

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ

«ΧΩΡΟΣ, ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΜΕΝΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ»

ΕΙΔΙΚΕΥΣΗ: «ΟΛΟΚΛΗΡΩΜΕΝΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΔΟΜΗΜΕΝΟΥ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΜΕ ΠΡΟΗΓΜΕΝΕΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ ΚΑΙ ΥΛΙΚΑ»

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΦΟΡΕΩΝ ΑΠΟ
ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΜΕΣΩ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΜΕ
ΜΑΚΡΟΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΜΑΡΙΑ Ι. ΛΑΓΙΟΥ

Επιβλέπων: Αναπληρωτής Καθηγητής **Ιωάννης Τσομπανάκης**

ΧΑΝΙΑ, 2018

Πρόλογος

Η παρούσα διατριβή εκπονήθηκε στο πλαίσιο του Μεταπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του Πολυτεχνείου Κρήτης «Χώρος, Σχεδιασμός και Δομημένο Περιβάλλον», ειδίκευση «Ολοκληρωμένη Προστασία Ιστορικού Δομημένου Περιβάλλοντος ε Προηγμένες Τεχνολογίες και Υλικά» υπό την επίβλεψη του Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη. Συγκεκριμένα, μελετήθηκε η σεισμική συμπεριφορά φορέων από άοπλη τοιχοποιία με χρήση προσομοιώματος βασισμένο στα μακροστοιχεία.

Τα θέματα με τα οποία ασχολήθηκα στο πλαίσιο της εργασίας αυτής ήταν πολύ ενδιαφέροντα τόσο από επιστημονική όσο κι από πρακτική άποψη, καθώς επεκτάθηκαν οι γνώσεις μου όσον αφορά στη μελέτη ιστορικών κτιρίων και γενικά κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία, αλλά και σε θέματα προσομοίωσης κατασκευών. Γενικά, το συγκεκριμένο μεταπτυχιακό πρόγραμμα -στο σύνολό του- διεύρυνε τις γνώσεις μου σε ζητήματα παθολογίας και επεμβάσεων σε ιστορικές κατασκευές. Ταυτόχρονα, μου έδωσε την ευκαιρία εμβάθυνσης σε θέματα συμπεριφοράς των υλικών που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές, της σχέσης της χημικής τους σύστασης με τις μηχανικές τους ιδιότητες, καθώς και του σημαντικού ρόλου που έχει η σύστασή τους στις ιδιότητες του σύνθετου υλικού της τοιχοποιίας.

Σε αυτό το σημείο, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα κ. Τσομπανάκη, τόσο για την επιστημονική καθοδήγηση όσο και για τη συνολική υποστήριξη που μου παρείχε όλο το διάστημα εκπόνησης της εργασίας αυτής. Για μια ακόμα φορά, η ενθάρρυνσή του υπήρξε καθοριστική για τη συνέχεια της προσπάθειας. Θα ήθελα, επίσης, να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον Καθηγητή και Κοσμήτορα της Σχολής κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη, καθώς και την Επίκουρη Καθηγήτρια κα. Μαρία Σταυρουλάκη για τις παρατηρήσεις τους και τη συμμετοχή τους στην εξεταστική

επιτροπή της διατριβής μου. Ευχαριστίες θα ήθελα επίσης να απευθύνω σε όλα τα μέλη ΔΕΠ του ΜΠΣ τόσο για την ευκαιρία που μου έδωσαν να παρακολουθήσω αυτό το πρόγραμμα, όσο και για την συνεργασία μας στη διάρκεια των σπουδών μου, ιδιαίτερα δε την Αναπληρώτρια Καθηγήτρια κ. Παγώνα Μαραβελάκη και την Επίκουρη Καθηγήτρια κ. Δέσποινα Διμέλλη. Δεν μπορώ να μην αναφέρω και τη Γραμματεία της Σχολής, η συνεργασία με την οποία υπήρξε άριστη.

Για τη δωρεάν διάθεση του λογισμικού ανάλυσης φορέων από τοιχοποιία 3muri και την παροχή υποστήριξης, ευχαριστώ τόσο την εταιρεία S.T.A. Data Srl, όσο και τον επίσημο διανομέα σε Ελλάδα και Κύπρο, ERGOCAD.

Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω θερμά τον σύζυγό μου, καθώς και τους γονείς μας, που μου συμπαραστάθηκαν και με διευκόλυναν όλο αυτόν τον καιρό.

Κλείνοντας, λυπάμαι που διάφορα γεγονότα στην προσωπική μου ζωή δεν μου έδωσαν τη δυνατότητα να αξιοποιήσω πλήρως τις ευκαιρίες που μου έδωσε αυτό το μεταπτυχιακό πρόγραμμα για να διευρύνω τις επιστημονικές μου γνώσεις, αλλά χαίρομαι για την ευκαιρία που είχα να συνεργαστώ, με αξιόλογους ανθρώπους και επιστήμονες, τους οποίους εκτιμώ βαθιά.

Χανιά, 15 Σεπτεμβρίου 2018

Μαρία Ι. Λάγιου

Πίνακας Περιεχομένων

Πρόλογος	i
Πίνακας Περιεχομένων	iii
Περίληψη	vii
Abstract	xi
Κεφάλαιο 1^ο Χαρακτηριστικά Τοιχοποιίας	1
1.1 Εισαγωγή	1
1.2 Τοιχοσώματα	2
1.3 Κονιάματα τοιχοποιίας	5
<i>1.3.1 Κονιάματα ιστορικών τοιχοποιιών</i>	<i>5</i>
<i>1.3.2 Σύγχρονα κονιάματα τοιχοποιίας</i>	<i>9</i>
1.4 Μηχανική συμπεριφορά τοιχοποιίας κατά τον EN-1996	10
<i>1.4.1 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας</i>	<i>10</i>
<i>1.4.2 Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας</i>	<i>14</i>
<i>1.4.3 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας</i>	<i>16</i>
<i>1.4.4 Παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας</i>	<i>18</i>
1.4.4.1 Σχέση τάσεων παραμορφώσεων	18
1.4.4.2 Μέτρο ελαστικότητας και μέτρο διάτμησης	18
1.5 Μεθοδολογίες προσομοίωσης της τοιχοποιίας	19
<i>1.5.1 Οριακή ανάλυση</i>	<i>19</i>

1.5.2 Απλοποιημένη προσομοίωση	20
1.5.3 Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων	21
1.5.4 Μέθοδος διακριτών στοιχείων	23
Κεφάλαιο 2ο- Προσομοίωση με μακροστοιχεία	25
2.1 Εισαγωγή	25
2.2 Προσομοίωση κατασκευής μέσω μακροστοιχείων	26
2.3 Ισοδύναμο πλαίσιακό μοντέλο	29
2.3.1 Προσδιορισμός των μακροστοιχείων	30
2.3.2 Προσομοίωση των φερόντων στοιχείων	32
2.4 Τρόποι αστοχίας τοιχοποιίας	32
Κεφάλαιο 3ο Τρωτότητα Συμπλεγμάτων Κτιρίων	37
3.1 Σεισμική τρωτότητα συμπλεγμάτων κτιρίων	37
3.2 Απλοποιημένη μεθοδολογία αποτίμησης της σεισμικής τρωτότητας συμπλεγμάτων κτιρίων	38
3.2.1 Εφαρμογή της απλοποιημένης μεθοδολογίας αποτίμησης στο ιστορικό κέντρο του TorreDelGreco	41
3.2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία	41
3.2.1.1 Αριθμητικές αναλύσεις	43
Κεφάλαιο 4ο Διερεύνηση Συμπλέγματος Κτιρίου	49
4.1 Εφαρμογή σε τοπικές συνθήκες	49
4.2 Λογισμικό 3mugi	49
4.3 Περιγραφή αρχικού φορέα	52
4.3.1 Γεωμετρία και μηχανικά χαρακτηριστικά αρχικού φορέα	52
4.3.2 Θεμελίωση	56
4.3.3 Ορισμός φορτίων	56
4.3.3.1 Στατικά φορτία	56
4.3.3.2 Σεισμικά φορτία	57

4.4 Αποτελέσματα μεμονωμένων κτιρίων	58
4.5 Αποτελέσματα αρχικού συμπλέγματος	61
4.6 Παραμετρικές διερευνήσεις συμπλέγματος	67
4.6.1 Συγκρότημα κτιρίων χωρίς το κτίριο 1	67
4.6.2 Συγκρότημα κτιρίων με το κτίριο 1 με φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα	70
4.7 Σύγκριση φορέων συμπλεγμάτων	73
Κεφάλαιο 5^ο Προσομοίωση μακροστοιχείου με το OpenSees	75
5.1 Ισοδύναμο πλαισιακό μοντέλο	76
5.1.1 Προσδιορισμός των μακροστοιχείων	76
5.1.2 Μη γραμμικά στοιχεία ελατηρίων	76
5.2 Εφαρμογή σε διδιάστατο φορέα	79
5.2.1 Περιγραφή φορέα	79
5.2.1 Περιγραφή προσομοιώματος	79
5.2.2.1 Γεωμετρία φορέα	80
5.2.2.2 Υλικά	81
5.2.2.3 Διατομές στοιχείων	84
5.2.2.4 Φορτία	85
5.3 Αποτελέσματα ανάλυσης με το OpenSees	86
5.3.1 Ιδιομορφική ανάλυση	86
5.3.2 Στατική ανελαστική ανάλυση	87
5.4 Αποτελέσματα ανάλυσης με το 3muri	88
5.5 Σύγκριση αποτελεσμάτων	89
Κεφάλαιο 6^ο- Συμπεράσματα	91
6.1 Χαρακτηριστικά τοιχοποιίας	91
6.2 Προσομοίωση με μακροστοιχεία	93
6.3 Συμπλέγματα κτιρίων	94
6.4 Εφαρμογή στα Χανιά	95
6.5 Προσομοίωση με το OpenSees	97

6.6 Μελλοντικές ερευνητικές κατευθύνσεις	99
Ευρετήριο Συμβόλων	101
Βιβλιογραφία	107

Περίληψη

Οι κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία αποτελούν ένα σημαντικό μέρος του κτιριακού πλούτου παγκοσμίως, αναδεικνύοντας την πέτρα ως το πιο ανθεκτικό υλικό κατασκευής. Βέβαια, τα κτίρια αυτά σχεδιάστηκαν να φέρουν αποκλειστικά τα κατακόρυφα φορτία, ενώ παράλληλα υπέστησαν εκτεταμένες διαφοροποιήσεις στη μακρά διάρκεια ζωής τους για λόγους συντήρησης, ενίσχυσης και προσαρμογής τους σε νέες χρήσεις. Η μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών από άοπλη τοιχοποιία περιλαμβάνει πολλές αβεβαιότητες που έχουν να κάνουν μεταξύ άλλων με την κατά τόπους διαφοροποίηση των πρώτων υλών αλλά και την ίδια τη φύση του σύνθετου υλικού της τοιχοποιίας. Ο Ευρωκώδικας 6 (EN1996, 2005) παρέχει στοιχεία για τα τοιχοσώματα και τα κονιάματα που αποτελούν την τοιχοποιία καθώς και σχέσεις υπολογισμού των μηχανικών ιδιοτήτων του σύνθετου υλικού. Επιπροσθέτως, η επιλογή της μεθόδου σεισμικής ανάλυσης των κτιρίων από τοιχοποιία πρέπει να εξισορροπήσει την απαιτούμενη ακρίβεια των αποτελεσμάτων με το υψηλό υπολογιστικό κόστος. Προς αυτήν την κατεύθυνση, μια πολλά υποσχόμενη μέθοδος είναι η προσομοίωση των τοίχων με ισοδύναμα πλαίσια που αποτελούνται από μακροστοιχεία.

