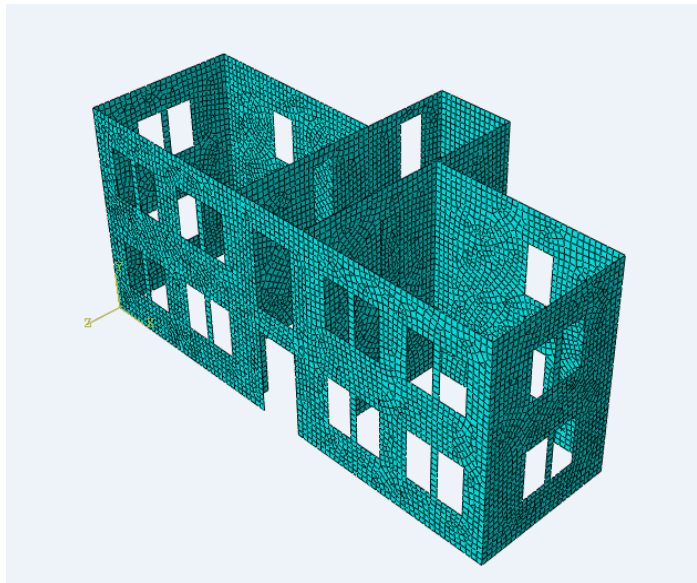




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ



**ΦΟΙΤΗΤΗΣ: ΦΡΑΓΚΙΑΔΑΚΗΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΜΟΥΖΑΚΗΣ ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ
ΕΠ.ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ
ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2014**

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	4
ABSTRACT	4
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
1.1 ΠΡΟΛΟΓΟΣ.....	6
1.2 ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ.....	7
ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΣ ΑΝΑΛΟΓΑ ΤΟ ΕΙΔΟΣ ΤΩΝ ΛΙΘΩΝ	7
ΛΙΘΟΔΟΜΕΣ-ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΣ ΑΝΑΛΟΓΑ ΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΩΝ ΛΙΘΩΝ	7
ΠΛΙΝΘΟΔΟΜΕΣ-ΑΝΑΛΟΓΑ ΤΟ ΤΕΧΝΗΤΟ ΥΛΙΚΟ	11
ΜΙΚΤΕΣ.....	13
ΜΙΚΤΗ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ.....	13
ΜΙΚΤΗ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ.....	14
ΜΙΚΤΗ ΚΑΘ΄ΥΨΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ.....	14
ΤΟΙΧΟΠΟΪΕΣ ΑΝΑΛΟΓΑ ΤΟΝ ΤΡΟΠΟ ΔΟΜΗΣΗΣ	15
1.3 ΚΟΝΙΑΜΑΤΑ.....	15
2. ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ.....	18
2.1 ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ	18
2.2 ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ.....	18
2.3 ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ	19
2.4 ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ.....	19
ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ	26
2.5 ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ.....	27
2.6 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ	29
ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΟΛΙΣΘΗΣΗ	29
ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΘΡΑΥΣΗ	30
ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΘΡΑΥΣΗ.....	32
2.7 ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ	34
2.8 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ	35
2.9 ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΣΤΑΘΕΡΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ.....	37
3. ΑΣΤΟΧΙΕΣ-ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ	40
3.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	40
3.2 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΛΟΓΩ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ	41
3.3 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ	43
4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ.....	50
4.1 Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΠΕΣΣΩΝ	50
4.2 Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΟΥ ΧΩΡΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ	51
4.3 Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	51

4.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ.....	54
4.5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ.....	55
5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	58
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	58
5.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ.....	58
5.3 ΒΗΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	59
5.4 ΕΠΙΛΟΓΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ.....	61
5.5 ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΗΜΕΙΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ.....	66
6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ V-D ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ.....	70
6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	70
6.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΕΠΙΒΟΛΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ 1 ^{ΗΣ} ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ.....	76
6.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	95
7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	96

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η τοιχοποιία ήταν ένας πολύ συνηθισμένος τρόπος δόμησης. Ο σχεδιασμός τους γινόταν με απλούς υπολογισμούς και εμπειρικές τεχνικές.

Με την πάροδο του χρόνου και καθώς η τεχνολογία εξελισσόταν δόθηκε η δυνατότητα μίας πιο σχολαστικής ανάλυσης των κατασκευών από τοιχοποιία. Ιδιαίτερα σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα όπως είναι η Ελλάδα πέρα από την επίδραση των μόνιμων και των κινητών φορτίων τα κτίρια δοκιμάζονται και από σεισμικές τυχαίες καταπονήσεις.

Συνεπώς η σωστή ανάλυση και η διεξοδική μελέτη της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας από την πρώτη ρηγμάτωση μέχρι το σημείο όπου δεν μπορεί να φέρει πια φορτία δίνει μία πιο αντιπροσωπευτική εικόνα της αντοχής και της φέρουσας ικανότητας της.

Για το σκοπό αυτό έγινε ανάλυση Pushover και μη γραμμικής ανάλυσης με χρονοϊστορία σε φορέα από τοιχοποιία καθώς και σύγκριση των 2 αυτών μεθόδων.

ABSTRACT

Masonry is a very common structural way of building. Their design usually is based on simple calculations and experimental techniques.

With the passage of time and as technology is being developed the analysis of masonry structures has become more thorough and precise.

Particularly, in areas like Greece where seismic activity is intense it is crucial except from the effect of permanent and live loads, the structures should be checked by random seismic loads.

Therefore, the proper analysis and thorough study of the behavior of the masonry from the first cracking to the point where the buildings cannot bear any more loads, gives a more representative picture of strength and its bearing capacity.

For this purpose, Pushover and Nonlinear time history analysis was used to a structure of masonry and was made a comparison of these two methods.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Μέχρι την εμφάνιση και τη χρήση του χάλυβα περίπου στα μέσα του 19ου αιώνα και του σκυροδέματος στις αρχές του 20ου αιώνα η τοιχοποιία αποτελούσε το μοναδικό ως τότε δομικό υλικό για την κατασκευή όλων των έργων σε όλο τον κόσμο. Εξαιρέση αποτελούσαν κάποιες περιοχές όπου χρησιμοποιούνταν αποκλειστικά για την κατασκευή κτιρίων το ξύλο.

Σε χώρες με παράδοση στη χρήση της φέρουσας τοιχοποιίας και όπου δεν υπάρχει έντονη σεισμικότητα όπως η Μ.Βρετανία εξακολουθούν ακόμη και σήμερα να κατασκευάζουν νέα κτίρια μέχρι και τεσσάρων (4) ορόφων με τη χρήση φέρουσας τοιχοποιίας.

Τα βασικά συστατικά της είναι οι πλίνθοι και το συνδετικό κονίαμα. Οι πλίνθοι μπορεί να είναι τεχνητές ή τεμάχια φυσικών λίθων. Το κονίαμα παρουσιάζει μεγάλη ποικιλία συνθέσεων και αντοχών αλλά μπορεί και να απουσιάζει εντελώς (ξηρολιθοδομές). Ένας επί πλέον παράγοντας πολυμορφίας είναι και ο τύπος δόμησης (πλέξη) της τοιχοποιίας.

Διεθνώς τα τελευταία χρόνια παρατηρείται έντονο ενδιαφέρον για τη συντήρηση και ανάδειξη της οικιστικής πολιτιστικής κληρονομιάς. Μέσα σε αυτό το παγκόσμιο ρεύμα δόθηκε έμφαση στην έρευνα της μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας καθώς η συντριπτική πλειοψηφία των μνημείων και διατηρητέων κτιρίων και συνόλων είναι κτίσματα από φέρουσα τοιχοποιία. Ταυτόχρονα με την προσπάθεια αυτή αναδείχθηκαν και τα ξεχασμένα μέχρι πρότινος πλεονεκτήματα που παρέχει η τοιχοποιία στις κατασκευές όπως η θερμομόνωση και η πυρασφάλεια αλλά και η αντοχή στο χρόνο σε συνδυασμό με το καλαίσθητο αποτέλεσμα. Δυσκολίες όμως σε αυτό το εγχείρημα υπάρχουν πολλές μιας και η πολυμορφία και πολυτυπία του ίδιου του υλικού δεν βοηθά στην προώθηση της έρευνας της φυσικής και μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας με αποτέλεσμα τη μεγάλη δυσκολία προτυποποίησης υλικών και μεθόδων.

Η τοιχοποιία έχει σχετικά χαμηλές αντοχές και εμφανίζει ψαθυρή συμπεριφορά γεγονός που οδηγεί στην ανάγκη αύξησης των διατομών και του κόστους του φέροντα οργανισμού και περιορίζει τον αριθμό των ορόφων ιδιαίτερα σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα. Είναι ένα υλικό πολυφασικό, πολύμορφο και "απείθαρχο". Πολλές χώρες, μεταξύ των οποίων και η Ελλάδα, σχετικά πρόσφατα απέκτησαν κανονισμό για κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. Αξιοσημείωτο είναι ότι παρατηρείται ανομοιομορφία μεταξύ των διάφορων μεθόδων, ποικιλία ορισμών και σημαντική διασπορά τιμών μεταξύ των διάφορων κανονισμών. Είναι χαρακτηριστικό ότι το πρώτο κείμενο Ευρωκώδικα για κατασκευές από τοιχοποιία [Ευρωκώδικας 6] κυκλοφόρησε μόλις το 1989.

Γενικά, κτίσματα από φέρουσα τοιχοποιία είτε βρίσκονται στον Ελλαδικό χώρο ή σε κάποιο άλλο μέρος παρουσιάζουν υψηλή τρωτότητα σε κάθε μεσαίου ή μεγάλου μεγέθους σεισμό. Αυτό μπορεί να οφείλεται σε πολλά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας όπως:

- Η ψαθυρότητα της άοπλης τοιχοποιίας.
- Η ανεπαρκής διαφραγματική λειτουργία πατωμάτων και στεγών.
- Η ανεπαρκής σύνδεση οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων του φέροντα οργανισμού.
- Η παντελής απουσία ή η μη τήρηση της μελέτης όταν αυτή υπάρχει.
- Οι κάθε είδους κακοτεχνίες.
- Οι κατά καιρούς επεμβάσεις τροποποιήσεις και προσθήκες.
- Η κακή συντήρηση και η γήρανση των υλικών.

1.2 ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΣ ΑΝΑΛΟΓΑ ΤΟ ΕΙΔΟΣ ΤΩΝ ΛΙΘΩΝ

Η προέλευση του λίθου, δηλαδή αν είναι τεχνητός ή φυσικός, διαχωρίζει τις τοιχοποιίες σε δύο κατηγορίες. Όταν οι λίθοι είναι φυσικοί τότε η τοιχοποιία καλείται λιθοδομή ενώ όταν είναι τεχνητοί πλινθοδομή.

Οι τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους αποτελούν το αρχαιότερο και το κυριότερο, μέχρι την εμφάνιση του σκυροδέματος, δομικό υλικό σε πολλές περιοχές της γης. Προέρχονται κυρίως από ανθεκτικά πετρώματα τα οποία μετά από μικρού ή μεγάλου βαθμού κατεργασίας αποκτούν το κατάλληλο σχήμα ώστε να είναι κατάλληλα για την κατασκευή του έργου.

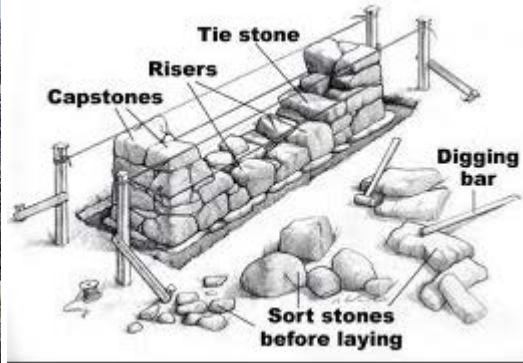
Από γεωλογικής άποψης, και ανάλογα τον τρόπο σχηματισμού των πετρωμάτων οι λίθοι που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές μπορεί να προέρχονται από ιζηματογενή, ηφαιστειογενή ή μεταμορφωσιγενή πετρώματα. Τα ιζηματογενή πετρώματα προήλθαν από τις αποθέσεις υδατικών διαλυμάτων ή από τη μεταφορά μέσω του ανέμου υλικών τα οποία προήλθαν από την διάβρωση άλλων πετρωμάτων (ψαμμίτες, ασβεστόλιθοι). Τα ηφαιστειογενή πετρώματα δημιουργήθηκαν από τη στερεοποίηση της ηφαιστειακής ύλης (γρανίτες).

Τέλος, τα μεταμορφωσιγενή έχουν προέλθει από την ανακρυστάλλωση των ιζηματογενών ή των ηφαιστειογενών πετρωμάτων κάτω από υψηλές θερμοκρασίες ή πιέσεις.

ΛΙΘΟΔΟΜΕΣ-ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΣ ΑΝΑΛΟΓΑ ΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΩΝ ΛΙΘΩΝ

Οι λιθοδομές με τη σειρά τους ανάλογα αν συνδέονται οι λίθοι ή όχι με συνδετικό κονίαμα διακρίνονται σε 3 κατηγορίες.

1.Ξηρολιθοδομές: είναι οι λιθοδομές οι οποίες αποτελούνται από ακατέργαστους φυσικούς λίθους χωρίς κανένα συνδετικό κονίαμα μεταξύ τους. Βασική αδυναμία των τοίχων αυτών είναι να αναλάβουν οριζόντιες δυνάμεις και γι αυτό το λόγο χρησιμοποιούνται σε έργα όχι μεγάλης σημασίας όπως περιφράξεις και πρόχειρους χαμηλούς τοίχους αντιστήριξης. Παλαιότερα η κατασκευή πρόχειρων καταλυμάτων (ιδιαίτερα στη Μάνη) γινόταν από μεγάλους λίθους χωρίς κανένα συνδετικό κονίαμα(ξερολιθιές).



ΕΙΚΟΝΑ 1-1ΞΗΡΟΛΙΘΟΔΟΜΗ

Για τη δόμηση της ξερολιθιάς χρησιμοποιούνται πέτρες ανάλογα με τα χαρακτηριστικά τους:

- Οι πιο μεγάλες σαν πέτρες θεμελίωσης
- Όσες, μέτριου μεγέθους, έχουν μια επίπεδη επιφάνεια, σαν πέτρες δόμησης
- Οι μικρότερες πέτρες ως πέτρες πλήρωσης
- Οι μακρύτερες πέτρες χρησιμοποιούνται ως πέτρες σύνδεσης
- Τέλος, άλλες πέτρες χρησιμοποιούνται για επικάλυψη, ανάλογα με τις τοπικές τεχνικές.

Ανάλογα την κατεργασία των φυσικών λίθων οι ξερολιθοδομές χωρίζονται στις ξερολιθιές, τις ημιλάξευτες ξερολιθοδομές και τις λαξευτές ξερολιθοδομές.

Ημιλαξευτές είναι οι λιθοδομές οι οποίες κατασκευάζονται με λίθους που έχουν υποστεί ημιεπεξεργασία, δηλαδή επεξεργασία στις έδρες και στο πρόσωπο ώστε να έχουν κανονικό σχήμα παραλληλεπιπέδου και περίπου ίσες διαστάσεις. Οι λίθοι αυτοί επειδή ακριβώς χρειάζονται επεξεργασία προέρχονται από όχι πολύ σκληρά πετρώματα και ομοιογενή. Η επεξεργασία περιορίζεται σε βάθος 10cm από την επιφάνεια. Χρησιμοποιούνται σε περιπτώσεις που μας ενδιαφέρει η εμφάνιση της τοιχοποιίας όπως κατοικίες μνημειακά κτίρια και γενικά για τοίχους υπογείων και ισογείων.

Η λιθοδομή κτίζεται από την μια και σπανιότερα από τις δύο πλευρές με μισολαξευμένες πέτρες.



ΕΙΚΟΝΑ 1-2ΤΟ ΓΙΟΦΥΡΙ ΤΗΣ ΑΡΤΑΣ

Λαξεμένες: Η λαξευτή τοιχοποιία είναι ο αρχαιότερος τρόπος κατασκευής λιθοδομών, με τον οποίο έχουν κτισθεί πολύ σημαντικά μνημεία. Η κάθε πέτρα έχει υποστεί τέτοια επεξεργασία που έχει αποκτήσει πλήρως το σχήμα που χρειάζεται για την κατασκευή της λιθοδομής. Με λαξευτές τοιχοποιίες κατασκευάστηκαν τοίχοι σε οικοδομικά έργα, βάθρα σε γέφυρες, αψίδες, θόλοι, τοίχοι αντιστήριξης κ.λ. Η δόμηση γινόταν χωρίς κονίαμα γιατί η αντοχή της τοιχοποιίας βασίζεται κυρίως στην απόλυτη έδραση και στην εμπλοκή των λίθων. Για να ενισχυθεί όμως η κατασκευή χρησιμοποιούσαν μεταλλικούς συνδετήρες.

Σήμερα χρησιμοποιείται κονίαμα αλλά η σημασία του είναι πάρα πολύ μικρή. Το πάχος των αρμών είναι μόνο 3 έως 6mm ενώ στις αργολιθοδομές(περιγράφονται παρακάτω) το αντίστοιχο πάχος είναι 2 έως 3cm.



ΕΙΚΟΝΑ 1-3ΜΥΚΗΝΕΣ / ΑΚΡΟΠΟΛΗ

Αργολιθοδομές: ονομάζονται οι τοιχοποιίες από φυσικούς λίγους συγκολλημένους με τη χρήση κάποιου συνδετικού κονιάματος. Αποτελούνται από τελείως ακατέργαστους ή ελαφρά κατεργασμένους λίθους έτσι ώστε να αποκτήσουν κατάλληλο σχήμα και μέγεθος για τη χρήση τους στην κατασκευή του έργου. Οι λίθοι από σκληρά πετρώματα δεν είναι εύκολο να κατεργαστούν και για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται ακατέργαστοι(αργοί). Παλαιότερα χρησιμοποιούνταν κατά

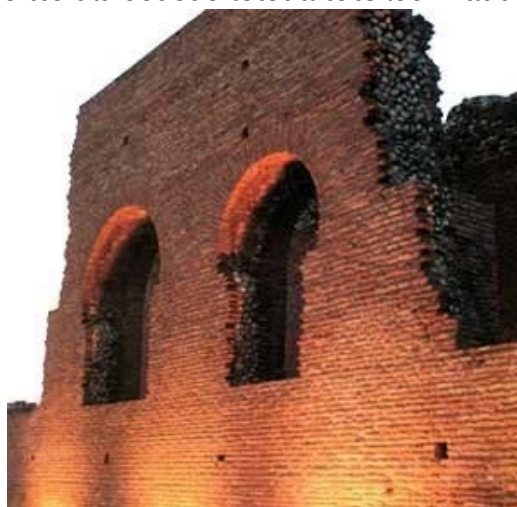
κόρον σε οικοδομές, γέφυρες, τοίχους αντιστήριξης, οχυρωματικά έργα και πολλά άλλα. Το ελάχιστο πάχος μιας αργολιθοδομής είναι 45 έως 50 εκατ.

Για την κατασκευή των αργολιθοδομών χρησιμοποιούνται μεν λίθοι ανεπεξέργαστοι, πρέπει όμως να έχουν τέτοιο μέγεθος που να μπορεί ο τεχνίτης να τους χειρισθεί και τέτοια μορφή, ώστε να μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τη διαμόρφωση τοίχων, πρέπει δηλαδή οι πλευρές τους να είναι ομαλές και όσο το δυνατόν επίπεδες για να υπάρχει ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων. Ως επιθυμητή αναλογία ύψος/πλάτος/μήκος συνιστάται να είναι 1:2:3 ή 1:2:3:5. Λίθοι με μικρό ύψος-ιδιαίτερα επιμηκείς πρέπει να αποφεύγονται διότι όταν δεν έχει γίνει καλή διάστρωση του κονιάματος είναι πολύ πιθανόν να αστοχήσουν σε καμπτικό εφελκυσμό.



ΕΙΚΟΝΑ 1-4 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΑΡΓΟΛΙΘΟΔΟΜΗΣ

Χυτές τοιχοποιίες: Κατασκευάζονται από πλαστικά μείγματα πηλού, κροκάλων και σκυροδέματος, τα οποία σκληρύνονται και αποτελούν ένα ενιαίο σύνολο τοίχου. Χυτές είναι και οι ρωμαϊκές τοιχοποιίες, στις οποίες το καλούπι είναι από συμπαγείς οπτόπλινθοι οι οποίοι αποτελούν και την εξωτερική επένδυση των τοίχων.



ΕΙΚΟΝΑ 1-5 ΡΩΜΑΙΚΟ ΩΔΕΙΟ ΠΑΤΡΩΝ

Οι τοιχοποιίες από τεχνητούς λίθους, πλινθοδομές κατασκευάζονται από βιοτεχνικά ή βιομηχανικά προϊόντα τα οποία κατασκευάζονται επί τόπου ή μακριά από το έργο. Το κυριότερο χαρακτηριστικό τους είναι το συγκεκριμένο σχήμα και οι σταθερές διαστάσεις τους.

Η δόμηση με τεχνητούς λίθους παρουσιάζει διάφορα πλεονεκτήματα. Αρχικά δίνει τη δυνατότητα κατασκευής τοίχων με μικρότερο πάχος από εκείνων με φυσικούς λίθους και να εξασφαλίζουν θερμομονωτική και ηχομονωτική ικανότητα. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα μικρότερα φορτία άρα μικρότερη σεισμική επιβάρυνση λόγω των μικρότερων αδρανειακών δυνάμεων. Επίσης το μικρότερο πάχος των τοίχων εξασφαλίζει μεγαλύτερο ωφέλιμο χώρο στο κτίριο. Τα τεχνητά υλικά λόγω του ότι κατασκευάζονται από τον άνθρωπο μπορούν να έχουν ότι χαρακτηριστικά επιθυμεί. Άρα όποιες είναι οι απαιτήσεις του έργου αυτές είναι και οι προδιαγραφές των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν. Τέλος οι τεχνητοί λίθοι δίνουν ταχύτητα, ευκολία, οικονομία στη δόμηση αφού είναι δυνατή η προμήθεια τους ανά πάσα στιγμή και χωρίς την ύπαρξη εξειδικευμένων τεχνιτών για την επεξεργασία και τη δόμηση.

Ανάλογα το υλικό των τεχνητών αυτών υλικών οι πλινθοδομές διακρίνονται σε διάφορες κατηγορίες.

Ωμοπλινθοδομές: όταν το υλικό είναι ωμόπλινθοι, δηλαδή άψητες χωματόπλιθες, υλικό το οποίο χρησιμοποιήθηκε αρχικά στην Μεσοποταμία πριν 12000 χρόνια περίπου. Σε περιοχές της γης όπου η πέτρα είναι σπάνιο υλικό οι ωμόπλινθοι χρησιμοποιήθηκαν πάρα πολύ. Η χαμηλή αντοχή τους σε ισχυρές σεισμικές δυνάμεις είναι το βασικό μειονέκτημα τους και στο οποίο οφείλονται οι μεγάλες καταστροφές που έχουν σημειωθεί κατά καιρούς σε διάφορες κατασκευές. Στη χώρα μας έχουν πάψει να χρησιμοποιούνται αλλά υπάρχει ένα μεγάλο ποσοστό κτιρίων που έχουν κατασκευαστεί από ωμοπλινθοδομή. Η κατασκευή τους γίνεται επί τόπου και το υλικό είναι άργιλος σε ποσοστό 30-40% και χώμα. Οι πέτρες είναι διαστάσεων το πολύ 30mm σε ποσοστό 70-60%. Για συνοχή παλιά προσέθεταν τραγόμαλλο ή άχυρο σε ποσότητα 7-10Kgr/m³. Το μείγμα διαστρωνόταν σε καλούπια χωρίς πυθμένα. Οι διαστάσεις του κενού χώρου ήταν περίπου 15x20x40cm και η κατασκευή παρέμενε μέσα μέχρι να στερεοποιηθεί. Η χαμηλή αντοχή τους και η συγκράτηση υγρασίας είναι τα βασικά προβλήματα που παρουσιάζουν. Επίσης σε περίπτωση βλάβης είναι πολύ δύσκολο να επισκευαστούν. Σήμερα δεν υπάρχουν αντίστοιχα υλικά με αποτέλεσμα η αποκατάσταση ζημιών σε κτίρια από ωμοπλινθοδομή να είναι δύσκολη και η μόνη παρέμβαση που μπορεί να γίνει είναι το κλείσιμο των ρωγμών.

Οπτοπλινθοδομές: αποτελούνται από ψημένες πλίνθους, τα γνωστά τούβλα των οποίων κύριο υλικό είναι ο πηλός. Η σύνθεση τους είναι άργιλος, αμμος χαλαζιακής προέλευσης και νερό σε αναλογίες οι οποίες ποικιλούν ανάλογα τις επιθυμητές ιδιότητες. Η ξήρανση των τούβλων έχει σκοπό την πλήρη απομάκρυνση του νερού από τη μάζα τους. Το τελικό στάδιο παραγωγής είναι το ψήσιμο το οποίο έχει σκοπό τη σταθεροποίηση του σχήματος και την ανάπτυξη των μηχανικών ιδιοτήτων τους. Εκτός των αργιλικών οπτοπλίνθων υπάρχουν και οι πλίνθοι από πυριτικό ασβέστιο

και από υλικά παράγωγα τσιμέντου και θηραϊκής γης. Τέτοιου είδους πλίνθοι κατασκευάζονται.

Η πλειονότητα των κτιρίων σε όλο τον κόσμο είναι από οπτοπλινθοδομή. Οι οπτοπλινθοδομές μπορεί να είναι φέρουσες ή να αποτελούν τοιχοπληρώσεις με φέροντα οργανισμό από σκυρόδεμα ή χάλυβα όπως πολύ συχνά συναντάμε στην Ελλάδα.

Γενικά υπάρχουν τα τούβλα με οπές και χωρίς οπές. Τα τούβλα χωρίς οπές δεν κατασκευάζονται με μεγάλη ποικιλία των διαστάσεων τους για λόγους που έχουν να κάνουν με το καλό ψήσιμο τους κάτι που αποτελεί το βασικό παράγοντα ανάπτυξης της αντοχής τους. Αντίθετα τα τούβλα με οπές κατασκευάζονται σε πολλές διαστάσεις. Διακρίνονται από τον αριθμό των οπών τους. Έτσι έχουμε τα εξάοπα, εννιάοπα κτλπ.



ΕΙΚΟΝΑ 1-6 ΔΙΑΦΟΡΟΙ ΤΥΠΟΙ ΤΟΥΒΛΩΝ

Τσιμεντοπλινθοδομές(ή τσιμεντολιθοδομές): αποτελούνται από τσιμεντόλιθους, δηλαδή τεχνητά τοιχοσώματα με βάση το σκυρόδεμα. Κατασκευάζονται από τσιμέντο, άμμο και γαρμπίλι με αναλογία περίπου 1 μέρος τσιμέντου προς 10-12 μέρη άμμου και γαρμπιλιού. Η αναλογία νερού στο μείγμα είναι μικρή και είναι τέτοια ώστε να αρκεί για την πήξη του τσιμέντου. Λόγω της κακής θερμομονωτικής ικανότητας τους δεν χρησιμοποιούνται ιδιαίτερα. Σε κάποιες χώρες κατασκευάζονται ειδικού τύπου τσιμεντόλιθοι με θερμομονωτικές ιδιότητες. Στην Ελλάδα χρησιμοποιούνται για την κατασκευή περιφράξεων και βιομηχανικών εγκαταστάσεων όπου δεν υπάρχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις μόνωσης. Γενικά είναι αρκετά φθηνό υλικό όμως είναι πολύ βαρύ. Τέλος, οι τσιμεντόλιθοι έχουν ένα ακόμα μειονέκτημα. Δεν μπορούμε εύκολα να δημιουργήσουμε οπές για τη διέλευση των σωληνώσεων και των καλωδίων για τις μηχανολογικές εγκαταστάσεις σε ένα κτίριο.



ΕΙΚΟΝΑ 1-7 ΤΣΙΜΕΝΤΟΛΙΘΟΙ

ΜΙΚΤΕΣ

Μικτές τοιχοποιίες είναι εκείνες οι οποίες αποτελούνται από δομικές μονάδες με διαφορετικά χαρακτηριστικά. Η κατασκευή φέρουσας τοιχοποιίας με αυτή την τεχνική πρέπει να αποφεύγεται γιατί ο καθορισμός των ελαστικών και μηχανικών ιδιοτήτων της τοιχοποιίας είναι ιδιαίτερα δυσχερές και υπό την δράση οριζόντιων σεισμικών φορτίων η συμπεριφορά του τοίχου είναι ανομοιόμορφη και εξαρτάται από τις διαφορετικές ιδιότητες των υλικών του.

Υπάρχουν διάφορες κατηγορίες μικτής τοιχοποιίας.

ΜΙΚΤΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ

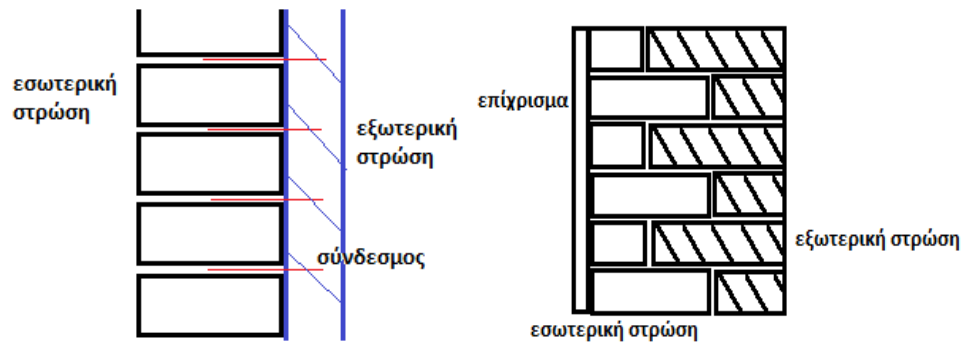
Μικτές κατά μήκος τοιχοποιίες είναι εκείνες που έχουν διαφορετικό υλικό κατά μήκος του τοίχου. Συναντώνται συνήθως σε επεκτάσεις υφιστάμενων κτιρίων. Η δυσκολία σε αυτού του είδους την τοιχοποιία είναι να επιτευχθεί η σωστή συνεργασία μεταξύ των υλικών. Το εγχείρημα αυτό είναι αρκετά δύσκολο γι αυτό το λόγο πολλές φορές δημιουργείται αρμός μεταξύ των δύο τοίχων. Όταν δεν γίνεται αρμός πρέπει να λαμβάνονται κατάλληλα μέτρα ώστε να συνεργαστούν με τον καλύτερο δυνατό τρόπο τα υλικά. Αυτό επιτυγχάνεται με καλή αλληλεμπλοκή των νέων με τα υπάρχοντα δομικά μέλη με τη βοήθεια μεταλλικών πλακών-συνδέσμων ή τζινετιών που εμπίγνυται στους οριζόντιους αρμούς στη διεπιφάνεια των δύο υλικών.



ΕΙΚΟΝΑ 1-8 ΤΖΙΝΕΤΙΑ

ΜΙΚΤΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ

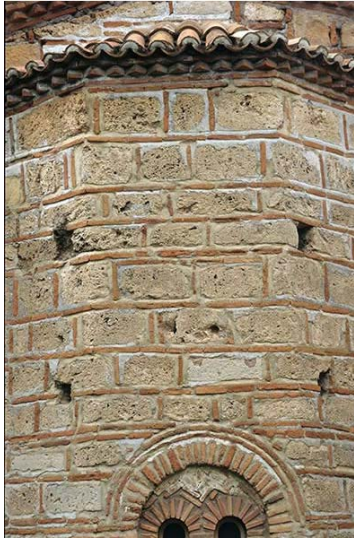
Οι τοιχοποιίες αυτού του είδους αποτελούνται από κατακόρυφες στρώσεις από δομικά στοιχεία διαφορετικών μηχανικών ιδιοτήτων. Η συνηθέστερη μορφή μικτής κατά πλάτος τοιχοποιίας είναι η αργολιθοδομή μεγάλου πάχους στην οποία οι δύο κατακόρυφες εξωτερικές στρώσεις εγκιβωτίζουν ένα πυρήνα από ασβεστοκονίαμα αναμειγμένο με κροκάλες ή διάφορα κεραμικά υλικά. Άλλη συνήθης μορφή μικτής κατά πλάτος τοιχοποιίας δημιουργείται όταν υπάρχει λαξευμένη λιθοδομή εξωτερικά και αργολιθοδομή εσωτερικά. Τα κυριότερα προβλήματα που δημιουργούνται στις μικτές κατά πλάτος τοιχοποιίες είναι λόγω του διαφορετικού βαθμού συνίζησης των κατακόρυφων στρώσεων και την κακή συνεργασία των δύο υλικών. Η συμπεριφορά τους στο σεισμό είναι κακή γι αυτό και αποφεύγεται. Ενδεικτικά παρακάτω παρουσιάζονται σχηματικά μικτή τοιχοποιία με απλή σύνδεση και με αλληλεμπλοκή των δομικών μελών.



ΕΙΚΟΝΑ 1-9 ΜΙΚΤΗ ΜΕ ΑΠΛΗ ΣΥΝΔΕΣΗ (Α) ΚΑΙ ΜΕ ΑΛΛΗΛΕΜΠΛΟΚΗ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (Β)

ΜΙΚΤΗ ΚΑΘ΄ΥΨΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ

Η μικτή καθ΄ ύψος τοιχοποιία αποτελείται από οριζόντιες στρώσεις από διαφορετικό υλικό. Ένα συνηθισμένο παράδειγμα τέτοιου είδους τοιχοποιίας είναι η εναλλαγή μία ή δυο στρώσεων από λίθους και μιας στρώσης από τούβλα. Συναντάται σε βυζαντινά και μεταβυζαντινά κτίρια, κυρίως εκκλησίες. Σε σπίτια είναι συνηθισμένο το φαινόμενο στο ισόγειο η τοιχοποιία να είναι από λιθοδομή ενώ οι υπόλοιποι όροφοι να κατασκευάζονται από οπτοπλινθοδομή. Γενικά αυτού του είδους η τοιχοποιία δεν έχει παραδείγματα κακής συμπεριφοράς στο σεισμό.



ΕΙΚΟΝΑ 1-10 ΠΑΙΝΘΟΠΕΡΙΚΛΕΙΣΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ-ΑΓΙΑ ΣΟΦΙΑ ΜΥΣΤΡΑΣ

ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΕΣ ΑΝΑΛΟΓΑ ΤΟΝ ΤΡΟΠΟ ΔΟΜΗΣΗΣ

- Ανισόδομες τοιχοποιίες, όπου δεν υπάρχουν συνεχείς στρώσεις τοιχοσωμάτων σε όλη την έκταση της λιθοδομής και η ορατή επιφάνεια της πέτρας δεν έχει σχήμα ορθογωνικό
- Ισόδομες τοιχοποιίες, όπου οι λίθοι έχουν ισομεγέθη, κανονικά, ορθογώνια παραλληλεπίπεδα σχήματα.
- Έμπλεκτες τοιχοποιίες
- Δρομικές τοιχοποιίες
- Μπατικές τοιχοποιίες
- Υπερμπατικές τοιχοποιίες
- Ψαθωτές ή δικέλυφες τοιχοποιίες
- Τοιχοποιίες με αλυσοειδές ή σταυροειδές σύστημα (English bond)
- Τοιχοποιίες με μικτό σύστημα (Flemish bond)
- Οπλισμένες τοιχοποιίες

1.3 ΚΟΝΙΑΜΑΤΑ

Κονίαμα ονομάζεται το μείγμα που αποτελείται από λεπτόκοκκα αδρανή (μέγιστη διάμετρος κόκκου αδρανούς 4 mm), κονίες, ως συνδετική ύλη και νερό επεξεργασίας, έχει δε βασική ιδιότητα να σκληρύνεται με τον χρόνο, ενώ κατά την διάρκεια της δόμησης έχει ρευστή μορφή.

Τα κονιάματα είναι το συνδετικό μέσο μεταξύ των λίθων σε μία τοιχοποιία. Χρησιμοποιούνται ώστε να δώσουν στον τοίχο την ικανότητα να λειτουργεί σαν ενιαίο σώμα και να μεταφέρει με ασφάλεια τα φορτία για τα οποία σχεδιάστηκε αλλά και να μείνει αναλλοίωτος στο πέρασμα του χρόνου. Στην οπλισμένη τοιχοποιία το κονίαμα είναι εκείνο που περιβάλλει τον οπλισμό και εξασφαλίζει τη συνεργασία του τοίχου ως σύνολο. Επομένως οι μηχανικές ιδιότητες του κονιάματος επηρεάζουν καταλυτικά τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας. Παλαιότερα για την παρασκευή κονιάματος χρησιμοποιούσαν άσβεστο, χώμα και σε κάποιες

περιπτώσεις και κεραμικά θραύσματα ή ηφαιστειακή τέφρα. Η άσβεστος εξασφαλίζει την εργασιμότητα του μείγματος ενώ η άμμος είναι ένα συμπληρωματικό υλικό. Με την πάροδο του χρόνου αντί για χώμα χρησιμοποιούνταν η άμμος. Αρκετά αργότερα προστέθηκε στο μείγμα και το τσιμέντο με αποτέλεσμα να αυξηθεί πολύ η αντοχή του κονιάματος. Τα κονιάματα που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή φερόντων τοίχων πρέπει να είναι τσιμεντοκονιάματα ή ασβεστοτσιμεντοκονιάματα.

Η ποιότητα ενός κονιάματος χαρακτηρίζεται από το γράμμα Μ ακολουθούμενο από την μέση θλιπτική αντοχή και σε περίπτωση που το κονίαμα έχει προδιαγραφόμενη σύνθεση εκτός από το γράμμα Μ πρέπει να αναφέρεται και η αναλογία των υλικών κατ' όγκο.

