχέσεις δεικτών εμπέδησης για θεμελιώσεις από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία. Μια προσπάθεια έγινε πρόσφατα από τους Pitiakis and Karatzetzou, 2015, οι οποίοι πρότειναν κατάλληλους δείκτες εμπέδησης για εύκαμπτες θεμελιώσεις από φέρουσα τοιχοποιία.
- Στον Ευρωκώδικα 8 [CEN, 2005] δε λαμβάνεται υπόψη η περίπτωση της εύκαμπτης θεμελίωσης των κατασκευών από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία. Στην υπό μελέτη μοντέλο αποδείχθηκε ότι η ευκαμψία του επιπέδου θεμελίωσης οδηγεί σε αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου έως και 19%.

Συμπεράσματα σχετικά με την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής

- Σε επίπεδο κανονισμών ο Ευρωκώδικας αναφέρεται στην ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία αλλά με αρκετές ελλείψεις καθώς δε προτείνονται σαφείς μέθοδοι προσομοίωσης της πλαστικότητας.

- Δεν υπάρχουν διαθέσιμα λογισμικά που να καλύπτουν τις ανάγκες της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία. Εξαιρέση αποτελεί το πρόγραμμα ανάλυσης TREMURI [S.T.A. DATA, 2012] που χρησιμοποιεί τα μακροστοιχεία. Στις αδυναμίες του προγράμματος αυτού συγκαταλέγεται η παράλειψη της εκτός επιπέδου λειτουργίας, που είναι ιδιαίτερος κρίσιμη στην πλειονότητα των κατασκευών αυτών.
- Η μέθοδος των φασμάτων απαίτησης και αντοχής έχει αναπτυχθεί για μονοβάθμια συστήματα. Είναι ιδιαίτερα δυσχερής η μετατροπή των σύνθετων πολυβάθμιων συστημάτων από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία σε αντίστοιχα μονοβάθμια, τόσο λόγω της ιδιαίτερης γεωμετρίας τους αλλά και λόγω της εκτεταμένης κατανομής της μάζας σε όλους τους κόμβους του φορέα και άρα και του μεγάλου πλήθους των ιδιομορφών που απαιτούνται.

Συμπεράσματα από την εφαρμογή της Ανάλυσης Ευαισθησίας για το υλικό:

- Σε επίπεδο ιδιομορφικών αναλύσεων (βλ. 5.2.2.1) παρατηρούμε διαφορές στις τιμές της ιδιοπεριόδου και μάλιστα όσο πιο δύσκαμπτο (λόγω αύξησης του μέτρου ελαστικότητας) είναι το κτίριο έχουμε μείωση της τιμής της ιδιοπεριόδου της πρώτης ιδιομορφής.
- Σε επίπεδο ανελαστικών αναλύσεων αυξάνεται η μέγιστη αντοχή (έως 75%) και μειώνεται η μέγιστη ικανότητα παραμόρφωσης (έως 76%), καθώς τα νέα μοντέλα είναι πιο δύσκαμπτα.

Συμπεράσματα ανάλυσης ευαισθησίας για την κατανομή και τη διεύθυνση φόρτισης στις μη-γραμμικές στατικές αναλύσεις:

Για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης σε κατασκευές από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία υπάρχουν τρία αμφιλεγόμενα σημεία.

- Το πρώτο αφορά το είδος της ασκούμενης φόρτισης. Η θεώρηση “τριγωνικής” κατανομής ανάλογη του προφίλ των μετακινήσεων μόνο της πρώτης ιδιομορφής δεν είναι πλήρως σωστή σε κατασκευές τέτοιου τύπου δεδομένου ότι δεν είναι απαραίτητως η πρώτη ιδιομορφή η σημαντικότερη. Συνήθως, απαιτείται μεγάλο πλήθος ιδιομορφών για την ενεργοποίηση του 90% της μάζας (όπως προέκυψε και στην κατασκευή αυτή όπου την περίπτωση της τριγωνικής κατανομής βάση

της 1^{ης} ιδιομορφής ο φορέας είναι σαφώς πιο εύκαμπτος συγκριτικά με την ομοιόμορφη κατανομή, καθώς το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιείται για την 1^η ιδιομορφή στη διεύθυνση x είναι σχεδόν μηδενικό και της τάξεως του 84% στη διεύθυνση y)

- Το δεύτερο σημείο αφορά την ξεχωριστή επίλυση σε δύο διευθύνσεις. Όπως παρατηρούμε (βλ. 5.2.2.2) η αντοχή στη διεύθυνση X που είναι και η ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου είναι σχεδόν διπλάσια της διεύθυνσης Y που είναι η ασθενής διεύθυνση.
- Ένα τελευταίο και τρίτο σημείο αφορά την επίλυση δύο φορές $\pm X$, $\pm Y$ όπου παρατηρήθηκε σύγκλιση σε επίπεδο αντοχής αλλά όχι και σε επίπεδο ικανότητας μετακίνησης.