Ο ορισμός της γεωμετρίας και η βαθμονόμηση των καταστατικών νόμων των υλικών των μακροστοιχείων έχουν αποτελέσει αντικείμενο πολλών επιστημονικών εργασιών, με τα αποτελέσματα να έχουν ενσωματωθεί σε επαγγελματικά λογισμικά ανάλυσης φορέων από τοιχοποιία, όπως είναι το *3muγi*, το οποίο χρησιμοποιήθηκε και στην παρούσα εργασία. Με τη βοήθεια τέτοιων λογισμικών είναι δυνατή η πραγματοποίηση στατικής ανελαστικής (Pushover) ανάλυσης σε μεμονωμένα κτίρια, αλλά και συγκροτήματα κτιρίων. Μάλιστα, έχει αποδειχτεί η θετική επίδραση στην αντοχή κτιρίου λόγω της συμμετοχής του σε σύμπλεγμα κτιρίων. Το μέγεθος της επίδρασης εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, μεταξύ των οποίων και η γεωμετρία

του συγκροτήματος. Σημαντικό εργαλείο για τον βέλτιστο σχεδιασμό επεμβάσεων αποκατάστασης/ενίσχυσης αποτελεί και η ταχεία μέθοδος αποτίμησης μέσω βαθμολόγησης κατάλληλων παραμέτρων.

Δεδομένου ότι η σεισμική μελέτη με τη χρήση του λογισμικού 3muri δεν δίνει τη δυνατότητα για την πραγματοποίηση δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας, εξετάστηκαν και οι δυνατότητες του λογισμικού ανοιχτού κώδικα OpenSees, το οποίο ενδείκνυται για την ανάλυση πλαισιακών φορέων. Βέβαια, το υπολογιστικό κόστος αποδεικνύεται υψηλό ακόμα και για απλούς φορείς, ενώ είναι απαραίτητη η επιλογή προσομοιωμάτων υλικών που περιγράφουν ικανοποιητικά τη δυναμική απόκριση της τοιχοποιίας.

Το κύριο μέρος της διατριβής αποτελείται από έξι κεφάλαια, όπως περιγράφεται στη συνέχεια:

Στο **πρώτο κεφάλαιο** γίνεται μια γενική περιγραφή των χαρακτηριστικών των υλικών που συνθέτουν την τοιχοποιία, καθώς και των εξισώσεων πρόβλεψης των μηχανικών αντοχών του σύνθετου υλικού με βάση τον Ευρωκώδικα 6. Παρατίθενται επίσης οι μέθοδοι ανάλυσης των φορέων από τοιχοποιία, η ακρίβεια των οποίων αυξάνεται με την αύξηση του υπολογιστικού κόστους, καθώς η μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας περιλαμβάνει πολλές αβεβαιότητες.

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** παρουσιάζεται η μέθοδος ανάλυσης φορέων από τοιχοποιία με μακροστοιχεία. Συγκεκριμένα, περιγράφεται το «ισοδύναμο πλαίσιο» το οποίο περιλαμβάνει την προσομοίωση τοίχου μέσω του εντοπισμού στοιχείων πεσσών, δοκών σύζευξης και στερεών κόμβων που συνδέουν τα κατακόρυφα με τα οριζόντια στοιχεία. Ιδιαίτερο ρόλο στην ακρίβεια της μεθόδου προσομοίωσης παίζουν τόσο ο προσδιορισμός της γεωμετρίας των μακροστοιχείων, όσο και η αντιστοίχιση του κατάλληλου καταστατικού νόμου για τα υλικά ώστε να προσομοιώνονται ικανοποιητικά οι τρόποι αστοχίας της τοιχοποιίας. Η μέθοδος ανάλυσης κατασκευών από τοιχοποιία με τη μέθοδο των μακροστοιχείων μειώνει σε μεγάλο βαθμό το υπολογιστικό κόστος και καθιστά εφικτή τη μελέτη πολύπλοκων γεωμετριών ακόμα και συγκροτημάτων κτιρίων, όπως περιγράφεται στο **τρίτο κεφάλαιο**. Συγκεκριμένα, παρουσιάζεται η ανάλυση ενός συγκροτήματος κτιρίου στο ιστορικό κέντρο του Torre Del Greco στην Ιταλία, καθώς και μια μεθοδολογία ταχείας αποτίμησης της σεισμικής τρωτότητας του συγκροτήματος, μέσω της βαθμολόγησης παραμέτρων που επηρεάζουν τη σεισμική του συμπεριφορά.

Στο **τέταρτο κεφάλαιο** αναφέρονται κάποια θεωρητικά στοιχεία της μεθόδου προσομοίωσης με ισοδύναμο πλαίσιο, όπως αυτά ενσωματώθηκαν στο λογισμικό 3muri και πραγματοποιούνται παραμετρικές αναλύσεις σε μια παραλλαγή του συγκροτήματος κτιρίων του τρίτου κεφαλαίου με τη βοήθεια του εν λόγω λογισμικού. Μελετώνται τόσο οι μεμονωμένες κτιριακές μονάδες, όσο και το σύνολο του συμπλέγματος, καθώς και εναλλακτικές γεωμετρίες του συμπλέγματος. Από τις αναλύσεις γίνεται φανερή η θετική επίδραση του συμπλέγματος, καθώς και η επίδραση της γεωμετρίας του στη σεισμική απόκριση των επιμέρους κτιριακών μονάδων αλλά και του συνόλου.

Στο **πέμπτο κεφάλαιο** υλοποιήθηκε η εφαρμογή της προσομοίωσης με μακροστοιχεία στο πρόγραμμα ανοιχτού λογισμικού OpenSees, με αρχικό στόχο την πραγματοποίηση δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας έγινε σύγκριση του OpenSees με το 3muri για στατική υπερωθητική ανάλυση ενός απλού προσομοιώματος. Συγκεκριμένα, το προσομοίωμα αφορά σε απλό διόροφο φορέα από άοπλη τοιχοποιία, η γεωμετρία του οποίου διαμορφώθηκε κατάλληλα για ανάλυση σε δύο διαστάσεις. Εντοπίστηκαν τα μακροστοιχεία των όψεων, εφαρμόστηκαν στα άκρα τους κατάλληλες συνοριακές συνθήκες με χρήση ελατηρίων και στερεών κόμβων και ορίστηκαν οι καταστατικοί νόμοι περιγραφής του υλικού της τοιχοποιίας. Το προσομοίωμα που προέκυψε περιλάμβανε μεγάλο αριθμό κόμβων με πολύπλοκη συνδεσμολογία, ενώ απέτυχε στη σωστή περιγραφή της απόκρισης του φορέα, με το πρόβλημα να εντοπίζεται στον καταστατικό νόμο του υλικού.

Στο **έκτο κεφάλαιο** παρατίθενται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την παρούσα εργασία, καθώς και μελλοντικές ερευνητικές κατευθύνσεις. Δεδομένων των μεγάλων αβεβαιοτήτων που υπάρχουν στις μελέτες φορέων από τοιχοποιία, η ανάπτυξη μεθοδολογιών προσομοίωσης που μειώνουν το υπολογιστικό κόστος ενώ ταυτόχρονα επιτυγχάνουν ικανοποιητική ακρίβεια είναι ιδιαίτερης σημασίας. Επιπλέον, η χρήση ταχείας μεθόδου αποτίμησης της σεισμικής τρωτότητας μεμονωμένων κτιρίων ή συγκροτημάτων αποτελεί ένα σημαντικό εργαλείο στον προγραμματισμό επεμβάσεων. Λογισμικά όπως το 3muri που ενσωματώνουν επιτυχώς την προσομοίωση μέσω μακροστοιχείων μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τη μελέτη πολύπλοκων γεωμετριών συγκροτημάτων άοπλης τοιχοποιίας κτιρίων και να αποτιμήσουν τη θετική επίδρασή τους. Από την άλλη πλευρά, όλες οι μεθοδολογίες προσομοίωσης των μακροστοιχείων πρέπει να βαθμονομούνται κατάλληλα ώστε να

παρέχουν ικανοποιητική περιγραφή της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας και των τρόπων αστοχίας της.

Abstract

The most common structural type worldwide is unreinforced masonry (URM), which is considered as the most durable construction material. Typically, design of historical buildings considered only vertical loads, while in most cases they have undergone many interventions on their bearing structure for their conservation, strengthening or extension of their lifespan. Seismic analysis of URM structures includes many unknown factors due to the great variations of the raw materials, as well as the mechanical properties of the composite material itself. Eurocode 6 (EN1996, 2005) provides not only data on the masonry units and mortars used in URM construction, but also appropriate equations for the definition of the mechanical properties of the masonry walls. On the other hand, selecting the type of seismic analysis, to achieve high accuracy with the minimum computational cost, is a challenging task for this type of structures. The use of macroelements is a simplified method for modelling masonry structures, which at the same time provides quite accurate results.

Research on “equivalent frame modelling” focuses on the identification of the geometry of the macroelements, as well as the material constitutive law. Technical software for seismic analysis, such as 3muri, has incorporated research results and performs static inelastic analysis (pushover) to URM -simple and complicated-structures. Actually, 3muri enables the engineer to perform pushover analysis of building aggregates, which have an undeniably positive effect to the seismic resistance of each individual building. The impact of the aggregate effect depends on many factors, such as geometry of the aggregate. Researchers have also proposed quick assessment methods for the assessment of the aggregate effect, which may not provide an accurate description of the masonry performance, but they are a useful tool when it comes to prioritization of the interventions.