Τα κονιάματα τα διακρίνουμε σε διάφορες κατηγορίες:

Ανάλογα με τη χρησιμοποιούμενη κονία, τα κονιάματα διακρίνονται σε :

- α) αερικά κονιάματα (ασβεστοκονίαμα, πηλοκονίαμα, σβεστομαρμαροκονίαμα)
- β) υδραυλικά κονιάματα (τσιμεντοκονιάματα)
- γ) οργανικά κονιάματα (πλαστικά κονιάματα)
- δ) ειδικά κονιάματα (κόλλες)

Ανάλογα με τη μηχανική αντοχή τους διακρίνονται σε :

- α) χαμηλής αντοχής, δηλαδή κονιάματα με καμία απαίτηση αντοχής(πηλοκονίαμα, ασβεστοκονίαμα κ.λ.π.)
- β) μέσης αντοχής, δηλαδή κονιάματα με αντοχή 25 Kg/cm² περίπου (ασβεστοτσιμεντοκονίαμα κ.λ.π.)
- γ) υψηλής αντοχής, δηλαδή κονιάματα με αντοχή 100 Kg/cm² περίπου (τσιμεντοκονίαμα, οργανικό κονίαμα κ.λ.π.)

Η θλιπτική αντοχή είναι το ποιοτικό χαρακτηριστικό των κονιαμάτων δόμησης σύμφωνα με το οποίο αυτά κατατάσσονται σε κατηγορίες στο πρότυπο ΕΛΟΤ ΕΝ 998-2 όπως βλέπουμε στον παρακάτω πίνακα.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1-ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΚΑΤΗΓΟΡΙΩΝ ΚΟΝΙΑΜΑΤΩΝ-Η ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ 28 ΗΜΕΡΩΝ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΖΕΤΑΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΕΛΟΤ ΕΝ 1015-11

Κατηγορία	M1	M2.5	M5	M10	M15	M20
Ελάχιστη Αντοχή σε θλίψη(N/mm ²)	1	2.5	5	10	15	20

Πίνακας 1-2ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΟΝΙΑΜΑΤΩΝ ΔΟΜΗΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΩΝ ΚΑΤΑ ΤΙΣ ΑΜΕΡΙΚΑΝΙΚΕΣ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ [5]

Τύπος Κονιάματος	Μέση θλιπτική αντοχή 28 ημερών		Σύνθεση σε μέρη κατ' όγκο		
	psi	MPa	Τσιμέντο	Υδράσβεστος	Άμμος
M	2500	18.0	1.00	0.25	3.00
S	1800	13.0	1.00	0.50	4.50
N	750	5.5	1.00	1.00	6.00
O	350	2.5	1.00	2.00	9.00
K	75	0.5	1.00	4.00	15.00

Πίνακας 1-3ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΟΝΙΑΜΑΤΩΝ ΔΟΜΗΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΩΝ ΚΑΤΑ ΤΙΣ ΠΑΛΙΕΣ ΓΕΡΜΑΝΙΚΕΣ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ[6]

Τύπος Κονιάματος	Μέση θλιπτική αντοχή 28 ημερών (MPa)		Σύνθεση κονιάματος σε μέρη όγκου				
	Δοκιμή στο Εργαστήριο	Δοκιμή επί τόπου	Τσιμέντο Ασβέστης Άμμος	Τσιμέντο Τοιχοποιίας Άμμος	Τσιμέντο Άμμος και Πλαστικοποιητής	Αυξημένη	
						Αντοχή	Παραμορφωσιμότητα
(i)	16.0	11.0	1/0÷¼/3	-	-	↑	↓
(ii)	6.5	4.5	1/½÷4/4½	1/2½÷3½	1/3÷4		
(iii)	3.6	2.5	1/1/5÷6	1/4÷5	1/5÷6		
(iv)	1.5	1.0	1/2/8÷9	1/5½÷6½	1/7÷8		
Αυξημένη αντίσταση σε παγετό κατά την κατασκευή			→			Παρατηρήσεις	
Βελτιωμένη συνοχή και Υδατοστεγανότητα			←				

Βασικοί παράγοντες της ποιότητας του κονιάματος είναι η κοκκομετρική διαβάθμιση της άμμου (ώστε να επιτυγχάνεται ο μικρότερος δυνατός όγκος κενών), η κατάλληλη αναλογία της ποσότητας της κονιάς προς την άμμο, η μορφή των κόκκων της άμμου και το ποσοστό του νερού της επεξεργασίας.

Τα κονιάματα χρησιμοποιούνται γενικά ως συνδετικά υλικά, ως πρώτες ύλες για την κατασκευή τεχνητών λίθων, ως επικαλυπτικά και ως μονωτικά υλικά.

Ο έλεγχος καταλληλότητας ενός κονιάματος αφορά την αντοχή σε θλίψη και εφελκυσμό, την εργασιμότητά του, την ικανότητα συγκράτησης του νερού της επεξεργασίας και τις αναλογίες σύνθεσης. Με πρόσθετα επιτυγχάνεται βελτίωση των ιδιοτήτων των κονιαμάτων.

2. ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

2.1 ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

Οι φέροντες τοίχοι είναι συνεχή κατακόρυφα στοιχεία στα οποία στηρίζονται τα πατώματα, τα οποία με τη σειρά τους μεταφέρουν κατακόρυφα κινητά και νεκρά φορτία στους τοίχους. Τα φορτία βαρύτητας και οι πλάγιες ωθήσεις, που επενεργούν από τη μία πλευρά ενός εξωτερικού τοίχου, δημιουργούν μία ροπή. Καθώς τα κατακόρυφα φορτία είναι αντίθετα από την τάση αυτής της καμπτικής ροπής, οι βασικές εσωτερικές δυνάμεις, που καθορίζουν τη φέρουσα αντοχή της τοιχοποιίας, είναι η θλίψη και η διάτμηση.

Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας αναφέρεται σε οριζόντιες φορτίσεις όπως ο άνεμος, ο σεισμός κ.λ.π.. Διακρίνεται σε τρία είδη αστοχίας :

- αστοχία των συνδέσμων με πρόκληση βαθμιδωτών ρωγμών
- αστοχία των μονάδων με διαμπερείς ρωγμές
- αστοχία λόγω θλίψης

Η καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας διακρίνεται σε :

- καμπτική αντοχή σε κάθετη διεύθυνση, που εξαρτάται κυρίως από την αντοχή των συνδέσμων (κονιαμάτων)
- καμπτική αντοχή σε οριζόντια διεύθυνση, που εξαρτάται κυρίως από την αντοχή των τοιχοσωμάτων.

2.2 ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

Η διεύθυνση της φόρτισης σε σχέση με τη διεύθυνση των αρμών είναι ο καθοριστικός παράγοντας για τη μηχανική συμπεριφορά της άοπλης τοιχοποιίας.

Η τοιχοποιία είναι γνωστό ότι έχει μεγάλη αντοχή σε θλίψη και χαμηλή σε εφελκυσμό και διάτμηση.

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από :

- Τις ιδιότητες των λιθοσωμάτων, όπως η αντοχή τους, ο τύπος και η γεωμετρία τους. Πιο συγκεκριμένα, αν είναι συμπαγή ή διάτρητα, το είδος και ποσοστό των οπών τους, το ύψος σε σχέση με τις άλλες διαστάσεις τους αλλά και από την υδατοαπορροφητικότητά τους.
- Τα χαρακτηριστικά του κονιάματος όπως η αντοχή και η σύνθεση του. Βασικοί παράγοντες είναι ο λόγος νερού προς τσιμέντο, η συγκράτηση υγρασίας, το σχετικό πάχος του κονιάματος σε σχέση με το λιθόσωμα και η σχετική παραμόρφωση των δύο υλικών.
- Τις συνθήκες που επικρατούν στην τοιχοποιία, δηλαδή τον τρόπο εμπλοκής των λιθοσωμάτων, τη διεύθυνση φόρτισης, τις τοπικές αυξήσεις τάσεων, τον τρόπο επιβολής του φορτίου, κ.ά..
- Το υλικό και το πάχος του αρμού. Έχει παρατηρηθεί ότι όσο ο λόγος του πάχους του αρμού προς το ύψος των τοιχοσωμάτων αυξάνεται, τόσο το λιθόσωμα τείνει να αστοχήσει εξαιτίας πλευρικής ολίσθησης λόγω των παραμορφώσεων του υλικού του αρμού.

- Κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπως τα συγκεντρωμένα φορτία. Η επίδραση τους εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως τον λόγο της φορτιζόμενης επιφάνειας προς το μήκος του τοίχου, τη θέση του φορτίου κατά μήκος του τοίχου, τον τρόπο επιβολής του φορτίου κατά το πάχος του τοίχου, του τύπο και το υλικό της τοιχοποιίας, τον λόγο του ύψους προς το μήκος και το πάχος του τοίχου και τον αριθμό των συγκεντρωμένων φορτίων. Επίσης οι εγκοπές στο σώμα του τοίχου είναι ιδιαίτερα επιβλαβείς σε λεπτούς τοίχους και κυρίως όταν έχουν οριζόντια ή διαγώνια διεύθυνση, οπότε επηρεάζουν μεγάλο μέρος του τοίχου.
- Την ποιότητα κατασκευής. Η τοιχοποιία κατασκευάζεται επί τόπου από προσωπικό του οποίου η εμπειρία ποικίλει κάτι που μπορεί να επηρεάσει πολύ την ποιότητα της κατασκευής. Επίσης οι διάφορες κλιματολογικές συνθήκες που μπορεί να επικρατούν, τα υλικά που μπορεί να μην πληρούν της προδιαγραφές είναι σημαντικοί παράγοντες που επηρεάζουν την ποιότητα της τοιχοποιίας.

2.3 ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

Η αντοχή της τοιχοποιίας είναι πολύ δύσκολο να προσδιοριστεί. Τα στοιχεία μιας πραγματικής τοιχοποιίας δεν μπορούν να αντιστοιχηθούν με εκείνα των δοκιμών στα οποία γίνεται ο έλεγχος. Και αυτό γιατί η αντοχή ενός τοίχου διαφέρει από εκείνη ενός δοκιμίου από τα ίδια υλικά. Η λυγηρότητα, η ποιότητα κατασκευής και οι οριακές συνθήκες (π.χ. ύπαρξη εγκαρσίων τοίχων και πλακών στους πραγματικούς τοίχους) απέχουν για τις δύο περιπτώσεις, επηρεάζοντας σημαντικά την αντοχή.

Για τους παραπάνω λόγους πρέπει να γίνει χρήση μίας σχέσης για τον προσδιορισμό της αντοχής η οποία στο μέτρο του δυνατού θα μπορέσει να λάβει την επιρροή των παραπάνω παραγόντων. Έχουν γίνει πάρα πολλά πειράματα και πολλές έρευνες για τον αξιόπιστο προσδιορισμό της αντοχής της τοιχοποιίας.

2.4 ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

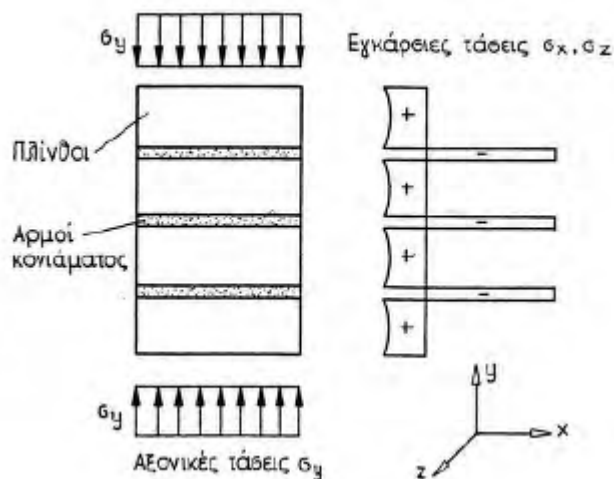
Η υψηλή θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας σε σύγκριση με τα υπόλοιπα μηχανικά της χαρακτηριστικά καθόρισε και τη χρήση της ως κυρίως θλιβόμενου φέροντος δομικού στοιχείου. Τόσο η αντοχή όσο και ο τύπος αστοχίας επηρεάζεται έντονα από τη γωνία της θλιπτικής δύναμης ως προς τη διεύθυνση των οριζόντιων αρμών (ανισοτροπία). Για το λόγο αυτό όταν χρησιμοποιείται ο όρος θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας αναφέρεται στη θλιπτική αντοχή κάθετα στους οριζόντιους αρμούς (f_{wc})[7].

Για να προσδιοριστεί ή να εκτιμηθεί η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας υπάρχουν οι παρακάτω μέθοδοι:

- Πειραματικά στο εργαστήριο (δύσκολη για υφιστάμενη τοιχοποιία).
- Πειραματικά επί τόπου με τη μέθοδο των επίπεδων γρύλων (flat jacks). Η μέθοδος αναπτύχθηκε στην Ιταλία, απαιτείται ειδικός εξοπλισμός, ενώ είναι δύσκολη η βαθμονόμηση των αποτελεσμάτων.

- Με συνδυασμό άμεσων δοκιμών και έμμεσων μετρήσεων επί τόπου και στο εργαστήριο (καρότα τοιχοποιίας, δοκίμια επί μέρους υλικών, κρουσιμετρήσεις με ειδικόκρουσίμετρο τοιχοποιιών: Συνδυασμός αποτελεσμάτων).
- Βιβλιογραφία.

Η τοιχοποιία καταπονούμενη σε θλίψη κάθετα στους κύριους οριζόντιους αρμούς αστοχεί συνήθως από εγκάρσια ρηγμάτωση των πλίνθων, γεγονός που οφείλεται στην ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στις πλίνθους σε εγκάρσιες διευθύνσεις. Οι τάσεις αυτές προκαλούνται από τον συμβιβασμό των μεγάλων εγκάρσιων παραμορφώσεων του κονιάματος των αρμών με τις μικρότερες των πλίνθων που προκαλεί αντίστοιχα εγκάρσια περίσφιξη στο κονίαμα ($E_m < E_b$, $\nu_m > \nu_b$). Έτσι υπό μονοαξονική θλιπτική φόρτιση της τοιχοποιίας αναπτύσσεται τριαξονική καταπόνηση στις πλίνθους και στο κονίαμα των αρμών[7].



ΕΙΚΟΝΑ 2-1 ΔΙΑΝΟΜΗ ΤΑΣΕΩΝ ΣΕ ΠΡΙΣΜΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ[7]

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας για τους συνήθεις συνδυασμούς πλίνθων και κονιάματος (αντοχή πλίνθου > αντοχή κονιάματος) είναι μικρότερη από τη θλιπτική αντοχή των πλίνθων αλλά υπερβαίνει την αντοχή του κονιάματος[7].

- ✓ Κατά τον Ευρωκώδικα 6 (EN1996-1-1:2001) η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_{wk} της άοπλης τοιχοποιίας, από κονίαμα γενικής χρήσης με πληρωμένους τους κατακόρυφους αρμούς υπολογίζεται από την σχέση[2]:

$$f_{wk} = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \text{ (MPa)}$$

και εάν χρησιμοποιείται κονίαμα λεπτής στρώσης από την σχέση:

$$f_{wk} = K f_b^{0.85} \text{ (MPa)}$$

K: συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο των τοιχοσωμάτων και του κονιάματος.

f_b : η ανηγμένη αντοχή των τοιχοσωμάτων

f_m : η μέση θλιπτική αντοχή του συνδετικού κονιάματος

Για την εφαρμογή των παραπάνω σχέσεων υπάρχουν κάποιοι περιορισμοί:

- Η f_m δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 20 MPa ούτε μεγαλύτερη από $2f_b$ για κονίαμα γενικής χρήσης
- Η f_m δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 10 MPa για κονίαμα λεπτής στρώσης
- Η f_m δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 5 MPa για ελαφροβαρές κονίαμα
- Η τοιχοποιία κατασκευάζεται σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κανονισμού
- Οι αρμοί ικανοποιούν τις απαιτήσεις για να είναι πληρωμένοι
- Το πάχος της τοιχοποιίας σχηματίζεται έτσι ώστε να μην υπάρχει πουθενά κατακόρυφος αρμός
- Η f_b δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 75 MPa, όταν χρησιμοποιείται κονίαμα γενικής χρήσης
- Η f_b δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 50 MPa, όταν χρησιμοποιείται κονίαμα λεπτής στρώσης

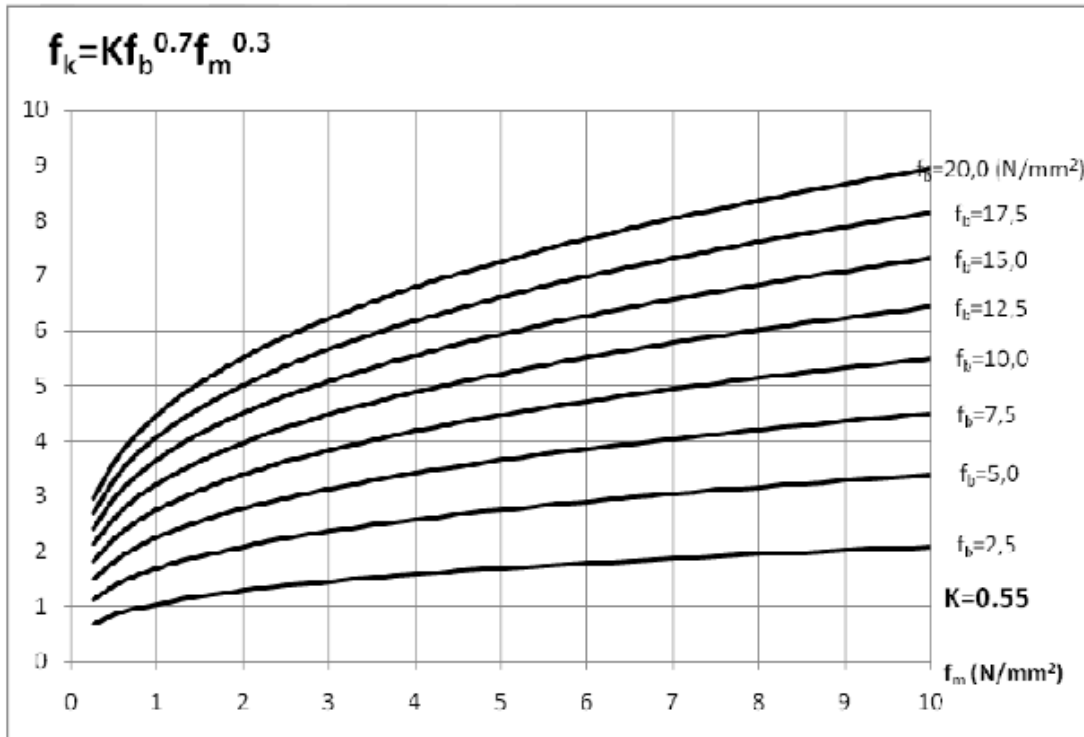
Οι τιμές του K δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2-1 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ K

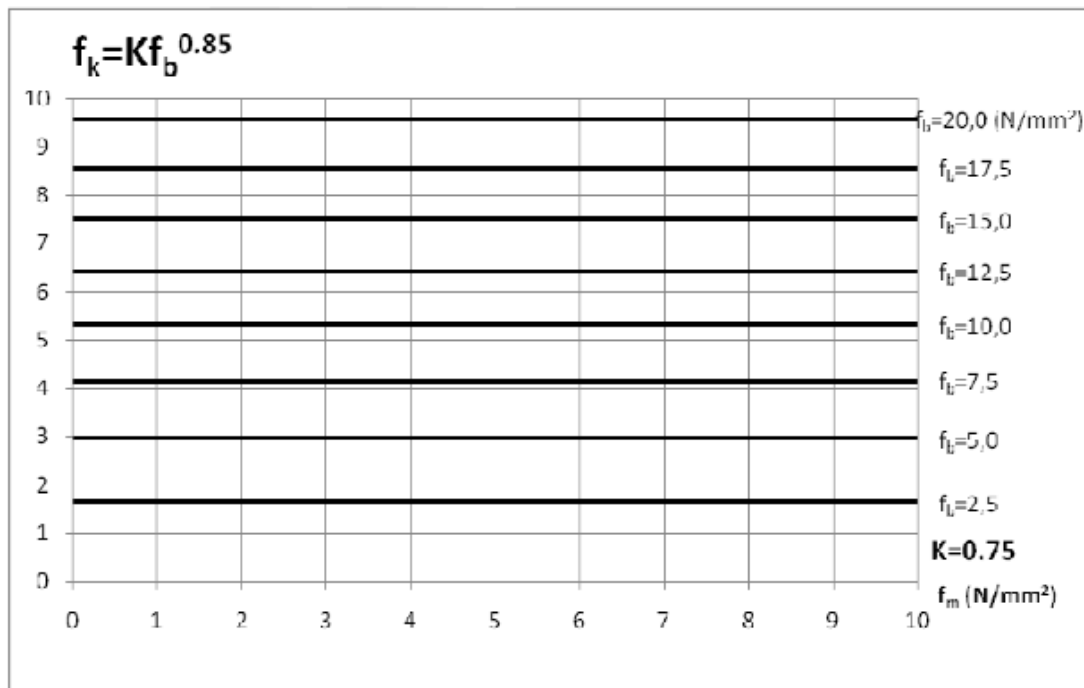
Τοιχόσωμα		Κονίαμα γενικής χρήσης	Κονίαμα λεπτής στρώσης	Ελαφροβαρές κονίαμα Πυκνότητας	
				$600 < \rho_3 \leq 700$ Kg/m ³	$700 < \rho_3 \leq 1500$ Kg/m ³
Αργιλικό	Ομάδα 1	0.50	0.75	0.30	0.40
	Ομάδα 2	0.45	0.55	0.30	0.40
	Ομάδα 3	0.35	0.25	0.20	0.25
	Ομάδα 4	0.30	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
Πυρηκτικού ασβεστίου	Ομάδα 1	0.50	0.80	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
	Ομάδα 2	0.45	0.55	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
Από σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0.50	0.80	0.45	Δε χρησιμοποιείται
	Ομάδα 2	0.50	0.80	0.45	Δε χρησιμοποιείται
	Ομάδα 3	0.50	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
	Ομάδα 4	0.30	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο Κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0.50	0.85	0.45	Δε χρησιμοποιείται
Βιομηχανική πέτρα	Ομάδα 1	0.50	0.85	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται
Λαξεμένη Φυσική πέτρα	Ομάδα 1	0.20	0.75	Δε χρησιμοποιείται	Δε χρησιμοποιείται

Εάν υπάρχει κατακόρυφος αρμός κατά το πάχος της τοιχοποιίας, οι τιμές του K που λαμβάνονται από τον Πίνακα 4 πρέπει να πολλαπλασιάζονται με 0.80.

Ενδεικτικά παρακάτω δίνονται κάποια διαγράμματα μεταβολής της f_{wk} συναρτήσει των f_b και f_m :



ΕΙΚΟΝΑ 2-2 ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΒΟΛΗΣ ΤΗΣ F_{wk} ΓΙΑ ΚΟΝΙΑΜΑ ΓΕΝΙΚΗΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ (ΑΡΓΙΛΙΚΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑ ΟΜΑΔΑΣ 1, $K=0.55$)



ΕΙΚΟΝΑ 2-3 ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΒΟΛΗΣ ΤΗΣ F_{wk} ΓΙΑ ΚΟΝΙΑΜΑ ΛΕΠΤΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΓΙΑ ΑΡΓΙΛΙΚΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑ ΟΜΑΔΑΣ 1, $K=0.75$)

Βασικό για την ορθή εφαρμογή των σχέσεων είναι να δοθούν οι ορισμοί βασικών παραμέτρων όπως αυτές δίνονται από τον EC6. Πιο αναλυτικά:

Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της f_{wc} είναι η αντοχή της τοιχοποιίας υπό θλιπτικό φορτίο, χωρίς τον υπολογισμό τη επίδρασης της εκκεντρότητας της

φόρτισης, της λυγηρότητας του δοκιμίου και των συνθηκών παρεμπόδισης της παραμόρφωσης που επιφέρει η συσκευή ελέγχου.

Θλιπτική αντοχή τοιχοσωμάτων f_{bc} είναι η μέση θλιπτική αντοχή ορισμένου αριθμού τοιχοσωμάτων.

Ανηγμένη θλιπτική αντοχή τοιχοσωμάτων f_b είναι η θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων μετατρεπομένη σε ισοδύναμο τοιχώσωμα διαστάσεων 100 mm πλάτος και 100 mm ύψος.

Θλιπτική αντοχή κονιάματος f_{mc} είναι η μέση θλιπτική αντοχή 28 ημερών ορισμένου αριθμού δοκιμίων από κονίαμα.

Με βάση τα παραπάνω προκύπτει ότι η f_{wc} αναφέρεται καθαρά στην τοιχοποιία και για τον προσδιορισμό της απαιτείται ένας ελάχιστος αριθμός δοκιμίων (τουλάχιστον 3). Τέλος ως χαρακτηριστική τιμή αντοχής να λαμβάνεται η μικρότερη από την μικρότερη θλιπτική αντοχή και την μέση τιμή των δοκιμίων διαιρούμενη με 1.2.

Για παράδειγμα:

$$f_{wk} = \min \left\{ \min(f_{wc1}, f_{wc2}, f_{wc3}), \frac{f_{wc1} + f_{wc2} + f_{wc3}}{3 \times 1.2} \right\}$$

Η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος f_b δίδεται από την σχέση :

$$f_b = \delta f_{bc}$$

όπου :

f_{bc} : η θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος

δ : συντελεστής αναγωγής συναρτήσεως του ύψους και της ελάχιστης από τις άλλες δύο διαστάσεις του. Δίνεται στον πίνακα 5.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2-2 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΝΑΓΩΓΗΣ

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

Παρακάτω παρουσιάζονται από τη βιβλιογραφία και άλλες σχέσεις που έχουν δοθεί για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας.

- ✓ Ο Arnold W. Hendry (1981) έδωσε τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$f_{wc} = \sqrt[4]{f_{mc}}$$

$$f_{wc} = \sqrt{f_{bc}}$$

- ✓ Με βάση τον καθηγητή Θ. Τάσιο(1985) η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μπορεί να προσδιοριστεί με τους εξής τύπους[4]:

$$f_{wc} = \frac{f_{bc}}{6} + \frac{\sqrt{f_{bc} + f_{wc}}}{4} - \frac{f_{mc}}{20} + 1.4$$

$$f_{wc} = (1 - 0.8\sqrt[3]{a})x f_{bc}$$

Όπου a είναι ο συντελεστής των αρμών $a = t_m/t_b$ και $f_{bc} < f_{mc}$

$$f_{wc} = (1 - 0.8\sqrt[3]{a})x [f_{bc} + 0.4(f_{bc} - f_{mc})]$$

Όπου a είναι ο συντελεστής των αρμών $a = t_m/t_b$ και $f_{bc} > f_{mc}$

t_m το πάχος του αρμού

t_b το πάχος τοιχοσώματος

- ✓ Επίσης για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας ο κ.Θ.Τάσιο το 1986 πρότεινε την παρακάτω εμπειρική σχέση[2]:

$$f_{wc} = \frac{2}{3}\sqrt{f_{bc}} - \alpha + m f_{mc} \text{ (MPa)}$$

όπου:

f_{bc} : η θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος

f_{mc} : η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος

α : μειωτικός συντελεστής για τοιχοποιία από φυσικούς λίθους

$\alpha = 0.5$ για λαξευμένες πέτρες έως $\alpha = 2.5$ για κροκάλες.

Για τεχνητούς λίθους $\alpha = 0$

m : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την συνεισφορά του κονιάματος στην αντοχή

$m = 0.5$ για λιθοδομή και $m = 0.1$ για οπτοπλινθοδομή.

Στις περιπτώσεις που το ποσοστό κονιάματος είναι σημαντικό, τότε υπολογίζεται μια μειωμένη θλιπτική αντοχή από την ακόλουθη σχέση:

$$f'_{wc} = \xi f_{wc}$$

με

$$\xi \approx \frac{1}{1 + 3,5(k - k_o)}$$

όπου:

k : το ποσοστό κατ' όγκο του κονιάματος στην τοιχοποιία

k_o : το μέγιστο ποσοστό κονιάματος, που θεωρείται ότι δεν προκαλεί μείωση της αντοχής του τοίχου και εξαρτάται από το είδος της τοιχοποιίας, $k_o = 0.3$ για αργολιθοδομή και οπτοπλινθοδομή, 0.2 για ημιλαξευμένη και 0.1 για λαξευμένη λιθοδομή

- ✓ Επίσης με βάση τη θεωρία του Francis [2]:

$$\frac{f_{wc}}{f_{bc}} = \frac{1}{1 + \frac{\alpha(v_m - \beta v_b)}{\lambda(1 + \alpha\beta - v_m - \alpha\beta v_b)}}$$

όπου:

$a = t_m/t_b$: ο λόγος πάχους αρμού προς ύψος τοιχοσώματος

$\beta = E_m/E_b$: ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας του κονιάματος προς το αντίστοιχο του τοιχοσώματος

$\lambda = f_{bt}/f_{bc}$: ο λόγος της εφελκυστικής προς τη θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος

ν : ο συντελεστής Poisson, που μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$\nu \approx 0.5 - 0.1\sqrt[4]{f_c}$$

στην οποία f_c είναι η θλιπτική αντοχή του υλικού (κονίαμα ή τοιχοποιία), του οποίου ο συντελεστής ζητείται.

Το παραπάνω θεωρητικό μοντέλο του Francis έχει όμως κάποια μειονεκτήματα:

- ✓ Θεωρεί ότι η αστοχία της τοιχοποιίας επέρχεται πάντα από εγκάρσια ρηγμάτωση των πλίνθων
- ✓ Θεωρεί γραμμικά ελαστική συμπεριφορά των υλικών μέχρι αστοχίας, κάτι που δεν ισχύει, ιδιαίτερα για το περισφιγμένο κονίαμα των αρμών
- ✓ Και για να εφαρμοστεί πρέπει να είναι γνωστά τα μεγέθη E_b, ν_b, E_m, ν_m

Για πολύ καλής ποιότητας τοιχοποιίες έχουν προταθεί αρκετές σχέσεις για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής. Ενδεικτικά κάποιες παρουσιάζονται παρακάτω[4].

- ✓ Graff(1926)

$$f_{wc} = \frac{f_{bc}x(4 + 0.1f_{mc})}{16 + 3\frac{h_w}{b_w}} + e$$

Όπου e είναι ο συντελεστής ποιότητας δόμησης και για πολύ καλής ποιότητας δόμηση λαμβάνει την τιμή 10. Οι όροι h_w και b_w είναι το ύψος και το πάχος της τοιχοποιίας.

- ✓ Hermann(1942):

$$f_{wc} = 0.45x \sqrt[3]{f_{mc}f_{bc}^2}$$

- ✓ Brocker(1961):

$$f_{wc} = \sqrt{f_{bc}} \sqrt[3]{f_{mc}}$$

- ✓ Brenner(1973):

$$f_{wc} = \frac{7}{5}x \sqrt{2.5f_{bc}x^4 \sqrt{f_{mc}}}$$

- ✓ Kirtsching(1975):

$$f_{wc} = 1.59 + 0.205f_{mc} + 0.189f_{bc}$$

Ισχύει για $f_{bc} \geq 10 \frac{MN}{m^2}$

- ✓ Mann(1982):

$$f_{wc} = 0.83x f_{bc}^{0.66} x f_{mc}^{0.18}$$

Για τοιχοποιίες μέσης ποιότητας υπάρχουν οι παρακάτω σχέσεις:

✓ Graff(1926):

$$f_{wc} = \frac{f_{bc}x(4 + 0.1f_{mc})}{12 + 5\frac{h_w}{b_w}} + e$$

Όπου όπως και παραπάνω e είναι ο συντελεστής δόμησης και εδώ λαμβάνεται ίσος με 2. Οι όροι h_w και b_w είναι το ύψος και το πάχος της τοιχοποιίας.

✓ Brocker(1961):

$$f_{wc} = 0.7\sqrt{f_{bc}}^3\sqrt{f_{mc}}$$

Σε περίπτωση πλινθοδομής έχουν δοθεί οι παρακάτω σχέσεις:

✓ Graff(1926):

$$f_{wc} = \frac{f_{bc}x(4 + 0.1f_{mc})}{14 + 4\frac{h_w}{b_w}} + e$$

Με τον συντελεστή δόμησης e να κυμαίνεται από 5 έως 10.

✓ Hendry(1981):

$$f_{wc} = a\sqrt{f_{bc}}^{3or4}\sqrt{f_{mc}}$$

Όπου a εμπειρικός συντελεστής.

✓ Hendry – Malek(1986):

$$f_{wc} = a\sqrt{f_{bc}}^5\sqrt{f_{mc}}$$

Όπου a εμπειρικός συντελεστής.

ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού f_{wd} δίδεται από τη σχέση :

$$f_{wd} = \frac{f_{wk}}{\gamma_m}$$

όπου:

f_{wk} : η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή

γ_m : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία (Πίνακας 6).

Υπάρχουν πέντε επίπεδα ποιότητας της τοιχοποιίας και δύο κατηγορίες της παραγωγής των τοιχοσωμάτων και ανάλογα το συνδυασμό τους καθορίζεται ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_m για την τοιχοποιία όπως δίδεται στον παρακάτω πίνακα.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2-3ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Υλικό	γ_m				
	Κατηγορία ελέγχου της δόμησης				
	1	2	3	4	5
Τοιχοσώματα :					
Κατηγορίας I και κονίαμα με προδιαγραφόμενη σύνθεση	1.5	1.7	2.0	2.2	2.5
Κατηγορίας I και έτοιμο κονίαμα	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7
Κατηγορίας II και οποιοδήποτε κονίαμα	2.0	2.2	2.5	2.7	2.7
Αγκυρώσεις χάλυβα οπλισμού	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7
Χάλυβας οπλισμού και προέντασης	1.15				
Δευτερεύοντα στοιχεία (προσαρτήματα)	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7
Ανώφλια κατά το πρότυπο EN 845-2	1.5				

2.5 ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

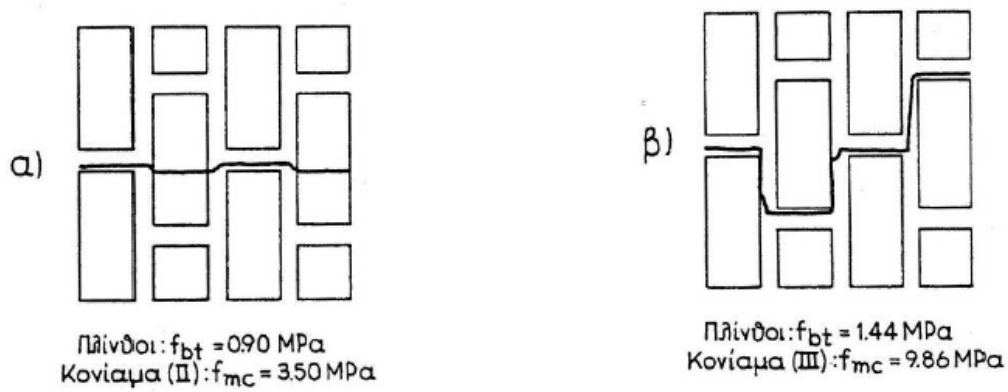
Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι σαφώς πολύ χαμηλότερη από τη θλιπτική και ποικίλει έντονα ανάλογα από τη γωνία της εφελκυστικής δύναμης ως προς τους οριζόντιους αρμούς(ανισοτροπία)(εικόνα 14).

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τις παρακάτω παραμέτρους:

- Τη συνοχή κονιάματος και λιθοσώματος, δηλαδή την αντίσταση σε ολίσθηση μεταξύ του κονιάματος και του λιθοσώματος.
Η συνεργασία κονιάματος και λιθοσώματος επηρεάζεται επιπρόσθετα από την ροή του νερού, τη συστολή των υλικών, το βαθμό και τη μεταβολή της ενυδάτωσης, την πυκνότητα των υλικών ενυδάτωσης, το πορώδες, τη χημική συνεργασία καθώς και την εργασιμότητα.
- Την αντοχή του αρμού σε αποκόλληση f_{jt} .
- Το λόγο του Poisson του κονιάματος (ν_m) και του λιθοσώματος (ν_b).
- Το είδος του λιθοσώματος και ειδικότερα το πορώδες, την υγρασία, τη μορφή της διεπιφάνειας, τη μακροκατασκευή του (μορφή, ύπαρξη οπών).
- Τα υλικά του κονιάματος και ειδικότερα ο λόγος άμμος / τσιμέντο, ο λόγος τσιμέντο, ο λόγος τσιμέντο / νερό, η περιεκτικότητα σε νερό, τυχόν χημικά πρόσθετα
- Εφελκυστική αντοχή κονιάματος(f_{mt} .)

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας διακρίνεται σε εφελκυστική αντοχή κάθετα (f_{wt}^n) και οριζόντια στους αρμούς (f_{wt}^p).

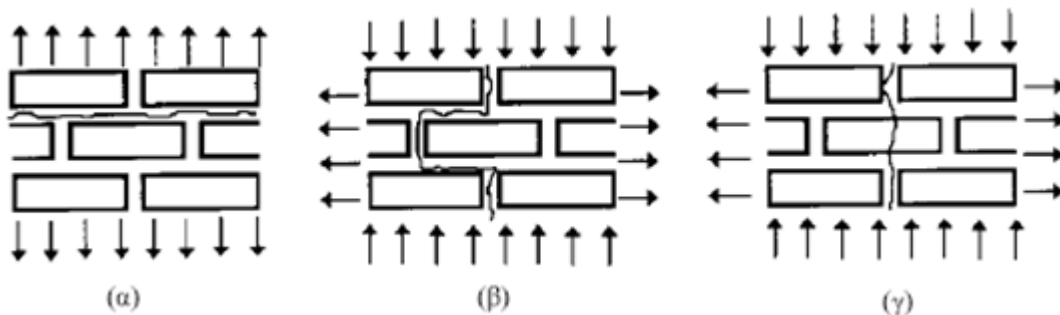
Η (f_{wt}^n) σχετίζεται με την αποκόλληση των αρμών λόγω της υπέρβασης της μικρότερης εκ των δύο αντοχών, της f_{jt} και της f_{mt} . Η f_{wt}^p σχετίζεται με διάφορους τύπους αστοχιών. Ενδεικτικά παραδείγματα παρουσιάζονται στην εικόνα 12.