Η ανάλυση ευαισθησίας αποδείχθηκε ιδιαίτερα αποτελεσματική για να ληφθούν υπόψη τυχόν αβεβαιότητες που σχετίζονται με την ακριβή γνώση του υλικού, να προσδιορισθούν οι κύριοι παράμετροι που επηρεάζουν την απόκριση και να προταθούν κατάλληλα μέτρα ενίσχυσης.

Συμπεράσματα αποτίμησης υπάρχουσας κατάστασης

- Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου στην υφιστάμενη κατάσταση έδειξε ότι δεν ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του επιπέδου επιτελεσματικότητας που αφορά στην Ασφάλεια Ζωής και Αποφυγή Κατάρρευσης. Για “τριγωνική” κατανομή φόρτισης οι τιμές του $a_{g,max}$ κυμαίνονται από 0.055-0.066g με αντίστοιχα πολύ μικρές περιόδους επαναφοράς από 77-88 χρόνια. Ενώ για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης οι τιμές του $a_{g,max}$ κυμαίνονται από 0.061-0.070g με πολύ μικρές περιόδους επαναφοράς από 84-92 χρόνια.
- Ανάγκη για ενίσχυση του κτιρίου.

Συμπεράσματα ενισχυμένων μοντέλων

Δύο μέτρα ενίσχυσης της κατασκευής μελετήθηκαν: (α) καθολικά ενέματα με στόχο τη βελτίωση της ποιότητας της τοιχοποιίας (β) ενίσχυση επιπλέον και της διαφραγματικής λειτουργίας των πατωμάτων.

- Οι ενισχύσεις έχουν βελτιώσει την απόκριση της κατασκευής. Η ενίσχυση (βλ. πίνακες 7.2 και 7.3) μόνο του υλικού οδηγεί σε μικρή αύξηση της μέγιστης έντασης (Διεύθυνση X: 8-35% Διεύθυνση Y: 5-17%) ενώ αντίθετα καλύτερη συμπεριφορά έχουμε όταν ενισχύουμε και το

υλικό και το πάτωμα (Διεύθυνση Χ: 60-100%, Διεύθυνση Υ: 10-40%). Επομένως το πλέον ευνοϊκό μέτρο είναι ένας συνδυασμός της ενίσχυσης τους υλικού με ενέματα και της ενίσχυσης της δυσκαμψίας του πατώματος. Παρ' όλα αυτά επειδή η βελτίωση στη διεύθυνση Υ είναι μικρή και το στοχευόμενο επίπεδο επιτελεστικότητας που αφορά στην Ασφάλεια Ζωής και Διατήρηση Κτιρίου δεν ικανοποιείται θα πρέπει να ενισχυθεί η ασθενής πλευρά του κτιρίου.

Βιβλιογραφία

1. Abbas N., Calderini C., Cattari S., Lagomarsino S., Rossi M. (UNIGE), Ginanni Corradini R., Marghella G., Piovanello V. (CENACOLO), 2010. Classification of the cultural heritage assets, description of the target performances and identification of damage measures., PERPETUATE, DELIVERABLE D4
2. Cattari S., Lagomarsino S., D'Ayala D., Novelli V., Bosiljkov V., 2012. Correlation of performance levels and damage states for types of buildings., PERPETUATE, DELIVERABLE D17
3. J. Douglas, D. Seyedi, C. Negulescu & T. Ulrich, K. Pitilakis, D. Pitilakis & A. Karatzetzou, G. Gazetas & M. Loli, 2010. Characterization of the seismic hazard scenario for historical buildings., PERPETUATE, DELIVERABLE D10
4. J. Douglas, F. Gherboudj and N. Laouami, D. Benouar, 2012. Report on vector-valued characterisation of seismic hazard with respect to strong-motion parameters, PERPETUATE, DELIVERABLE D24
5. Abbas N., Calderini C., Cattari S., Lagomarsino S., Rossi M. Ginanni Corradini R., Marghella G., Piovanello V., 2010. Classification of the cultural heritage assets, description of the target performances and identification of damage measures., PERPETUATE, DELIVERABLE D4
6. S. Cattari and S. Lagomarsino, 2012. Definition of seismic safety verification procedures for historical buildings. PERPETUATE, DELIVERABLE D35
7. Lagomarsino S., Cattari S., Calderini C. 2012. European Guidelines for the Seismic Preservation of Cultural Heritage Assets, PERPETUATE, DELIVERABLE D41
8. Lagomarsino S., Ottonelli D. 2012. A Macro-Block Program for the Seismic Assessment (Freeware Software for the Safety Verification of Seismic Local Mechanisms), PERPETUATE, DELIVERABLE D29
9. Lagomarsino S., Penna A., Galasco A., Cattari S. 2013. TREMURI Program: an Equivalent Frame Model for the Nonlinear Seismic Analysis of Masonry Buildings. Genova: ELSEVIER
10. S.T.A. DATA 2013. 3Muri User Manual, Release: 5.0.1. Torino: S.T.A. DATA
11. S.T.A. DATA 2013. 3Muri User Manual, Release: 5.0.1. Torino: S.T.A. DATA
12. S.T.A. DATA 2013. Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings. Torino: S.T.A. DATA
13. Adami Ch.-E., Vintzileou E., Mouzakis Ch., Karapitta L. 2012. Dynamic Tests on Timber-Laced Three-Leaf Stone Masonry Building Model. Wroclaw: 8th SAHC