Nevertheless, 3muri software can only perform static inelastic analyses. Aiming to perform dynamic inelastic (time-history) analyses to URM structures, a procedure of modelling macroelements using open source code OpenSees was investigated by validating first its pushover results with 3muri. Although OpenSees is suitable for analyzing frame structures, describing the geometry of the macroelements and their interconnections and constraints, was proven to be a demanding task, due to the large number of nodes even for a small-scale symmetrical structure. Moreover, failure of proper modeling material performance has shown the importance of selection and calibration of a suitable constitutive law. Future research should focus on investigating parameters that affect the aggregate effect and, at the same time, calibrate quick assessment methods. Hence, as far as analysis software is concerned, a robust procedure to model macroelements in OpenSees should be developed and incorporated in the open source code, while capabilities of current professional software should be expanded to include time-history analysis.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο

Χαρακτηριστικά Τοιχοποιίας

1.1. Εισαγωγή

Η τοιχοποιία είναι από τα πιο παλιά υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στις κατασκευές και θεωρείται ως πολύ ανθεκτικό. Ένα μεγάλο μέρος των ιστορικών κτιρίων στην Ευρώπη και παγκοσμίως, αποτελείται από κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία και καθώς είναι σχεδιασμένες να φέρουν αποκλειστικά τα κατακόρυφα φορτία, έχει ιδιαίτερο ενδιαφέρον η μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς τους. Η μείωση της διακινδύνευσης στις ιστορικές κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία αποτελεί πρόβλημα με μεγάλες ιδιαιτερότητες και δεν επιδέχεται γενικές λύσεις, κυρίως σε περιπτώσεις που εφαρμόζονται σημαντικές κατακόρυφες και οριζόντιες δράσεις, οπότε οι δομικές αδυναμίες των υφιστάμενων κτιρίων ενεργοποιούνται, οδηγώντας ακόμα και σε ψαθυρή αστοχία (Valluzi, 2007).

Η μελέτη των κατασκευών αυτών χαρακτηρίζεται από πολλές αβεβαιότητες, καθώς υπέστησαν στην πορεία των χρόνων πολλές διαφοροποιήσεις για τη συντήρηση, την ενίσχυση, την προσαρμογή τους σε νέες χρήσεις, κ.λπ. Επιπλέον, η συμπεριφορά της τοιχοποιίας είναι εξαιρετικά δύσκολο να προβλεφθεί, καθώς πρόκειται για σύνθετο υλικό αποτελούμενο από λίθους και συνδετικό κονίαμα, οι ιδιότητες των οποίων διαφέρουν ανάλογα με την ιστορική περίοδο και τις αντίστοιχες τεχνολογικές εξελίξεις. Στα παραπάνω πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι διαφορετικοί πιθανοί τρόποι αστοχίας, καθώς και η ανομοιογένεια στον τρόπο ανέγερσης τέτοιων κατασκευών (Sepe et al., 2014).

Γενικά, η μορφολογία και η σύνδεση των υλικών μεταξύ τους είναι δύσκολο να αναγνωριστούν και να ληφθούν υπόψη κατά τη στατική ανάλυση. Άλλωστε, ο τύπος

της τοιχοποιίας (πλίνθοι ή φυσικοί λίθοι), οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών (λιθοσώματα και κονιάματα, τοιχοποιία ως σύνθετο υλικό), η συνεργασία των υλικών μεταξύ τους (εντός και εκτός επιπέδου του τοίχου) και η αποτελεσματικότητα των συνδέσεων μεταξύ των φερόντων στοιχείων (τοίχοι, δάπεδα, οροφή) παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στην αποτίμηση της συμπεριφοράς, δεδομένου ότι διατίθεται και γίνεται χρήση αξιόπιστης μεθόδου προσομοίωσης. Σε σημαντικά σεισμικά γεγονότα οι κατασκευές από τοιχοποιία έχουν αποδειχθεί ιδιαίτερα τρωτές σε σχέση με τις αντίστοιχες από οπλισμένο σκυρόδεμα, συνεπώς μια ρεαλιστική μη γραμμική ανάλυσή τους είναι απαραίτητη για την αύξηση του επιπέδου ασφαλείας (Akhveissy and Abbassi, 2014).

Παρά την πληθώρα υλικών και τεχνικών επέμβασης για τη στατική ενίσχυση και αποκατάσταση που είναι διαθέσιμα και χαρακτηρίζονται ως σύγχρονα και καινοτόμα, όσον αφορά στις ιστορικές κατασκευές οι σύγχρονες έρευνες έχουν ως στόχο την εύρεση μιας κατάλληλης λύσης επέμβασης. Μία τέτοια λύση θα πρέπει να ικανοποιεί ταυτόχρονα τις απαιτήσεις διατήρησης και προστασίας, όπως είναι η ελάχιστη επέμβαση, η συμβατότητα, η ανθεκτικότητα, η αναστρεψιμότητα, τις απαιτήσεις στατικής επάρκειας, καθώς και να αντιμετωπίζει τα συγκεκριμένα και πολύ διαφορετικά προβλήματα κάθε ιστορικού κτιρίου (Giuffrè, 1993; Carbonara, 1997).

Το ενδιαφέρον για τη διατήρηση της πολιτιστικής κληρονομιάς είτε σε επίπεδο μνημείων είτε σε επίπεδο ολόκληρης ιστορικής περιοχής (κέντρα παλαιών πόλεων) έχει προάγει τη σχετική έρευνα σε διεθνές επίπεδο, με στόχο την έκδοση οδηγιών και προτάσεων για πρακτική χρήση από τους μηχανικούς. Μέσω της γνώσης που αποκτήθηκε παρατηρώντας τη συμπεριφορά ιστορικών τοιχοποιιών, η οποία σε πολλές περιπτώσεις υπήρξε χειρότερη από την αναμενόμενη λόγω λανθασμένων και ανεξέλεγκτων επεμβάσεων, επισημάνθηκε η μεγάλη σημασία των «απλών» αλλά σημαντικών κατάλληλων προκαταρκτικών μελετών και ελέγχων και η ανάγκη για εκτενή πειράματα στις σύγχρονες μεθόδους αποκατάστασης ώστε να αποφευχθούν μελλοντικά προβλήματα (Valluzi, 2007).

1.2. Τοιχοσώματα

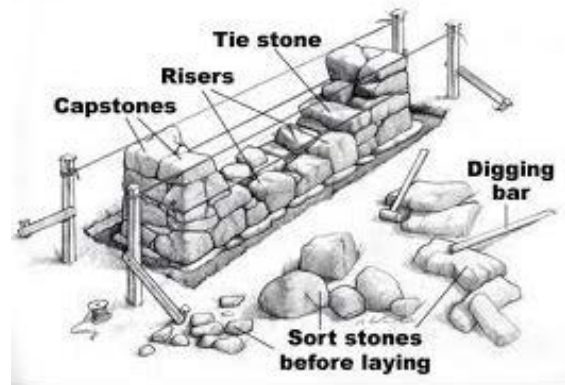
Οι τοιχοποιίες καλούνται λιθοδομές, αν η προέλευση των λίθων είναι φυσική και πλινθοδομές αν οι λίθοι είναι τεχνητοί. Μέχρι την εμφάνιση του σκυροδέματος, οι

λιθοδομές αποτελούσαν το κυριότερο δομικό υλικό στις περισσότερες χώρες. Οι λίθοι προέρχονται κυρίως από ανθεκτικά πετρώματα, όπως είναι τα ιζηματογενή (ψαμμίτες, ασβεστόλιθοι), τα οποία κατόπιν κατεργασίας αποκτούν κατάλληλο σχήμα προτού χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή. Σημειώνεται ότι τα ιζηματογενή πετρώματα, που χρησιμοποιήθηκαν και στις ιστορικές κατασκευές των Χανίων, προήλθαν από τις αποθέσεις υδατικών διαλυμάτων ή από τη μεταφορά μέσω του ανέμου υλικών τα οποία προήλθαν από την διάβρωση άλλων πετρωμάτων. Στον Πίνακα 1.1 παρατίθενται οι ελάχιστες τιμές της θλιπτικής αντοχής φυσικών λίθων κατά DIN 1053 (1996).

Πίνακας 1.1. Ελάχιστη θλιπτική αντοχή φυσικών πετρωμάτων (DIN, 1996).

Ομάδα	Πέτρωμα	Ελάχιστη f_{bc} (MPa)
A	Ασβεστόλιθοι, τραβερτίνης, ηφαιστειακοί τόφφοι.	20
B	Μαλακοί ψαμμίτες (μετ' αργλικής συνδετικής ύλης).	30
C	Συμπαγείς ασβεστόλιθοι και δολομίτες (περιλαμβανομένου του μαρμάρου), βασαλτική λάβα.	50
D	Χαλαζιακοί ψαμμίτες, γραουβάκης κ.λπ.	80
E	Γρανίτης, συηνίτης, διορίτης, χαλαζιακός πορφυρίτης, διαβάσης, κ.λπ.	120

Οι λιθοδομές κατασκευάζονται χωρίς συνδετικό κονίαμα (ξηρολιθοδομές) ή με συνδετικό κονίαμα, ενώ ανάλογα με τον βαθμό κατεργασίας που έχουν υποστεί οι φυσικοί λίθοι στις ξηρολιθοδομές (Εικόνα 1.1) διακρίνονται σε ξερολιθιές με ακατέργαστους λίθους, σε ημιλαξευτές ξηρολιθοδομές με λίθους που έχουν υποστεί μερική επεξεργασία και σε λαξευτές ξηρολιθοδομές με πλήρως κατεργασμένους λίθους. Οι ξερολιθιές δεν μπορούν να αναλάβουν οριζόντιες δυνάμεις και χρησιμοποιούνται σε έργα μικρής σημασίας, όπως περιφράξεις και πρόχειρους χαμηλούς τοίχους αντιστήριξης. Στις ημιλαξευτές λιθοδομές γίνεται επεξεργασία στις έδρες και στο πρόσωπο του λίθου ώστε να έχουν κανονικό σχήμα παραλληλεπίπεδου και περίπου ίσες διαστάσεις. Για τη διευκόλυνση της επεξεργασίας, η οποία περιορίζεται σε βάθος 10cm από την επιφάνεια, οι λίθοι προέρχονται από λιγότερο σκληρά πετρώματα και ομοιογενή. Ημιλαξευτές λιθοδομές χρησιμοποιούνται σε εμφανείς τοιχοποιίες σε κατοικίες, μνημειακά κτίρια και γενικά σε τοίχους υπογείων και ισογείων.



Εικόνα 1.1. Ξηρολιθοδομή (Φραγκιαδάκης, 2014).

Ο αρχαιότερος τρόπος κατασκευής λιθοδομών, με τον οποίο έχουν κτισθεί πολύ σημαντικά μνημεία, είναι η λαξευτή τοιχοποιία, στην οποία κάθε λίθος έχει υποστεί πλήρη επεξεργασία αποκτώντας το κατάλληλο σχήμα για την κατασκευή της λιθοδομής. Με λαξευτές τοιχοποιίες κατασκευάστηκαν τοίχοι σε οικοδομικά έργα, βάθρα σε γέφυρες, αψίδες, θόλοι, τοίχοι αντιστήριξης κ.λπ. (Εικόνα 1.2). Η δόμηση είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί χωρίς κονίαμα, με την ευστάθεια της κατασκευής να βασίζεται κυρίως στην απόλυτη έδραση και εμπλοκή των λίθων. Επιπλέον των παραπάνω μηχανισμών, για ενίσχυση της κατασκευής μπορεί να γίνει χρήση μεταλλικών ράβδων σύνδεσης. Σήμερα χρησιμοποιείται κονίαμα, αλλά η επίδραση του είναι πάρα πολύ μικρή, με το πάχος των αρμών να είναι από 3 έως 6mm. Αντίθετα, στις αργολιθοδομές, δηλαδή στις τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους συγκολλημένους μέσω συνδετικού κονιάματος, το αντίστοιχο πάχος των αρμών είναι 2 cm έως 3 cm. Οι αργολιθοδομές κατασκευάζονται με ελάχιστο πάχος 45 cm έως 50 cm. και αποτελούνται από ακατέργαστους ή ελαφρά κατεργασμένους λίθους σκληρών πετρωμάτων (αργοί λίθοι) οι οποίοι δεν είναι εύκολο να κατεργαστούν (Εικόνα 1-3). Παλαιότερα χρησιμοποιούνταν κατά κόρον σε οικοδομές, γέφυρες, τοίχους αντιστήριξης, οχυρωματικά έργα, κ.λπ. (Φραγκιαδάκης, 2014).