ΕΙΚΟΝΑ 2-4 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΕ ΑΜΕΣΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΠΑΡΑΛΛΗΛΑ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ ΣΕ ΑΣΘΕΝΕΙΣ ΚΑΙ ΙΣΧΥΡΕΣ ΠΛΙΝΘΟΥΣ.[8]

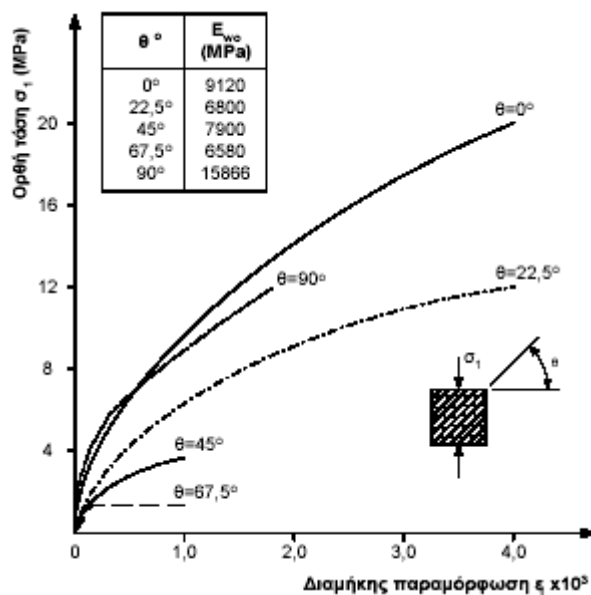
Συνήθως η εφελκυστική αντοχή παράλληλα στους αρμούς είναι μεγαλύτερη από την εφελκυστική κάθετα σε αυτούς.

Όταν υπάρχει εφελκυστική καταπόνηση κάθετα στους αρμούς τότε θα έχουμε αποκόλληση του κονιάματος όπως φαίνεται στην εικόνα 13(α) ενώ όταν η εφελκυστική δύναμη είναι παράλληλα στους αρμούς η εφελκυστική αντοχή της είναι μεγαλύτερη από πριν λόγω της αντίστασης σε ολίσθησης κονιάματος και λιθοσώματος και λόγω της εφελκυστικής αντοχής του λιθοσώματος.



ΕΙΚΟΝΑ 2-5 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ[4]

Οι κανονισμοί δεν χρησιμοποιούν την εφελκυστική αντοχή στο σχεδιασμό λόγω του ότι είναι τόσο μικρή και ότι παρουσιάζει έντονη ανισοτροπία κάτι που φαίνεται και στο παρακάτω διάγραμμα.



ΕΙΚΟΝΑ 2-6 ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΑΣΗΣ - ΔΙΑΜΗΚΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΓΩΝΙΕΣ ΤΗΣ ΔΡΑΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ.

Στην περίπτωση της κατακόρυφης εφελκυστικής αντοχής(κάθετα στους οριζόντιους αρμούς) επειδή εξαρτάται κυρίως από την αντοχή του κονιάματος θα μπορούσε η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας να είναι κάποιο ποσοστό της εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος[4].

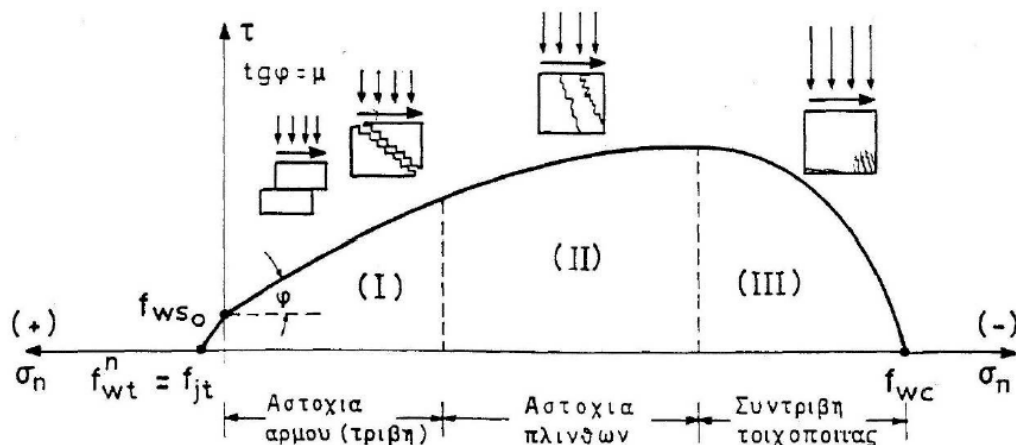
$$f_{wt} = \zeta f_{mt}$$

Συνήθως ο συντελεστής ζ λαμβάνεται ίσος με 2/3.

2.6 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

Γενικά καθαρή διάτμηση σε πραγματικές συνθήκες δεν συναντάται. Μόνο στο επίπεδο των αρμών συνυπάρχουν με τις διατμητικές και ορθές τάσεις και μόνο λόγω του ίδιου βάρους.

Κατά τον σχεδιασμό τοιχοποιίας υπό σεισμικά φορτία πολύ χρήσιμο είναι το παρακάτω σχήμα.



ΕΙΚΟΝΑ 2-7 ΚΑΜΠΥΛΗ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ[7]

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΟΛΙΣΘΗΣΗ

Στην πρώτη περιοχή (I)-περιοχή θραύσης υπό διατμητική ολίσθηση σημαντική συμβολή στην αντοχή έχει η αντοχή του κονιάματος. Το ύψος της τοιχοποιίας είναι περίπου ίσο με το μήκος της και ο συντελεστής τριβής στη βάση είναι μικρός. Εδώ οι ορθές τάσεις είναι μικρές και σημειώνεται αστοχία σε τριβή-ολίσθηση του οριζόντιου αρμού ή υπάρχει μία κλιμακωτή αποκόλληση και ολίσθηση των οριζόντιων και κατακόρυφων αρμών. Στην περιοχή αυτή γίνεται αποδεκτό το κριτήριο αστοχίας Coulomb.

$$f_{wv,o} = f_{wvo} + \mu \frac{3}{4} \sigma_o \text{ για } \frac{\sigma_o}{f_{wc}} < 0.20$$

Όπου

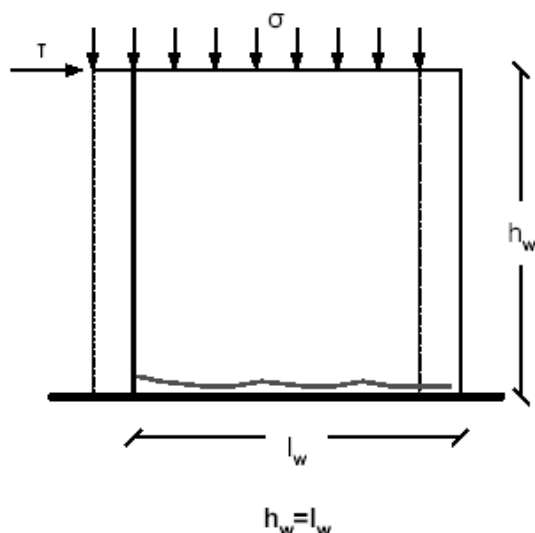
f_{wvo} :συνάφεια μεταξύ λιθοσώματος και κονιάματος με $f_{wvo} = \beta f_{bc}$

$\beta = 1/4$ για κονιάματα χαμηλής αντοχής

$\beta = 1/30$ για κονιάματα μέσης αντοχής
 $\beta = 1/20$ για κονιάματα υψηλής αντοχής

$$f_{wvo} < \left(\frac{f_{wc} f_{wt}}{2} \right)^{1/2}$$

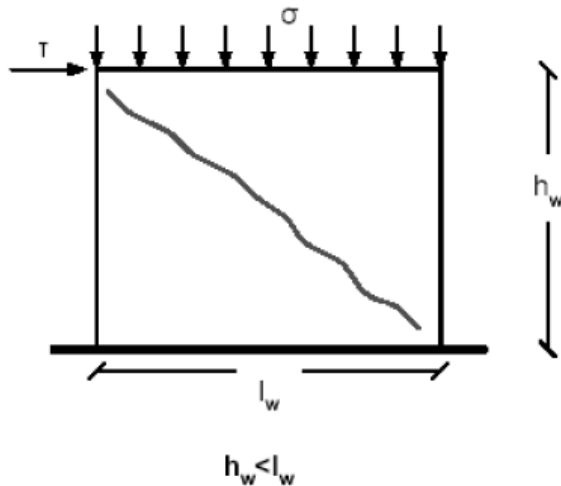
μ : φαινομενικός συντελεστής τριβής
 σ_o : κατακόρυφη θλιπτική τάση



ΕΙΚΟΝΑ 2-8ΑΣΤΟΧΙΑ ΥΠΟ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΟΛΙΣΘΗΣΗ

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΘΡΑΥΣΗ

Στην περιοχή (II) – περιοχή διατμητικής θραύσης υπάρχουν μεσαίες τιμές των ορθών τάσεων και σημειώνεται αστοχία υπό λοξή ρηγμάτωση η οποία διαπερνά τα λιθοσώματα. Ο τύπος αυτός αστοχίας εμφανίζεται σε πεσσούς μεταξύ ανοιγμάτων. Σε αυτή την περίπτωση το ύψος της τοιχοποιίας είναι μικρότερο από το μήκος της (πιο συγκεκριμένα σε τοίχους με λόγους $h_w/l_w < 1.0$). Ο συνηθέστερος τρόπος αστοχίας σε αυτή την περίπτωση είναι μία διαγώνια βαθμιδωτής ρωγμής, ανοιχτής, χωρίς σημαντική ολίσθηση μέσα από τους αρμούς του κονιάματος διότι $f_{mc} < f_{bc}$ με αρχική εκδήλωση μέχρι το μέσο περίπου του ανοίγματος όπου ο συνδυασμός θλιπτικών και διατμητικών τάσεων παίρνει τη μέγιστη τιμή του.



ΕΙΚΟΝΑ 2-9 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΘΡΑΥΣΗ

Για να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας για αυτό τον τύπο αστοχίας (διατμητική θραύση) γίνεται η παραδοχή ότι η τοιχοποιία ως ομογενές και ισότροπο υλικό και ακολουθούνται οι παρακάτω δύο τρόποι:

- Όταν υπάρχει διαγώνια ρηγμάτωση περίπου στο μέσο της τοιχοποιίας, όταν η εφελκυστική τάση φτάσει την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας η κύρια εφελκυστική τάση υπολογίζεται με βάση τον κύκλο του Mohr και από την σχέση:

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma_o}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (\beta\tau_u)^2}$$

Όπου:

$$\beta = 1.5$$

και θέτοντας $\sigma_1 = f_{wt}$ λαμβάνεται η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας:

$$\tau_u = \frac{f_{wt}}{\beta} + \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_{wt}}}$$

- Για μικρούς λόγους σ_o/f_{wc} συνήθως ≤ 0.4 έχει προκύψει ότι με την αύξηση της κατακόρυφης θλιπτικής τάσης υπάρχει ταυτόχρονη αύξηση της διατμητικής αντοχής. Η διατμητική τάση αστοχίας της τοιχοποιίας κατά μήκος της κλιμακωτής ρωγμής λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\tau_u = c_{mb} + \mu\sigma_o$$

Όπου:

c_{mb} είναι η συνάφεια μεταξύ λιθοσώματος και κονιάματος με $c_{mb} = \xi f_{bc}$

μ είναι φαινόμενος συντελεστής τριβής (EC6 $\mu = 0.4$)

σ_o είναι η κατακόρυφη θλιπτική τάση

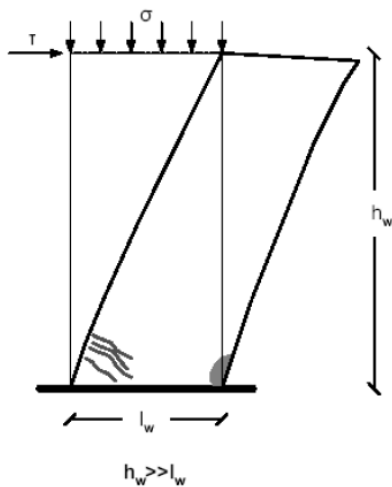
Ο παρακάτω πίνακας δίνει τις τιμές του συντελεστή ξ .

κονίαμα	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄
ξ	1:40	1:30	1:20	1:15

ΠΙΝΑΚΑΣ 2-4 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Ξ

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΘΡΑΥΣΗ

Στην περιοχή (III)-περιοχή καμπτικής θραύσης οι ορθές τάσεις είναι αρκετά υψηλές. Εδώ ο λόγος του ύψους του τοίχου προς το μήκος του είναι μεγαλύτερος του 2.0 και είναι σχετικά εύκαμπτη η συμπεριφορά του.



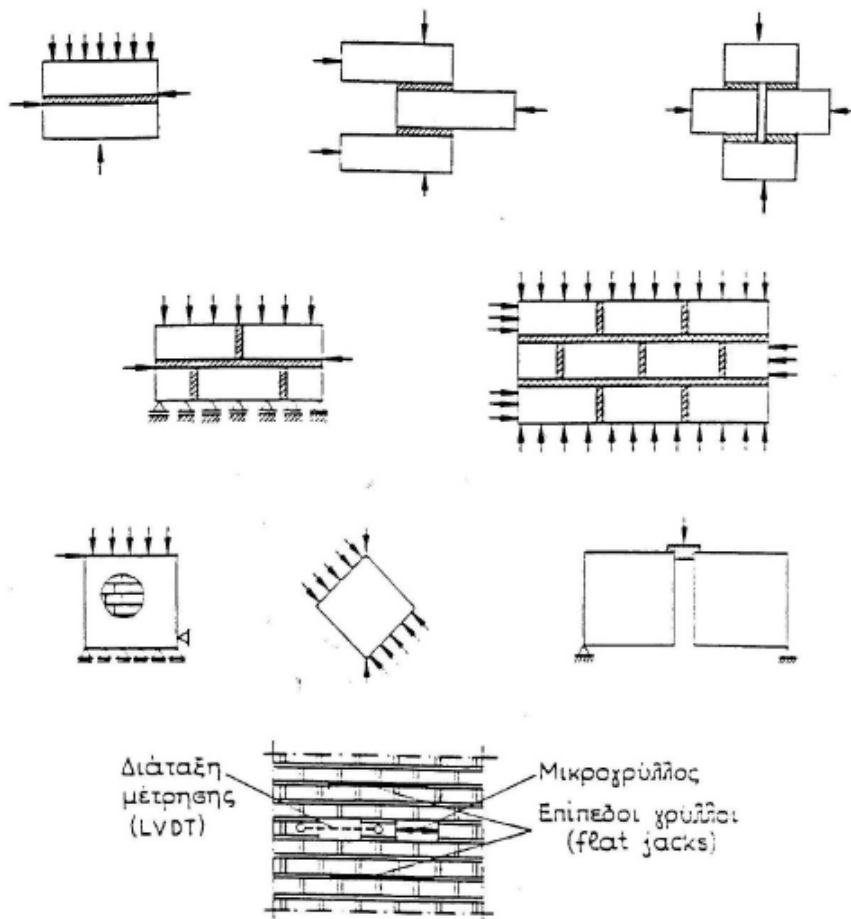
ΕΙΚΟΝΑ 2-10 ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΘΡΑΥΣΗ

Για μικρή κατακόρυφη θλιπτική τάση έχουμε ρηγματώση στη βάση του τοίχου και όλο το φορτίο παραλαμβάνεται από τη θλιβόμενη ζώνη. Υπάρχουν όμως και περιπτώσεις με μεγάλη κατακόρυφη θλιπτική τάση όπου μπορεί να επέλθει αστοχία στη θλιβόμενη γωνία πριν εμφανιστούν οι καμπτικές ρηγματώσεις.

Τέλος υπάρχει και η περιοχή της εφελκυστικής ορθής τάσης όπου η περιβάλλουσα αστοχίας είναι σχεδόν ευθεία γραμμή με έντονη κλίση (λόγω $f_{wso} > f_{jt}$).

Για να προσδιοριστεί η μορφή της οριακής καμπύλης (τ , σ) επηρεάζεται έντονα από τα μηχανικά χαρακτηριστικά λιθοσωμάτων και αρμού και από το σχήμα των λιθοσωμάτων.

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζονται οι συνηθέστερες πειραματικές διατάξεις προσδιορισμού της οριακής καμπύλης τόσο στο εργαστήριο όσο και επί τόπου.



ΕΙΚΟΝΑ 2-11 ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΤΟΣΟ ΣΤΟ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΣΟ ΚΑΙ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ

Ο Ευρωκώδικας συνιστά τον πειραματικό προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής αλλά προτείνει εναλλακτικά και μία αρκετά συντηρητική σχέση για τη χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας.

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.40\sigma_d \leq \min(0.065f_b \text{ ή } f_{vlt})$$

f_{vko} : είναι η χαρακτηριστική τιμή της συνοχής (δίνεται για διάφορους συνδυασμούς λιθοσωμάτων και κονιαμάτων).

σ_d : είναι η μέση τιμή της θλιπτικής τάσης λειτουργίας κάθετα στους αρμούς

f_{vlt} : είναι η μέγιστη τιμή της χαρακτηριστικής διατμητικής αντοχής

Η σ_d αναφέρεται στο θλιβόμενο τμήμα του τοίχουκαθότι το εφελκόμενο τμήμα του τοίχου δεν παραλαμβάνει διατμητικά φορτία. Στην παραπάνω σχέση είναι σαφής ο ευνοϊκός ρόλος του θλιπτικού φορτίου καθώς αυξάνει το τμήμα της διατομής που βρίσκεται υπό θλίψη.

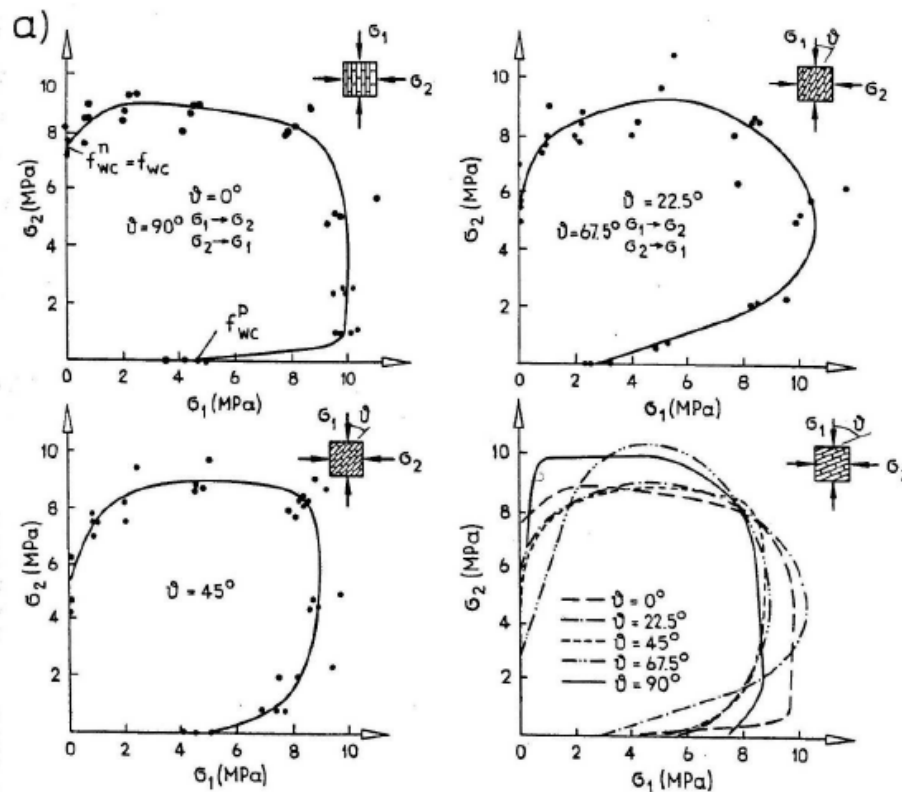
Παρακάτω δίνεται ένας πίνακας με ενδεικτικές τιμές της f_{vko} .

ΠΙΝΑΚΑΣ 2-5ΜΕ ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΗΣ f_{vko}

Υλικό λιθοσώματος	f_{vko} (N/mm ²)		
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής, δεδομένης κατηγορίας αντοχής	Κονίαμα λεπτής στρώσης (οριζόντιος αρμός 0,5 έως 3mm)	Ελαφροκονίαμα
Αργίλος	M10-M20	0,30	0,30
	M2,5-M9	0,20	
	M1-M2	0,10	
Πυριτικό ασβέστιο	M10-M20	0,20	0,40
	M2,5-M9	0,15	
	M1-M2	0,10	
Σκυρόδεμα με αδρανή	M10-M20	0,20	0,30
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	M2,5-M9	0,15	
Τεχνητοί λίθοι Λαζευτοί φυσικοί λίθοι	M1-M2	0,10	

2.7 ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ

Η συμπεριφορά της τοιχοποιίας έναντι σε μία ετερόσημη διαξονική ένταση είναι έντονα ανισότροπη και πολύπλοκη.



ΕΙΚΟΝΑ 2-12 ΚΑΜΠΥΛΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΥΠΟ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ ΓΙΑ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΓΩΝΙΕΣ

Σε αυτή τη περίπτωση ένα ισότροπο υλικό θα ρηγματωθεί κάθετα στην κύρια εφελκυστική τάση. Η αντοχή όμως της τοιχοποιίας και ο τύπος της αστοχίας της εξαρτώνται από τους παρακάτω σημαντικούς παράγοντες:

- τη διεύθυνση των αρμών ως προς τους κύριους άξονες έντασης
- την αντοχή των αρμών, επομένως και την αντοχή του κονιάματος.

Για την εκτίμηση του μηχανισμού αστοχίας των υλικών υπό πολυαξονική καταπόνηση, γίνεται με την εφαρμογή διαφόρων θεωρημάτων, τα οποία θέτουν κριτήρια για όλες τις μορφές μηχανικής αστοχίας. Χρησιμοποιείται συνήθως το γενικό κριτήριο:

$$\frac{F}{f_{wc}} - S \leq 0$$

Όπου:

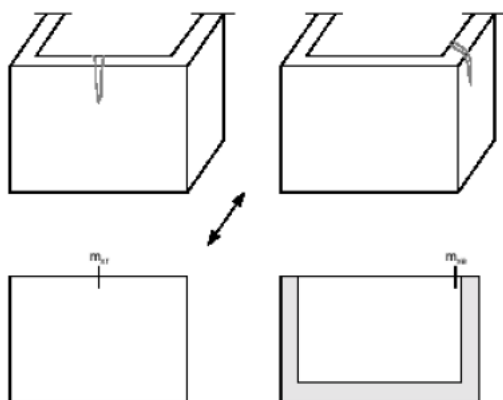
F :είναι η εξίσωση των τάσεων

S :είναι η επιφάνεια αστοχίας

Σε περίπτωση όπου η παραπάνω ανισότητα ισχύει δεν παρουσιάζεται αστοχία στην τοιχοποιία.

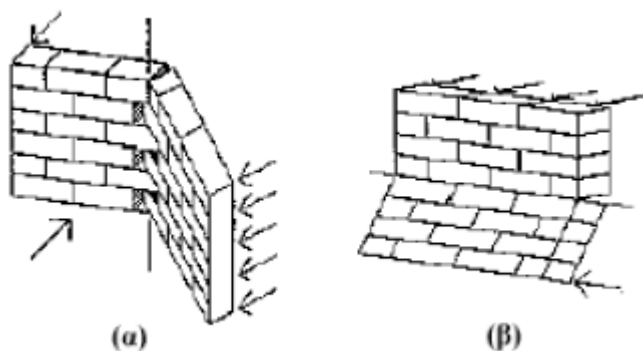
2.8 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ

Η συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε κάμψη εκτός του επιπέδου της είναι πολύ σημαντική στην ολική ασφάλεια της κατασκευής. Βασικό είναι να υπάρχει διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες των ορόφων και επαρκής σύνδεση των οριζόντιων στοιχείων. Η συμπεριφορά ενός τοίχου σε εκτός επιπέδου κάμψη είναι όπως συμπεριφέρεται η κατακόρυφη πλάκα με οριζόντιο φορτίο όπως εκείνο του σεισμού.



ΕΙΚΟΝΑ 2-13ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Η καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου κάμψη προσδιορίζεται είτε πειραματικά είτε χρησιμοποιούνται οι τιμές των παρακάτω πινάκων οι οποίοι περιλαμβάνονται στο Εθνικό Προσάρτημα και είναι ανάλογες με τη διεύθυνση της κάμψης, το υλικό των λιθοσωμάτων και το είδος και την αντοχή του κονιάματος. Υπάρχουν δύο περιπτώσεις, η αντοχή σε κάμψη κατά επίπεδο παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς f_{xk1} και η καμπτική αντοχή κατά επίπεδο αστοχίας κάθετο προς τους οριζόντιους f_{xk2} .



ΕΙΚΟΝΑ 2-14 ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΚΑΜΨΗΣ ΚΑΤΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΚΑΙ ΚΑΘΕΤΟ ΣΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

ΠΙΝΑΚΑΣ 2-6 ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ f_{xk1}

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

ΠΙΝΑΚΑΣ 2-7 ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ f_{xk2}

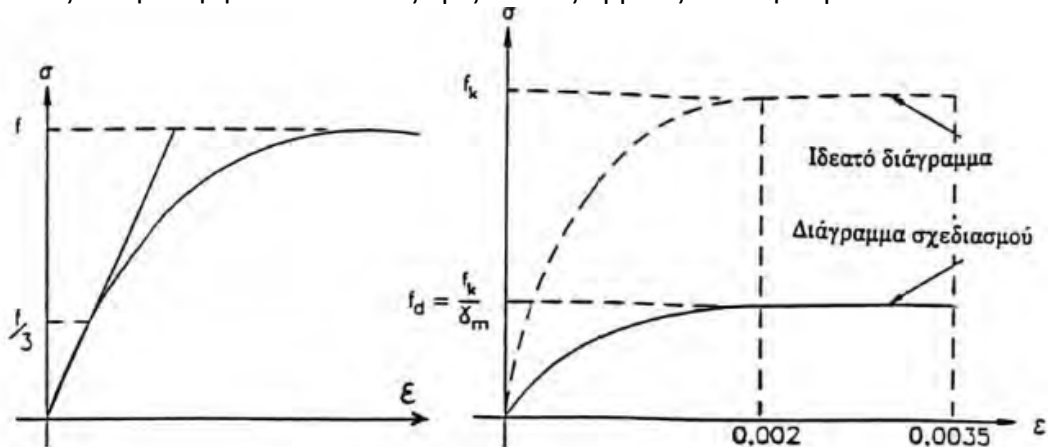
Υλικό λιθοσώματος	f_{xk2} (N/mm ²)			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσης	Ελαφροκονίαμα
	$f_m < 5\text{N/mm}^2$	$f_m \geq 5\text{N/mm}^2$		
Άργιλος	0,20	0,40	0,15	0,10
Πυριτικό ασβέστιο	0,20	0,40	0,30	Δεν χρησιμοποιείται
Σκυρόδεμα με αδρανή	0,20	0,40	0,30	Δεν χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	$\rho < 400\text{ kg/m}^3$	0,20	0,20	0,15
	$\rho \geq 400\text{ kg/m}^3$	0,20	0,40	0,30
Τεχνητοί λίθοι	0,20	0,40	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	0,20	0,40	0,15	Δεν χρησιμοποιείται

Ο σχετικός έλεγχος πραγματοποιείται μέσω σύγκρισης της εφελκυστικής τάσεως, η οποία αναπτύσσεται λόγω αξονικής δύναμης και ροπής στην ακραία εφελκυόμενη ίνα της διατομής, με την αντίστοιχη καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

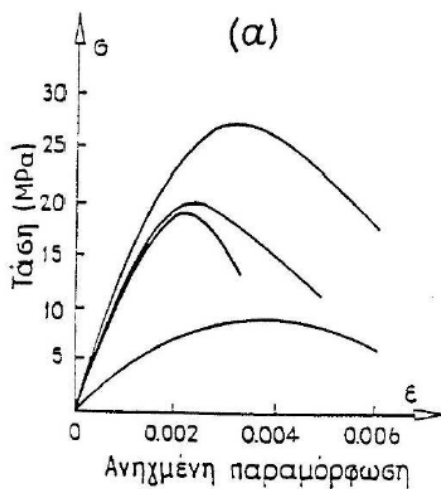
2.9 ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΣΤΑΘΕΡΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

Παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας:

Η γενική μορφή του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων της τοιχοποιίας υπό μονοαξονική θλίψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς είναι η παρακάτω.



ΕΙΚΟΝΑ 2-15 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΑΣΕΩΝ-ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (Α) ΓΕΝΙΚΟ (Β) ΓΙΑ ΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΚΑΜΨΕΩΣ ΚΑΙ ΘΛΙΨΕΩΣ



ΕΙΚΟΝΑ 2-16 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΑΣΕΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΑΡΓΙΛΙΚΩΝ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ

Η παραβολική σχέση $\frac{\sigma}{\sigma_u} = \frac{\sigma}{f_{wc}} = 2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u}\right)^2$ αποδίδει ικανοποιητικά τον ανερχόμενο κλάδο της καμπύλης σ - ε και δίνει την αρχική τιμή του μέτρου ελαστικότητας τη τιμή $E_{wo} = 2 \frac{\sigma_u}{\varepsilon_u}$.

Το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να προσδιορισθεί είτε πειραματικά με υπερηχομετρήσεις είτε αναλυτικά από την παρακάτω σχέση εφόσον είναι γνωστά τα μέτρα ελαστικότητας των λιθοσωμάτων E_b και του κονιάματος E_m .

$$E_w = \frac{E_b E_m (1 + a)}{a E_b + E_m}$$

$$\text{Όπου } \alpha = \frac{t_m}{t_b}.$$

Στην βιβλιογραφία παρατηρείται μεγάλη διαφορά στις τιμές που δίνονται για το μέτρο ελαστικότητας και το λόγο του Poisson της τοιχοποιίας. Κάποιες συνηθισμένες σχέσεις είναι οι παρακάτω:

- $E_w = (400 \div 1000)f_{wc}$
- $E_w = KE_b$ όπου ($K = 0.40 \div 0.90$ για αύξουσα αντοχή κονιάματος)
- $\nu_w = 0.10$ έως 0.20

Γενικά για το βραχυχρόνιο επιβατικό μέτρο ελαστικότητας E πρέπει να προσδιορίζεται μέσω δοκιμών κατά το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1052-1 υπό συνθήκες φορτίων λειτουργίας στο ένα τρίτο του μέγιστου φορτίου.

Με την προϋπόθεση ότι στο σώμα της τοιχοποιίας υπάρχουν οριζόντια διαζώματα ο Ευρωκώδικας 6 δέχεται για το σχεδιασμό με τη μέθοδο οριακής αντοχής την χρήση του μέτρου ελαστικότητας $E = 1000f_k$.

Σε οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας συνιστάται μείωση στο 60%.

Πρέπει να σημειωθεί ότι παρατηρείται έντονη διαφοροποίηση των καμπύλων και σ - ϵ και της τιμής του E για μεταβολή της γωνίας μεταξύ της διεύθυνσης φόρτισης και των οριζόντιων αρμών. Ειδικά για τοιχοποιίες με μεγάλο πάχος αρμών και πλακοειδείς πλίνθους, όπως οι πλινθοδομές Ρωμαϊκών και Βυζαντινών μνημείων η διαφοροποίηση αυτή είναι ιδιαίτερα έντονη. Το γεγονός αυτό χαρακτηρίζει την τοιχοποιία ως έντονα ορθότροπο υλικό.

Για το μέτρο διάτμησης G παρατηρείται στη βιβλιογραφία έντονη διασπορά και σχετικά χαμηλές τιμές της τάξεως του $0.1E$ έως $0.2E$. Αυτό απόδίδεται στην επιρροή μικροολισθήσεων στους οριζόντιους αρμούς. Ο Ευρωκώδικας 6 ορίζει μέτρο διάτμησης της τοιχοποιίας ίσο $G=0.4E$.

3. ΑΣΤΟΧΙΕΣ-ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ

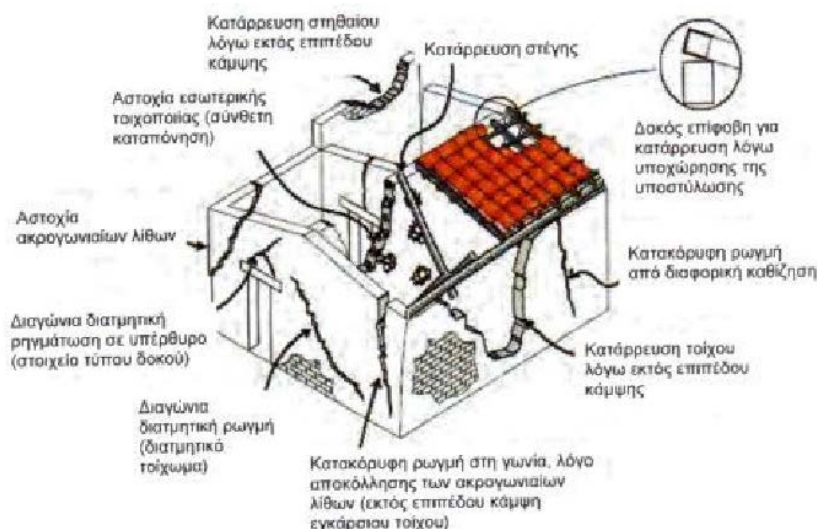
3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο συνδυασμός των υλικών και τύπων πατωμάτων και στεγών, υλικών και τύπου δόμησης φερούσων τοιχοποιιών, υλικών και μορφής διαζωμάτων και ελκυστήρων,(ή και η απουσία τους) παράγουν μια μεγάλη ποικιλία και πολυμορφία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Οι βλάβες που μπορούν να εμφανιστούν είναι πολλών μορφών και ταξινομούνται σε δύο κατηγορίες.

- Έμμεσες βλάβες που δημιουργούνται σε εσωτερικούς διαχωριστικούς τοίχους, σε επιφάνειες κονιάματος, σκαλοπάτια, σωληνώσεις κ.α και δεν επηρεάζουν τη γενικότερη συμπεριφορά του κτιρίου άρα δεν αποτελούν και κίνδυνο μερικής ή ολικής κατάρρευσης του.
- Άμεσες βλάβες οι οποίες δημιουργούνται μετά από μετακινήσεις, παραμορφώσεις ή ρηγματώσεις του κτιρίου.

Ο συνδυασμός των δύο κυριότερων υλικών κατασκευής της φέρουσας τοιχοποιίας και του κονιάματος παρέχουν την ικανότητα παραλαβής και μεταφοράς φορτίων. Όταν η καταπόνηση είτε από κατακόρυφα είτε από οριζόντια φορτία υπερβεί την αντοχή της τοιχοποιίας ακολουθεί ψαθυρή αστοχία με απρόβλεπτες συνέπειες.

Ενδεικτικά ακολουθεί ένα παράδειγμα ενός κτιρίου με διάφορες βλάβες.



ΕΙΚΟΝΑ 3-1 ΣΥΝΗΘΙΣΜΕΝΕΣ ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΣΕ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ[10]

Ένα στοιχείο τοιχοποιίας μπορεί υπό προέχουσα καταπόνηση να υπόκειται σε:

- Εκτός επιπέδου κάμψη (φόρτιση κάθετα στο επίπεδο του τοίχου)
- Εντός επιπέδου κάμψη(σε πεσσούς και υπέρθυρα)
- Εντός επιπέδου διάτμηση σε στοιχεία τύπου διατμητικού τοιχώματος
- Εντός επιπέδου διάτμηση σε στοιχεία τύπου δοκού.

Με βάση τα παραπάνω και με δεδομένη τη γεωμετρία της τοιχοποιίας, τον τρόπο στήριξης της και τις επιμέρους αντοχές των στοιχείων της και της μεταξύ τους διεπιφάνειας οι αστοχίες εντός επιπέδου που μπορούν να εμφανιστούν είναι:

- Εφελκυστικές ρηγματώσεις. Συναντώνται στο κάτω μέρος υψίκορμων πεσσών και στις γωνίες ανοιγμάτων όπου αναπτύσσονται έντονες εφελκυστικές τάσεις λόγω κάμψης.
- Διατμητική αστοχία. Ρηγματώσεις υπό γωνία 45 μοιρών οφείλονται σε αυξημένο αξονικό φορτίο και χαμηλή διατμητική αντοχή. Στην περίπτωση αυτή οι κύριες εφελκυστικές τάσεις που οφείλονται στα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή. Όταν το οριζόντιο φορτίο φτάσει στη μέγιστη τιμή του σχηματίζονται διαγώνιες ρωγμές οι οποίες ακολουθούν τους οριζόντιους και κάθετους αρμούς. Αν αυξηθεί το αξονικό φορτίο υπάρχει μεγάλος κίνδυνος ψαθυρής αστοχίας καθώς οι ρωγμές διαπερνούν τα λιθοσώματα.
- Λικνισμός. Παρατηρείται όταν ο λόγος καμπτικής ροπής προς τη διατμητική δύναμη είναι πολύ μεγάλος. Ο τοίχος λικνίζεται γύρω από τη βάση του σαν συμπαγές σώμα με σύνθλιψη των θλιβόμενων ζωνών στις γωνίες του τοίχου και αποκόλληση των αρμών στην εφελκυσόμενη ζώνη.
- Ολίσθηση. Σε περιπτώσεις ελεύθερων τοίχων είναι πολύ σύνηθες η δημιουργία οριζόντιων ρηγματώσεων κατά μήκος των αρμών. Αυτό παρατηρείται όταν υπάρχει αστοχία στη διεπιφάνεια κονιάματος και λίθου. Η τοιχοποιία συνήθως μπορεί να ολισθήσει λόγω διαφορικών καθιζήσεων, σχετική μετατόπιση δύο τοίχων λόγω καθίζησης θεμελίου αλλά και λόγω συνδυασμένης καθίζησης θεμελίου και στρέψης του κτιρίου.