14. Mouzakis Ch., Vintzileou E., Adami Ch.-E., Karapitta L. 2012. Dynamic Tests on Three Leaf Stone Masonry Building Model Before and After Interventions. Wroclaw: 8th SAHC
15. Lagomarsino S., Cattari S., 2014, Fragility Functions of Masonry Buildings, In: Pitilakis K, Crowley H, Kaynia AM (eds.), SYNER-G: Typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 27, pp. 111-156, Springer Netherlands.
16. Karatzetzou A., Pitilakis D., Kržan M., Bosiljkov V., 2015. Soil-foundation-structure interaction and vulnerability assessment of the Neoclassical School in Rhodes, Greece. Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 13, Issue 1, pp 411-428
17. Cattari S., Lagomarsino S., Karatzetzou A., Pitilakis D., Vulnerability assessment of Hassan Bey's Mansion in Rhodes. Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 13, Issue 1, pp 347-368
18. Cattari S., Lagomarsino S. Bosiljkov V., D'Ayala D., 2014. Sensitivity analysis for setting up the investigation protocol and defining proper confidence factors for masonry buildings. Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 13, Issue 1, pp 129-151
19. Eurocode 8- Part 1 (2005). Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1, CEN: Brussels, 2004.
20. Eurocode 8- Part 3 (2005). Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. EN 1998-3, CEN: Brussels, 2005.
21. Eurocode 6- Part 1 (2004). Design of masonry structures. Part 1: common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. EN 1996-1, CEN: Brussels, 2004.
22. Gkoktsi K. 2012. Assessment of Unreinforced Masonry Artistic Assets Considering Soil-Foundation-Structure Interaction, Inelastic Soil's and Structural Behavior and Modelling. Application to Arsenal De Milly of the Medieval City of Rhodes. Thessaloniki: AUTH
23. Iliou K. 2013. Numerical investigation of the seismic response of historical masonry structures. Application of linear and non-linear modeling of shaking table tests of a typical urm building with and without strengthening measures. Thessaloniki: A.U.Th
24. Pitilakis D., Karatzetzou A., 2015. Dynamic stiffness of monumental flexible masonry foundations. Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 13, Issue 1, pp 67-82

25. G. Mylonakis S.Nikolaou and G. Gazetas, 2006. Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations.. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9):824–853
26. Galasco A, Lagomarsino S, Penna A, Resemini S. Non-linear seismic analysis of masonry structures. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, Vancouver Canada, 2004
27. G. Gazetas, 1983. Analysis of machine foundation vibrations: state of art.. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2(1):2–42.
28. G. Gazetas, 1991. Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering Division - ASCE*, 117(9):1363–1381.
29. Kappos, 2002. Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings. *Journal. American Society of Civil Engineer (ASCE)* 0733-9445 (2002)128:7 (890)
30. Πιτιλάκης Κ. 2010. Γεωτεχνική Σεισμική Μηχανική. Thessaloniki: Ziti
31. Στυλιανίδης Κ., Ιγνατάκης Χ. 2011. Κατασκευές από Φέρουσα Τοιχοποιία. Thessaloniki: AUTH
32. Αδάμη Χ.-Ε., Καραπίττα Λ., Μουζάκης Χ., Βιντζηλαίου Ε. 2012. Σεισμική Απόκριση Ιστορικών Κτιρίων από Τρίστρωτη Τοιχοποιία: Ενίσχυση της Συμπεριφοράς με την Εφαρμογή Ενεμάτων και την Βελτίωση της Λειτουργίας Κιβωτίου. Thessaloniki: ETAM