Εικόνα 1.2. Το γεφύρι της Άρτας (Φραγκιαδάκης, 2014).



Εικόνα 1.3. Αργολιθοδομή (Φραγκιαδάκης, 2014).

1.3. Κονιάματα τοιχοποιίας

1.3.1 Κονιάματα ιστορικών τοιχοποιιών

Η χρήση των κονιαμάτων αναπτύχθηκε ανεξάρτητα σε πολλές περιοχές του κόσμου, αρχικά ως εξωτερική επένδυση και στη συνέχεια ως συνδετικό υλικό κατασκευής της τοιχοποιίας, ακολουθώντας την κοινωνική και τεχνολογική ανάπτυξη (Carran et al., 2012). Κατά την Κλασική Ελληνική περίοδο και κυρίως τη Ρωμαϊκή περίοδο στην Ευρώπη, χρησιμοποιήθηκε συστηματικά ποζολάνη για την παραγωγή υδραυλικών κονιαμάτων με αυξημένες αντοχές, αλλά και για χρήση σε υγρά περιβάλλοντα.

Ασβεστοκονιάματα εντοπίζονται παγκοσμίως κυρίως σε μεγάλες κατασκευές. Κατά την Αναγέννηση και τη Βιομηχανική Επανάσταση κορυφώθηκαν οι τεχνολογικές εξελίξεις των φυσικών και τεχνητών υδραυλικών κονιών μέσω της έψησης ασβεστόλιθου με πηλό. Στις αρχές του 19^{ου} αιώνα παρασκευάστηκε το τσιμέντο Portland το οποίο εξελίχθηκε στο υλικό που χρησιμοποιείται σήμερα ως κονία.

Είναι πλέον αποδεκτό ότι όταν πρόκειται για τον σχεδιασμό αποτελεσματικών επεμβάσεων, είναι αναγκαία η κατανόηση της συμπεριφοράς των κονιαμάτων έτσι ώστε να εξασφαλιστεί η διατήρηση των ιστορικών κατασκευών λαμβάνοντας υπόψη ότι εξίσου σημαντική με την ανθεκτικότητα είναι και η εξασφάλιση της συμβατότητας του κονιάματος με το υπόστρωμα. Συνεπώς, για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων του κονιάματος στις ιστορικές κατασκευές δεν αρκεί μόνο η γνώση της ηλικίας, του τύπου της τοιχοποιίας και της κατάστασή της, αλλά πρέπει οι παραπάνω παράγοντες να συνδυαστούν με ιστορική και χημική ανάλυση (Middendorf et al., 2005). Άλλωστε, η επίτευξη συμβατότητας γίνεται ακόμα πιο δύσκολη λόγω των διαφορετικών σύγχρονων πηγών πρώτων υλών σε σχέση με το παρελθόν.

Τα κονιάματα μπορεί να χρησιμοποιούνται ως συνδετικό υλικό του φορέα της κατασκευής που καλείται να εξασφαλίσει επαρκή πρόσφυση και ασφαλή παραλαβή των φορτίων, ως υλικό αρμολογήματος και εξωτερικής επένδυσης για την προστασία από τη διείσδυση νερού ή για λόγους αισθητικής. Επίσης, ως εσωτερικό επίχρισμα, ως επισκευαστικό υλικό για την επιφανειακή αποκατάσταση κατεστραμμένων τμημάτων της τοιχοποιίας, ως υλικό ενέματος για την πλήρωση των κενών της τοιχοποιίας και τη βελτίωση της μονολιθικής συμπεριφοράς, ως υλικό δαπέδου ή υποστρώματος και ως υλικό πλήρωσης των κενών της αργολιθοδομής.

Όπως αναφέρθηκε, προκειμένου να προσδιοριστούν οι προδιαγραφές κατά την αντικατάσταση ή επισκευή ενός κονιάματος, ο θεμελιώδης στόχος θα πρέπει να είναι πάντα η επίτευξη της μέγιστης συμβατότητας μεταξύ του υποστρώματος και του κονιάματος αποκατάστασης μετά τη σκλήρυνσή του (Van Balen et al., 2005). Η συμβατότητα πρέπει να επιτυγχάνεται ώστε να διασφαλίζεται η αντοχή σε συνδυασμό με τις απαιτήσεις στατικότητας και ανθεκτικότητας στις περιβαλλοντικές επιδράσεις, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιότητες του υποστρώματος. Οι λειτουργικές προδιαγραφές που πρέπει να ικανοποιεί το κονίαμα, καθώς και η σπουδαιότητά τους εξαρτώνται από την κατηγορία στην οποία κατατάσσεται. Για παράδειγμα, οι ιδιότητες της παραμορφωσιμότητας και της ελαστικότητας είναι πολύ σημαντικές για ένα κονίαμα

που θα χρησιμοποιηθεί σαν ένεμα, ενώ ο παράγοντας της αισθητικής δεν παίζει κανένα ρόλο. Αντίθετα, σε ένα κονίαμα που θα χρησιμοποιηθεί ως τελική στρώση επιχρίσματος, η αισθητική είναι πολύ σημαντική.

Το κονίαμα αποτελείται από μείγμα λεπτόκοκκων αδρανών με μέγιστη διάμετρο κόκκου αδρανούς 4 mm, κονίες ως συνδετική ύλη και νερό, καθώς και προαιρετικά, από διάφορα πρόσθετα και έχει ως βασική ιδιότητα να στερεοποιείται με τον χρόνο αποκτώντας αντοχές, παραμένοντας ρευστό κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Μέσω της επιλογής του κατάλληλου υλικού και της εναλλαγής των παραμέτρων σύνθεσης του κονιάματος είναι δυνατό να επιτευχθούν διαφορετικές φυσικό-μηχανικές ιδιότητες. Κατά τη διαδικασία αυτή, ο τύπος της κονίας είναι πολύ σημαντικός για τον καθορισμό των ιδιοτήτων του νωπού και του σκληρυμένου κονιάματος. Συγκεκριμένα, ως κονίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν:

- αερικές άσβεστοι, οι οποίες αρχικά πήζουν και στη συνέχεια σκληραίνουν αντιδρώντας με το διοξείδιο του άνθρακα και την υγρασία του αέρα,
- υδραυλικές άσβεστοι, οι οποίες πήζουν εν μέρει μέσω χημικής αλληλεπίδρασης με το νερό και εν μέρει μέσω της ενανθράκωσης, ενώ σκληραίνουν παρουσία νερού,
- κονίες ποζολάνης – ασβέστου που αποτελούνται από μίγμα αερικής ή υδραυλικής ασβέστου και πρόσθετων, όπως είναι η ηφαιστειακή τέφρα ή θραυσμένα κεραμικά και αντιδρούν παρουσία νερού με την άσβεστο, παρουσιάζοντας κοινές ιδιότητες με τις υδραυλικές ασβέστους,
- κονίες τσιμέντου πυριτικού ασβεστίου με χρήση των οποίων επιτυγχάνονται πολύ αυξημένες αντοχές και σε κάποιες μορφές έχουν πολύ μικρούς χρόνους πήξεως π.χ. Ρωμαϊκό τσιμέντο (Hughes et al., 2009),
- κονίες θεικού ασβεστίου οι οποίες πήζουν και σκληραίνουν μέσω αντίδρασης με το νερό, αλλά παρόλο που τα αντίστοιχα κονιάματα παρουσιάζουν σχετικά υψηλές αντοχές, δεν θεωρούνται ανθεκτικά στο νερό, σε καθαρή μορφή (Middendorf, 2002),
- κονιάματα πηλού που πήζουν μέσω ξήρανσης και γενικά δεν θεωρούνται ότι είναι ανθεκτικά στο νερό, αν και η μακροζωία τέτοιων κατασκευών έχει αποδειχτεί σε πολλές περιπτώσεις (Zurakowska et al., 2009).

Οι υδραυλικές άσβεστοι περιέχουν λιγότερα υδραυλικά συστατικά σε σχέση με το τσιμέντο πυριτικού ασβεστίου, συνεπώς αν και πετυχαίνουν μεγαλύτερες αντοχές από

τις αερικές ασβέστους, εμφανίζουν χαμηλότερες αντοχές και σε μεγαλύτερο χρονικό διάστημα από τα τσιμέντα. Μπορεί να είναι φυσικές, τεχνητές ή μορφοποιημένες (EN459-1, 2015) (Binda et al., 2009).


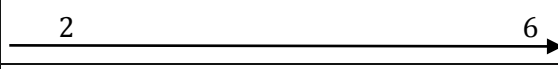
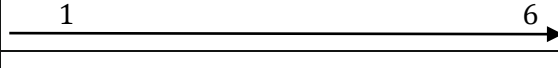
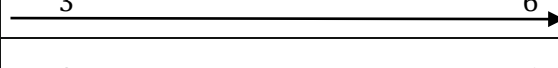
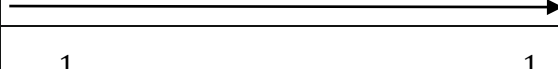
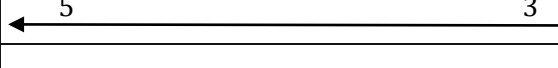
Με την εναλλαγή των αναλογιών και των διαφόρων τύπων συστατικών των κονιαμάτων, π.χ., μέγεθος και κατανομή αδρανών, σχήμα, περιεχόμενο σε μέταλλα και ποσότητα, επιτυγχάνονται διαφορετικές ιδιότητες του κονιάματος στη ρευστή πλαστική ή στη σκληρυμένη φάση. Τα αδρανή συνήθως αποτελούν τα δύο τρίτα του όγκου του κονιάματος, συνεπώς επηρεάζουν σημαντικά τη συμπεριφορά του, ενώ μέσω προσθήκης κονιών σε διάφορες αναλογίες μπορεί να επιτευχθούν οι κατάλληλες ιδιότητες και να ικανοποιηθούν οι κατά περίπτωση απαιτήσεις. Άλλωστε, η χρήση διαφορετικών τύπων κονιάς οδηγεί σε διαφοροποίηση των ιδιοτήτων των κονιαμάτων, ενώ επιπλέον μπορούν να χρησιμοποιηθούν και ποικίλα πρόσθετα για να μεταβληθούν ή να αποδοθούν συγκεκριμένες ιδιότητες. Ως παράδειγμα αναφέρεται η προσθήκη αερακτικού για τη βελτίωση της αντίστασης σε παγετό, επιβραδυντών ή επιταχυντών, υπερρευστοποιητών, χρωστικών υλών και ινών. Η χρήση πρόσθετων πρέπει να γίνεται μόνο εφόσον έχουν κατανοηθεί τόσο οι επιθυμητές όσο και οι ανεπιθύμητες δράσεις τους στις φυσικό-μηχανικές ιδιότητες.