Στα κτίρια από τοιχοποιία μπορεί να σημειωθούν ζημιές όχι μόνο από κατακόρυφα και σεισμικά φορτία αλλά και λόγω δράσης περιβαλλοντικών παραγόντων όπως η ατμοσφαιρική ρύπανση, η αιολική διάβρωση, η διάβρωση λόγω βροχής και η δράση της υγρασίας στο εσωτερικό της τοιχοποιίας.[10]

3.2 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΛΟΓΩ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

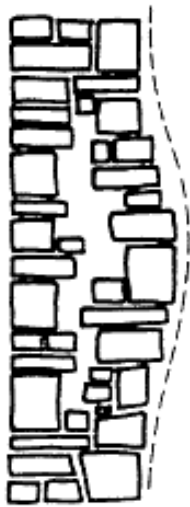
Η μεταφορά του ίδιου βάρους του οριζόντιου φέροντα οργανισμού(πατώματα και στέγες) και των κινητών φορτίων στις φέρουσες τοιχοποιίες και από εκεί μαζί με τα σημαντικά ίδια βάρη των τοίχων στη θεμελίωση και το έδαφος είναι συνήθως σαφής και εξασφαλισμένη σε όλους τους τύπους κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Σε αυτή την περίπτωση τα προβλήματα είναι περιορισμένα και μπορούν να διακριθούν σε διάφορες κατηγορίες.

- Προβλήματα τοπικής ανεπάρκειας λόγω κακού σχεδιασμού (τοπική ρηγματώση τοιχοποιίας υπό ισχυρά μοναχικά φορτία ή λόγω αναντιστοιχίας ανοιγμάτων καθ' ύψος).
- Διαφορικές καθιζήσεις της θεμελίωσης μπορεί να προκαλέσουν τοπικά ή γενικευμένα προβλήματα.
- Προσθήκες καθ' ύψος συχνά δημιουργήσουν μεμονωμένες ή γενικευμένες ζημιές.
- Αλλαγή χρήσης του κτιρίου έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των κατακόρυφων φορτίων πέρα εκείνων με βάση των οποίων είχε σχεδιαστεί κάτι που οδηγεί σε εμφάνιση τοπικών ή γενικών ανεπαρκειών.

- Η γήρανση των υλικών είναι ένας συνηθισμένος λόγος προβλημάτων τοπικών ή γενικών.

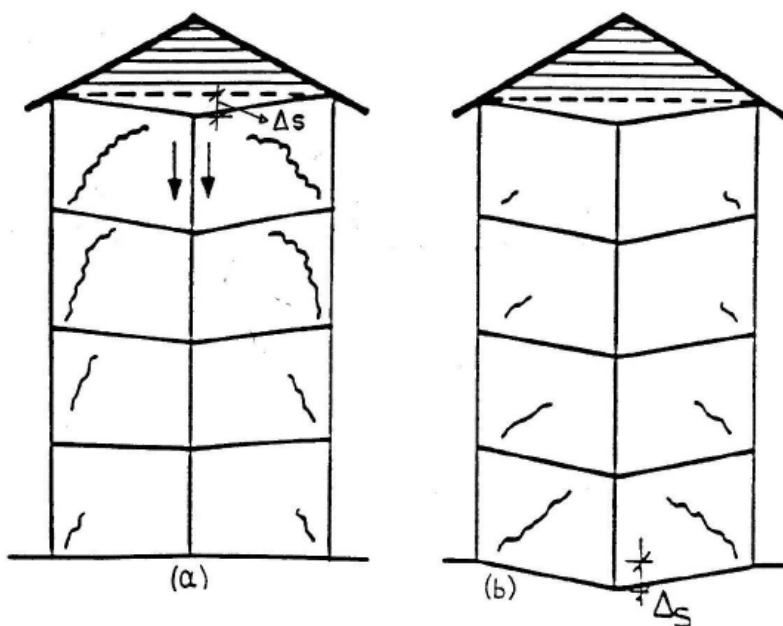
Οι βλάβες από τα κατακόρυφα φορτία είναι συγκεκριμένες και διακρίνονται στους παρακάτω τύπους.

- Όταν υπάρχει τοπική υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής από κακό σχεδιασμό ή από συγκέντρωση φορτίου, εμφανίζονται είτε σχεδόν κατακόρυφες ρηγματώσεις που οφείλονται στην εγκάρσια διάταξη είτε ιδιαίτερα σε περίπτωση τριστηρωτής λιθοδομής, κατακόρυφο επίπεδο ρηγματώσης-διαχωρισμού κατά πάχος του τοίχου που εκδηλώνεται με μονόπλευρο ή αμφίπλευρο φούσκωμα της τοιχοποιίας.



ΕΙΚΟΝΑ 3-2 ΜΟΝΟΠΛΕΥΡΟΦΟΥΣΚΩΜΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

- Σε περίπτωση διαφορικών καθιζήσεων εμφανίζονται λοξές ρηγματώσεις κατά μήκος της θλιβόμενης-βραχυνόμενης διαγωνίου σε πεσσούς ή δίσκους τοιχοποιίας κατά μήκος του πόδα, των οποίων εκδηλώθηκε η διαφορική καθίζηση. Οι βλάβες παρουσιάζονται εντονότερα στους χαμηλούς ορόφους (εικόνα 29b).



- Σε περίπτωση διαφορικής βράχυνσης υπό κατακόρυφα φορτία σε μεσαίους τοίχους εμφανίζονται λοξές ρηγματώσεις μίας διεύθυνσης στους εγκάρσιους τοίχους, παρόμοιες με αυτές στο προηγούμενο παράδειγμα όμως με τη διαφορά ότι οι βλάβες εμφανίζονται πιο έντονες στους ανώτερους τοίχους(εικόνα 29α).

3.3 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

Οι κυριότερες μορφές με τις οποίες μπορεί να εμφανιστεί αστοχία κτιρίων από τοιχοποιία σε σεισμό είναι οι εξής:

- Οριζόντιες ρωγμές ανάμεσα στους τοίχους και τα πατώματα
- Κατακόρυφες ρωγμές στις γωνίες και τις ενώσεις των τοίχων
- Συντριβή – αποκόλληση τμημάτων περιφερειακών τοίχων
- Εκτός επιπέδου κατάρρευση περιφερειακών τοίχων
- Διαγώνιες ρωγμές στις δοκούς και τους πεσσούς
- Μερική αποσύνθεση ή αστοχία τοίχων
- Μερική ή ολική κατάρρευση του κτιρίου

Οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία έχουν την ιδιαιτερότητα ότι η μάζα της αποτελεί το 50% μέχρι το 85% της συνολικής μάζας της κατασκευής με αποτέλεσμα να μην είναι ρεαλιστική η παραδοχή της συγκεντρωμένης μάζας στις στάθμες των ορόφων όπως γίνεται συνήθως στα κτίρια με πλάκες και σκελετό οπλισμένου σκυροδέματος. Κατά συνέπεια ο πιο αξιόπιστος τρόπος προσομοίωσης είναι εκείνος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία ώστε η μάζα να διανεμηθεί ομοιόμορφα στους κόμβους του καννάβου. Επίσης όταν το κτίριο δεν διαθέτει πατώματα ή και στέγη με επαρκή δυστένεια δεν είναι σωστή η θεώρηση των απαραμόρφωτων οριζόντιων διαφραγμάτων. Κατά συνέπεια είναι απαραίτητη η προσομοίωση και των πατωμάτων με επιφανειακά στοιχεία ώστε με κατάλληλη εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών τους να προσεγγισθεί όσο το δυνατόν καλύτερα ο πραγματικός βαθμός διαφραγματικής λειτουργίας.

Κατά τη δυναμική φασματική ανάλυση υπό σεισμική καταπόνηση απαιτείται να ενεργοποιηθεί ένα σημαντικό ποσοστό της συνολικής μάζας της κατασκευής, τουλάχιστον το 90%. Κατά συνέπεια το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης στην περίπτωση κτιρίου από τοιχοποιία αυξάνεται για να έχουμε αξιόπιστα αποτελέσματα κάτι που κάνει την ανάλυση δύσκολη και χρονοβόρα.

Με βάση όλα τα παραπάνω και λαμβάνοντας υπόψη την πολυμορφία και την πολυτυπία των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία αλλά και τη δυσκολία εκτίμησης των μηχανικών χαρακτηριστικών τοιχοποιιών και πατωμάτων γίνεται σαφές πόσο δύσκολο είναι να γίνει μία αξιόπιστη προσομοίωση του φορέα. Μπορεί να γίνει μία ποιοτική σκιαγράφηση της συμπεριφοράς του κτιρίου στο σεισμό μόνο σε ακραίες περιπτώσεις.

Για παράδειγμα:

- Όταν πατώματα και δώμα έχουν ισχυρή διαφραγματική λειτουργία όπως οι πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα και η τοιχοποιία έχει υψηλές αντοχές

διαθέτοντας ισχυρά οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα. Αυτού του είδους τα κτίρια έχουν ικανοποιητική συμπεριφορά σε οριζόντια σεισμική φόρτιση. Με βάση τα παραπάνω το στατικό προσομοίωμα μπορεί να έχει σαφή διαφραγματική λειτουργία και μπορεί να εφαρμοστούν στις στάθμες των πλακών οι μάζες που αντιστοιχούν στα μόνιμα και κινητά φορτία των πατωμάτων τα οποία αποτελούν αξιόλογο ποσοστό της συνολικής μάζας του κτιρίου.

Η διανομή της μάζας των τοιχοποιιών γίνεται στους κόμβους των επιφανειακών στοιχείων.

Η σεισμική τέμνουσα κατανέμεται από τα διαφράγματα στα κατακόρυφα στοιχεία κάθε ορόφου ανάλογα την δυσκαμψία τους με αποτέλεσμα να συγκεντρώνεται στους παράλληλους στο σεισμό τοίχους.

Η ύπαρξη διαζωμάτων και ελκυστήρων αποτρέπει την αποκόλληση των τοίχων καθ ύψος.

Η ύπαρξη διαζωμάτων ανακουφίζει την καταπόνηση των τοίχων για σεισμό κάθετα στο επίπεδο τους με αποτέλεσμα κρίσιμη να είναι η καταπόνηση των τοίχων και πεσσών για σεισμό μέσα στο επίπεδο τους.

Όταν το ύψος των ορόφων είναι σχετικά μεγάλο και οι εγκάρσιοι τοίχοι απέχουν αρκετά μεταξύ τους είναι πιθανό η καταπόνηση μερικών επιμήκων τοίχων σε κάμψη εκτός επιπέδου τους να είναι κρίσιμότερη.

- Όταν τα πατώματα και τα δώματα έχουν ασθενή διαφραγματική δυσκαμψία όπως είναι τα ξύλινα πατώματα και στέγη. Οι τοίχοι είναι παχιοί με χαμηλή αντοχή και χωρίς διαζώματα και ελκυστήρες. Οι περιπτώσεις με τα παραπάνω χαρακτηριστικά έχουν ανεπαρκή συμπεριφορά υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση και θεωρείται ανύπαρκτη η διαφραγματική λειτουργία.

Τα πατώματα είτε προσομοιώνονται με επιφανειακά στοιχεία είτε παραλείπονται τελείως. Με τον τρόπο αυτό τα μόνιμα και κινητά φορτία των πατωμάτων εφαρμόζονται στους κόμβους των τοιχοποιιών που βρίσκονται στις στάθμες των ορόφων.

Γίνεται διανομή της μάζας των τοιχοποιιών σε όλους τους κόμβους των επιφανειακών στοιχείων.

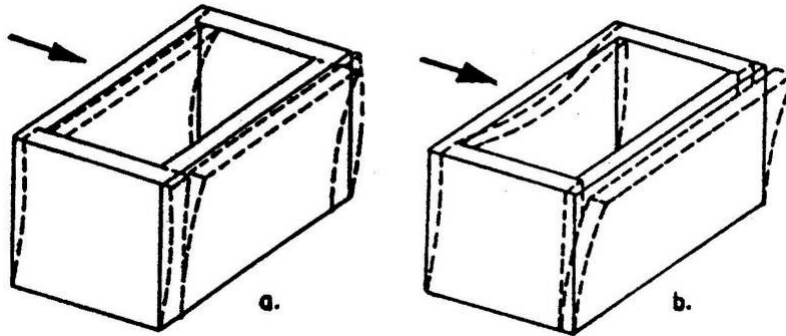
Η καταπόνηση των τοίχων για σεισμό κάθετα στο επίπεδο τους (κάμψη εκτός επιπέδου) είναι αισθητά πολύ κρίσιμότερη. Λόγω απουσίας διαζωμάτων είναι αναμενόμενο να αποκολληθούν πρόωρα οι διασταυρώμενοι τοίχοι και να συμπεριφερθούν ως ελεύθεροι προβόλοι με ιδιαίτερα δυσμενή αποτελέσματα.[7]

Δυστυχώς όμως η πλειοψηφία των υφιστάμενων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία βρίσκεται μεταξύ των παραπάνω δύο ακραίων παραδειγμάτων με αποτέλεσμα να μην μπορεί να γίνει μία σαφή προσομοίωση και ανάλυση για να δοθεί μία καθαρή εικόνα.

Παρακάτω δίνονται κάποιες συνηθισμένες μορφές απόκρισης ενός μονώροφου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση.

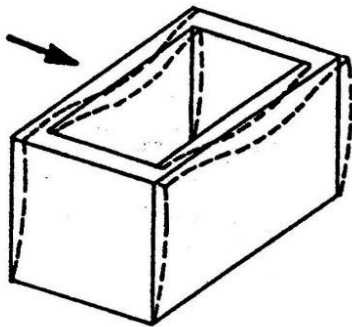
Όταν δεν υπάρχει διάφραγμα και διαζώματα οι τοίχοι είναι ουσιαστικά ασύνδετοι και μετά από τον αποχωρισμό τους λειτουργούν ανεξάρτητα με αποτέλεσμα να

είναι κρίσιμη η κάμψη εκτός επιπέδου των τοίχων που είναι κάθετοι στη διεύθυνση του σεισμού. Ενδεικτικά παραδείγματα παρουσιάζονται στην εικόνα 30.[7]



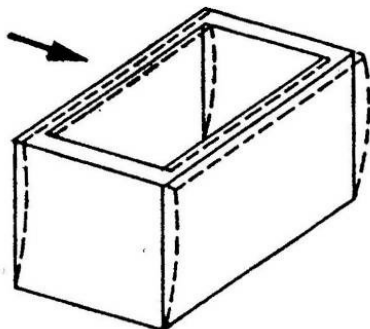
ΕΙΚΟΝΑ 3-4 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΩΝ ΚΑΘΕΤΑ ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΛΟΓΩ ΕΛΛΕΙΨΗΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΖΩΜΑΤΩΝ[7]

Όταν υπάρχει περιμετρικό διάζωμα αλλά όχι διάφραγμα στη στέψη των τοιχοποιιών μπορεί να αποφευχθεί ο αποχωρισμός των τοίχων στις γωνίες όταν υπάρχει σεισμική καταπόνηση αλλά η σχετική μικρή εγκάρσια δυσκαμψία του διαζώματος δεν μπορεί να προστατέψει την τοπικά έντονη εκτός επιπέδου κάμψη των τοίχων κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού με αποτέλεσμα οι τοίχοι να λειτουργούν ως τριέριστες πλάκες σε κατακόρυφο επίπεδο (εικόνα 31).[7]



ΕΙΚΟΝΑ 3-5 ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΜΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΔΙΑΖΩΜΑ

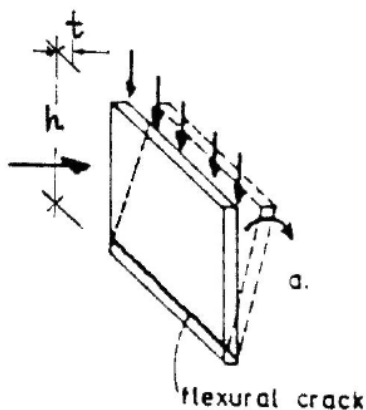
Στην περίπτωση όπου υπάρχει πλήρης διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο της στέψης των τοίχων(εικόνα 3-6) εξασφαλίζεται η μεταφορά και ανάληψη της σεισμικής τέμνουσας από τους τοίχους στη διεύθυνση του σεισμού με αποτέλεσμα οι τοίχοι να λειτουργούν σαν δίσκοι με καλύτερα αποτελέσματα στη γενική συμπεριφορά της κατασκευής.



ΕΙΚΟΝΑ 3-6 ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΜΕ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ

Συνοψίζοντας, ένας τοίχος ή ένας πεσσός απομονώνοντας τον από το κτίριο μπορεί να υποστεί:

Σεισμική ώθηση κάθετα στο επίπεδο του:



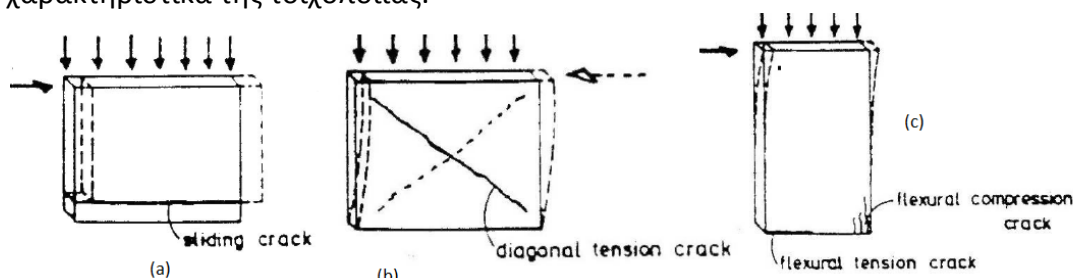
ΕΙΚΟΝΑ 3-7 ΤΟΙΧΟΣ-ΠΕΣΣΟΣ ΥΠΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗ

ΚΑΘΕΤΑ ΣΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΟΥ

Ο τοίχος θα αντισταθεί στις αδρανειακές δυνάμεις κυρίως με το βάρος του και με την αμελητέα καμπτική αντοχή της διατομής της βάσης του. Ο τοίχος κινδυνεύει να ανατραπεί με σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=t/2h$ όταν η σεισμική τέμνουσα εφαρμόζεται στην κορυφή τους και $\varepsilon=2/h$ αν εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους του.

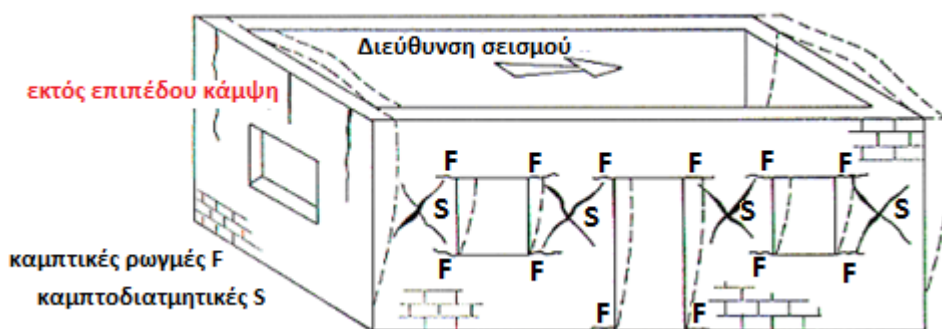
Σεισμική δράση παράλληλα στο επίπεδο του:

Στην περίπτωση αυτή (έχει αναφερθεί ξανά) ο τοίχος συμπεριφέρεται σαν δίσκος και έχει μεγαλύτερη αντίσταση. Η μορφή αστοχίας εξαρτάται από τη γεωμετρία και τη σχέση κατακόρυφου κα οριζόντιου φορτία καθώς και από τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας.



ΕΙΚΟΝΑ 3-8 ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΣΤΟΧΙΕΣ (Α) ΟΛΙΣΘΗΣΗ (Β) ΔΙΑΦΩΝΙΑ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ (C) ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΠΟ ΣΥΝΤΡΙΒΗ

Βέβαια η συμπεριφορά ενός κτιρίου είναι πιο σύνθετη από ενός μεμονωμένου τοίχου χωρίς ανοίγματα όπως τα προηγούμενα παραδείγματα. Στην εικόνα 35 φαίνεται ένα κτιρίου με ικανοποιητικά διαζώματα και πάνω είναι σημειωμένες μερικές τυπικές μορφές φθορών.



ΕΙΚΟΝΑ 3-9 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΚΑΙ ΤΥΠΙΚΕΣ ΦΘΟΡΕΣ

Στους τοίχους κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού λόγω μη επαρκούς διαφραγματικής λειτουργίας εμφανίζονται ρωγμές λόγω κάμψης εκτός επιπέδου. Σε περίπτωση ανεπαρκούς σύνδεσης του τοίχου με τους εγκάρσιους τοίχους δημιουργούνται ρωγμές αποκόλλησης.

Στους τοίχους που είναι παράλληλοι στο σεισμό, οι πεσσοί μεταξύ των ανοιγμάτων είναι συνήθως πιο εύκαμπτοι από τις ζώνες τοιχοποιίας πάνω από τα ανοίγματα με αποτέλεσμα οι πιο έντονες παραμορφώσεις να εμφανίζονται σε αυτούς. Στις διατομές στον πόδα και την κεφαλή των πεσσών εμφανίζονται ισχυρές ορθές τάσεις (θλιπτικές και εφελκυστικές) ενώ η σταθερή καθ ύψος τέμνουσα δύναμη προκαλεί τις μεγαλύτερες διατμητικές τάσεις περί το κέντρο του πεσσού.

Η υπέρβαση της χαμηλής καμπτικής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας προκαλεί τις καμπτικές ρωγμές τύπου F ενώ η υπέρβαση της λοξής εφελκυστικής αντοχής υπό τις κύριες ορθές τάσεις στο σώμα του πεσσού προκαλεί λοξές καμπτοδιατμητικές ρωγμές τύπου S. Οι πεσσοί αναμένονται να αστοχήσουν είτε από τα χιαστί καμπτοδιατμητικά ρηγμάτα είτε από την υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής στα άκρα της κεφαλής ή της βάσης τους μετά από διαδοχικούς κύκλους επέκτασης των καμπτικών ρηγμάτων.[7]

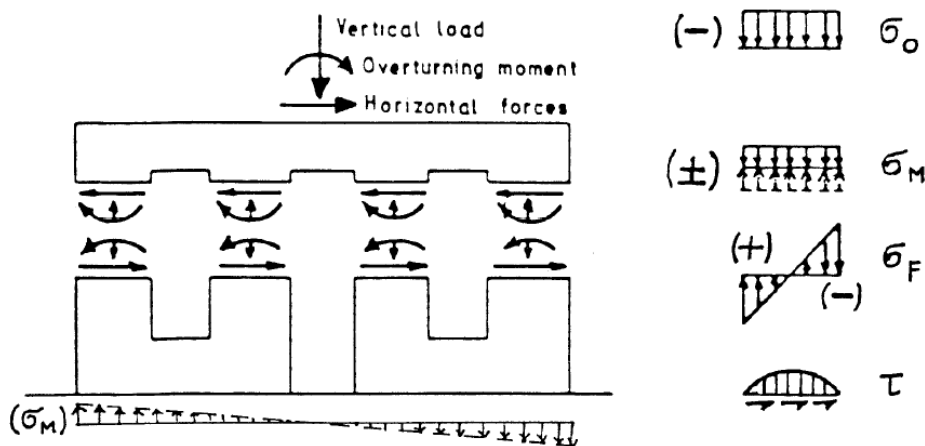
Η ιδεατή κατανομή των τάσεων στους πεσσούς δίνεται στο σχήμα της εικόνας 36.

σ_o είναι οι θλιπτικές τάσεις από τα κατακόρυφα

σ_M είναι οι θλιπτικές ή εφελκυστικές τάσεις από τη γενική ροπή ανατροπής

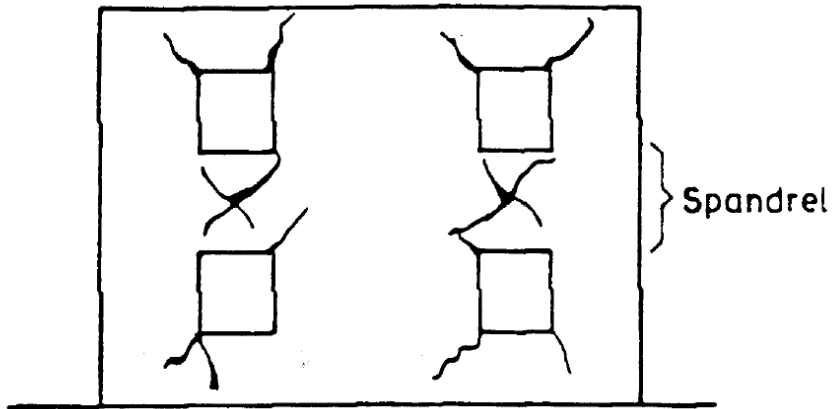
σ_F είναι οι θλιπτικές-εφελκυστικές τάσεις από κάμψη κάθε πεσσού.

τ είναι διατμητικές τάσεις στους πεσσούς.



ΕΙΚΟΝΑ 3-10 ΙΔΕΑΤΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΑΣΕΩΝ ΣΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΟΙΧΟ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ

Στην περίπτωση ενός διώροφου κτιρίου με σχετικά μικρά ανοίγματα οι περιοχές σύζευξης μεταξύ δυο επάλληλων καθ ύψος ανοιγμάτων που συνδέουν τους ισχυρούς πεσσοί είναι οι πιο ευαίσθητες περιοχές και καταπονούνται σε συνδυασμό κάμψης και διάτμησης. Υπάρχουν καμπτοδιατμητικές ρωγμές με απώλεια στήριξης των πατωμάτων. Τα δύσκαμπτα διαφράγματα όπως οι πλάκες από σκυρόδεμα και τα ισχυρά διαζώματα στα επίπεδα των πατωμάτων είναι αυτά που θα προστατέψουν το κτίριο από τέτοιου είδους αστοχίες.



ΕΙΚΟΝΑ 3-11 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΤΙΣ ΖΩΝΕΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΤΩΝ ΠΕΣΣΩΝ ΣΕ ΕΝΑ ΔΙΩΡΟΦΟ ΤΟΙΧΟ ΧΩΡΙΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΑΖΩΜΑΤΑ ΣΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ[7]

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ

Η τοιχοποιία ως μέσο δόμησης έχει τις βάσεις της πάρα πολύ παλιά και ουσιαστικά βασιζόταν σε πολύ απλούς υπολογισμούς και σε εμπειρικές τεχνικές. Με το πέρασμα των χρόνων και την εξέλιξη των υπολογιστικών συστημάτων δόθηκε η δυνατότητα μιας διεξοδικότερης ανάλυσης και σχεδιασμού των κατασκευών από τοιχοποιία. Ιδιαίτερα σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα όπως είναι η Ελλάδα πέρα από την επίδραση των μόνιμων και των κινητών φορτίων τα κτίρια δοκιμάζονται και από σεισμικές τυχαίες καταπονήσεις. Η ανάγκη για σωστή και αξιόπιστη ανάλυση είναι επιτακτική.

Για την ανάλυση των κατασκευών από τοιχοποιία έχουν επικρατήσει τρεις μέθοδοι.

- Η μέθοδος των πεσσών
- Η μέθοδος του ισοδύναμου χωρικού πλαισίου
- Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων

4.1 Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΠΕΣΣΩΝ

Η μέθοδος των πεσσών είναι μια προσεγγιστική μέθοδος ανάλυσης. Για την εφαρμογή της γίνονται η παρακάτω παραδοχές:

- Οι πεσσοί του ισογείου θεωρούνται πλήρως πακτωμένοι στο έδαφος και μερικώς πακτωμένοι στο άνω άκρο. Ο βαθμός πάκτωσης εξαρτάται από την δυσκαμψία των υπολοίπων μελών που συντρέχουν στην κορυφή του πεσσού, μέσα στο επίπεδο του. Η δυσκαμψία αυτή υπολογίζεται με θεώρηση πάκτωσης των μελών αυτών στο άλλο άκρο τους.
- Οι πεσσοί των υπολοίπων ορόφων είναι μερικώς πακτωμένοι στα δύο άκρα τους με βαθμό πάκτωσης ο οποίος υπολογίζεται όπως αναφέρθηκε προηγουμένως.
- Η συνολική τέμνουσα δύναμη κάθε ορόφου κατανέμεται μόνο στους φέροντες τοίχους οι οποίοι είναι παράλληλοι στη διεύθυνση τους. Οι τοίχοι συνεπώς δεν θεωρείται ότι καταπονούνται από δυνάμεις κάθετες στο επίπεδο τους.
- Η κατανομή της τέμνουσας κάθε ορόφου στους τοίχους γίνεται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους λαμβάνοντας υπόψη την εκκεντρότητα του κέντρου μάζας και κέντρου ελαστικής στροφής είτε ανάλογα με την επιφάνεια τους.
- Όταν στις στάθμες των ορόφων και της στέγης υπάρχουν διαφράγματα τότε η μέθοδος θεωρεί τους πεσσούς αμφίπακτους.
- Μια παραλλαγή της μεθόδου θεωρεί τους πεσσούς πακτωμένους στον υποκείμενο όροφο και αρθρωτούς στον υπερκείμενο ή και προβόλους στο ύψος του ορόφου.
- Η κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται μόνο στους τοίχους οι οποίοι είναι παράλληλοι προς τη διεύθυνση του σεισμού, ανάλογα με τη δυσκαμψία του πεσσού.
- Στην περίπτωση όπου δεν υπάρχουν διαφράγματα οι πεσσοί αντιμετωπίζονται ως πρόβολοι σε όλο το ύψος του κτιρίου, είναι η δυσμενέστερη περίπτωση. Το σεισμικό φορτίο αποτελεί ποσοστό του κατακόρυφου φορτίου κάθε πεσσού αφού δεν μπορεί να θεωρηθεί κοινή

μετακίνηση των πεσσών στη στάθμη των ορόφων. Ο έλεγχος πραγματοποιείται έναντι κάμψης με ορθή δύναμη και τέμνουσα.

Η μέθοδος των πεσσών μπορεί να εφαρμοστεί με αξιόπιστα αποτελέσματα στην περίπτωση όπου η σύνδεση των πεσσών πραγματοποιείται μέσω των πατωμάτων και της οροφής τα οποία μπορεί να είναι άκαμπτα εντός του επιπέδου τους ή εκτός. Όταν όμως δεν συμβαίνει αυτό και οι τοίχοι συνδέονται μέσω των υπέρθυρων αυτή η προσέγγιση οδηγεί σε λανθασμένα αποτελέσματα στον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του πεσσού και δεν δίνει πληροφορίες για την κατάσταση των υπέρθυρων τα οποία πρέπει να ελεγχθούν. Επίσης δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην περίπτωση τοίχων όπου η συνέχεια τους διακόπτεται καθ ύψος λόγω ανοιγμάτων με διαφορετική διάταξη στο κτίριο.

4.2 Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΟΥ ΧΩΡΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Η μέθοδος του ισοδύναμου χωρικού πλαισίου προσομοιώνει την κατασκευή με ισοδύναμα πλαίσια υψίκορμων δοκών και υποστυλωμάτων αποτελούμενα από γραμμικά μέλη σε μία ή και τις δύο διευθύνσεις του σεισμού. Το ύψος των πλαισίων είναι ίσο με το ύψος των ορόφων και τα γραμμικά τους μέλη προσομοιώνουν τους πεσσούς και τα ανώφλια ενώ έχουν κόμβους στα σημεία διασταύρωσης των κεντροβαρικών αξόνων. Τα μέλη θεωρούνται πρισματικά και πέρα των καμπτικών παραμορφώσεων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι διατμητικές παραμορφώσεις. Στις περιοχές όπου συνυπάρχουν πεσσοί και ανώφλια κατά την ανάλυση γίνονται διάφορες εναλλακτικές υποθέσεις. Πιο συγκεκριμένα, οι κοινές περιοχές θεωρούνται

- άκαμπτες
- άκαμπτες μόνο για τους πεσσούς
- άκαμπτες μόνο για τα ανώφλια
- εύκαμπτες.

Το βασικό λάθος της μεθόδου αυτής είναι ως προς την κατανομή της μάζας της κατασκευής. Στα κτίρια από λιθοδομή όπως έχει αναφερθεί ξανά, το βάρος του φέροντος οργανισμού τους μπορεί να αποτελεί μέχρι και το 80% του συνολικού κατακόρυφου φορτίου της κατασκευής αυξανόμενο από πάνω προς τα κάτω. Η θεώρηση της συγκέντρωσης των μαζών στις στάθμες των ορόφων κατά συνέπεια είναι λανθασμένη. Η συγκέντρωση της μάζας στους τοίχους της κατασκευής επηρεάζει την συμπεριφορά τους σε εκτός επιπέδου καταπονήσεις. Έτσι ο τοίχος συμπεριφέρεται ως κατακόρυφη πλάκα με οριζόντιο φορτίο(φορτίο σεισμού). Αυτό το στοιχείο δεν λαμβάνεται υπόψη στη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου και των πεσσών. Με βάση τα παραπάνω σε πολύπλοκες κατασκευές, όπως τρούλους και αψίδες και σε μεγάλης σημασίας κτίρια όπως ολόσωμες κατασκευές μεσαιωνικών χρόνων είναι σαφές ότι δεν γίνεται να εφαρμοστούν οι δύο παραπάνω μέθοδοι.

4.3 Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μια αναλυτική διαδικασία η οποία χρησιμοποιήθηκε ευρύτατα λόγω της διάθεσης του απαραίτητου λογισμικού και

των διατιθέμενων υπολογιστικών συστημάτων. Τα αποτελέσματα μιας τέτοιας ανάλυσης δίνονται μέσω τάσεων και παραμορφώσεων στο σύνορο ή και εσωτερικό των στοιχείων στο οποίο έχει χωριστεί και προσομοιωθεί η κατασκευή. Τα στοιχεία είναι τμήματα της κατασκευής που αποκόπτονται από αυτήν με ιδεατές επιφάνειες και επειδή έχουν πεπερασμένο μέγεθος ονομάζονται «πεπερασμένα στοιχεία».

Η ανάλυση των φορέων περιλαμβάνει δύο στάδια. Το πρώτο στάδιο είναι η δημιουργία του μαθηματικού μοντέλου που προσομοιώνει την πραγματική κατασκευή και το δεύτερο η αριθμητική ανάλυση του μαθηματικού προσομοιώματος.

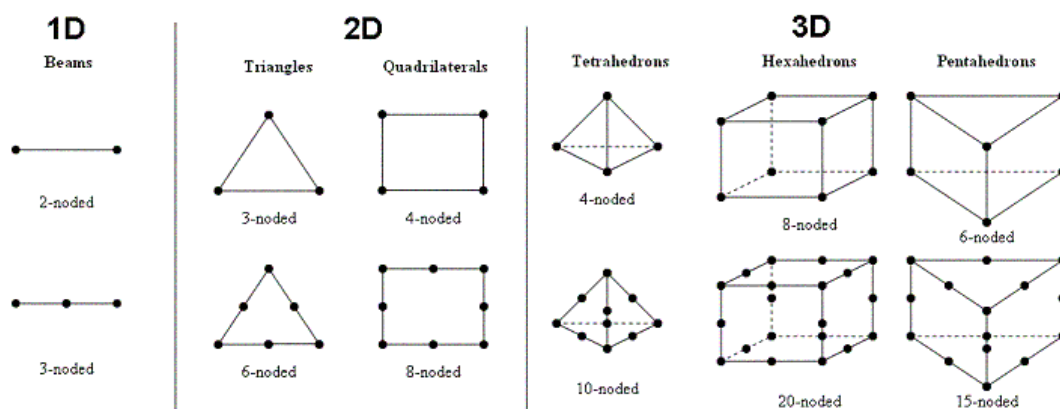
Για την εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων μια κατασκευή από φέρουσα τοιχοποιία διαφοροποιείται σε πεπερασμένα στοιχεία τα οποία εφάπτονται μεταξύ τους χωρίς να αφήνουν κανένα κενό και συνδέονται με τους κόμβους οι οποίοι βρίσκονται στα σύνορα τους. Το σύνολο τους ονομάζεται δίκτυο ή πλέγμα.

Τα πεπερασμένα στοιχεία μπορεί να είναι γραμμικά, επίπεδα ή χωρικά.

Τα ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία περιλαμβάνουν το στοιχείο καμπτώμενης ράβδου το οποίο χρησιμοποιείται για την προσομοίωση γραμμικών φορέων. Οι γραμμικοί φορείς και η στατική τους λειτουργία αντιμετωπίζονται με μεγάλη ακρίβεια και από άλλες μεθόδους. Στην ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία ο ρόλος των ραβδωτών στοιχείων είναι ουσιαστικά συμπληρωματικός για να ληφθούν υπόψη στη συμπεριφορά ενός φορέα στον οποίο συμμετέχουν.

Τα επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία είναι πιο συνηθισμένα και χρησιμοποιούνται όπου μπορεί να γίνει η παραδοχή των συνθηκών επίπεδης έντασης και επίπεδης παραμόρφωσης.

Τα τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία χρησιμοποιούνται όταν η γεωμετρία και η φόρτιση του πραγματικού φορέα επιβάλλει την χρήση τρισδιάστατων στοιχείων για την ακριβή προσομοίωση και ανάλυση του. Οι συνηθέστερες μορφές τρισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων είναι τα εξαεδρικά ή τετραεδρικά.[9]



ΕΙΚΟΝΑ 4-1 ΓΡΑΜΜΙΚΑ-ΕΠΙΠΕΔΑ ΚΑΙ ΧΩΡΙΚΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η επίλυση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων γίνεται με κάποια από τις μεθόδους της μητρικής στατικής. Στην περίπτωση των πεπερασμένων στοιχείων προτιμάται η Μέθοδος των μετακινήσεων λόγω της ευκολίας επίλυσης σύμφωνα με την οποία οι φορτίσεις του φορέα συνδέονται με τις προκαλούμενες μετακινήσεις. Γίνεται η χρήση της παρακάτω σχέσης.

$$K U = P$$

Για να εφαρμοστεί η μέθοδος των μετακινήσεων απαιτείται το μητρώο ακαμψίας, το μητρώο τάσεων που συσχετίζει τάσεις ή εσωτερικές δυνάμεις σε οποιοδήποτε σημείο ενός πεπερασμένου στοιχείου με τις μετακινήσεις των κόμβων και τέλος τα διανύσματα δυνάμεων παγίωσης οι οποίες αναπτύσσονται όταν ασκούνται εξωτερικές δυνάμεις μακριά από τους κόμβους ή όταν το στοιχείο υπόκειται σε μεταβολή θερμοκρασίας.

Όλα τα μητρώα των υπολοίπων στοιχείων παράγονται από την Αρχή των Δυνατών έργων.

Για κάθε πεπερασμένο στοιχείο m ισχύει η παραδοχή ότι οι μετακινήσεις σε κάθε σημείο του συσχετίζονται με τις αντίστοιχες κομβικές μετακινήσεις με βάση την παρακάτω σχέση

$$u^{(m)} = N^{(m)}U^*$$

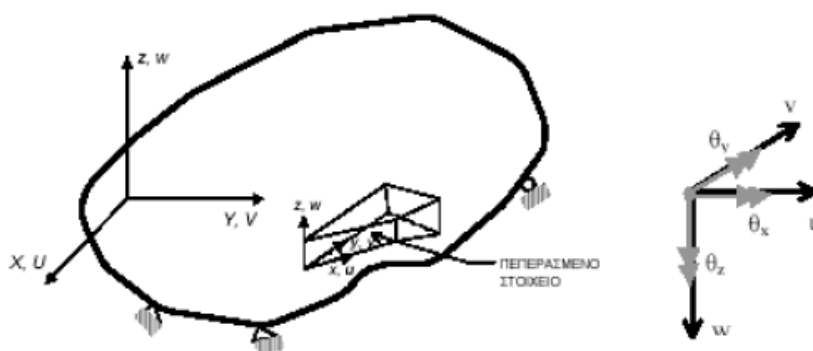
Όπου:

$u^{(m)}$ το διάνυσμα των μετακινήσεων σε οποιοδήποτε σημείο του πεπερασμένου στοιχείου

$N^{(m)}$ το μητρώο συναρτήσεων που ορίζουν την θέση του υπόψη σημείου μέσα στο πεπερασμένο στοιχείο(συνάρτηση σχήματος)

U^* το διάνυσμα κομβικών μετακινήσεων του πεπερασμένου στοιχείου[9]

Οι συναρτήσεις σχήματος $N^{(m)}$ των πεπερασμένων στοιχείων εμπεριέχουν τόσο την πληροφορία της γεωμετρίας των στοιχείων όσο και την πληροφορία της στατικής τους λειτουργίας, δηλαδή το πλήθος και το είδος των βαθμών ελευθερίας.



ΕΙΚΟΝΑ 4-2 ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΚΑΙ ΒΑΘΜΟΙ ΕΛΕΥΘΕΡΙΑΣ ΑΥΤΟΥ

Τα βήματα για την προσομοίωση μιας κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία είναι τα εξής:

- Προσομοίωση γεωμετρίας και διακριτοποίηση.

Ο τύπος του πεπερασμένου στοιχείου για την προσομοίωση της τοιχοποιίας ώστε να συνυπάρχει η καμπτική συμπεριφορά με εντός επιπέδου ένταση και παραμόρφωση είναι το στοιχείο κελύφους(shell).

Το δίκτυο των πεπερασμένων όσο πιο πυκνό είναι δίνει πιο αξιόπιστα αποτελέσματα όμως αυτό στοιχίζει σε υπολογιστικό χρόνο. Για το λόγο αυτό γίνεται πύκνωση του πλέγματος σε περιοχές με έντονο ενδιαφέρον. Στην τοιχοποιία πύκνωση γίνεται στις κλειστές γωνίες των ανοιγμάτων, τα σημεία επιβολής σημειακών φορτίων καθώς και οι θέσεις στήριξης όπου υπάρχει συγκέντρωση τάσεων.

- Η προσομοίωση των υλικών και των μηχανικών χαρακτηριστικών τους.

Η συμπεριφορά, η απόκριση στα φορτία και η αστοχία ενός φορέα από τοιχοποιία είναι άμεση συνάρτηση των ιδιοτήτων των υλικών της. Βασικό λοιπόν είναι η σωστή εκτίμηση, στο μέτρο του δυνατού, των μηχανικών χαρακτηριστικών της. Το μέτρο ελαστικότητας E , ο λόγος Poisson ν , η μαζα, της αντοχής σε θλίψη f_c , σε εφελκυσμό f_t και σε διάτμηση f_s .

- Η προσομοίωση των φορτίσεων.

Οι φορτίσεις οι οποίες ασκούνται σε ένα προσομοίωμα από πεπερασμένα στοιχεία μπορούν να αποτελούνται από συγκεντρωμένες δυνάμεις στους κόμβους των πεπερασμένων, επιφανειακές δυνάμεις στις πλευρές τους και μαζικές δυνάμεις στο σύνολο του όγκου τους.[9]

- Η προσομοίωση των συνοριακών συνθηκών, συνθηκών στήριξης.

Τα στοιχεία αυτά είναι σημαντικά για τη ρεαλιστική προσομοίωση του φορέα και την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας.

Σε κάθε κόμβο δηλώνονται οι βαθμοί ελευθερίας που περιγράφουν την κίνηση του ενώ οι στηρίξεις μπορεί να εκφράζονται από πάκτωση, άρθρωση ή κύλιση. Επιπλέον υπάρχει δυνατότητα σύνδεσης κόμβων ή εξαναγκασμός για κοινές μετακινήσεις(constraints).

- Η προσομοίωση των αποτελεσμάτων των δράσεων στον φορέα.

4.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ

Κάνοντας συγκριτικές μελέτες βασιζόμενες στις παραπάνω μεθόδους αποδείχθηκε ότι σε παλιά κτίρια από λιθοδομή και χωρίς διαφράγματα στις στάθμες των ορόφων η μόνη μέθοδος που μπορεί να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα είναι αυτή των πεπερασμένων στοιχείων. Επίσης μπορεί να δώσει σχετικά ακριβή στοιχεία για την εντός και εκτός συμπεριφορά των τοιχοποιιών.

Η ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων έδειξε ότι οι παράλληλοι τοίχοι στη διεύθυνση του σεισμού κυρίως διατέμνονται ενώ οι κάθετοι στη διεύθυνση του σεισμού κάμπτονται. Επίσης στα υπέρθυρα των ανωτέρων ορόφων υπάρχει συγκέντρωση λοξών εφελκυστικών τάσεων και είναι κρίσιμα σημεία όπου συχνά εμφανίζονται βλάβες.

Γενικά συμπεράσματα και παρατηρήσεις από επιλύσεις κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία με τη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου φανερώνουν πως είναι σαφώς πιο αποτελεσματική μέθοδος από τη μέθοδο των πεσσών. Προσδιορίζει με σχετικά καλή ακρίβεια ροπές και αξονικές δυνάμεις συμπεριλαμβανομένης και της δράσης των ροπών ανατροπής. Επίσης, επιτυχής είναι και ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών των οριζόντιων στοιχείων. Με βάση αυτά είναι δυνατή η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος αυτών μέσω της μεθόδου του ισοδύναμου πλαισίου η οποία όμως προβλέπει πολύ μεγαλύτερες εφελκυστικές κύριες τάσεις από τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων αλλά δεν δίνει πληροφορίες για την εκτός επιπέδου κάμψη των τοίχων. Πρέπει να επισημανθεί ότι η εκτός επιπέδου κάμψη, όπως είδαμε και σε προηγούμενο κεφάλαιο, αποτελεί και την κρίσιμη ένταση σε κατασκευές χωρίς διαφράγματα.

Γενικά συμπεράσματα και παρατηρήσεις από επιλύσεις κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία με τη μέθοδο των πεσσών έδειξαν πως η μέθοδος είναι συντηρητική για κτίρια μέχρι δύο ορόφων, ενώ για κτίρια με τρεις ορόφους υποεκτιμά τις ροπές των πεσσών σε ορισμένες περιπτώσεις. Επίσης δεν δίνει πληροφορίες για οριζόντια στοιχεία και την εκτός επιπέδου κάμψη των τοίχων.

Τέλος πρέπει να τονισθεί ότι η επιλογή μιας μεθόδου ανάλυσης εξαρτάται από τη σπουδαιότητα της κατασκευής και από τα στοιχεία τα οποία υπάρχουν διαθέσιμα στο μηχανικό.

4.5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

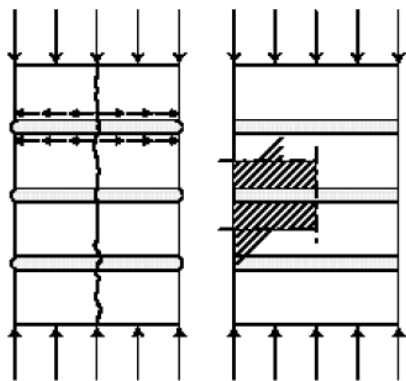
Η τοιχοποιία ως στοιχείο δόμησης είναι πολύ ιδιαίτερη και η προσομοίωση της απαιτεί μεγάλη προσοχή. Βασικό είναι το γεγονός ότι δεν είναι ένα ομογενές υλικό. Αποτελείται από λίθους και κονίαμα τα οποία παρουσιάζουν ανισότροπα χαρακτηριστικά. Λόγω λοιπόν της μικρογεωμετρίας της η μηχανική συμπεριφορά της τοιχοποιίας να είναι αρκετά πολύπλοκη.

Κατά την προσομοίωση του φορέα από τοιχοποιία γίνονται κάποιες απλοποιήσεις το μέγεθος των οποίων εξαρτάται από το πόσο ακριβής πρέπει να είναι η ανάλυση και από την σπουδαιότητα της κατασκευής.

Για το λόγο αυτό υπάρχουν τρία επίπεδα ανάλυσης:

- Μικροανάλυση(detailed analysis)

Στην ανάλυση αυτή γίνεται μελέτη σε ένα μικρό τμήμα του συστήματος λιθοσώματος-αρμού.



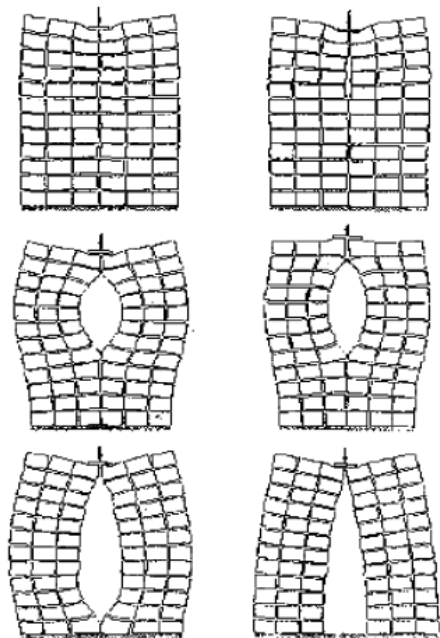
ΕΙΚΟΝΑ 4-3ΤΜΗΜΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΣΕ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΚΑΙ ΤΜΗΜΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΛΕΠΤΟΜΕΡΗ ΑΝΑΛΥΣΗ[9]

Εδώ λαμβάνονται υπόψη το μέτρο ελαστικότητας, ο λόγος Poisson και προεραϊτικά οι ανελαστικές ιδιότητες του λιθοσώματος και κονιάματος έτσι ώστε να είναι δυνατή η λεπτομερής μελέτη της συμπεριφοράς του συστήματος.

- Μεσο-ανάλυση(semi-detailed analysis)

Στην μέσο-ανάλυση τα λιθοσώματα της τοιχοποιίας αποτελούν γραμμικά-ελαστικά συνεχή στοιχεία τα οποία συνδέονται με μη γραμμικά ασυνεχή στοιχεία(interface elements) τους αρμούς. Οι αρμοί αποτελούν κα τα πιθανά σημεία δημιουργίας ρηγματώσεων όταν υπάρξει υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής.

Η τοιχοποιία μπορεί σε αυτή την περίπτωση να θεωρηθεί ως ένα σύνολο ελαστικών λιθοσωμάτων συνδεδεμένα μεταξύ τους με γραμμές-αρμούς οι οποίοι δύναται να αστοχήσουν. Η ακρίβεια των αποτελεσμάτων μειώνεται διότι δεν λαμβάνεται η επίδραση του λόγου Poisson του κονιάματος των αρμών ο οποίος είναι μεγαλύτερος του λιθοσώματος.



ΕΙΚΟΝΑ 4-4 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΜΕΣΟ-ΑΝΑΛΥΣΗΣ[9]

- Μακρό-ανάλυση(global analysis)

Στην μακροανάλυση δεν γίνεται διαχωρισμός μεταξύ των λιθοσωμάτων και των αρμών. Αντιμετωπίζεται η τοιχοποιία με ενιαία μηχανικά χαρακτηριστικά. Δεν απαιτείται σε αυτές τις περιπτώσεις η λεπτομερής μελέτη των επιμέρους στοιχείων και δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στα σημεία όπου έχουμε συγκέντρωση τάσεων και τα οποία είναι τα πιθανά σημεία δημιουργίας ρηγματώσεων.

Συνοψίζοντας, στις παραπάνω περιπτώσεις γίνεται κατηγοριοποίηση ανάλογα με την παραδοχή προσομοίωσης των αρμών.

- Οι αρμοί προσομοιώνονται ως συνεχή στοιχεία(continuum elements)
- Οι αρμοί προσομοιώνονται ως ασυνεχή στοιχεία(discontinuum elements)
- Οι αρμοί δεν διακριτοποιούνται(smearred out).

5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

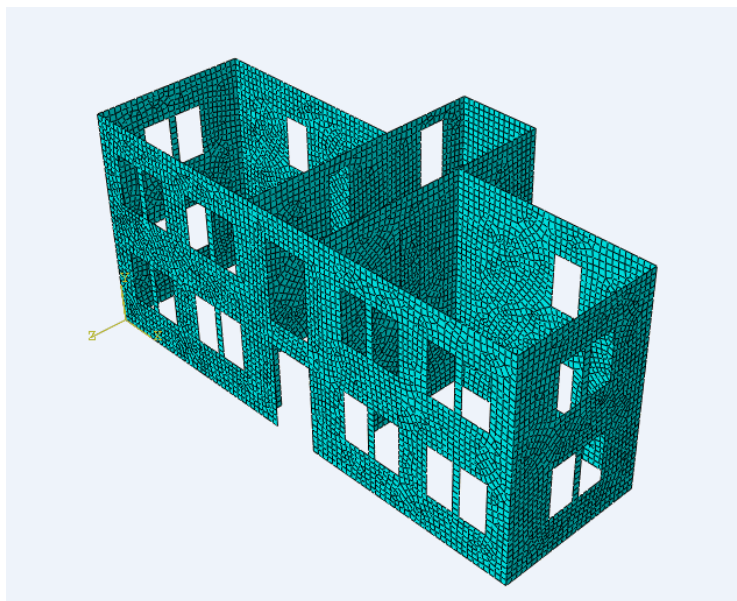
Η ανελαστική στατική μέθοδος αποτελεί ένα διαδεδομένο εργαλείο για την εκτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς ενός φορέα και τον προσδιορισμό των «αδύναμων» σημείων της κατασκευής (Krawinkler & Seneviratna, 1998), (Isakovic et al., 2003). Βασικός περιορισμός της μεθόδου είναι ότι επιλέγεται η θεμελιώδης ιδιομορφή της κατασκευής ως κυρίαρχη στη συνολική απόκρισή της.

Για να επιτευχθεί η μέγιστη δυνατή ακρίβεια στα επίπεδα εκείνα της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης, έγινε προσπάθεια επέκταση της «κλασικής» ανελαστικής στατικής ανάλυσης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών στην τελική απόκριση του φορέα. Στην εργασία αυτή θα χαραχθούν οι ανεξάρτητες καμπύλες αντίστασης για κάθε ιδιομορφική φόρτιση και τα τελικά μεγέθη απόκρισης θα υπολογιστούν μέσω κατάλληλου συνδυαστικού κανόνα επαλληλίας[12,13].

Η βελτίωση των ανελαστικών στατικών μεθόδων αποτελεί ιδιαίτερα σημαντικό στόχο γιατί είναι ευκολότερες στην εφαρμογή από τις ανελαστικές αναλύσεις της χρονοϊστορίας (time-history), μιας και δεν απαιτούν επιλογή κατάλληλων ομάδων επιταχυνσιο-γραφημάτων, ορισμό υστερητικών κανόνων κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση, κλπ. Επίσης ο χρόνος που απαιτείται για την διεξαγωγή των στατικών αναλύσεων είναι αισθητά μικρότερος από ότι για τις αναλύσεις χρονοϊστορίας.

5.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

Ο φορέας ο οποίος μελετήθηκε είναι μία κατοικία από τοιχοποιία διαστάσεων 20.93m x 6.60m x 9.45m, η μορφή του οποίου παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα.



ΕΙΚΟΝΑ 5-1 ΦΟΡΕΑΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας όπως αυτά ορίστηκαν στο πρόγραμμα είναι τα εξής:

Πυκνότητα τοιχοποιίας: 1.9Mgr

Μέτρο ελαστικότητας: 1GPa

Λόγος Poisson: 0.3

Το πάχος της τοιχοποιίας θεωρήθηκε ομοιόμορφο και ίσο με 0.5m.

Η διακριτοποίηση του φορέα έγινε ενιαία και ίση με 0.25m.

Στο φορέα δεν εισήχθησαν διαφράγματα-πατώματα στις στάθμες του μεσωρόφου και της οροφής καθώς ήταν ξύλινα μικρής αντοχής και τα οποία κρίθηκε ότι δεν ήταν επαρκή για να προσδώσουν διαφραγματική λειτουργία.

5.3 ΒΗΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

ΒΗΜΑ 1^ο: Υπολογίζονται οι φυσικές ιδιοπερίοδοι T_n και οι ιδιομορφές φ_n για την γραμμική ελαστική μετακίνηση του κτιρίου. Θα πρέπει να ληφθεί το 90% της μάζας που συμμετέχει.

ΒΗΜΑ 2^ο: Η επιλογή ενός κατάλληλου σημείου ελέγχου (monitoring point) είναι πολύ βασικό και άξιο προσεκτικής μελέτης. Στα πλαίσια κτίρια λαμβάνεται πάντα στην οροφή του κτιρίου. Σε μία κατασκευή όμως όπως η παρούσα όπου η μάζα δεν μπορεί να θεωρηθεί ότι συγκεντρώνεται στο επίπεδο κάθε ορόφου θα πρέπει να βρεθεί ένας τρόπος όσο το δυνατόν αξιόπιστος για το καθορισμό του σημείου ελέγχου. Θα χρησιμοποιηθεί ο τύπος ο οποίος προτάθηκε από τον κ.Α.Κάππο για τον προσδιορισμό του σημείου ελέγχου σε μία γέφυρα [13].

$$x_n^* = \frac{\sum_{j=1}^N x_j m_j \varphi_{jn}}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{jn}} \quad (5.3.1)$$

ΒΗΜΑ 3^ο: Θα εφαρμοστούν στον φορέα ανεξάρτητες ανελαστικές αναλύσεις για κάθε σημαντική ιδιομορφή. Το διάνυσμα της επιβαλλόμενης μετακίνησης θα εκτιμηθεί από τις ελαστικές ιδιομορφικές μετακινήσεις για κάθε περίπτωση που εξετάζεται από τη σχέση 5.3.2.

$$s_n^* = \varphi_n \quad (5.3.2)$$

Όπου

φ_n είναι το μητρώο των ιδιομορφικών μετακινήσεων που αντιστοιχεί στη n-στή ιδιομορφή.

ΒΗΜΑ 4^ο: Σχεδιασμός ιδιομορφικών καμπύλων αντίστασης της κατασκευής σε όρους τέμνουσας βάσης προς τη μετακίνηση του σημείου ελέγχου που υπολογίστηκε για κάθε περίπτωση στο προηγούμενο βήμα. Η μορφή της καμπύλης δίνει μία πρώτη εικόνα της απόκρισης του φορέα.

ΒΗΜΑ 5^ο: Γίνεται μετατροπή των καμπύλων αντίστασης του φορέα σε διγραμμικοποιημένες καμπύλες για τον προσδιορισμό των συμβατικών ορίων αστοχίας του φορέα.

ΒΗΜΑ 6^ο : Οι διγραμμικές καμπύλες αντίστασης σε όρους $V_b - u_{cn}$ μετατρέπονται σε καμπύλες αντίστασης του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος σε όρους $S_a - S_d$ μέσω των σχέσεων (5.3.3) και (5.3.4) για να χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης για μια συγκεκριμένη στάθμη σεισμικής διέγερσης.

$$S_a = \frac{V_{bn}}{M_n^*} \quad (5.3.3)$$

$$S_d = \frac{u_{cn}}{\Gamma_n \varphi_{cn}} \quad (5.3.4)$$

Όπου

φ_{cn} είναι η τιμή της φ_n στο σημείο ελέγχου c .

$M_n^* = L_n \Gamma_n$ είναι η δρώσα ιδιομορφική μάζα

$$L_n = \varphi_n^T * m$$

$$\Gamma_n = L_n / M_n$$

$M_n = \varphi_n^T m \varphi_n$ είναι η γενικευμένη μάζα στη $n - \sigmaτη$ ιδιομορφή.

ΒΗΜΑ 7^ο : Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης για κάθε σημαντική ιδιομορφή η οποία θα αντιστοιχεί σε ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα με ιδιοπερίοδο ίση με την περίοδο της αντίστοιχης ιδιομορφής του φορέα.

Η αναγωγή της στοχευόμενης μετακίνησης της $n - \sigmaτης$ ιδιομορφής που αναφέρεται στη μετακίνηση ενός Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος, σε στοχευόμενη μετακίνηση ενός σημείου ελέγχου του πραγματικού φορέα γίνεται με τη σχέση (5.3.5)[13].

$$u_{cn} = S_{dn} \Gamma_n \varphi_{cn} \quad (5.3.5)$$

S_{dn} είναι η στοχευόμενη μετακίνηση του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος.

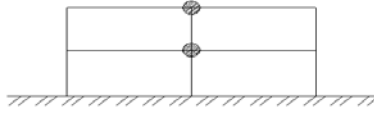
ΒΗΜΑ 8^ο : Για κάθε ανεξάρτητη ανελαστική στατική ανάλυση, υπολογίζονται τα μεγέθη απόκρισης στο σημείο ελέγχου του φορέα το οποίο φθάνει την τιμή της αντίστοιχης στοχευόμενης μετακίνησης u_{cn} .

Τα τελικά μεγέθη απόκρισης για τη ζητούμενη κάθε φορά σεισμική διέγερση υπολογίζονται με επαλληλία των ιδιομορφικών μεγεθών με κατάλληλο συνδυαστικό (στατιστικό) κανόνα (π.χ. με τον κανόνα απλής τετραγωνικής επαλληλίας (SRSS) ή με τον κανόνα της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC))[13].

5.4 ΕΠΙΛΟΓΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ

Αρχικά θα υπολογιστεί η συμμετέχουσα μάζα.

Θεωρώντας ότι ταλαντώνεται ο όροφος και το μισό τμήμα του ισόγειο η συμμετέχουσα μάζα είναι :



$$\frac{m_{\text{οροφου}}}{2} = m_2$$

$$\frac{m_{\text{ισογείου}}}{2} + \frac{m_{\text{οροφου}}}{2} = m_1$$

$$m_{\text{ef}} = m_1 + m_2$$

0.9*m_{ef}= αθροισμα μαζών ιδιομορφής

Υπολογισμός μαζών

$$m_{\text{total}} = 581.23 \text{ Mgr}$$

$$m_{\text{οροφου}} = 288.35 \text{ Mgr}$$

$$m_{\text{ισογείου}} = 292.88 \text{ Mgr}$$

$$m_1 = 147.44 \text{ Mgr} + 144.18 \text{ Mgr} = 290 \text{ Mgr}$$

$$m_2 = 144.18 \text{ Mgr}$$

$$m_{\text{eff}} = 290 + 144.2 = 444 \text{ Mgr}$$

$$0.9 m_{\text{eff}} = 390 \text{ Mgr}$$

Βασικό για την εφαρμογή της ανελαστική στατικής μεθόδου η επιλογή της κατάλληλης ιδιομορφής του φορέα, εκείνης με το μεγαλύτερο ποσοστό συμμετέχουσας μάζας. Παρακάτω δίνεται ο πίνακας με τις ιδιομορφές και τα αντίστοιχα ποσοστά της μάζας που συμμετέχει σε κάθε ιδιομορφή.

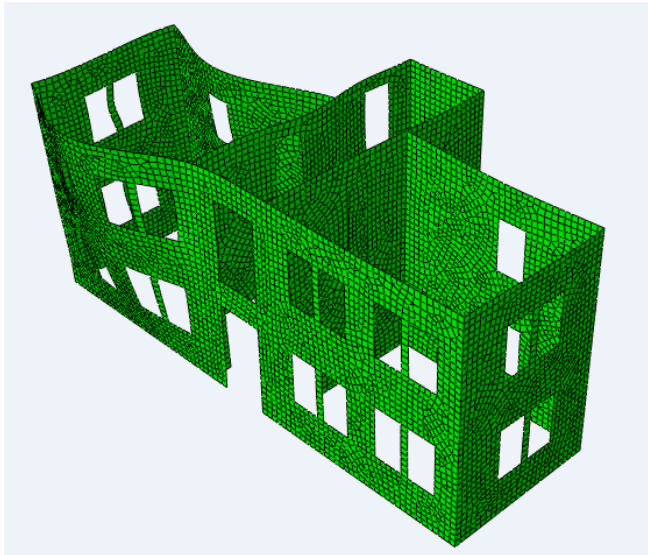
ΠΙΝΑΚΑΣ 5-1

EFFECTIVE MASS

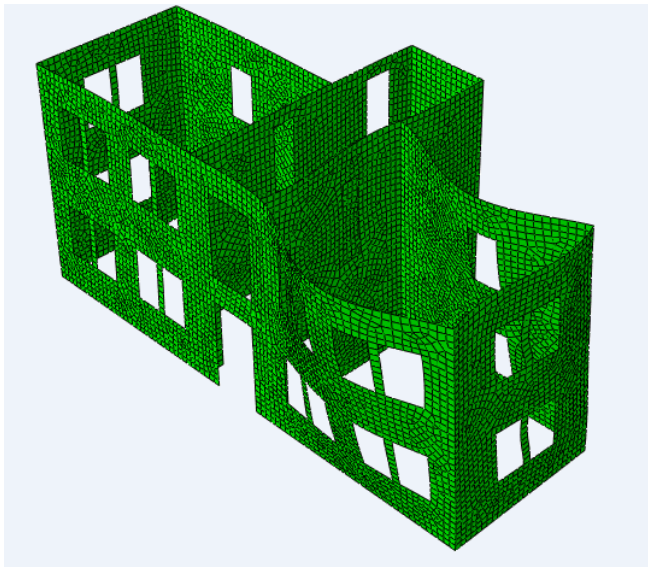
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.2797	2.89E-04	1.0946	40.669	0.49089	56.6
2	5.5214	2.74E-04	9.51E-02	6.5951	222.48	238.61
3	0.19122	3.49E-03	138.01	5825.6	3442.6	6.2822
4	0.68023	1.78E-03	105.78	4418.2	34413	37.112
5	226.12	1.12E-03	4.50E-03	9.24E-04	341.31	9863.2
6	0.17491	1.22E-03	7.68E-04	10.432	0.1501	11.031

7	0.13277	4.70E-05	5.9096	3.7988	433.42	9.0326
8	2.6641	1.11E-03	0.96029	15.415	235.45	121.8
9	0.96812	1.36E-02	0.23831	37.906	747.34	136.38
10	86.688	1.13E-02	0.48858	30.737	1131.6	4025.1
11	21.181	8.81E-03	0.72023	0.27363	1648.3	1042.6
12	7.31E-02	1.97E-03	6.4266	113.1	186.49	12.07
13	1.452	1.02E-03	3.2026	20	922.84	128.86
14	8.8779	6.75E-05	0.73122	46.557	6543.6	305.31
15	0.21987	4.15E-02	1.0794	53.022	81.357	16.472
16	7.4156	5.12E-03	1.4137	60.867	1718.6	211.19
17	0.93505	0.12133	169.82	7847.3	23159	115.69
18	0.40787	1.45E-03	0.10235	3.471	37.466	0.59752
19	0.10354	4.89E-04	3.37E-04	5.40E-02	0.38664	1.08E-02
20	0.73901	6.50E-04	2.17E-02	0.57836	1.4141	0.55865
21	4.11E-06	1.25E-05	4.28E-04	3.25E-02	0.64342	0.14973
22	0.24519	2.08E-04	8.94E-03	0.39841	1.5975	6.38E-02
23	9.68E-03	4.99E-05	0.16809	2.00E-03	0.65338	0.54799
24	0.52101	2.40E-04	1.74E-04	8.63E-03	5.109	4.70E-03
25	0.10253	1.10E-04	2.71E-02	2.181	21.039	6.5804
26	1.2631	2.00E-04	0.36288	29.755	269.86	72.016
27	5.64E-02	4.00E-05	0.32089	1.7224	162.54	4.1573
28	1.28E-02	1.62E-02	3.9207	221.39	369.53	0.2599
29	2.5334	1.42E-04	2.60E-02	0.43535	293.15	50.887
30	0.94893	2.15E-06	7.0383	342.84	939.25	2.1711
31	3.0318	3.79E-03	0.21404	7.8882	6.73E-02	369.78
32	2.2341	1.10E-02	0.44701	3.5735	161.23	8.107
33	6.3195	1.69E-03	1.4222	119.95	58.329	164.85
34	50.411	2.70E-02	1.9992	82.909	3023.5	2493.2
TOTAL	433.51	0.27735	452.06	19348	80574	19511

Με βάση τον παραπάνω πίνακα οι ιδιομορφές με την μεγαλύτερη συμμετέχουσα μάζα κατά την διεύθυνση z είναι η 3^η και 5^η, οι οποίες απεικονίζονται παρακάτω.

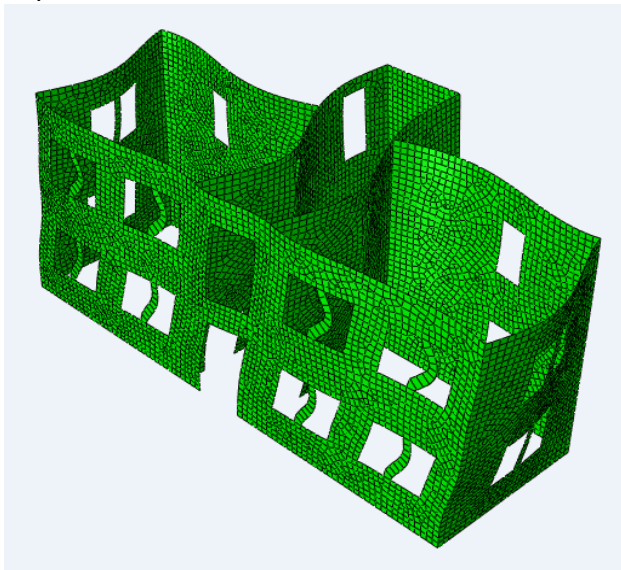


ΕΙΚΟΝΑ 5-2 3Η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ-T=0.298 SEC

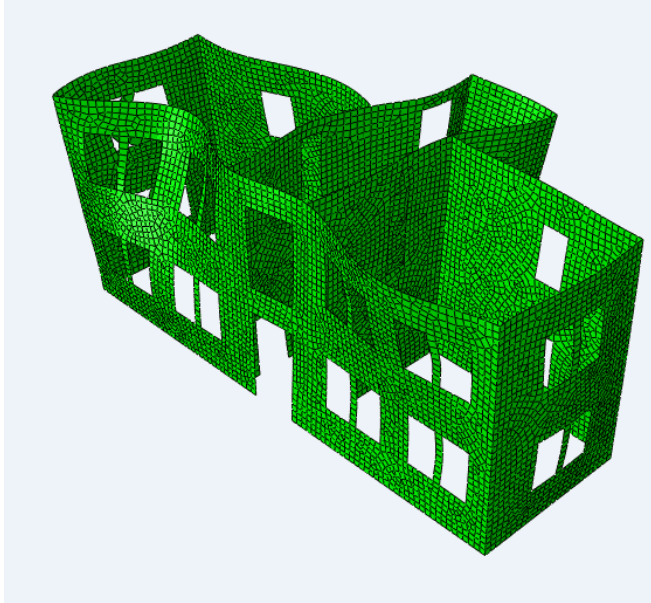


ΕΙΚΟΝΑ 5-3 4Η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ-T=0.296SEC

Για την διεύθυνση x οι κύριες ιδιομορφές είναι 5^η και η 10^η οι οποίες δίνονται παρακάτω.



ΕΙΚΟΝΑ 5-4 5Η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ-T=0.241 SEC



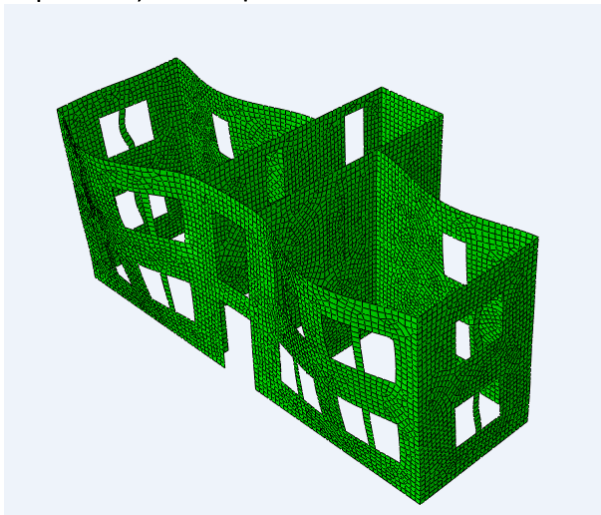
ΕΙΚΟΝΑ 5-5 10Η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ- $T=0.176\text{SEC}$

Παρατηρώντας τις ιδιομορφες του φορέα είναι εμφανές ότι οι μετακινήσεις του δεν είναι καθολικές προς μία διεύθυνση αλλά υπάρχουν έντονες παραμορφώσεις εγκάρσια. Για την απλοποίηση της ανάλυσης και για μία καλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων επιλέχθηκε η δέσμευση των εγκάρσιων παραμορφώσεων ανάλογα με την διεύθυνση που εξετάζεται.

Συγκεκριμένα:

- Για την διεύθυνση z τα ποσοστά συμμετέχουσας μάζας δίνονται στον πίνακα 5-2.

Επίσης η κύρια ιδιομορφή με ενεργή μάζα 250.7 Mgr είναι η 1^η, η οποία παρουσιάζεται στην εικόνα 5-6.



ΕΙΚΟΝΑ 5-6 1Η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ- $T=0.263\text{SEC}$

Οι συμμετέχουσες μάζες σε κάθε ιδιομορφή δίνονται στον πίνακα 5-2.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5-2

EFFECTIVE MASS

MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.89E-08	1.15E-02	250.7	10729	21368	0.8195
2	2.47E-06	1.79E-05	10.426	437.16	19650	0.85132
3	8.38E-07	1.04E-03	6.4632	275.84	87.289	0.10178
4	1.48E-06	9.43E-04	4.1942	178.51	1592.4	0.16803
5	1.20E-05	3.88E-03	21.722	172.44	2007.5	0.2029
6	2.79E-05	1.35E-04	0.56412	22.911	19.565	4.11E-02
7	1.89E-06	1.85E-04	8.73E-03	276.55	2.4971	4.91E-04
8	3.72E-04	1.54E-03	5.08E-02	3.7778	2566.8	1.6345
9	1.14E-05	1.81E-02	2.39	144.37	1.0921	0.58709
10	2.17E-05	6.48E-03	2.3266	33.479	1515.6	2.8527
11	4.76E-06	8.69E-02	126.57	5629.9	15299	10.295
12	0.64873	1.42E-05	2.86E-02	1.3566	5.3132	4.6186
TOTAL	0.64919	0.13065	425.44	17905	64115	22.173

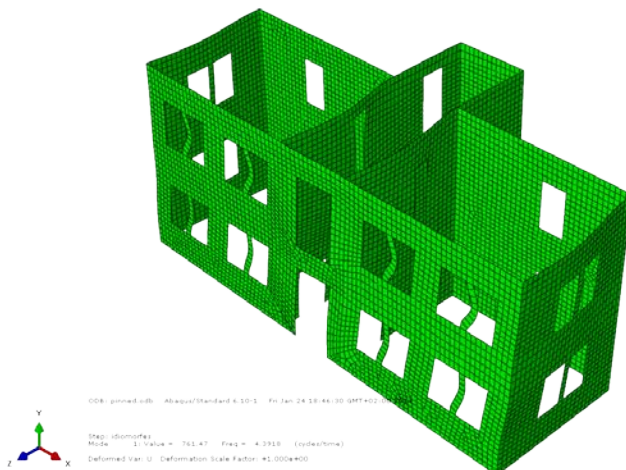
- Για την διεύθυνση x τα ποσοστά συμμετέχουσας μάζας δίνονται στον πίνακα 5-3.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5-3

EFFECTIVE MASS

MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	256.1	1.91E-04	2.53E-07	1.85E-02	783.14	11395
2	0.16646	8.77E-03	2.03E-06	0.25755	7.6276	15.575
3	137.93	2.78E-02	5.50E-05	1.0971	11481	6660.3
4	8.7825	3.44E-02	1.41E-05	1.8801	483.62	256.98
5	1.5815	6.49E-02	3.23E-05	0.91636	21.628	67.633
6	1.15E-02	1.89E-03	7.20E-05	2.44E-03	1.2638	19.592
7	6.02E-02	5.02E-05	7.36E-06	2.33E-03	0.11105	0.62557
8	0.80705	1.13E-04	3.02E-04	2.70E-03	0.30095	5.0862
9	0.14934	7.31E-04	1.26E-04	1.06E-03	1.0282	1.2916
10	2.41E-02	1.16E-04	1.39E-05	5.90E-03	8.45E-03	6.6306
11	1.82E-05	4.64E-08	0.45099	22.965	9.13E-04	2.41E-03
12	1.02E-03	6.43E-05	0.50953	3.7821	5.39E-02	2.27E-02
TOTAL	405.62	0.13913	0.96115	30.931	12779	18429

Η κύρια ιδιομορφή κατά την διεύθυνση x δίνεται στην παρακάτω εικόνα.