Στον Πίνακα 1.2 παρουσιάζεται ποιοτικά η μεταβολή των ιδιοτήτων του κονιάματος ανάλογα με τον τύπο κονιάς που χρησιμοποιείται. Τα βέλη δείχνουν την κατεύθυνση της αύξησης της τιμής της ιδιότητας, ενώ η σχετική κλίμακα κυμαίνεται από 1 (χαμηλή τιμή) έως 6 (υψηλή τιμή). Στον Πίνακα 1.2 παρουσιάζονται γενικά συμπεράσματα για τις διάφορες κονίες, αλλά πρέπει να σημειωθεί ότι ενδέχεται να προκύπτουν και σημαντικές διαφοροποιήσεις από τον γενικό κανόνα, όπως συμβαίνει για παράδειγμα με την αντίσταση στη διείσδυση του νερού των τσιμέντων με πυριτικά ασβέστια, η οποία μπορεί να είναι σημαντικά μικρότερη στην περίπτωση ύπαρξης ρωγμών ή κακής συμπύκνωσης κατά την εφαρμογή. Οι ιδιότητες των κονιαμάτων ελέγχονται σε σημαντικό βαθμό από την κονία που χρησιμοποιείται. Συνήθως για τα ιστορικά κτίρια είναι καταλληλότερα κονιάματα με κονίες χαμηλότερης αντοχής, με εξαίρεση τις περιπτώσεις που είχε αρχικά γίνει χρήση τσιμέντου. Όπως αναφέρθηκε, προτεραιότητα πρέπει να δίνεται στην επίτευξη συμβατότητας με την υφιστάμενη τοιχοποιία. Κάθε κονία προσδίδει διαφορετικές ιδιότητες και με χρήση πρόσθετων μπορεί να προκύψει κονίαμα με τις επιθυμητές ιδιότητες (Hughes, 2012).

1.3.2 Σύγχρονα κονιάματα τοιχοποιίας

Τα σύγχρονα κονιάματα χρησιμοποιούνται γενικά ως συνδετικά υλικά, ως πρώτες ύλες για την κατασκευή τεχνητών λίθων, ως επικαλυπτικά και ως μονωτικά υλικά. Ανάλογα με τη χρησιμοποιούμενη κονία τα σύγχρονα κονιάματα διακρίνονται σε αερικά κονιάματα (ασβεστοκονίαμα, πηλοκονίαμα, ασβεστομαρμαροκονίαμα), υδραυλικά κονιάματα (τσιμεντοκονιάματα), οργανικά κονιάματα (πλαστικά κονιάματα) και ειδικά κονιάματα (κόλλες). Σε σχέση με τη μηχανική αντοχή τους κατατάσσονται σε χαμηλής αντοχής, χωρίς καμία απαίτηση αντοχής (π.χ., πηλοκονίαμα, ασβεστοκονίαμα, κ.λπ.), μέσης αντοχής, με αντοχή 25 kg/cm^2 περίπου (ασβεστο-τσιμεντοκονίαμα, κ.λπ.) και υψηλής αντοχής, με αντοχή 100 kg/cm^2 περίπου (τσιμεντοκονίαμα, οργανικό κονίαμα κ.λπ.).

Πίνακας 1.2. Μεταβολή ιδιοτήτων κονιάματος ανάλογα με τον τύπο κονίας. (Hughes J., 2012).

Ιδιότητα	Τύπος κονίας					
	Αερική άσβεστος	Υδραυλική άσβεστος	Άσβεστος με ποζολάνη	Τσιμέντο πυριτικού ασβεστίου	Με θειικό ασβέστιο	Πηλός
Πρόσφυση	3 			6	5	1
Αντοχή (θλιπτική, καμπτική, εφελκ/κή)	2 			6	4	1
Μέτρο ελαστικότητας	1 			6	4	1
Αντίσταση σε διείσδυση νερού	3 			6	2	1
Αντίσταση σε παγετό	2 			6	1	1
Θερμική διαστολή	1			1	1	1
Μετάδοση ατμών	 5			3	3	5
Αισθητική	Ανάλογα με συγκεκριμένες απαιτήσεις					

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 κονίας ως προς την άμμο, η μορφή των κόκκων της άμμου και το ποσοστό του νερού της επεξεργασίας, ενώ με τη χρήση πρόσθετων

υλικών επιτυγχάνεται βελτίωση των ιδιοτήτων του. 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 (Φραγκιαδάκης, 2014). Στον Πίνακα 1.3 παρουσιάζεται η κατηγοριοποίηση των κονιαμάτων με βάση τη θλιπτική αντοχή 28 ημερών κατά ΕΛΟΤ EN 1015-11 (EN1015-11, 2007).

Πίνακας 1.3. Μεταβολή ιδιοτήτων κονιάματος ανάλογα με τον τύπο κονιάς (EN1015-11, 2007).

Κατηγορία	M1	M2.5	M5	M10	M15	M20
Ελάχιστη Αντοχή σε θλίψη (N/mm^2)	1.0	2.5	5.0	10	15	20

1.4. Μηχανική συμπεριφορά τοιχοποιίας κατά τον EN 1996

1.4.1 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

Όπως αναφέρθηκε, ο προσδιορισμός των μηχανικών ιδιοτήτων της τοιχοποιίας είναι δυσχερής λόγω της ανομοιογένειας και ανισοτροπίας του υλικού, καθώς και της αδυναμίας ελέγχου της ποιότητάς της. Συνεπώς, η τιμή τους εξαρτάται από μεγάλο αριθμό παραγόντων και ο προσδιορισμός τους συγκεντρώνει ερευνητικό ενδιαφέρον με στόχο τη σύγκριση πειραματικών δεδομένων με θεωρητικές σχέσεις. Σημειώνεται ότι κατά την πραγματοποίηση πρότυπων δοκιμών για τον πειραματικό προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων της τοιχοποιίας δεν μπορούν να προσομοιωθούν ικανοποιητικά οι πραγματικές συνθήκες λειτουργίας στο εργαστήριο, συνεπώς είναι αμφίβολη η αντιστοιχία μετρημένης και πραγματικής τιμής της ιδιότητας του σύνθετου υλικού.

Είναι κοινώς αποδεκτό ότι η θλιπτική αντοχή εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά των τοιχοσωμάτων, τα χαρακτηριστικά του κονιάματος και τις συνθήκες που επικρατούν στην τοιχοποιία. Επιπλέον, είναι γνωστή η επίδραση του υλικού και του πάχους του αρμού, του ύψους του τοιχοσώματος, του είδους των διάτρητων τοιχοσωμάτων, της διαπλοκής των τοιχοσωμάτων, του τύπου του τοίχου και της διεύθυνσης φόρτισης, των κατασκευαστικών λεπτομερειών, όπως είναι τα συγκεντρωμένα φορτία και οι εγκοπές στο σώμα του τοίχου, καθώς και η επίδραση της ποιότητας της κατασκευής, όπως η λανθασμένη αναλογία μείγματος κονιάματος, ο μη κατάλληλος ρυθμός απορρόφησης υγρασίας του κονιάματος, η κακή αρμολόγηση, η

απόκλιση από την κατακόρυφο, η κατασκευή υπό ακραίες κλιματολογικά συνθήκες (Καραντώνη, 2004).

Σύμφωνα με τον EN 1996, η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας για κονιάματα γενικής χρήσης δίνεται από την εξίσωση:

$$f_{wk} = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad (1.1)$$

και για κονιάματα λεπτής στρώσης από την εξίσωση:

$$f_{wk} = K f_b^{0.85} \quad (1.2)$$

όπου f_{wk} είναι η χαρακτηριστική αντοχή της τοιχοποιίας υπό θλιπτικό φορτίο, όπως θα προσδιοριζόταν πειραματικά χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της εκκεντρότητας της φόρτισης, η λυγηρότητα του δοκιμίου και οι συνθήκες παρεμπόδισης της παραμόρφωσης που εφαρμόζει στο δοκίμιο η πειραματική συσκευή ελέγχου, K είναι συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο των λιθοσωμάτων και του κονιάματος και λαμβάνει τις τιμές του Πίνακα 1.4, f_b η ανηγμένη αντοχή των λιθοσωμάτων και f_m η μέση θλιπτική αντοχή του συνδετικού κονιάματος.

Οι εξισώσεις 1.1 και 1.2 ισχύουν υπό τις παρακάτω προϋποθέσεις:

- η f_b δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 75 MPa σε συνδυασμό με κονίαμα γενικής χρήσης,
- η f_b δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 50 MPa σε συνδυασμό με κονίαμα λεπτής στρώσης,
- η f_m δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 20 MPa ή $2f_b$ 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,
- ο συντελεστής μεταβλητότητας της αντοχής των τοιχοσωμάτων δεν είναι μεγαλύτερος από 25%,
- οι αρμοί ικανοποιούν τις απαιτήσεις ώστε να θεωρούνται πλήρεις,
- η τοιχοποιία κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να μη δημιουργείται κατακόρυφος αρμός στο πάχος της, ενώ σε περίπτωση που υφίσταται κατακόρυφος αρμός κατά το πάχος της τοιχοποιίας, οι τιμές του συντελεστή K που λαμβάνονται από τον Πίνακα 1.4 πρέπει να πολλαπλασιάζονται με συντελεστή 0.80.

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού δίνεται από την εξίσωση:

$$f_{wd} = \frac{f_{wk}}{\gamma_m} \quad (1.3)$$

όπου, γ_m είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για την τοιχοποιία, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την επίδραση της ποιότητας κατασκευής της τοιχοποιίας στην αντοχή της. Στον EN 1996 ορίζονται 5 κατηγορίες ελέγχου της δόμησης της τοιχοποιίας (classes) και δύο κατηγορίες ελέγχου της παραγωγής τοιχοσωμάτων (categories) και στη συνέχεια ο συντελεστής ασφάλειας καθορίζεται με την επιλογή του κατάλληλου συνδυασμού τους από τον Πίνακα 1.5. Η Κατηγορία ελέγχου παραγωγής I μπορεί να υιοθετηθεί όταν κατά την παραγωγή των τοιχοσωμάτων εφαρμόζεται σύστημα ελέγχου της μέσης θλιπτικής αντοχής κατά το πρότυπο EN 772-1 (2011), η μονάδα παραγωγής λειτουργεί βάσει πιστοποιημένου συστήματος ελέγχου ποιότητας και η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής κάθε παρτίδας που παραδίδεται έχει πιθανότητα μικρότερη από 5% να υπολείπεται της επιθυμητής τιμής. Η Κατηγορία ελέγχου παραγωγής II λαμβάνεται σε όλες τις περιπτώσεις όπου η μέση θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων είναι η επιθυμητή, χωρίς να εξασφαλίζεται η συνθήκη της Κατηγορίας I. Τα φυσικά λιθοσώματα κατατάσσονται στην Κατηγορία II (Καραντώνη, 2004).

Πίνακας 1.4. Τιμές του συντελεστή K για κονιάματα γενικής χρήσης, λεπτής στρώσης και ελαφροβαρή κατά ΕΚ6 (EN1996, 2005).

Τοιχόσωμα		Κονίαμα γενικής χρήσης	Κονίαμα λεπτής στρώσης ($\geq 0.5mm$ και $\leq 3mm$)	Ελαφροβαρές κονίαμα πυκνότητας	
				$600 < \rho \leq 800$ kg/m^3	$800 < \rho \leq 1500$ kg/m^3
Αργιλικό	Ομάδα 1	0.55	0.75	0.30	0.40
	Ομάδα 2	0.45	0.70	0.25	0.30
	Ομάδα 3	0.35	0.50	0.20	0.25
	Ομάδα 4	0.35	0.35	0.20	0.25
Πυριτικού ασβεστίου	Ομάδα 1	0.55	0.80	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
	Ομάδα 2	0.45	0.65	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Τσιμεντόλιθος	Ομάδα 1	0.55	0.80	0.45	0.45
	Ομάδα 2	0.45	0.65	0.45	0.45
	Ομάδα 3	0.40	0.50	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
	Ομάδα 4	0.35	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0.55	0.80	0.45	0.45
Βιομηχανική πέτρα	Ομάδα 1	0.45	0.75	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Λαξεμένη φυσική πέτρα	Ομάδα 1	0.45	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται

Πίνακας 1.5. Επιμέρους συντελεστής ασφάλειας υλικών κατά ΕΚ6 (EN1996, 2005).

Υλικό		γ_M				
		Κατηγορία				
		1	2	3	4	5
Τοιχοποιία από:						
A	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, κονίαμα με μελέτη σύνθεσης	1.5	1.7	2.0	2.2	2.5
B	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, προδιαγεγραμμένο κονίαμα	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7
C	Λιθοσώματα Κατηγορίας II, οποιοδήποτε κονίαμα	2.0	2.2	2.5	2.7	3.0
D	Συνάφεια του χάλυβα οπλισμού	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7
E	Χάλυβας οπλισμού και χάλυβας προέντασης	1.15				
F	Δευτερεύοντα στοιχεία	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7
G	Υπέρθυρα σύμφωνα με EN 845-2	1.5 έως 2.5				

Όσον αφορά στις κατηγορίες ελέγχου δόμησης, ο ΕΚ6 δεν ορίζει σαφώς τα όριά τους, αλλά περιγράφει τους παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψη από τα κράτη-μέλη κατά τον καθορισμό τους. Στο Εθνικό Προσάρτημα του 1998-1, αρκετά προγενέστερο του ΕΚ6 (EN 1996, 2005), ορίζονται 3 κατηγορίες ελέγχου, ενώ στο πιο πρόσφατο δεν γίνεται κάποια σχετική αναφορά.

Για πληροφοριακούς λόγους παρατίθενται οι προτεινόμενες τρεις κατηγορίες ελέγχου: (α) στη Στάθμη ποιοτικού ελέγχου Α πραγματοποιούνται προκαταρκτικές δοκιμές θλιπτικής αντοχής του κονιάματος, του σκυροδέματος πληρώσεως και των λιθοσωμάτων που αποδεικνύουν τη συμφωνία με τις προδιαγραφόμενες από τη μελέτη τιμές και στη συνέχεια, η συστηματική συμμόρφωση των υλικών που χρησιμοποιούνται στο εργοτάξιο, του κονιάματος, του σκυροδέματος πληρώσεως και των λιθοσωμάτων, με τις προδιαγεγραμμένες απαιτήσεις αποδεικνύεται με τακτικές δοκιμές, (β) στη Στάθμη ποιοτικού ελέγχου Β πραγματοποιούνται σποραδικοί έλεγχοι από τον Επιβλέποντα Μηχανικό ή από Εκπρόσωπό του και αντίστοιχες δοκιμές του κονιάματος, του σκυροδέματος πληρώσεως και των λιθοσωμάτων που αποδεικνύουν τη συμμόρφωση με τις προδιαγεγραμμένες τιμές αντοχών, και (γ) στη Στάθμη ποιοτικού ελέγχου Γ οι σχετικοί έλεγχοι από τον Επιβλέποντα Μηχανικό δεν είναι συχνοί ή οι έλεγχοι πραγματοποιούνται μόνο από τον Ανάδοχο (Βιντζηλαίου et al., 2009).

Σύμφωνα με τα παραπάνω, παρατίθενται οι τιμές του συντελεστή ασφάλειας υλικού τοιχοποιίας σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα στον Πίνακα 1.6. Σημειώνεται, ότι στις προηγούμενες εκδόσεις του EN1996 ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για Κατηγορία τοιχοσώματος II και ελέγχου δόμησης 5 ήταν 2.7, τιμή που ενσωματώθηκε και στο Εθνικό Προσάρτημα, ενώ στην τελευταία έκδοση είναι 3.0.

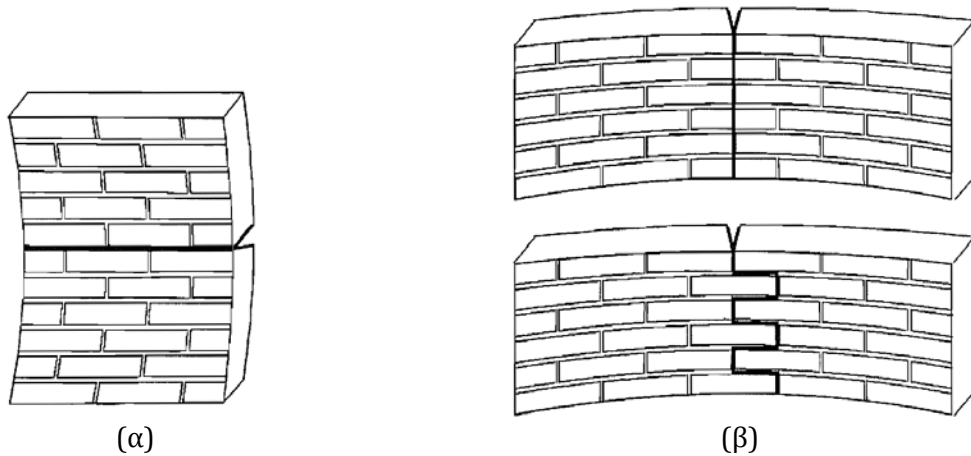
Πίνακας 1.6. Επί μέρους συντελεστής ασφάλειας υλικών κατά ΕΚ6 (EN1996, 2005), βάσει του Εθνικού Προσαρτήματος, για τρεις Στάθμες ποιοτικού ελέγχου κατασκευής.

Υλικό		γ_M		
		Κατηγορία		
		1	2	3
Τοιχοποιία από:				
A	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, κονίαμα με μελέτη σύνθεσης	1.7	2.0	2.2
B	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, προδιαγεγραμμένο κονίαμα	2.0	2.2	2.5
Γ	Λιθοσώματα Κατηγορίας II, οποιοδήποτε κονίαμα	2.2	2.5	2.7
Δ	Συνάφεια του χάλυβα οπλισμού	2.0	2.2	2.5
E	Χάλυβας οπλισμού και χάλυβας προέντασης	1.15	1.15	1.15
ΣΤ	Δευτερεύοντα στοιχεία	2.0	2.2	2.5
Z	Υπέρθυρα σύμφωνα με EN 845-2	1.7	2.0	2.2

1.4.2 Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας

Γενικά, η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τη συνεργασία του κονιάματος και των τοιχοσωμάτων και συγκεκριμένα από παράγοντες όπως η σύνθεση του κονιάματος και το είδος του τοιχοσώματος, καθώς επίσης από τη ροή ύδατος, τη συστολή των υλικών, το βαθμό και τη μεταβολή της ενυδάτωσης, το πορώδες, τη χημική συνεργασία και την εργασιμότητα. Από την άλλη, εφελκυσόμενες περιοχές στις τοιχοποιίες δημιουργούνται είτε λόγω εκκεντρότητας των κατακόρυφων φορτίων εντός ή εκτός επιπέδου είτε λόγω της ύπαρξης οριζόντιων δυνάμεων, εγκάρσιων στο επίπεδό τους λόγω ανέμου, ωθήσεων γαιών ή σεισμικών δράσεων. Επιπροσθέτως, σε εφελκυσμό καταπονούνται καμπτόμενα τμήματα όπως είναι τα ανώφλια. Κατά συνέπεια, μεγαλύτερη σημασία έχει ο προσδιορισμός της καμπτικής αντοχής της τοιχοποιίας σε σχέση με την καθαρά εφελκυστική αντοχή.

Λόγω ανισοτροπίας του υλικού, η εκτός επιπέδου κάμψη μπορεί να εμφανιστεί είτε παράλληλα (αντοχή f_{xk1}) είτε κάθετα (αντοχή f_{xk2}) στους αρμούς (Σχήμα 1.1). Σύμφωνα με τον ΕΚ6, τόσο η καθαρά εφελκυστική αντοχή όσο και η καμπτική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας πρέπει να προσδιορίζονται πειραματικά. Εναλλακτικά, δίνεται η δυνατότητα προσδιορισμού της καμπτικής αντοχής μέσω της αξιολόγησης πειραματικών δεδομένων καμπτικών αντοχών τοιχοποιίας που προέκυψαν από κατάλληλους συνδυασμούς τοιχοσωμάτων και κονιάματος. Επίσης, οι αντοχές επιτρέπεται να λαμβάνονται από βάσεις δεδομένων. Στους Πίνακες 1.7 και 1.8 παρουσιάζονται η καμπτική αντοχή παράλληλα στους αρμούς f_{xk1} και η αντίστοιχη κάθετα στους αρμούς f_{xk2} , αντίστοιχα.



Σχήμα 1.1. Επίπεδα αστοχίας τοιχοποιίας σε κάμψη. (α) παράλληλα (f_{xk1}), και (β) κάθετα (f_{xk2}) στις οριζόντιες στρώσεις κονιάματος.

Πίνακας 1.7. Τιμές καμπτικής αντοχής παράλληλα στους αρμούς, f_{xk1} . (EN1996, 2005).