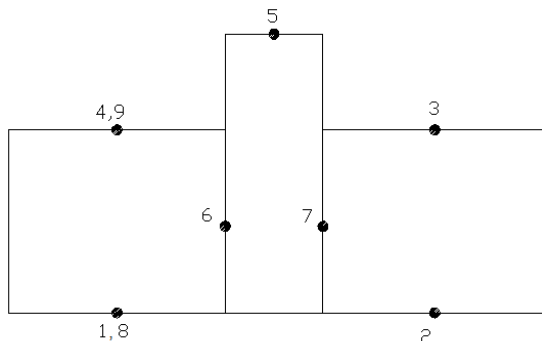


ΕΙΚΟΝΑ 5-7 1Η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ- $T=0.228\text{SEC}$

5.5 ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΗΜΕΙΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω για την επιλογή του σημείου ελέγχου θα επιβληθούν ιδιομορφικές μετακινήσεις στον φορέα και θα σχεδιαστεί το διάγραμμα V (τέμνουσα βάσης)-μετακίνηση σημείου ελέγχου.

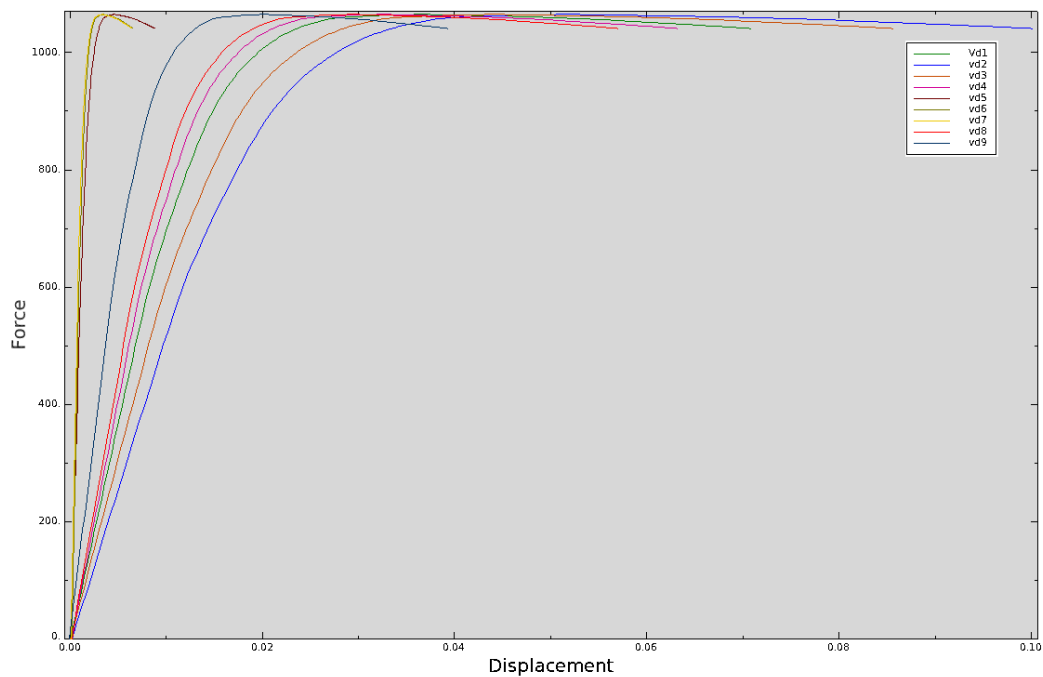
Ως σημεία ελέγχου τα οποία επιλέχθηκαν δίνονται σχηματικά στην παρακάτω εικόνα:



ΕΙΚΟΝΑ 5-8 ΣΗΜΕΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ

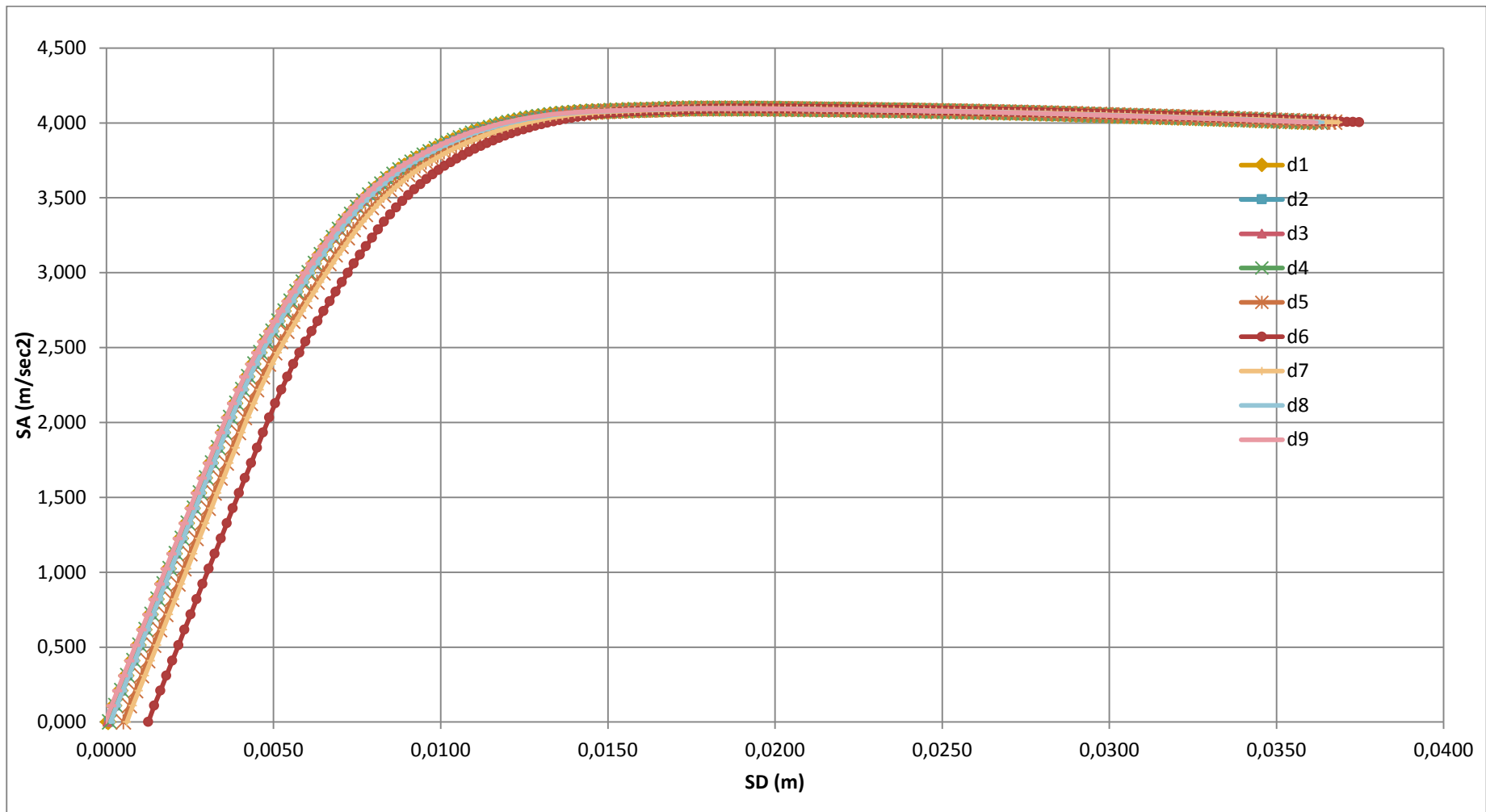
Το σημείο 6 προέκυψε από την σχέση (5.3.1) η οποία δόθηκε σε προηγούμενη παράγραφο. Επίσης Επιλέχτηκαν κάποια επιπλέον σημεία τα οποία κρίθηκαν χαρακτηριστικά για την συμπεριφορά του συγκεκριμένου φορέα. Τα σημεία 1-5 βρίσκονται στην κορυφή του κτιρίου(9.45m), τα σημεία 6(monitoring point) και 7 είναι στη στάθμη 6.40m ενώ τα σημεία 8 και 9 είναι στη στάθμη του ορόφου(4.90m).

Οι καμπύλες $V-d$ που προέκυψαν για κάθε ένα από τα παραπάνω σημεία δίνονται στην εικόνα 5-8.



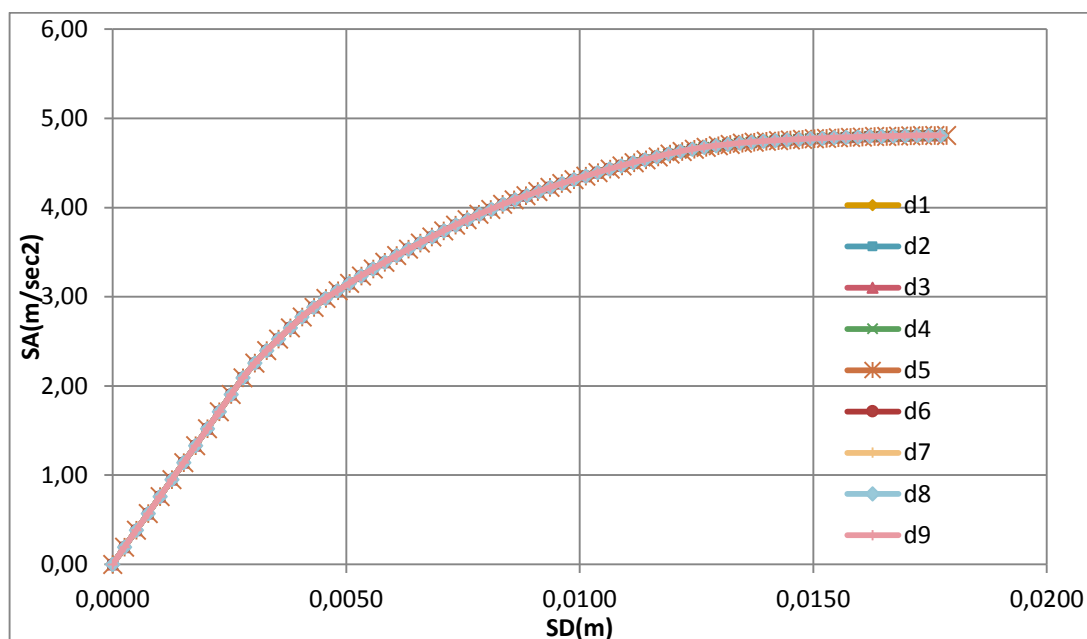
ΕΙΚΟΝΑ 5-9 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ V(KN)-D(M)

Στη συνέχεια κατασκευάστηκαν τα αντίστοιχα διαγράμματα SA-SD με χρήση των τύπων που δόθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο.



ΕΙΚΟΝΑ 5-10 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ V-D ΓΙΑ ΔΙΑΦΟΡΑ ΣΗΜΕΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ

Αφαιρώντας από την απόκριση του φορέα τη συμμετοχή των φορτίων βαρύτητας προκύπτει το παρακάτω διάγραμμα στο οποίο όλες οι καμπύλες συμπίπτουν.



ΕΙΚΟΝΑ 5-11 ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ SA/SD

Συνεπώς στην ανάλυση Pushover δεν επηρεάζει σημαντικά η επιλογή του σημείου ελέγχου. Στο εξής θα οριστεί σαν σημείο ελέγχου εκείνο με την μέγιστη μετακίνηση για κάθε περίπτωση που ελέγχεται κάθε φορά.

Στην συνέχεια δεσμεύτηκαν οι εγκάρσιες μετακινήσεις στη διεύθυνση του σεισμού (διεύθυνση κατά $x-1^{\eta}$ ιδιομορφή $T=0.228\text{sec}$) όπου προέκυψε το ίδιο συμπέρασμα.

6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ V-D ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

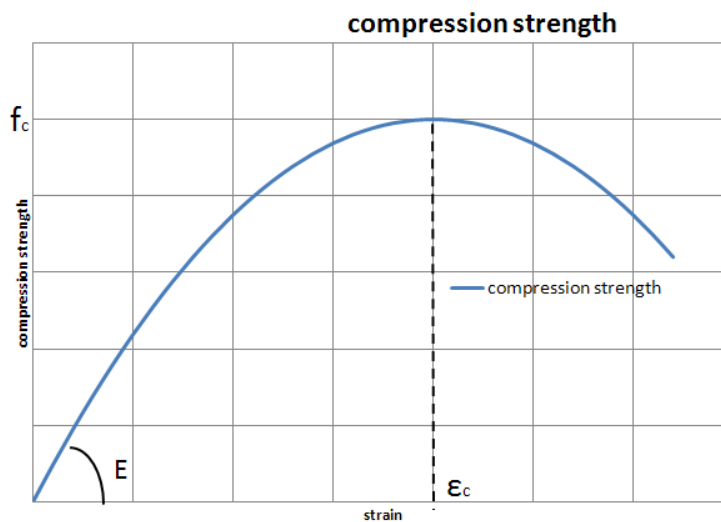
Για την εφαρμογή της μεθόδου επιλέχθηκε η 1^η κύρια ιδιομορφή κατά x . Στη συνέχεια επιβλήθηκαν οι ιδιομορφικές μετακινήσεις στους αντίστοιχους κόμβους του προσομοιώματος του φορέα.

Για την περιγραφή των υλικών αλλά και την απομείωση των αντοχών της τοιχοποιίας κατά τη διάρκεια της ανάλυσης λόγω των επερχόμενων ρηγματώσεων χρησιμοποιήθηκε η υπορουτίνα που αναπτύχθηκε στο εργαστήριο αντισεισμικής τεχνολογίας ΕΜΠ.

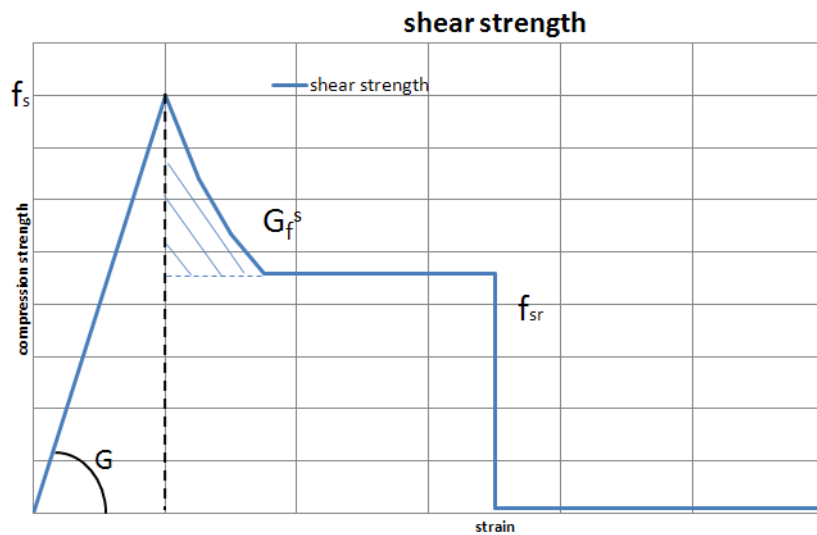
Τα διαγράμματα της εφελκυστικής, θλιπτικής και διατμητικής αντοχής με τις παραμέτρους που χρησιμοποιούνται στην υπορουτίνα δίνονται στις εικόνες που ακολουθούν.



ΕΙΚΟΝΑ 6-1 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΛΙΚΟΥ

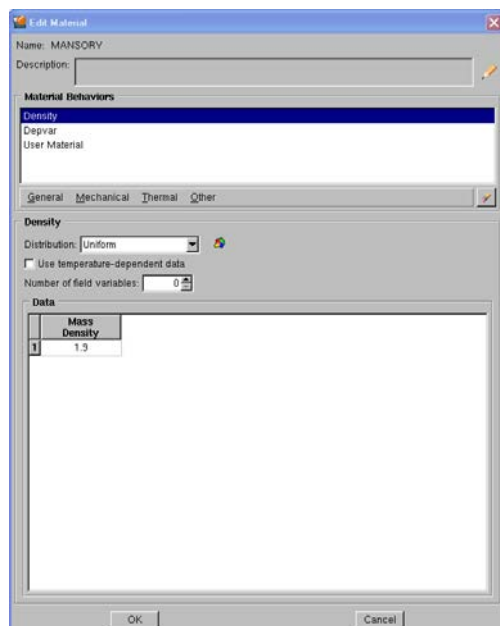


ΕΙΚΟΝΑ 6-2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΛΙΚΟΥ



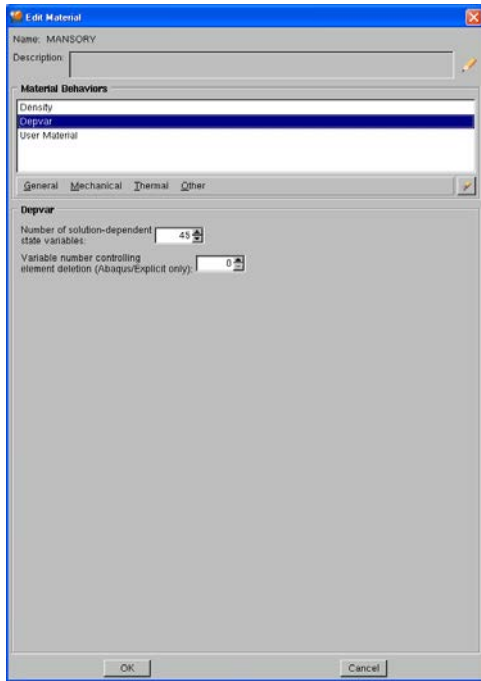
ΕΙΚΟΝΑ 6-3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΛΙΚΟΥ

Ορίζουμε τα χαρακτηριστικά του υλικού με βάση τα οποία θα γίνει η ανελαστική ανάλυση και με τα οποία θα λειτουργήσει η υπορουτίνα.



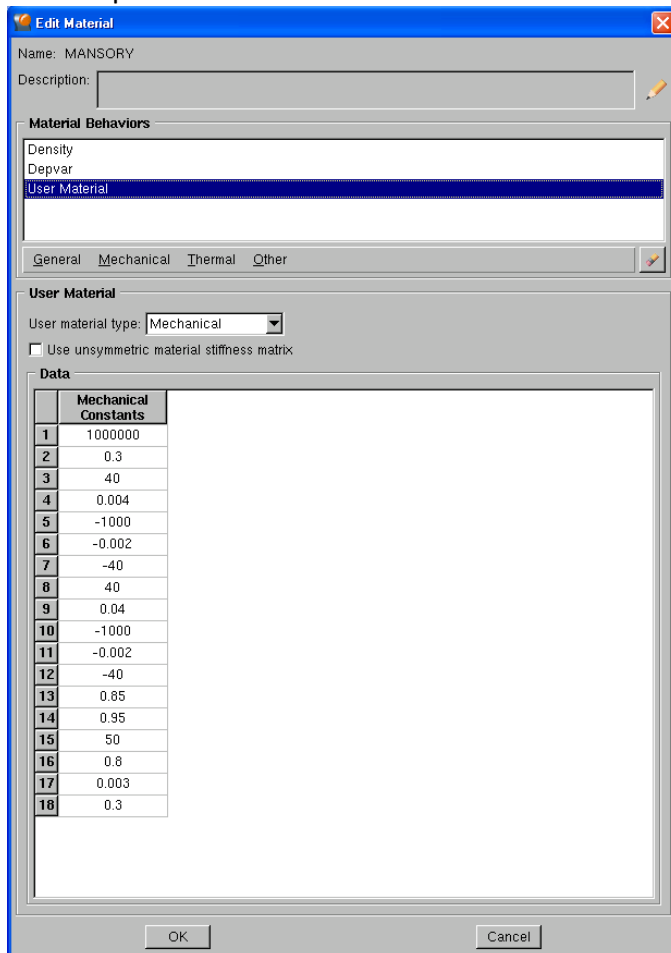
ΕΙΚΟΝΑ 6-4 ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

Ορίζονται οι 45 εξαρτημένες μεταβλητές που χρησιμοποιεί η υπορουτίνα.



ΕΙΚΟΝΑ 6-5 ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΥΠΟΡΟΥΤΙΝΑΣ

Τέλος δίνονται τα χαρακτηριστικά του υλικού στα οποία βασίζεται η ανελαστική ανάλυση.



ΕΙΚΟΝΑ 6-6 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΛΙΚΟΥ ΓΙΑ ΤΗΝ ΥΠΟΡΟΥΤΙΝΑ

Μέτρο ελαστικότητας : 1GPa

Λόγος Poisson: 0.3

Για την διεύθυνση 1 οι παράμετροι της εφελκυστικής αντοχής είναι:

$$f_{t01} = 40$$

$$G_{t1} = 0.004$$

Για την διεύθυνση 1 οι παράμετροι της θλιπτικής αντοχής είναι:

$$f_{cp1} = -1\text{MPa}$$

$$e_{cp1} = -0.002$$

Η θλιπτική τάση στην οποία κλείνει η ρωγμή κατά τη διεύθυνση 1

$$f_{pivot1} = -40$$

Για την διεύθυνση 2 οι παράμετροι της εφελκυστικής αντοχής είναι:

$$f_{t02} = 40$$

$$G_{t2} = 0.04$$

Για την διεύθυνση 1 οι παράμετροι της θλιπτικής αντοχής είναι:

$$f_{cp2} = -1\text{MPa}$$

$$e_{cp2} = -0.002$$

Η θλιπτική τάση στην οποία κλείνει η ρωγμή κατά τη διεύθυνση 2

$$f_{pivot2} = -40$$

Παράμετροι αποφόρτισης

$$a_t = 0.85$$

$$a_c = 0.95$$

Διατμητική τάση διαρροής

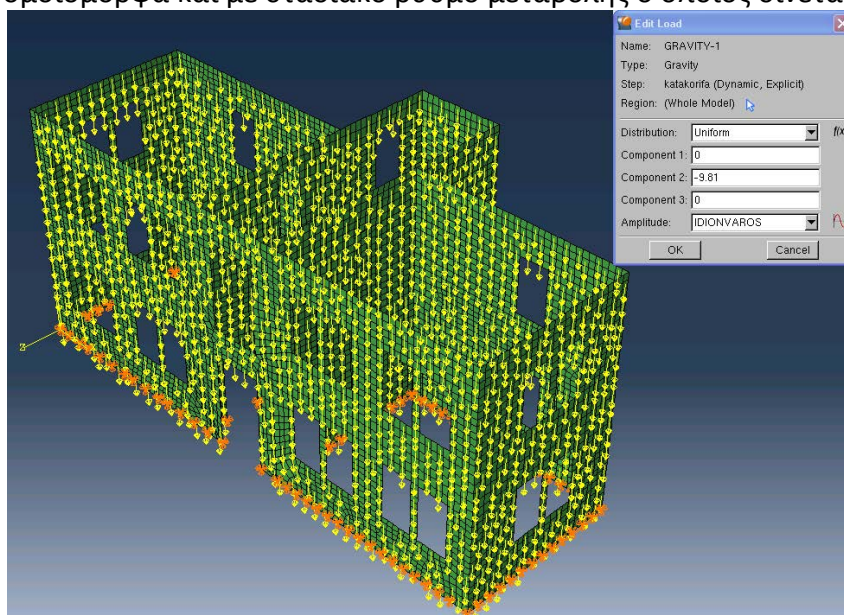
$$f_{s0} = 50\text{KPa}$$

$$a_s = 0.8$$

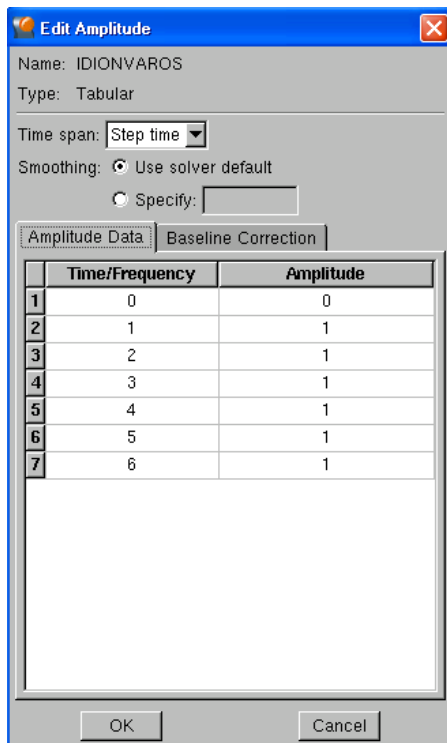
$$G_s = 0.003$$

$$c_{sr} = 0.3$$

Στην συνέχεια θα επιβληθούν τα κατακόρυφα φορτία – ίδιο βάρος του φορέα ομοιόμορφα και με σταδιακό ρυθμό μεταβολής ο οποίος δίνεται στην εικόνα 6-8.

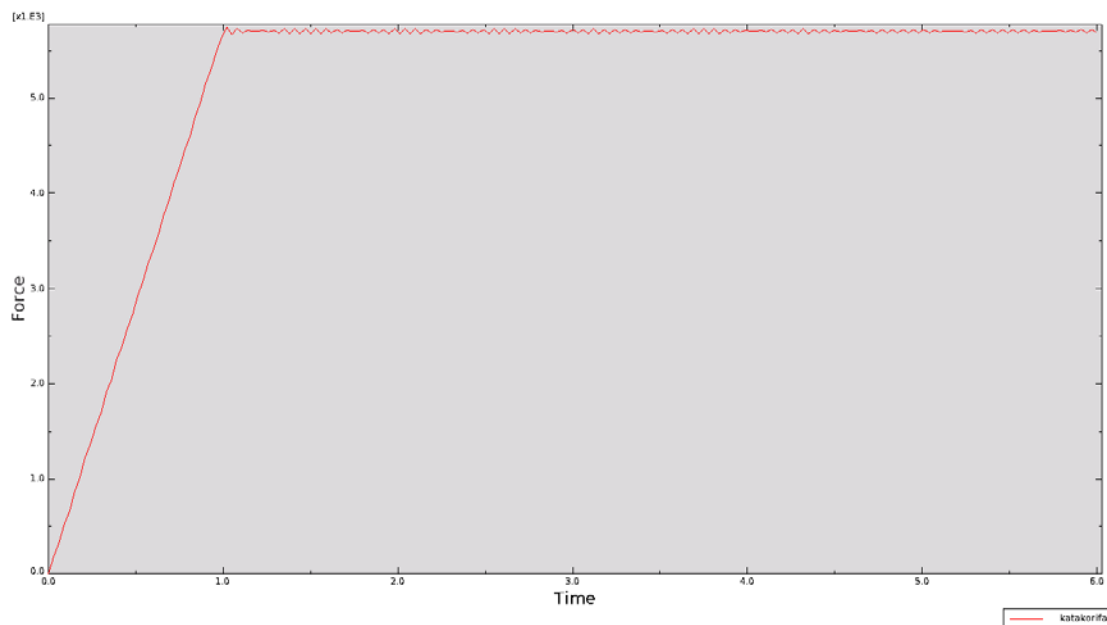


ΕΙΚΟΝΑ 6-7 ΕΠΙΒΟΛΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ



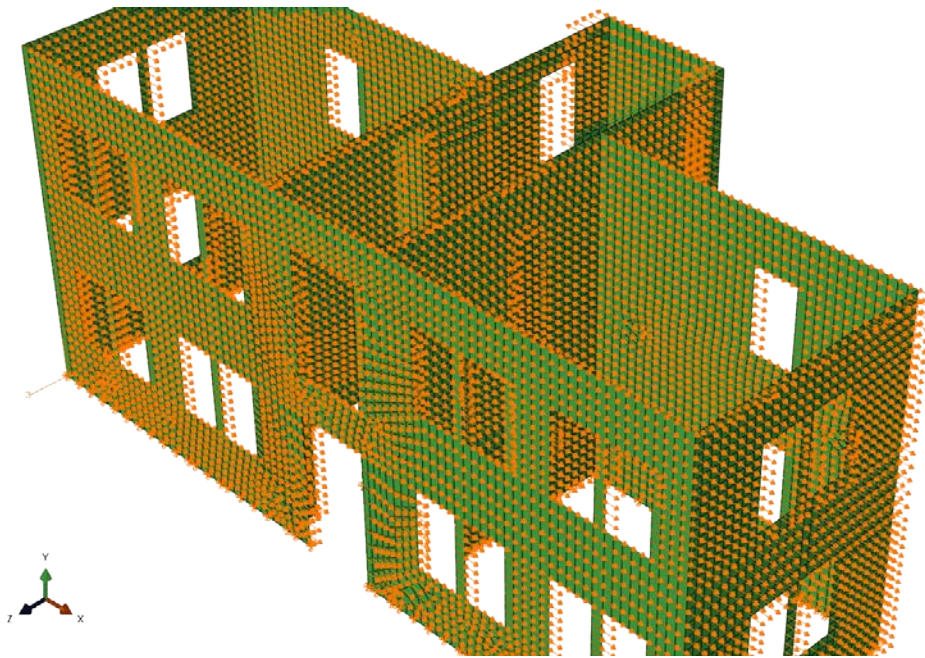
ΕΙΚΟΝΑ 6-8 ΡΥΘΜΟΣ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

Μόλις ολοκληρωθεί η επιβολή των κατακόρυφων φορτίων στο σύνολο τους ($t=1\text{sec}$), ακολουθεί ένα αρκετά μεγάλο διάστημα ($\Delta t=5\text{sec}$) ώστε να μειωθεί η επιρροή της ταλάντωσης λόγω των κατακορύφων στο επόμενο βήμα της ανάλυσης.

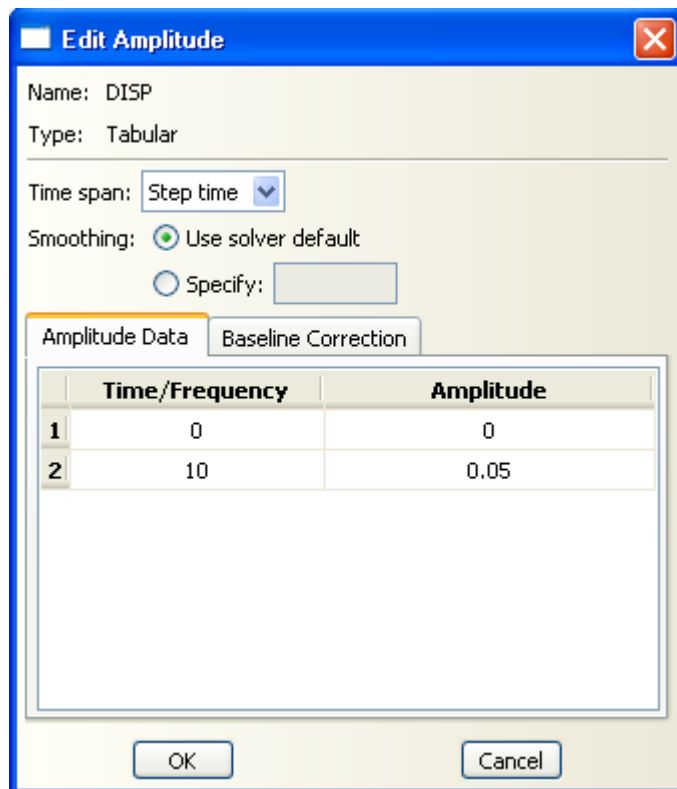


ΕΙΚΟΝΑ 6-9 ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ ΣΤΗΡΙΞΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟ ΧΡΟΝΟ ΓΙΑ ΤΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ

Στο επόμενο βήμα της ανάλυσης γίνεται η επιβολή των ιδιομορφικών μετακινήσεων σε κάθε κόμβο του φορέα με ρυθμό επιβολής ο οποίος δίνεται στην εικόνα 6-11.



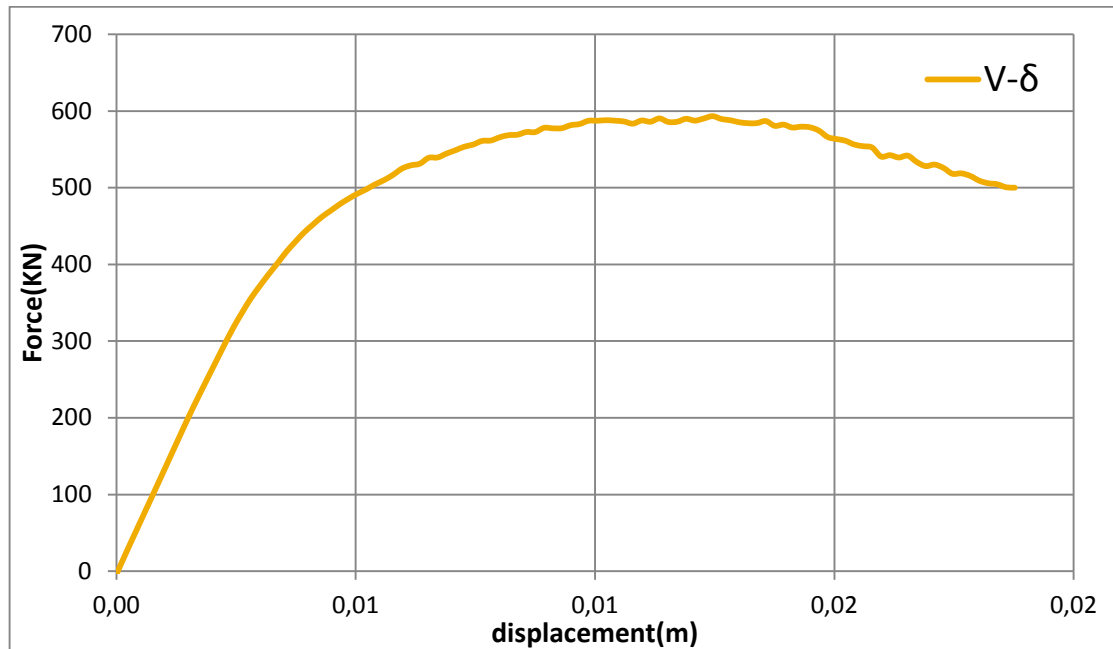
ΕΙΚΟΝΑ 6-10 ΕΠΙΒΟΛΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ 1ΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ



ΕΙΚΟΝΑ 6-11 ΡΥΘΜΟΣ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ

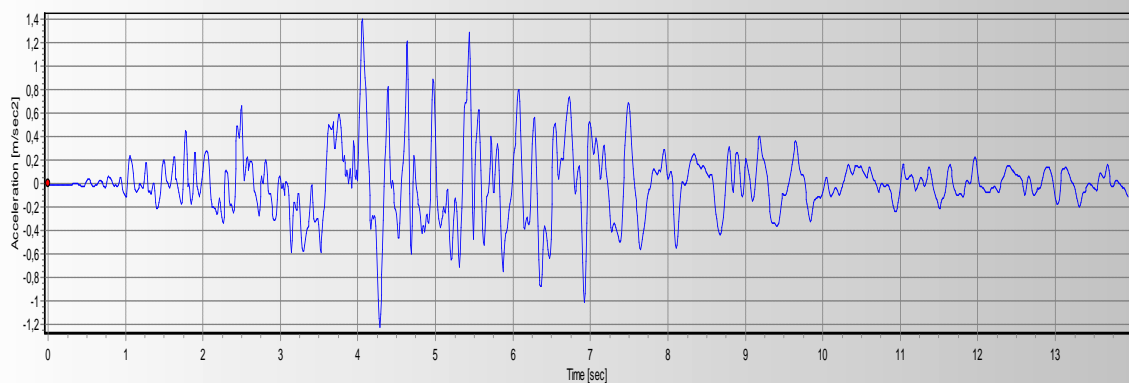
6.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΕΠΙΒΟΛΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ 1^{ΗΣ} ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ

Επιλύοντας τον φορέα με βάση τα παραπάνω βήματα προέκυψε το παρακάτω διάγραμμα της τέμνουσας βάσης – μετακίνησης σημείου ελέγχου.



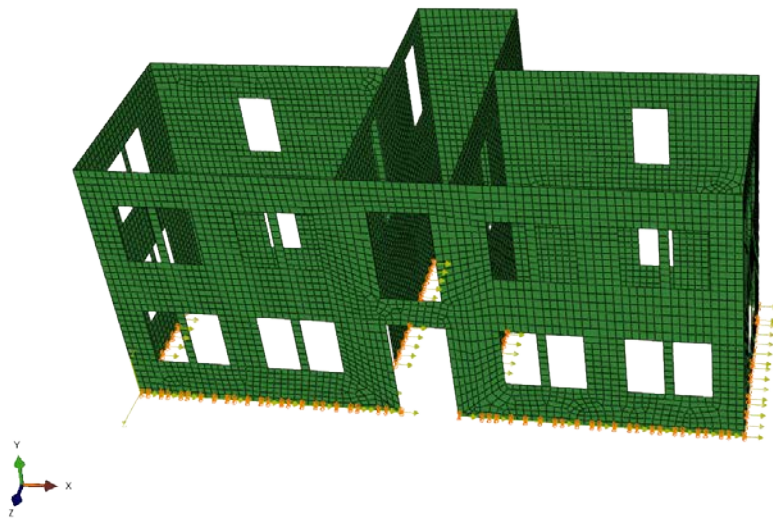
ΕΙΚΟΝΑ 6-12 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ V-Δ

Για να συνεχιστούν τα βήματα της μεθόδου η οποία περιγράφηκε στο κεφάλαιο 5 κρίθηκε αναγκαίο να συγκριθούν τα αποτελέσματα τα οποία εξήχθησαν από την στατική ανελαστική ανάλυση (1^η ιδιομορφή) με εκείνα τα οποία θα προκύψουν από την ανάλυση του φορέα με χρονοϊστορία η οποία δίδεται στην εικόνα 6-13.