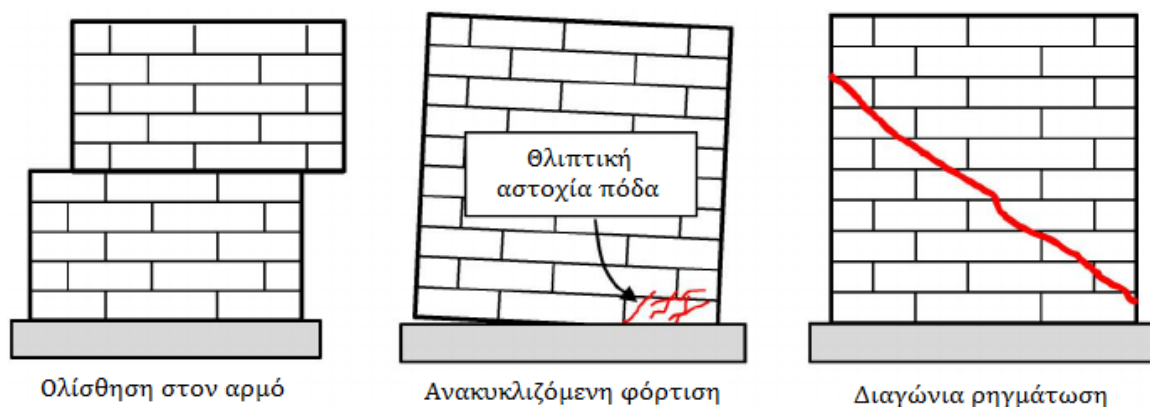
Τοιχοσώματα	f_{xk1} (N/mm^2)			
	Κονίαμα γενικής χρήσης		Κονίαμα λεπτής στρώσης	Ελαφροβαρές κονίαμα
	$f_m < 5 N/mm^2$	$f_m \geq 5 N/mm^2$		
Αργιλικό	0.10	0.10	0.15	0.10
Ασβεστοπυριτικό	0.05	0.10	0.20	Δεν χρησ/ται
Τσιμεντόλιθος	0.05	0.10	0.20	Δεν χρησ/ται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	0.05	0.10	0.15	0.10
Βιομηχανική πέτρα	0.05	0.10	Δεν χρησ/ται	Δεν χρησ/ται
Λαξεμένη φυσική πέτρα	0.05	0.10	0.15	Δεν χρησ/ται

Πίνακας 1.8. Τιμές καμπτικής αντοχής κάθετα στους αρμούς, f_{xk2} . (EN1996, 2005).

Τοιχοσώματα		f_{xk2} (N/mm^2)			
		Κονίαμα γενικής χρήσης		Κονίαμα λεπτής στρώσης	Ελαφροβαρές κονίαμα
		$f_m < 5 N/mm^2$	$f_m \geq 5 N/mm^2$		
Αργιλικό		0.20	0.40	0.15	0.10
Ασβεστοπυριτικό		0.20	0.40	0.30	Δεν χρησ/ται
Τσιμεντόλιθος		0.20	0.40	0.30	Δεν χρησ/ται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	$\rho < 400 kg/m^3$	0.20	0.40	0.20	0.15
	$\rho \geq 400 kg/m^3$	0.20	0.40	0.30	0.15
Βιομηχανική πέτρα		0.20	0.40	Δεν χρησ/ται	Δεν χρησ/ται
Λαξεμένη φυσική πέτρα		0.20	0.40	0.15	Δεν χρησ/ται

1.4.3 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας

Εκτός από τα θλιπτικά και καμπτικά φορτία, οι τοιχοποιίες καλούνται να παραλάβουν και τέμνουσες δυνάμεις. Η συνδυασμένη ένταση ορθών δυνάμεων, τεμνουσών και ροπών, μπορεί να οδηγήσουν την τοιχοποιία σε αστοχία λόγω διατμητικής ολίσθησης μέσω των αρμών κονιάματος, σε αστοχία λόγω διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης ή σε θλιπτική αστοχία παρουσία τέμνουσας (Σχήμα 1.2). Ο ΕΚ6 συνιστά τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας μέσω πειραμάτων ή από βάσεις πειραματικών δεδομένων. Σημειώνεται ότι δεν έχουν θεσπιστεί πρότυπες δοκιμές για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας. Σε περίπτωση που δεν είναι εφικτός ο προσδιορισμός μέσω πειραμάτων, ο ΕΚ6 θεωρεί ότι η αστοχία επέρχεται είτε λόγω της διατμητικής αστοχίας των αρμών, οπότε η διατμητική αντοχή υπολογίζεται από τη σχέση Coulomb για την τριβή, είτε λόγω της υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής του τοιχοσώματος, είτε, τέλος, λόγω της υπέρβασης της συνάφειας μεταξύ των δύο υλικών κονιάματος-τοιχοσώματος, όποιο συμβεί πρώτο.



Σχήμα 1.2. Τύποι διατμητικής αστοχίας τοιχοποιίας (Jamal, 2017).

Στην πρώτη περίπτωση, η διατμητική αντοχή του αρμού οφείλεται στη συνάφεια των δύο υλικών αυξημένη μέσω της διατμητικής τριβής που λαμβάνεται ως υποπολλαπλάσιο της ορθής τάσης, στη δεύτερη περίπτωση η εφελκυστική αντοχή του τοιχοσώματος λαμβάνεται ως υποπολλαπλάσιο της θλιπτικής αντοχής του και στην τελευταία περίπτωση η διατμητική αντοχή υπολογίζεται ως η μικρότερη τάση που μπορεί να προκαλέσει κάποιο από τα ανωτέρω είδη αστοχίας. Η συνάφεια υπό μηδενική ορθή τάση προσδιορίζεται μέσω πειραμάτων ή ελλείψει πειραματικών δεδομένων λαμβάνεται από τον Πίνακα 1.9. Τελικά, σύμφωνα με τον ΕΚ6, η

χαρακτηριστική διατμητική αντοχή τοιχοποιίας, f_{vk} , με κονίαμα γενικής χρήσης ή λεπτής στρώσης (πάχους μικρότερου από $3mm$) ή ελαφροκονίαμα, με τους κατακόρυφους αρμούς της όψης να θεωρούνται πλήρεις, λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_d \leq \min\{0.065f_b; f_{vlt}\} \quad (1.4)$$

όπου f_{vk0} είναι η χαρακτηριστική αρχική διατμητική αντοχή υπό μηδενικές θλιπτικές τάσεις, f_{vlt} είναι η οριακή τιμή της f_{vk} , σ_d είναι η θλιπτική τάση σχεδιασμού κάθετα στη διατμητική δύναμη του μέλους κατά το εξεταζόμενο επίπεδο, όπως υπολογίζεται από τον κατάλληλο συνδυασμό φορτίσεων με βάση τη μέση εγκάρσια τάση επί του θλιβόμενου τμήματος του τοίχου που ανθίσταται στη διατμητική δύναμη και f_b η κανονικοποιημένη θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων που αναφέρθηκε παραπάνω για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου επί των δοκιμών κάθετη στους αρμούς.

Πίνακας 1.9. Τιμές αρχικής διατμητικής αντοχής τοιχοποιίας, f_{vk0} . (EN1996, 2005).

Τοιχοσώματα	f_{vk0} (N/mm^2)			
	Κονίαμα γενικής χρήσης		Κονίαμα λεπτής στρώσης ($\geq 0.5mm$ και $\leq 3mm$)	Ελαφροβαρές κονίαμα
Αργιλικό	M10-M20	0.30	0.30	0.15
	M2.5-M9	0.20		
	M1-M2	0.10		
Ασβεστοπυριτικό	M10-M20	0.20	0.40	0.15
	M2.5-M9	0.15		
	M1-M2	0.10		
Τσιμεντόλιθος	M10-M20	0.20	0.30	0.15
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	M2.5-M9	0.15		
Βιομηχανική πέτρα και Λαξεμένη φυσική πέτρα	M1-M2	0.10		

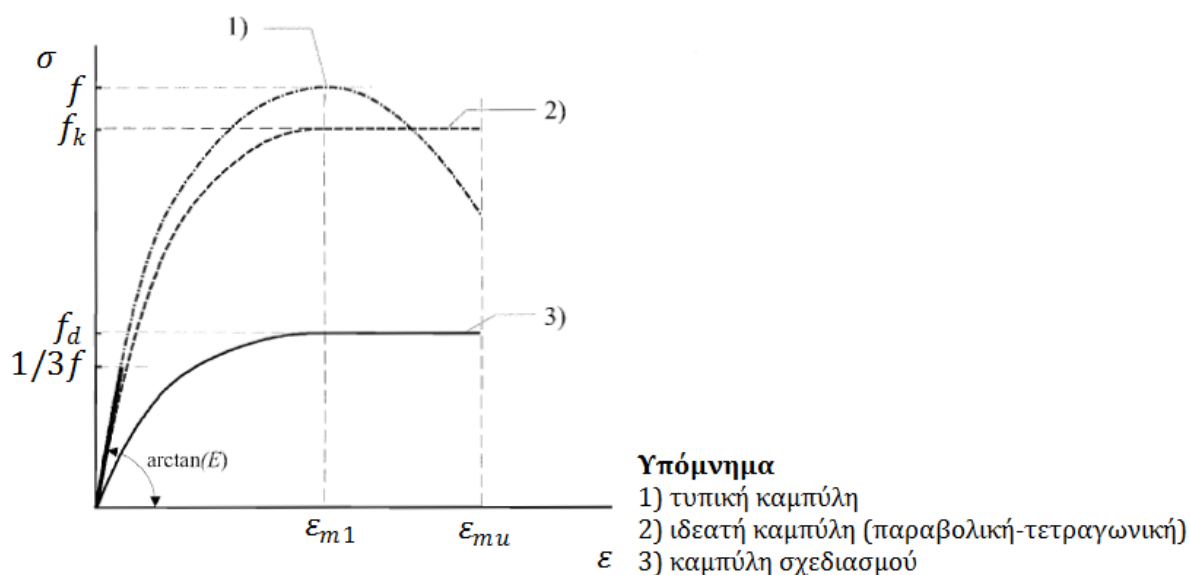
Τέλος, όσον αφορά τη διατμητική αντοχή στη σύνδεση δύο τοίχων, μπορεί να λαμβάνεται είτε από κατάλληλα πειράματα για το συγκεκριμένο κάθε φορά έργο είτε από βάση πειραματικών δεδομένων. Απουσία τέτοιων δεδομένων, η χαρακτηριστική κατακόρυφη διατμητική αντοχή μπορεί να βασίζεται στην f_{vk0} , δεδομένου ότι η σύνδεση μεταξύ των εγκάρσιων τοίχων είναι κατάλληλα κατασκευασμένη να φέρει τα

κατακόρυφα και οριζόντια φορτία (EN1996, 2005). Από τα παραπάνω γίνεται φανερό ότι η διατμητική αντοχή ενός τοίχου αυξάνεται με την αύξηση της θλιπτικής τάσης και αυτό ισχύει μέχρι οι θλιπτικές τάσεις να φτάσουν στο 40% της θλιπτικής αντοχής (Καραντώνη, 2004).

1.4.4 Παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

1.4.4.1 Σχέση τάσεων-παραμορφώσεων

Σύμφωνα με τον ΕΚ6, η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων της τοιχοποιίας σε θλίψη είναι μη γραμμική και για το σχεδιασμό της διατομής της τοιχοποιίας μπορεί να ληφθεί ως γραμμική, παραβολική, παραβολική-τετραγωνική (π.χ., Σχήμα 1.3) ή ως τετραγωνική.