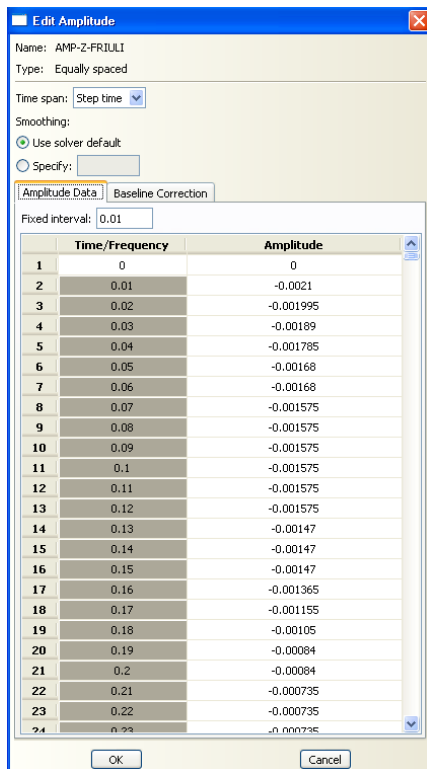


ΕΙΚΟΝΑ 6-13 ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ

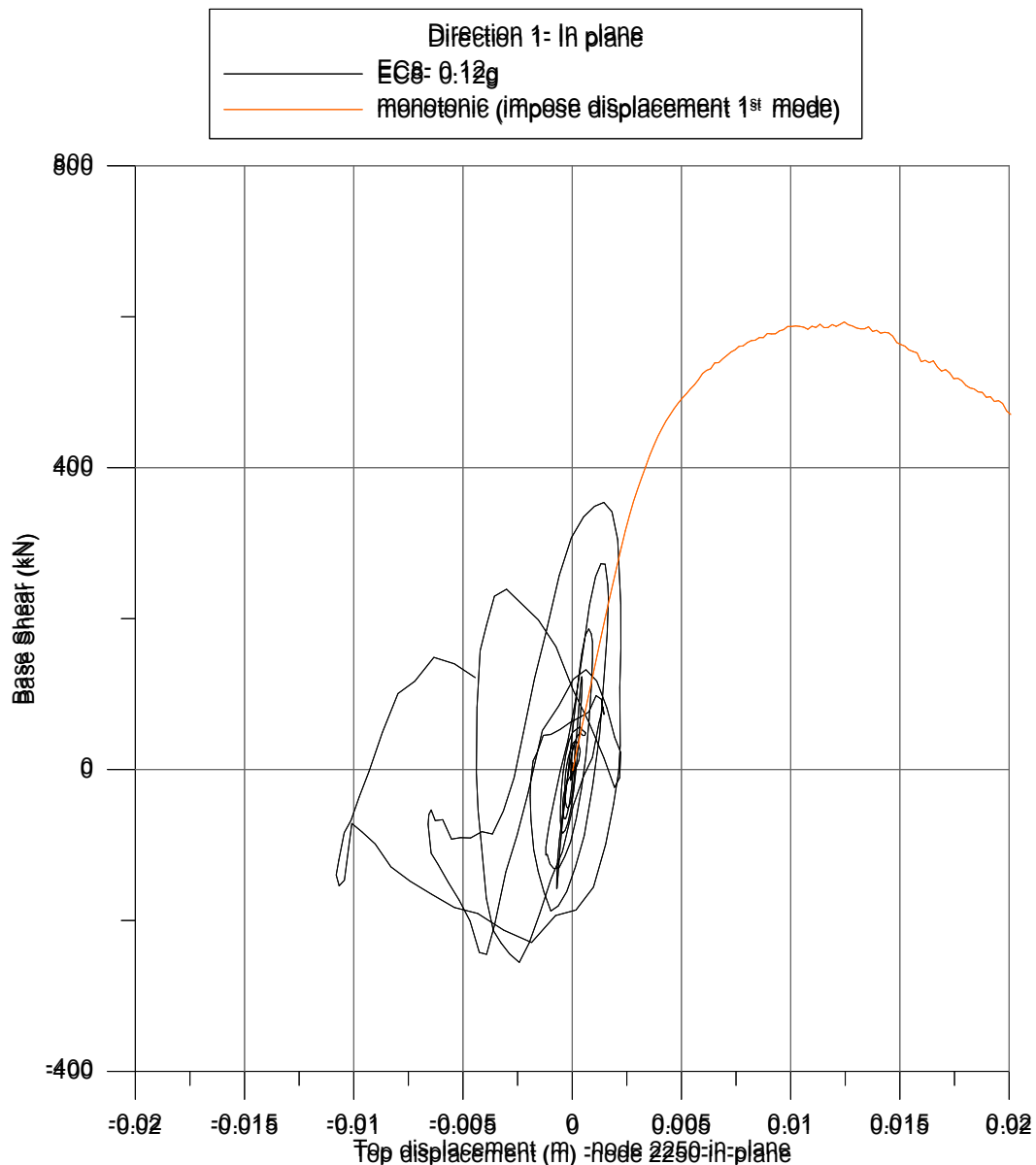
Πιο συγκεκριμένα, επιβλήθηκε στους κόμβους της βάσης επιτάχυνση(acceleration/angular acceleration- εικόνα 6-14) με το ρυθμό του σεισμού που επιλέχθηκε και ο οποίος δίνεται ενδεικτικά παρακάτω (εικόνα 6-15).



ΕΙΚΟΝΑ 6-14 ΕΠΙΒΟΛΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ ΣΤΗ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ



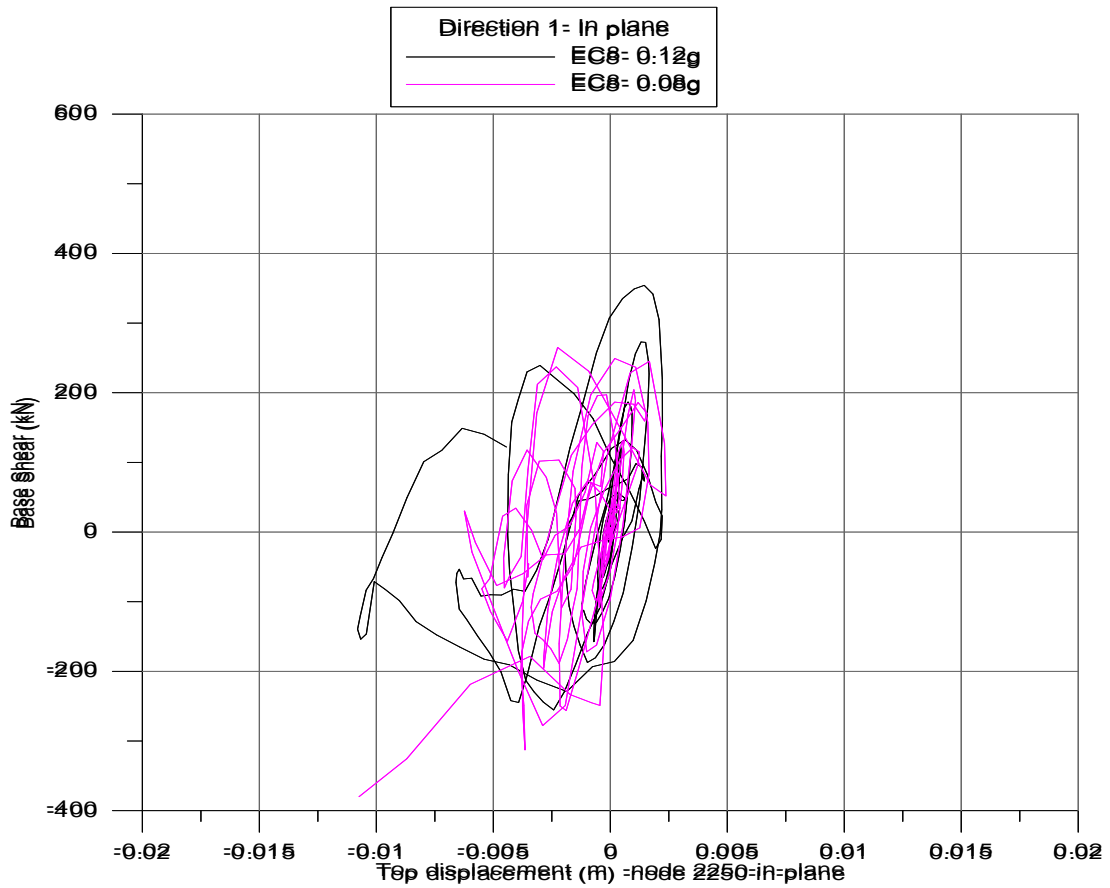
ΕΙΚΟΝΑ 6-15 ΕΠΙΒΟΛΗ ΣΕΙΣΜΟΥ



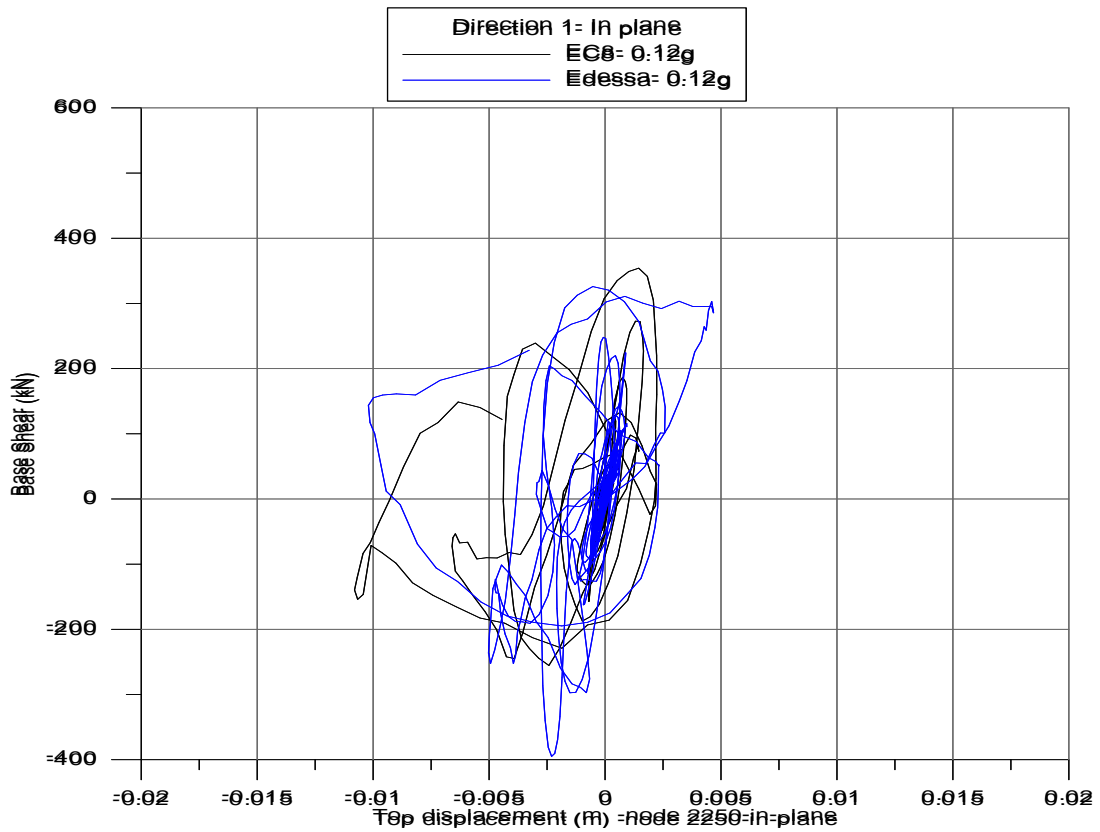
ΕΙΚΟΝΑ 6-16 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ V-D ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ / ΜΕ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ

Τοποθετώντας τα αποτελέσματα στο ίδιο διάγραμμα (εικόνα 6-16) είναι εμφανές ότι υπάρχει σημαντική διαφορά στην μέγιστη τέμνουσα αντοχής μεταξύ των δύο αναλύσεων καθώς και στην κλίση των ελαστικών τους κλάδων.

Για να αποκλειστεί η περίπτωση ότι οι παραπάνω διαφορές οφείλονται στην επιλογή του σεισμού έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από αναλύσεις με χρονοϊστορία για διάφορους σεισμούς.



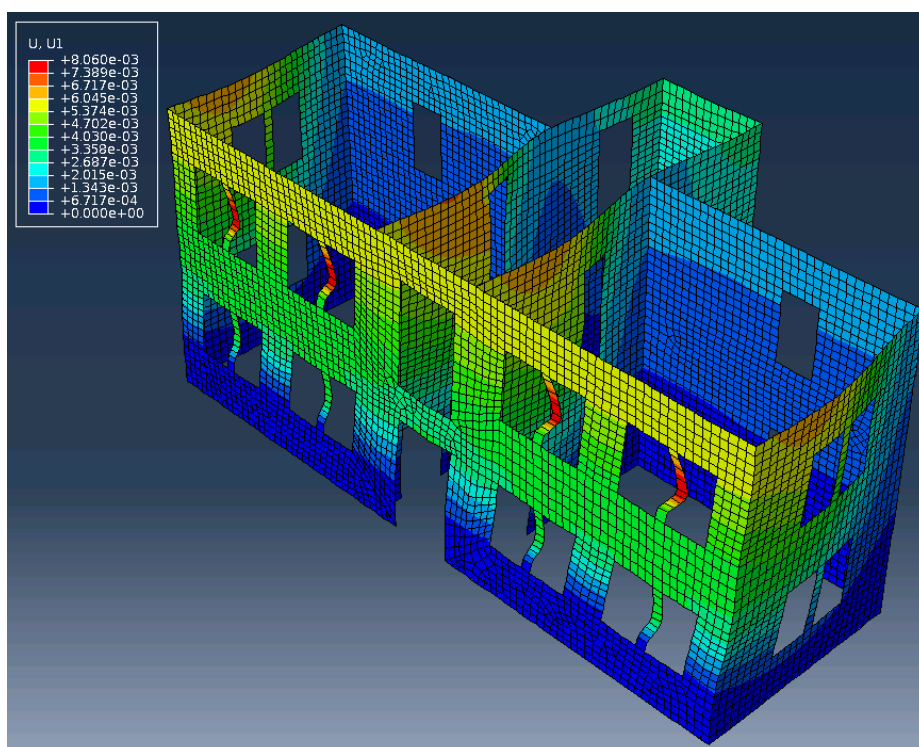
EΙΚΟΝΑ 6-17 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΓΙΑ EC8-0.12G ΚΑΙ 0.08G



EΙΚΟΝΑ 6-18 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΓΙΑ EC8-0.12G ΚΑΙ ΕΔΕΣΣΑ 0.12G

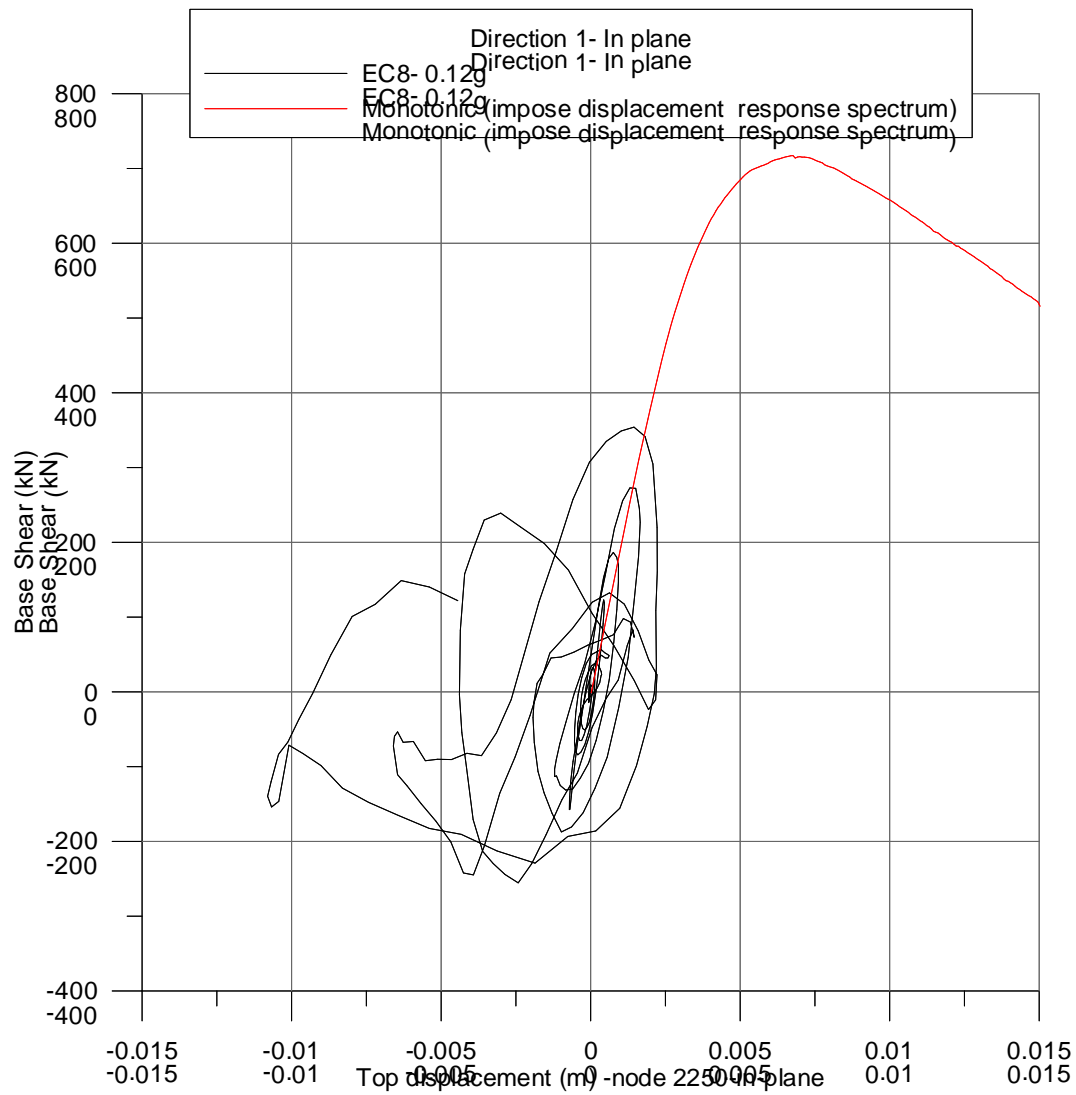
Συγκρίνοντας τα διαγράμματα παρατηρούμε ότι είναι σχετικά μικρές οι διαφορές τους και δεν μεταβάλλεται αισθητά η μέγιστη τέμνουσα βάσης.

Με βάση όλα τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι η επιβολή των μετακινήσεων από την 1^η ιδιομορφή στη στατική ανελαστική ανάλυση δεν προσεγγίζει την πραγματική. Αυτό οφείλεται στο ότι το ποσοστό της συμμετέχουσας μάζας της πρώτης ιδιομορφής δεν είναι αρκετά μεγάλο και απέχει από το 90% της ενεργής μάζας του κτιρίου. Για το λόγο αυτό έγινε η αναζήτηση μιας κατάλληλης κατανομής φορτίου το οποίο θα λαμβάνει μεγαλύτερο ποσοστό συμμετέχουσας μάζας. Έγινε φασματική ανάλυση με ελαστικό φάσμα σεισμού 0.12g για να προσεγγιστεί με τον καλύτερο δυνατό τρόπο η βασική χρονοϊστορία που χρησιμοποιείται στις αναλύσεις. Οι μετακινήσεις μετά από την φασματική ανάλυση δίνονται στην εικόνα 6-19.



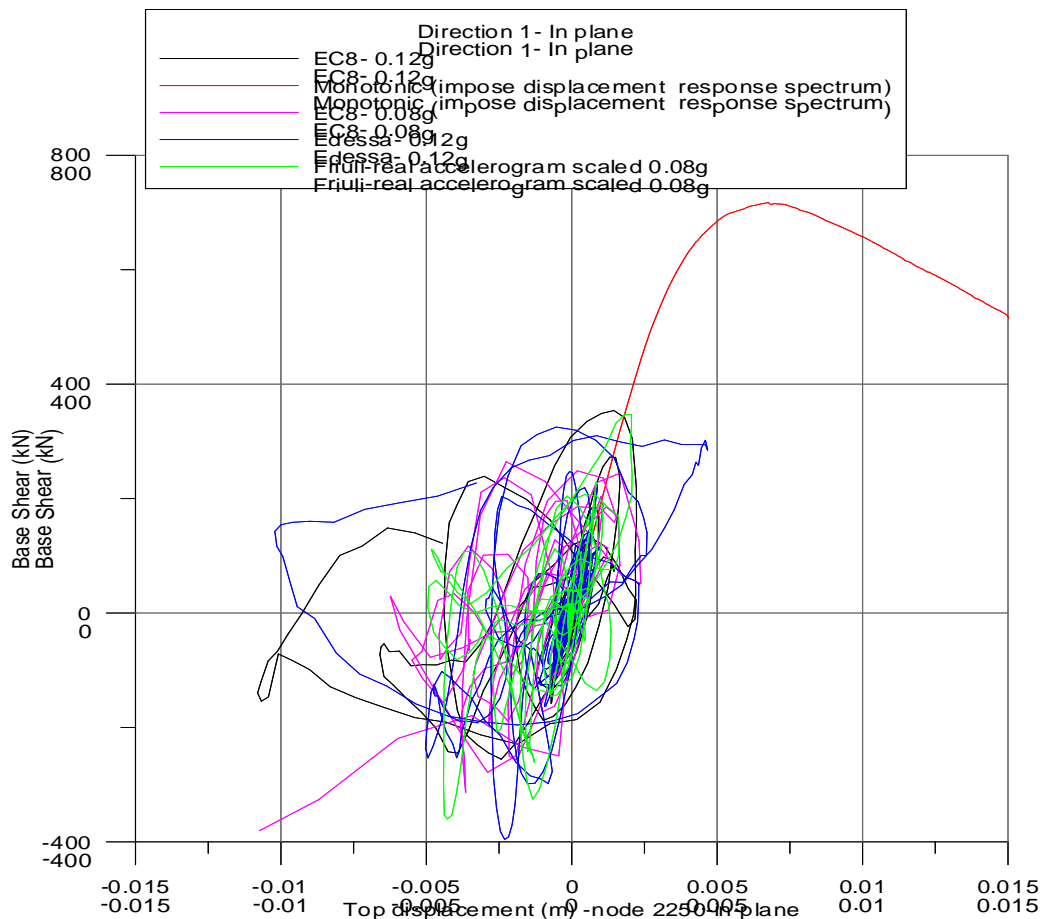
ΕΙΚΟΝΑ 6-19 ΦΑΣΜΑΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

Οι παραπάνω μετακινήσεις κανονικοποιήθηκαν ως προς τη μονάδα και χρησιμοποιήθηκαν σαν φόρτιση στην στατική ανελαστική ανάλυση. Στη συνέχεια συγκρίθηκαν, όπως και προηγουμένως, τα διαγράμματα των δύο αναλύσεων (ανελαστική στατική ανάλυση με τις φασματικές μετακινήσεις και της ανάλυσης με χρονοϊστορία).



ΕΙΚΟΝΑ 6-20 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ V-D ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΦΑΣΜΑΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ / ΜΕ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ

Για λόγους πληρότητας ακολουθούν τα αντίστοιχα διάγραμμα με όλους του σεισμούς που προαναφέραμε.

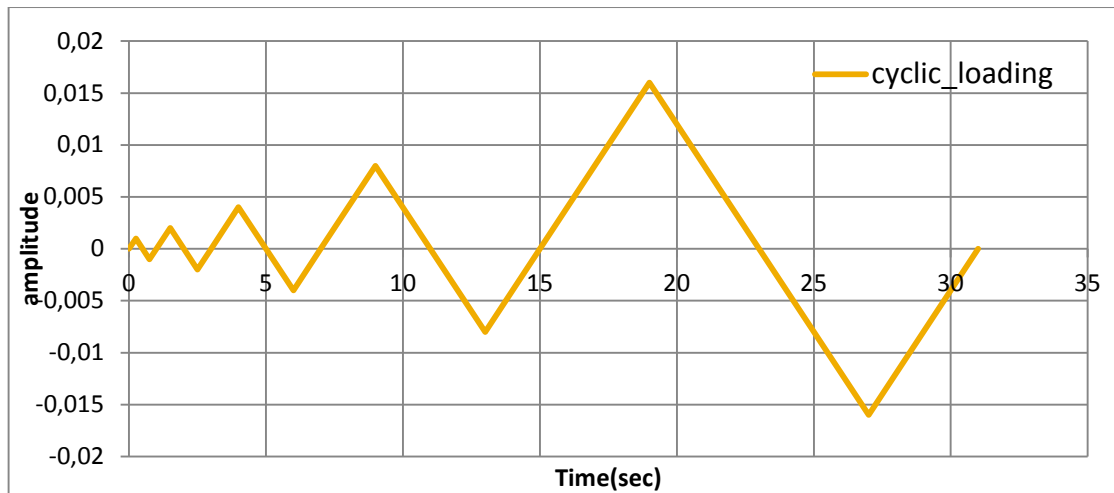


ΕΙΚΟΝΑ 6-21 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ V-D ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΦΑΣΜΑΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ / ΜΕ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΓΙΑ ΔΙΑΦΟΡΟΥΣ ΣΕΙΣΜΟΥΣ

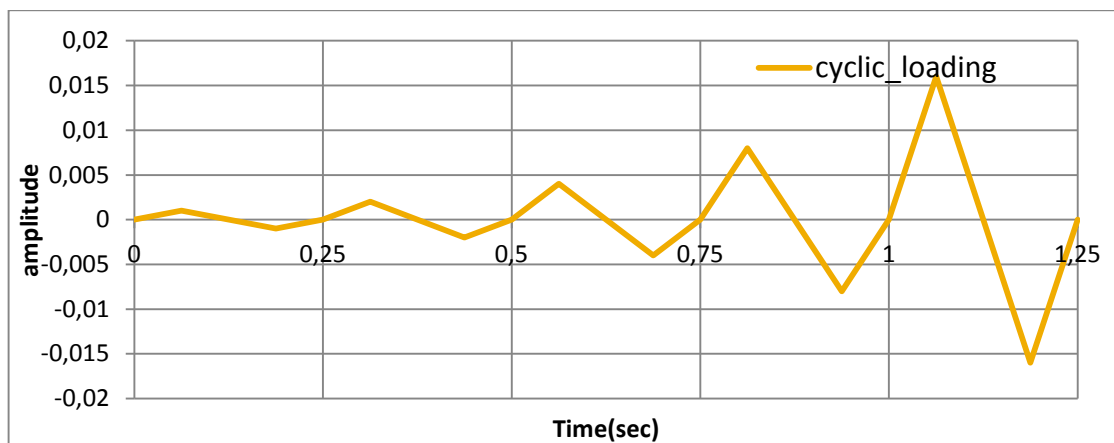
Συγκρίνοντας τα παραπάνω διαγράμματα παρατηρείται ότι υπάρχει ταύτιση του ελαστικού κλάδου των δύο αναλύσεων όμως ακόμα υπάρχει σημαντική διαφορά στην μέγιστη τέμνουσα βάσης. Συνεπώς ούτε αυτή η κατανομή φόρτισης είναι επαρκής κάτι που πιθανόν να οφείλεται στο ότι όλες οι μετακινήσεις που επιβλήθηκαν είναι ομόφορες. Αυτό συμβαίνει επειδή στη φασματική ανάλυση γίνεται επαλληλία των ιδιομορφών με τη μέθοδο CQC με αποτέλεσμα όλες οι μετακινήσεις να είναι θετικές.

Επίσης στη στατική ανάλυση δεν λαμβάνεται υπόψη η ανακύκλιση που υπάρχει στην χρονοιστορία κάτι που μπορεί να επηρεάσει τα αποτελέσματα καθώς ο φορέας μετακινείται μονοτονικά προς τη μία μόνο κατεύθυνση.

Για να διαπιστωθεί η επιρροή της ανακύκλισης στην μη προσέγγιση των αποτελεσμάτων των δύο αναλύσεων προτείνεται η ανακυκλιζόμενη επιβολή των μετακινήσεων. Επιλέχθηκε αρχικά ένας αργός ρυθμός επιβολής (εικόνα 6-22) και στην συνέχεια ένας πιο γρήγορος (εικόνα 6-23) για να ληφθεί υπόψη η επιρροή των αδρανειακών δυνάμεων.

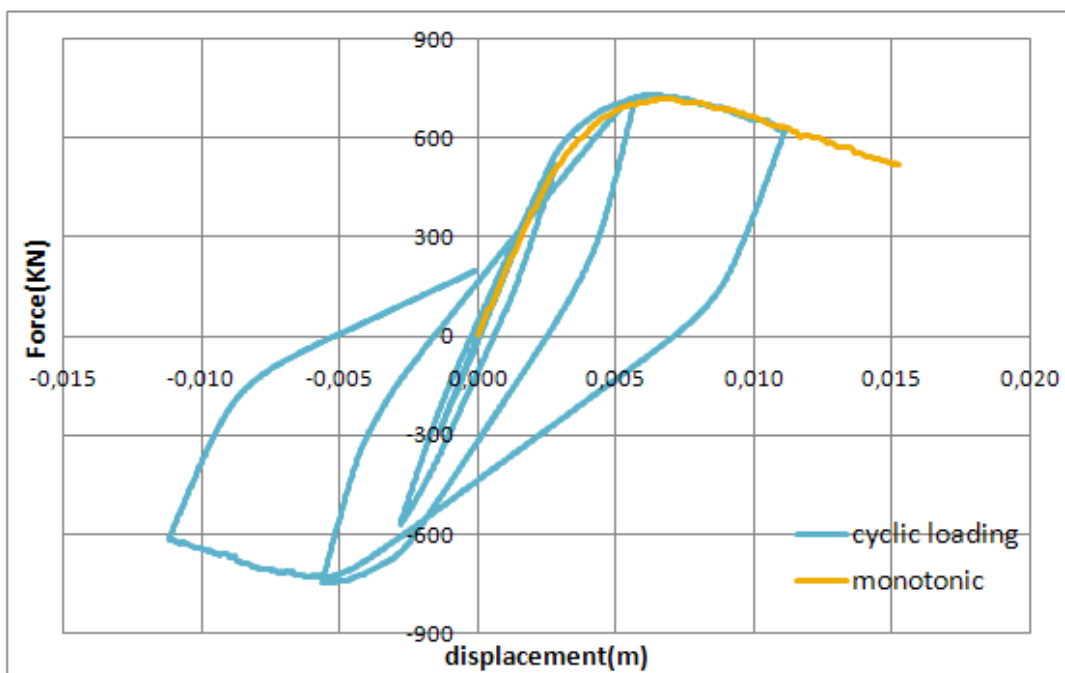


ΕΙΚΟΝΑ 6-22 ΑΡΓΟΣ ΡΥΘΜΟΣ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΑΝΑΚΥΚΛΙΖΟΜΕΝΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ

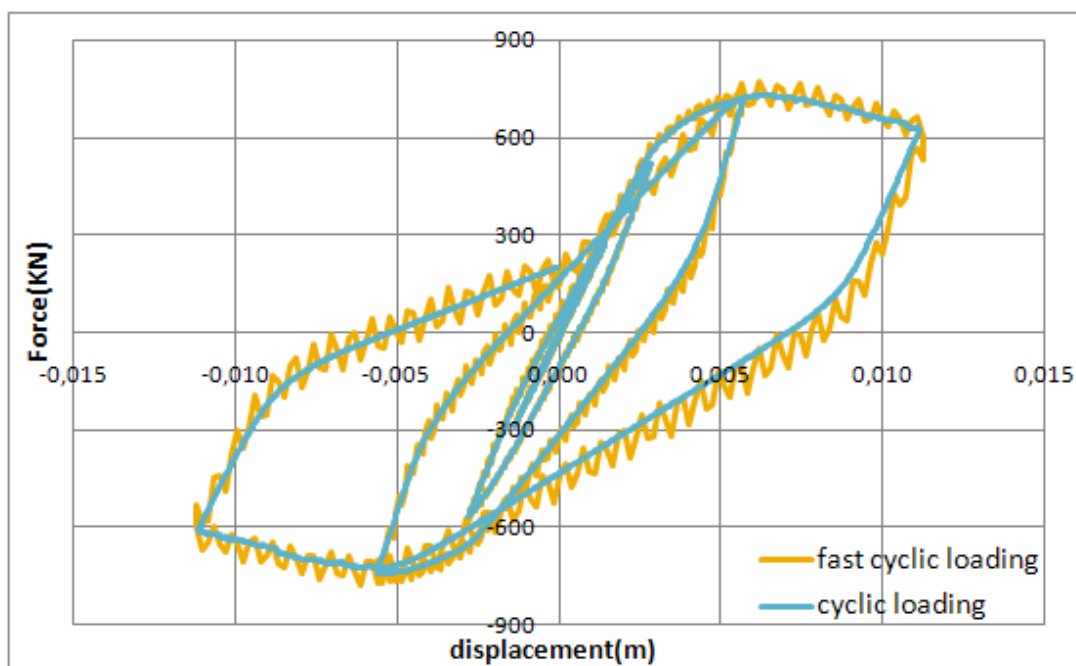


ΕΙΚΟΝΑ 6-23 ΓΡΗΓΟΡΟΣ ΡΥΘΜΟΣ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΑΝΑΚΥΚΛΙΖΟΜΕΝΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ

Στις εικόνες που ακολουθούν δίνονται τα διαγράμματα των ανελαστικών στατικών αναλύσεων με μονοτονική αλλά και με ανακυκλιζόμενη φόρτιση, αρχικά με αργό και στη συνέχεια με γρήγορο ρυθμό.



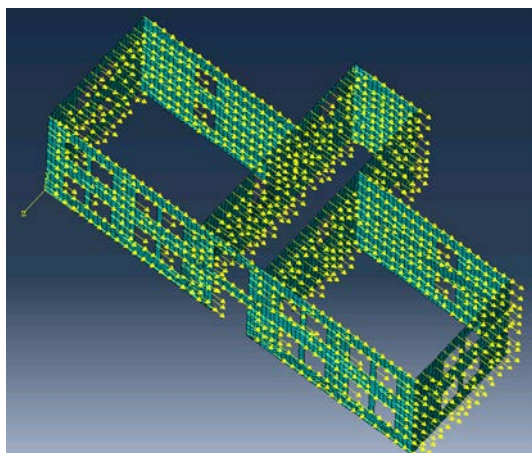
ΕΙΚΟΝΑ 6-24 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ V-D ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΦΑΣΜΑΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΑΚΥΚΛΙΖΟΜΕΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ(ΑΡΓΟΣ ΡΥΘΜΟΣ)



ΕΙΚΟΝΑ 6-25 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ V-D ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΦΑΣΜΑΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΜΕ ΑΝΑΚΥΚΛΙΖΟΜΕΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΡΓΟΣ ΡΥΘΜΟΣ ΚΑΙ ΓΡΗΓΟΡΟΣ ΡΥΘΜΟΣ

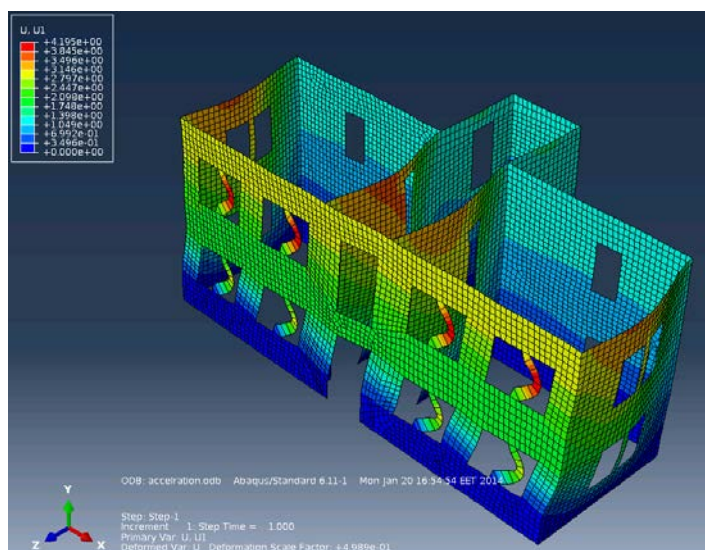
Παρόλο που συμπεριλήφθηκε η ανακύκλιση στην επιβολή των μετακινήσεων δεν παρατηρείται κάποια διαφορά στα διαγράμματα της τέμνουσας βάσης με την μετακίνηση του σημείου ελέγχου.

Στην συνέχεια δοκιμάστηκε η επιβολή ομοιόμορφης μετακίνησης στο φορέα. Πιο συγκεκριμένα , στον ελαστικό φορέα επιβλήθηκε ομοιόμορφη καθ' ύψος δύναμη.



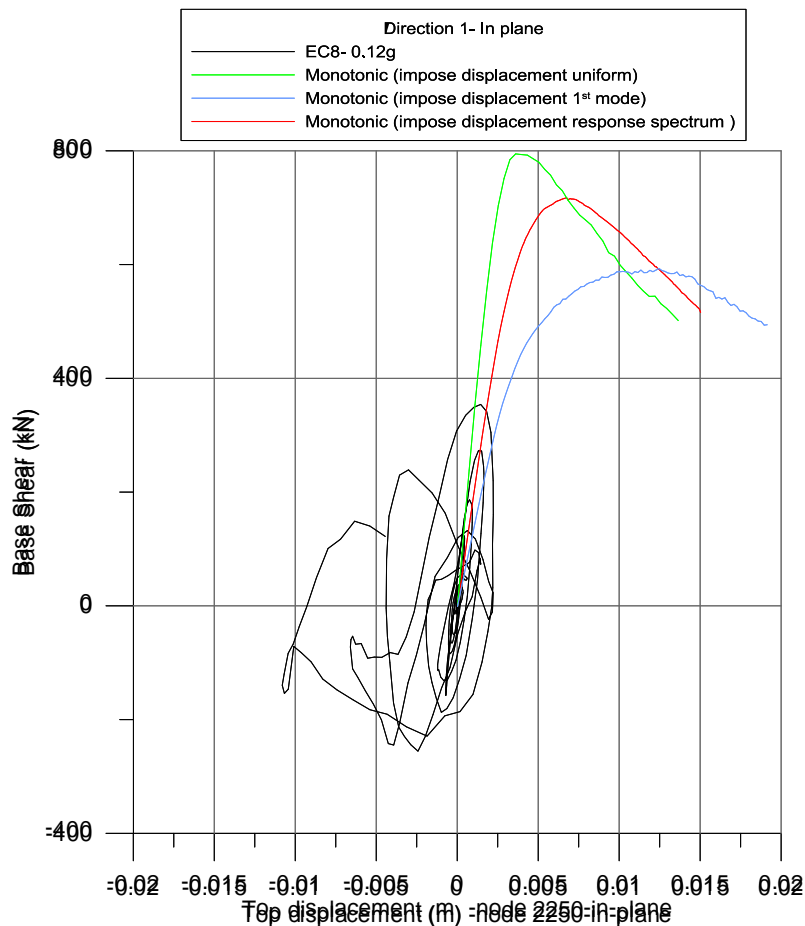
ΕΙΚΟΝΑ 6-26 ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΣΤΟ ΦΟΡΕΑ

Οι μετακινήσεις που προέκυψαν(εικόνα 6-27) από αυτή την ανάλυση κανονικοποιήθηκαν ως προς την μονάδα και επιβλήθηκαν ως κατανομή φόρτισης στην ανελαστική στατική ανάλυση.



ΕΙΚΟΝΑ 6-27 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΦΟΡΕΑ ΛΟΓΩ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

Για λόγους σύγκρισης δίνονται συγκεντρωτικά τα διαγράμματα V-d όλων των παραπάνω αναλύσεων μαζί με την ανάλυση με χρονοϊστορία.



ΕΙΚΟΝΑ 6-28 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ V-D ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

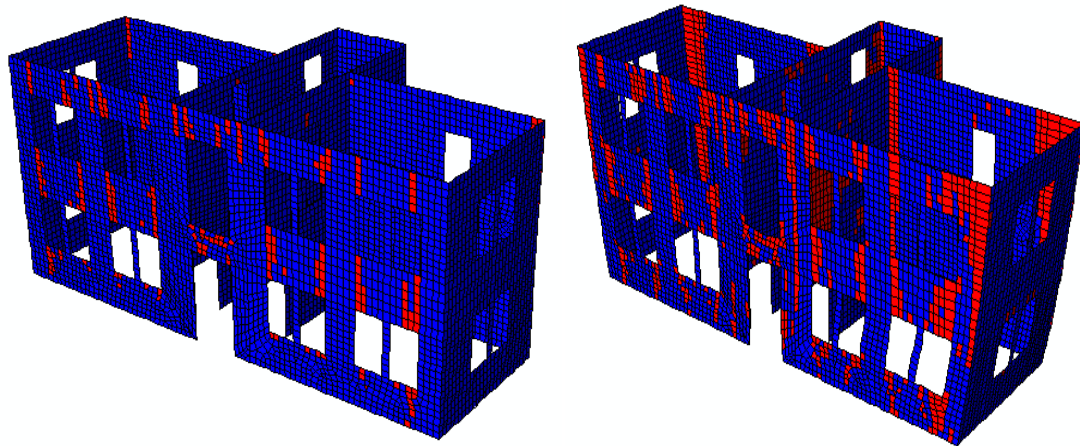
Η ανάλυση με τις μετακινήσεις λόγω της ομοιόμορφης φόρτισης δίνουν μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης. Επίσης η κλίση της καμπύλης είναι μεγαλύτερη. Συνεπώς δεν βελτιώθηκαν τα αποτελέσματα και δεν προσεγγίστηκε ικανοποιητικά η καμπύλη της ανάλυσης με χρονοιστορία.

Μετά τις πολλαπλές αναλύσεις οι οποίες έγιναν καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι οι διαφορές μεταξύ των δύο αναλύσεων (ανελαστική στατική και ανελαστική με χρονοιστορία) οφείλονται στον τρόπο φόρτισης που επιλέγεται να ακολουθηθεί στην στατική ανελαστική ανάλυση.

Η τοιχοποιία ρηγματώνεται κατά την επιβολή της φόρτισης με αποτέλεσμα να αλλάζουν οι ιδιομορφές της κάτι που δεν μπορεί να προβλεφθεί ώστε να γίνει η ανάλογη μεταβολή της κατανομής των επιβαλλόμενων μετακινήσεων κατά την διάρκεια της ανάλυσης. Σε αυτό το συμπέρασμα καταλήγουμε από το γεγονός ότι κατά την ανελαστική ανάλυση με χρονοιστορία, μετά τη μέγιστη τέμνουσα βάσης οι ρηγματώσεις στις γωνίες των ακραίων τοίχων είναι τόσο έντονες ώστε να οδηγούν στην ταλάντωση των τοίχων αυτών ως μεμονωμένοι και ανεξάρτητοι πρόβολοι.

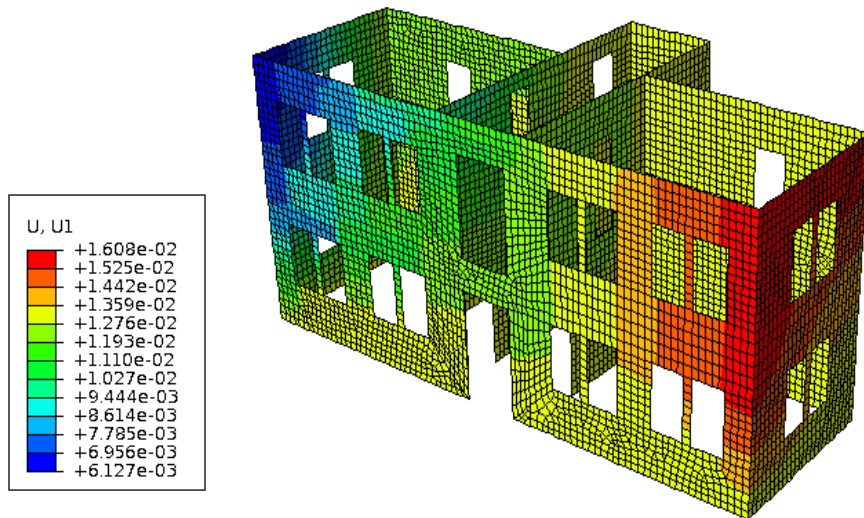
Πιο συγκεκριμένα:

Για τον σεισμό EC8 – 0.12g στην εικόνα 6-26 δίνονται οι αστοχίες λόγω εφελκυσμού πριν και μετά την μέγιστη τέμνουσα όπου βλέπουμε ότι είναι έντονες στα άκρα των τοίχων.

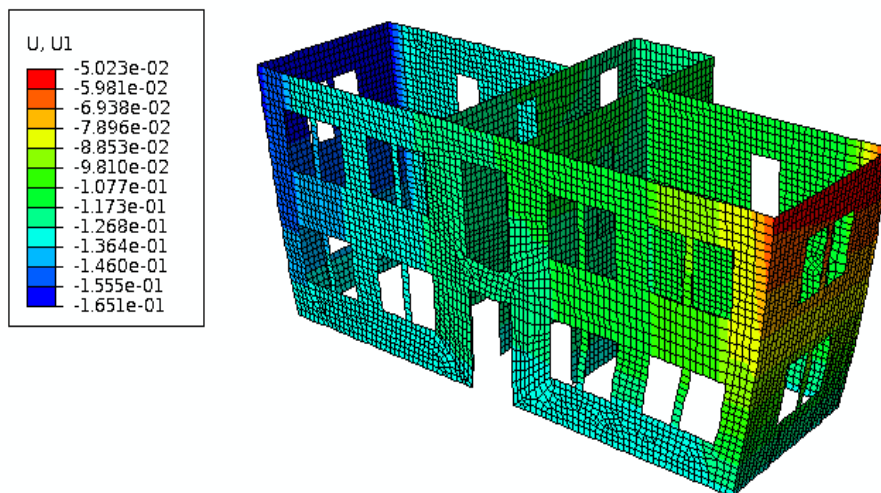


ΕΙΚΟΝΑ 6-29 ΕΝΤΟΝΕΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΙΣ ΠΡΙΝ ΚΑΙ ΜΕΤΑ ΤΗ ΜΕΓΙΣΤΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ

Επίσης οι μετακινήσεις πριν και μετά την μέγιστη τέμνουσα δίνονται στις παρακάτω εικόνες.

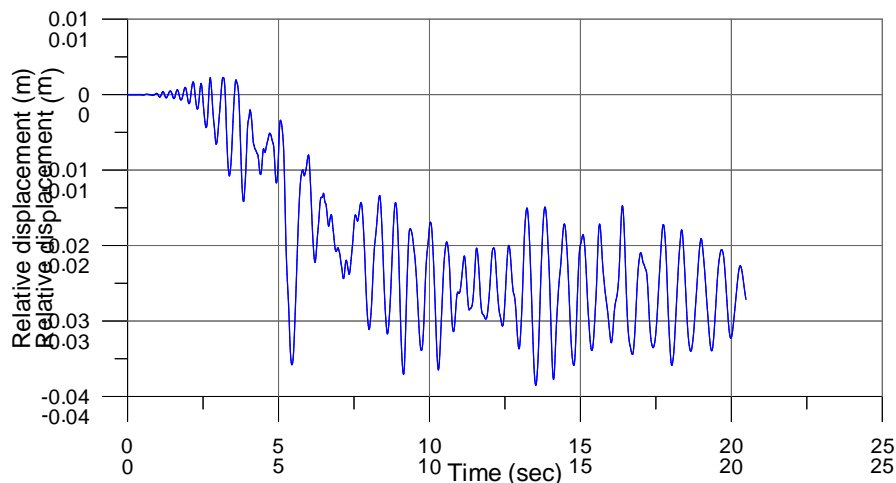


ΕΙΚΟΝΑ 6-30 ΚΙΝΗΣΗ ΑΚΡΑΙΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ (ΧΡΟΝΟΣ=3.072SEC)

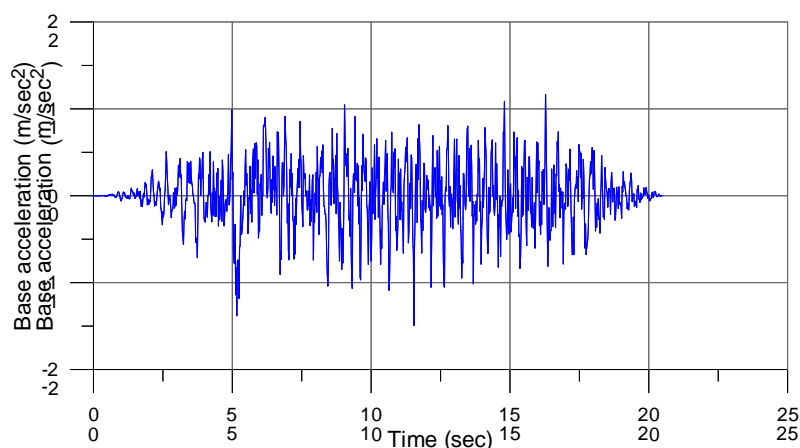


ΕΙΚΟΝΑ 6-31 ΚΙΝΗΣΗ ΑΚΡΑΙΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΜΕΤΑ ΤΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ(ΧΡΟΝΟΣ=6.144SEC)

Είναι εμφανής η αντίθετη κίνηση των τοίχων πριν και μετά τη ρηγμάτωση.
 Τέλος βλέποντας τη σχετική μετακίνηση του σημείου ελέγχου μαζί με αντίστοιχο επιταχυνσιογράφημα του σεισμού βλέπουμε ότι υπάρχει μία αισθητή πτώση της σχετικής μετακίνησης τη χρονική στιγμή της ρηγμάτωσης.

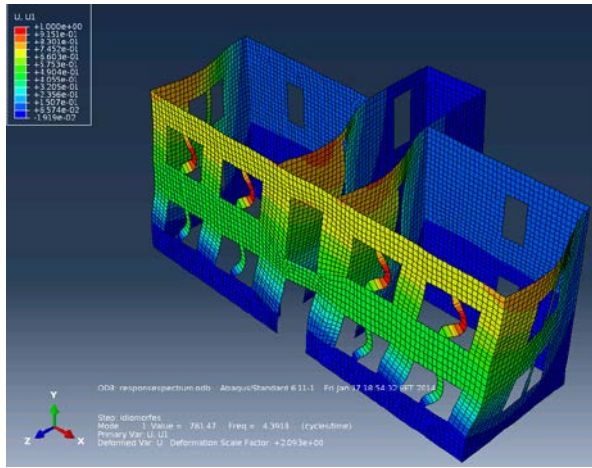


ΕΙΚΟΝΑ 6-32 ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΣΗΜΕΙΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ(ΕC8 0.12G)

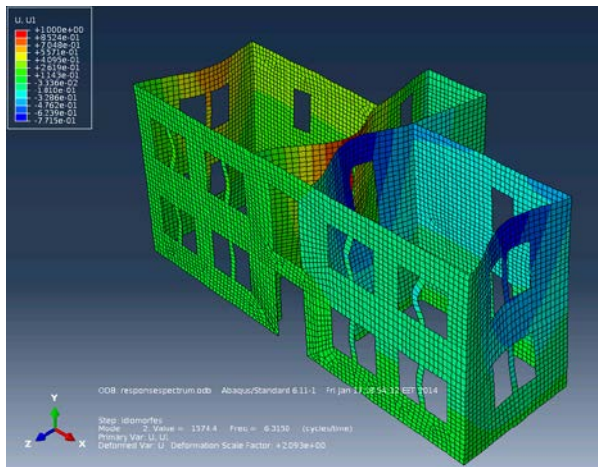


ΕΙΚΟΝΑ 6-33 ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑ(ΕC8 0.12G)

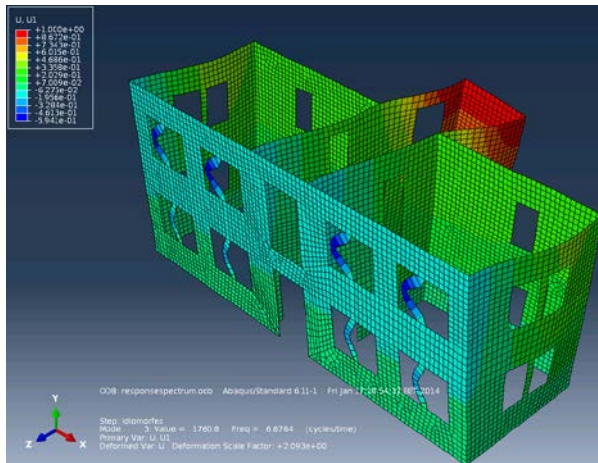
Με βάση τα παραπάνω παρατηρούμε ότι οι σχετικές μετακινήσεις μετά τη ρηγμάτωση προσεγγίζουν τη 2^η ιδιομορφή του φορέα (ακολουθούν οι 3 πρώτες ιδιομορφές με τις αντίστοιχες ενεργές μάζες – εικόνες 6-34 έως 6-36) η οποία έχει μικρότερη συμμετέχουσα μάζα.



ΕΙΚΟΝΑ 6-34 1Η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ- M=256MGR



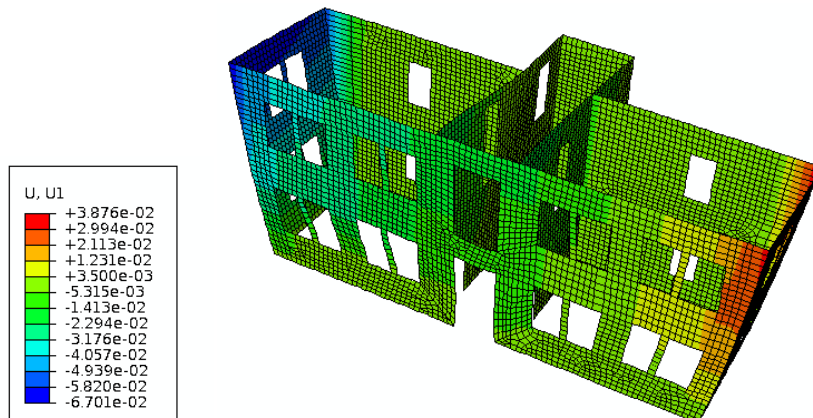
ΕΙΚΟΝΑ 6-35 2Η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ- M=0.17MGR



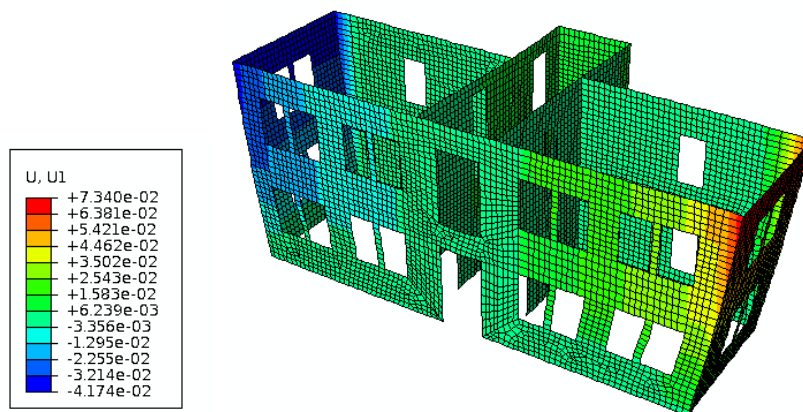
ΕΙΚΟΝΑ 6-36 3Η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ- M=138MGR

Για τον σεισμό EC8 – 0.08g:

Οι μετακινήσεις του φορέα πριν και μετά την μέγιστη τέμνουσα είναι οι ακόλουθες:

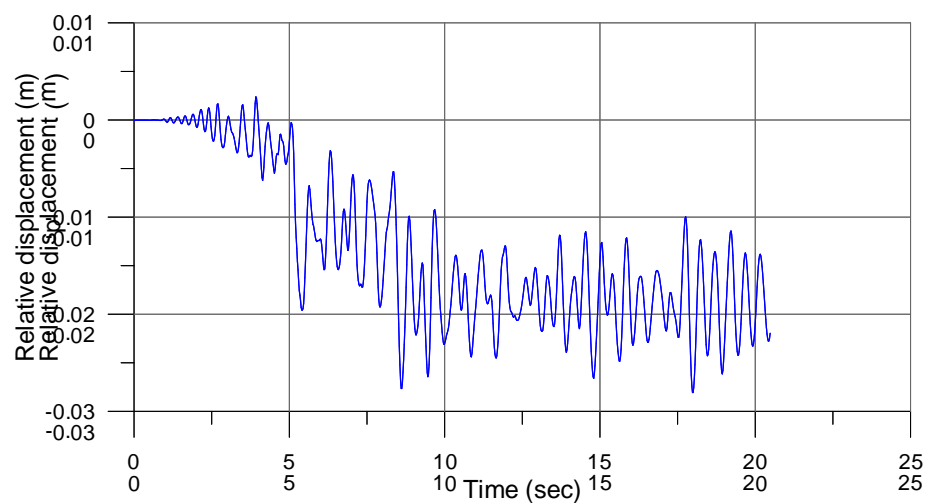


ΕΙΚΟΝΑ 6-37 ΚΙΝΗΣΗ ΑΚΡΑΙΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ (ΧΡΟΝΟΣ=7.13SEC)



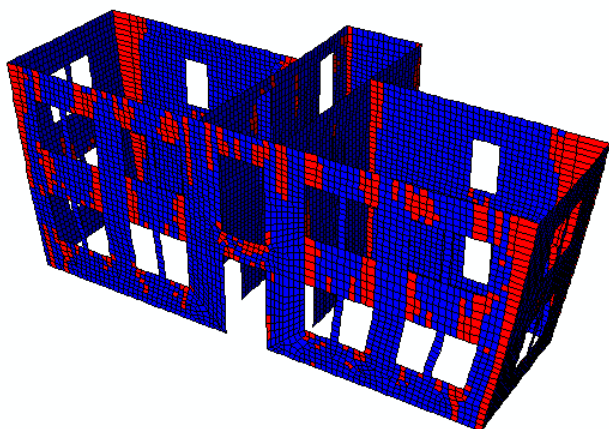
ΕΙΚΟΝΑ 6-38 ΜΕΚΙΝΗΣΗ ΑΚΡΑΙΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΜΕΤΑ ΤΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ (ΧΡΟΝΟΣ=9.216SEC)

Όπως με τον σεισμό EC8-0.12g ομοίως και εδώ στον EC8-0.08g παρατηρείται μία έντονη πτώση της σχετικής μετακίνησης του σημείου ελέγχου πριν και μετά τη μέγιστη τέμνουσα βάσης.



ΕΙΚΟΝΑ 6-39 ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΣΗΜΕΙΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ (EC8 0.08G)

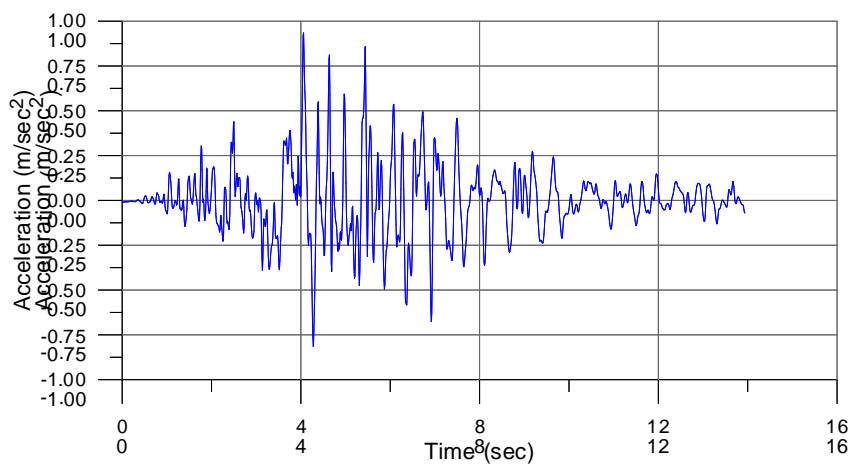
Οι αστοχίες σε εφελκυσμό μετά την μέγιστη τέμνουσα είναι :



ΕΙΚΟΝΑ 6-40 ΕΝΤΟΝΕΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΙΣ ΜΕΤΑ ΤΗ ΜΕΓΙΣΤΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ

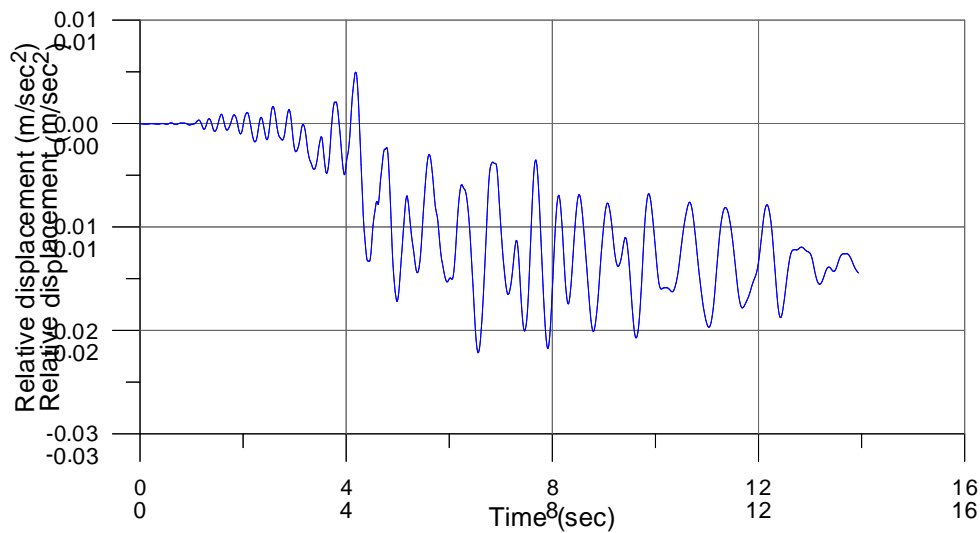
Τέλος, για τον σεισμό Friuli:

Το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού με μέγιστη επιτάχυνση 0.08g δίνεται στην εικόνα 6-41.



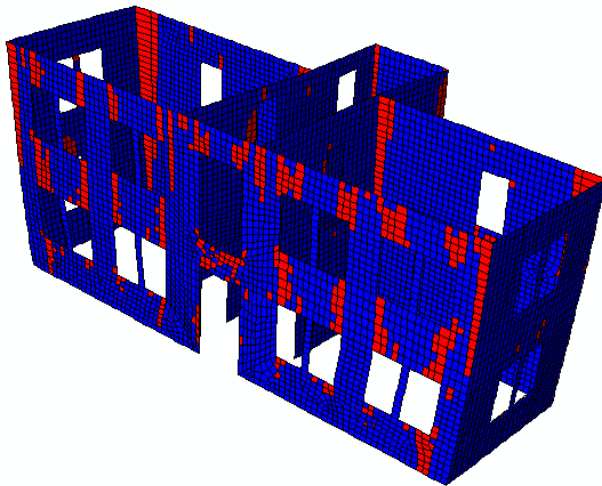
ΕΙΚΟΝΑ 6-41 ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑ FRIULI-0.08G

Οι αντίστοιχες σχετικές μετακινήσεις του σημείου ελέγχου δίνουν τα ίδια περίπου αποτελέσματα με τις προηγούμενες περιπτώσεις.



ΕΙΚΟΝΑ 6-42 ΣΧΕΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΣΗΜΕΙΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ

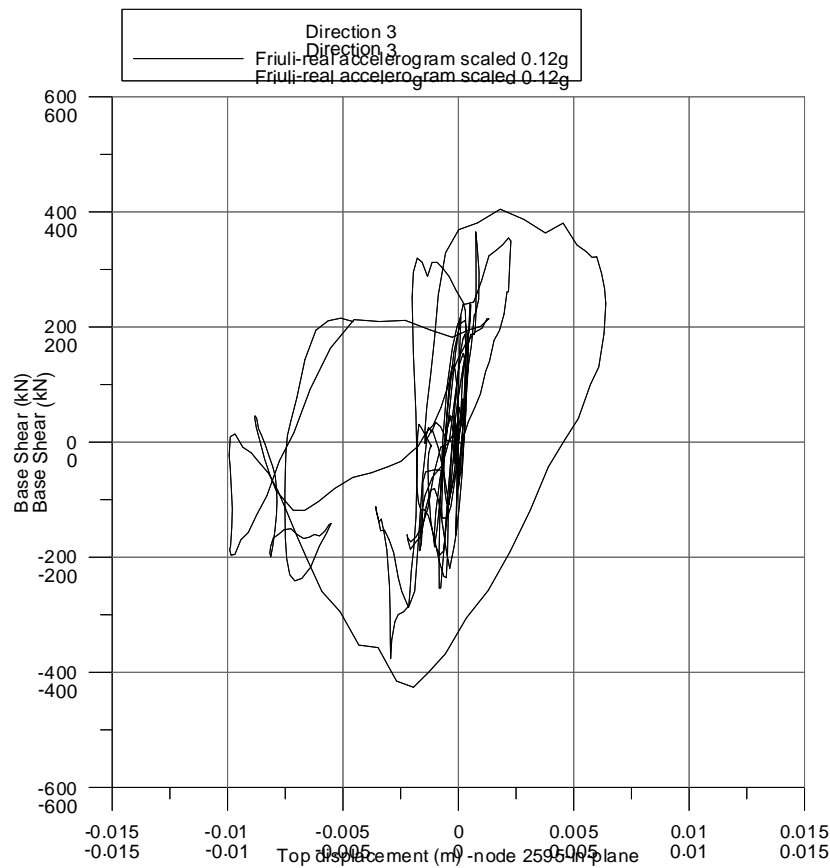
Ενώ οι αστοχίες σε εφελκυσμό και σε αυτόν τον σεισμό δείχνουν να είναι εντονότερες στους ακραίους τοίχους.



ΕΙΚΟΝΑ 6-43 ΕΝΤΟΝΕΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΙΣ ΜΕΤΑ ΤΗ ΜΕΓΙΣΤΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ

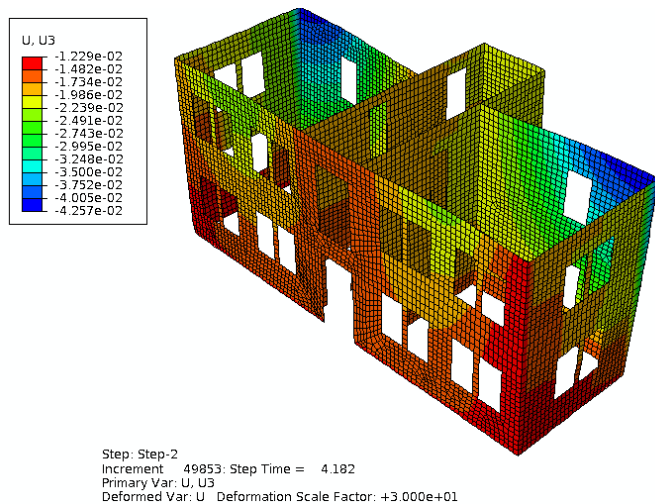
Όλα τα παραπάνω αναφέρονται σε σεισμό κατά τη διεύθυνση x. Για λόγους πληρότητας συνοπτικά θα παρουσιαστεί η συμπεριφορά του κτιρίου και κατά την διεύθυνση z.

Για σεισμό Friuli-0.12g δίνεται το διάγραμμα τέμνουσας βάσης με τη μετακίνηση του σημείου ελέγχου.

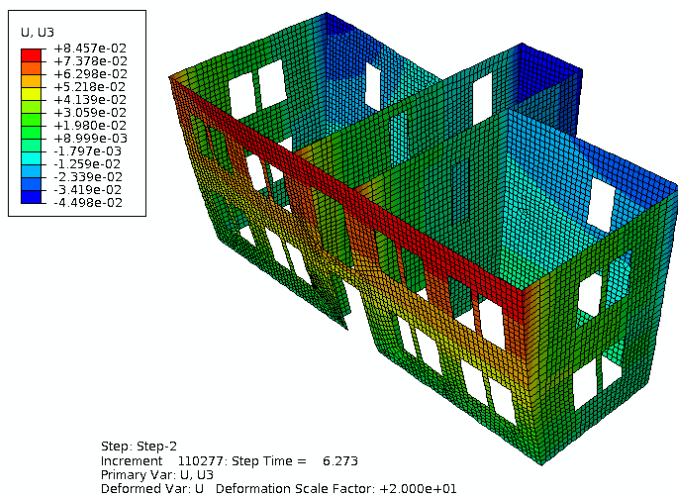


ΕΙΚΟΝΑ 6-44 V-D ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ ΚΑΤΑ Ζ(FRIULI-0.12G)

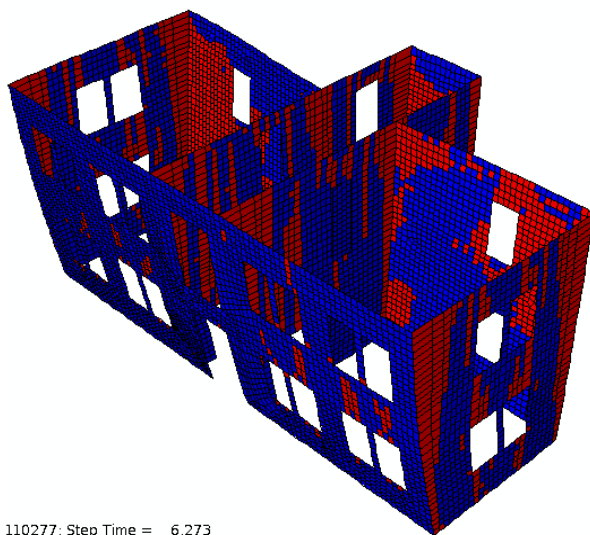
Οι μετακινήσεις πριν τη μέγιστη τέμνουσα βάσης δίνονται στην εικόνα 6-45 όπου υπάρχει μία εμφανής ομοιόμορφη προς την μία κατεύθυνση μετακίνηση των τοίχων ενώ στην εικόνα 6-46 όπου δίνονται οι μετακινήσεις μετά τη ρηγματώση φαίνεται ο «διαχωρισμός» των τοίχων στις άκρες και η αντίθετη μετακίνηση τους. Τέλος δίνονται οι αστοχίες της τοιχοποιίας(εικόνα 6-47) σε εφελκυσμό που καθιστούν σαφές ότι οι τοίχοι ρηγματώνονται και αποχωρίζονται.



ΕΙΚΟΝΑ 6-45 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΡΙΝ ΤΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ-(ΧΡΟΝΟΣ=4,182SEC)



ΕΙΚΟΝΑ 6-46 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΦΟΡΕΑ ΜΕΤΑ ΤΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ



ΕΙΚΟΝΑ 6-47 ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΛΟΓΩ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ

Ολοκληρώνοντας πρέπει να σημειωθεί ότι η επιρροή της διαφραγματικής λειτουργίας είναι σημαντική ώστε να αποτρέψει τις ρηγματώσεις στις γωνίες του κτιρίου και να υπάρχει μία ομοιόμορφη κίνηση των μελών του φορέα. Έτσι θα αποφεύγονταν οι μεμονωμένες ταλαντώσεις των τοίχων και ίσως με αυτό τον τρόπο να υπήρχε μία καλύτερη προσέγγιση των διαγραμμάτων V-δ της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και της χρονοϊστορίας.

6.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης σε φορείς από τοιχοποιία θα δώσει πιο αξιόπιστα αποτελέσματα στην πρόβλεψη της συμπεριφοράς τους. Μπορεί στην παρούσα εργασία να μην επιτεύχθηκε η εύρεση της κατάλληλης κατανομής φόρτισης όμως υπάρχουν πολλοί παράμετροι που επηρεάζουν την συμπεριφορά των φορέων από τοιχοποιία.

Ένας πολύ σημαντικός παράγοντας, όπως ήδη αναφέρθηκε παραπάνω, είναι η τοποθέτηση διαφραγμάτων στον φορέα. Θα μπορούσαν να επαναληφθούν όλες οι παραπάνω περιπτώσεις με τις διάφορες κατανομές φόρτισης με την διαφορά όμως ότι στο φορέα θα τοποθετηθούν τα κατάλληλα διαφράγματα.

Τέλος ένας άλλο τρόπος προσέγγισης θα μπορούσε να περιλαμβάνει διαφορετικά στάδια ανάλυσης όπου η κατανομή της φόρτισης σε κάθε ένα από αυτά θα μεταβαλλόταν ανάλογα με την ρηγμάτωση του φορέα.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ - ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ- ΦΥΛΛΙΤΣΑ Β.ΚΑΡΑΝΤΩΝΗ
- [2] ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ ΟΡΓΑΝΙΚΗΣ & ΑΝΟΡΓΑΝΗΣ ΜΗΤΡΑΣ- ΜΠΑΒΕΛΛΑΣ ΧΡΗΣΤΟΣ -ΜΠΟΥΖΟΥΚΟΥ ΜΑΡΙΑΝΝΑ
- [3]http://portal.tee.gr/portal/page/portal/MATERIAL_GUIDES/P_KONIAMATA/ko2.1.htm
- [4] ΠΕΤΡΟΥΛΑ Ν. ΠΑΠΑΕΥΑΓΓΕΛΙΟΥ-ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗΣ ΛΙΘΩΝ -ΚΟΝΙΑΜΑΤΟΣ ΣΤΗ ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΛΙΘΟΔΟΜΩΝ :Η ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΜΟΝΗΣ ΚΑΙΣΑΡΙΑΝΗΣ
- [5] ASTM C270, SPECIFICATION OF MORTARS AND MASONRY UNITS
- [6] BSI 1985 BS5628, CODE OF PRACTICE FOR USE OF MASONRY PART 1:THE STRUCTURAL USE OF UNREINFORCED MASONRY
- [7] ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΟΣ-ΤΜΗΜΑ ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ-ΣΕΜΙΝΑΡΙΟ ΜΙΚΡΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ:ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ-ΒΛΑΒΕΣ -ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ-ΕΙΣΗΓΗΤΗΣ Κ.ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Α.Π.Θ.
- [8] ΙΓΝΑΤΑΚΗΣ Χ. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ ΤΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΥΠΟ ΜΟΝΟΤΟΝΗ ΕΠΙΠΕΔΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΜΕΧΡΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ 1989
- [9] ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΩΝ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ-ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΩΝ-ΣΥΓΧΡΟΝΩΝ ΚΟΝΙΑΜΑΤΩΝ ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑΤΟΣ ΟΛΓΑ ΧΡΙΣΤΙΝΑ ΜΑΥΡΟΥΛΗ
- [10] ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ - ΤΣΩΛΟΥ ΗΛΕΚΤΡΑ
- [11] ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΛΙΑΡΑΚΟΣ Β. ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ- ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ.
- [12] MODAL PUSHOVER ANALYSIS AS A MEAN FOR THE SEISMIC ASSESSEMENT OF BRIDGE STRUCTURE-ΚΑΡΡΟΣ -ΠΑΡΑΣΚΕΥΑ-ΣΕΧΤΟΣ
- [13] ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΓΕΦΥΡΩΝ ΚΑΙ ΣΚΟΠΙΜΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΤΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ-ΘΕΜΕΛΙΝΑ ΠΑΡΑΣΚΕΥΑ, ΑΝΔΡΕΑΣ ΚΑΠΠΟΣ
- [14] EXPERIMENTAL INVESTIGATION AND NUMERICAL SIMULATION OF AN UNREINFORCED MASONRY STRUCTURE WITH FLEXIBLE DIAPHRAGMS-Tianyi Yi
- [15] ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ - ΟΛΥΜΠΙΣΙΟΥ ΒΑΣΙΛΙΚΗ