Σχήμα 1.3. Σχέση τάσεων-παραμορφώσεων τοιχοποιίας σε θλίψη (EN1996, 2005).

1.4.4.2 Μέτρο ελαστικότητας και μέτρο διάτμησης

Ο ΕΚ6 προτείνει τον πειραματικό προσδιορισμό του βραχυχρόνιου τέμνοντος μέτρου ελαστικότητας μέσω πρότυπων δοκιμών. Και για αυτή την περίπτωση τα πειραματικά δεδομένα μπορεί να αφορούν στο έργο ή να ληφθούν από βάσεις δεδομένων. Πάντως, απουσία πειραματικών δεδομένων, το μέτρο ελαστικότητας για τις στατικές αναλύσεις μπορεί να ορίζεται ως πολλαπλάσιο της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας $K_E f_k$. Αναφερόμενοι στις καμπύλες του Σχήματος 1.3, το τέμνον μέτρο ελαστικότητας προκύπτει για τάση $1/3 f$. Γενικά, συνιστάται να παραλείπεται το πρώτο 5% της καμπύλης καθώς επηρεάζεται έντονα από τον τρόπο επιβολής του φορτίου και τις

τοπικές συνθήκες. Για τον υπολογισμό του βραχυχρόνιου τέμνοντος μέτρου ελαστικότητας προτείνεται η εξίσωση:

$$E = 1000f_{wk} \quad (1.5)$$

όπου f_{wk} είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

Για το μακροχρόνιο τέμνον μέτρο ελαστικότητας προτείνεται ο υπολογισμός από την εξίσωση (1.6), μέσω της οποίας λαμβάνεται υπόψη η επίδραση του ερπυσμού:

$$E_{long\ term} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}} \quad (1.6)$$

όπου ϕ_{∞} ο τελικός συντελεστής ερπυσμού (Πίνακας 1.10). Τέλος, σύμφωνα με τον ΕΚ6 το μέτρο διάτμησης G μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το 40% του μέτρου ελαστικότητας.

Πίνακας 1.10. Εύρος τιμών συντελεστών ερπυσμού, θερμικής διαστολής και συστολής ξήρανσης κατά τον ΕΚ6 (EN1996, 2005).

Τύπος τοιχοσώματος		Τελικός συντελεστής ερπυσμού ϕ_{∞}	Τελική συστολή ή διαστολή ξήρανσης mm/m	Συντελεστής θερμικής διαστολής $a \times 10^{-6}/K$
Αργιλικό		0.5 έως 1.5	-0.2 έως +1.0	4 έως 8
Ασβεστοπυριτικό		1.0 έως 2.0	-0.4 έως -0.1	7 έως 11
Τσιμεντόλιθος και Βιομηχανικός λίθος		1.0 έως 2.0	-0.6 έως -0.1	6 έως 12
Ελαφροσκυρόδεμα		1.0 έως 3.0	-1.0 έως -0.2	6 έως 12
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα		0.5 έως 1.5	-0.4 έως +0.2	7 έως 9
Φυσικοί λίθοι	Μαγματικοί	Τιμές πρακτικά πολύ χαμηλές	-0.4 έως +0.7	5 έως 9
	Ιζηματογενείς			2 έως 7
	Μεταμορφωσιγενείς			1 έως 18

1.5. Μεθοδολογίες προσομοίωσης της τοιχοποιίας

1.5.1 Οριακή ανάλυση

Όπως αναφέρθηκε, η τοιχοποιία δεν ακολουθεί τους νόμους της ελαστικότητας και γι' αυτό το λόγο η συμπεριφορά της είναι δύσκολο να προσομοιωθεί. Παρόλ' αυτά οι κατασκευές από τοιχοποιία προφανώς ικανοποιούν τις εξισώσεις ισορροπίας και σε αυτές βασίστηκαν οι πρώτες θεωρίες για την περιγραφή της απόκρισής τους (π.χ., (Coulomb, 1773)). Ο Heyman (1966, 1982, 1995) πρότεινε την οριακή ανάλυση που αποτελεί σύνθεση των κλασικών θεωριών που βασιζόνταν στις εξισώσεις ισορροπίας

και αποτελεί ένα ιδιαίτερα χρήσιμο εργαλείο για την εκτίμηση του φορτίου κατάρρευσης του στατικού συστήματος, καθώς παρέχει ένα πλαίσιο για την ικανότητα ανάληψης οριζόντιων φορτίων. Κατά τη χρήση αυτής της μεθοδολογίας δεν λαμβάνεται υπόψη η εφελκυστική αντοχή και θεωρείται ότι η αντοχή σε θλίψη είναι άπειρη και ότι δεν εμφανίζεται ολίσθηση κατά την αστοχία.

Με την υιοθέτηση αυτών των παραδοχών, η τοιχοποιία αποτελεί ένα σύνολο δύσκαμπτων τμημάτων που επιτρέπουν την ανάπτυξη αρθρώσεων στα άκρα τους, χωρίς απορρόφηση ενέργειας, μετατρέποντας την κατασκευή σε μηχανισμό. Ο όρος «μηχανισμός» αναφέρεται στην κατανομή των μετατοπίσεων στην κατασκευή που προκαλείται από τις ανελαστικές παραμορφώσεις (δημιουργία αρθρώσεων) που συμβαίνουν σε κάποιον αριθμό διατομών λόγω των αποκολλήσεων και των ρηγματώσεων. Οι εξωτερικές δράσεις που οδηγούν στην ενεργοποίησή ενός αποδεκτού κινηματικού μηχανισμού, μπορούν να υπολογιστούν με εφαρμογή της Αρχής Δυνατών Έργων (ΑΔΕ) και δίνουν ένα άνω όριο του εφαρμοζόμενου οριακού φορτίου.

Η μεθοδολογία αυτή υιοθετήθηκε από τον Giuffrè, ο οποίος προσδιόρισε έναν αριθμό πιθανών μηχανισμών αστοχίας στα παραδοσιακά κτίρια από τοιχοποιία, εντοπίζοντας τις πραγματικές βλάβες που εμφάνισαν οι κατασκευές κατά τη διάρκεια σεισμικών γεγονότων. Σε επόμενο βήμα μελετητές όπως οι Brandonisio et al. (2015) έκαναν χρήση της ΑΔΕ για να καταλήξουν σε κλειστές και απλές εξισώσεις υπολογισμού του ορίου αστοχίας για απλά φέροντα στοιχεία όπως τα πλαίσια ανοιγμάτων και τα τόξα. Οι απλές μέθοδοι όπως είναι η οριακή ανάλυση μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας ή για τον έλεγχο των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από μεθόδους ανάλυσης με μεγαλύτερες αβεβαιότητες, αλλά ταυτόχρονα έχουν το μεγάλο μειονέκτημα να παρέχουν μια ένδειξη μόνο για το επίπεδο ασφάλειας της κατασκευής όσον αφορά σε κάποια οριακή συνθήκη, χωρίς να μπορούν να αποδώσουν τη συμπεριφορά της σε μέτρια επίπεδα καταπόνησης (Mazziotti, 2016).

1.5.2 Απλοποιημένη προσομοίωση

Για να ξεπεραστούν τα μειονεκτήματα της οριακής ανάλυσης, αλλά χωρίς να αυξηθεί δραματικά το υπολογιστικό κόστος, αναπτύχθηκαν απλοποιημένες μεθοδολογίες που μπορούν να προβλέψουν τη μη γραμμική σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων από τοιχοποιία. Η πιο διαδεδομένη προσέγγιση είναι του «προσομοιώματος ισοδύναμου πλαισίου», σύμφωνα με το οποίο τα κτίρια από τοιχοποιία περιγράφονται από μια

ισοδύναμη μη γραμμική πλαισιακή κατασκευή που αποτελείται από μη γραμμικά στοιχεία ράβδων και δύσκαμπτα μέρη (π.χ. Magenes and La Fontana (1998)). Σύμφωνα με την προσέγγιση του ισοδύναμου πλαισιακού προσομοιώματος, κάθε τοίχος του κτιρίου υποδιαιρείται σε μακροστοιχεία που περιγράφουν πεσσούς, δοκούς σύζευξης και δύσκαμπτες ζώνες. Η μη γραμμική συμπεριφορά του πεσσών και των δοκών σύζευξης προσομοιώνεται με μη γραμμικά στοιχεία πλαισίου, ενώ οι δύσκαμπτες ζώνες, οι οποίες δεν παρουσιάζουν βλάβες, αντικαθίστανται με δύσκαμπτους κόμβους.

Έως τώρα έχουν προταθεί διάφορα μοντέλα για την περιγραφή της συμπεριφοράς των μακροστοιχείων του ισοδύναμου πλαισίου, τα οποία περιγράφουν έναν τοίχο και ταυτόχρονα επιτρέπουν, με χρήση περιορισμένου αριθμού βαθμών ελευθερίας, την πρόβλεψη των δύο κύριων εντός επιπέδου μορφών αστοχίας της τοιχοποιίας, της καμπτικής αστοχίας και της διατμητικής ολίσθησης. Επίσης, λαμβάνεται υπόψη η εξέλιξη των βλαβών λόγω διατμητικής ολίσθησης, η οποία ελέγχει τη μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας.

Παρόλ' αυτά, η αντικατάσταση της τοιχοποιίας από ένα στοιχείο πλαισίου έχει κάποιους περιορισμούς λόγω της αδυναμίας να προσομοιωθεί με ακρίβεια η αλληλεπίδραση μεταξύ των μακροστοιχείων, των δυσκολιών που προκύπτουν για σύνθετες γεωμετρίες και της αδυναμίας κατάλληλης προσομοίωσης των ήδη ρηγματωμένων τοίχων. Με χρήση διδιάστατων μακροστοιχείων είναι δυνατό να περιγραφεί η μη γραμμική συμπεριφορά τόσο του τοίχου όσο και του κτιρίου συνολικά, ως σύνολο πολλών τοίχων. Οι Calì et al. (2012) πρότειναν ένα μακροστοιχείο που αποτελείται από ένα αρθρωτό τετραπλευρικό στοιχείο με δύσκαμπτα άκρα, του οποίου η διατμητική συμπεριφορά περιγράφεται από δύο διαγώνια ελατήρια. Η καμπτική συμπεριφορά, καθώς και η συμπεριφορά διατμητικής ολίσθησης περιγράφεται με κατάλληλη κατανομή ελατηρίων στα άκρα των στοιχείων, τα οποία καθορίζουν την αλληλεπίδραση με τα γειτονικά μακροστοιχεία. Οι απλοποιημένες μέθοδοι προσομοίωσης που περιγράφηκαν χρησιμοποιούνται σε λογισμικά για την ανάλυση ιστορικών κτιρίων, χωρίς να είναι κατάλληλα όμως για κατασκευές με πολύπλοκη γεωμετρία (Mazziotti, 2016).

1.5.3 Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων επιτρέπει την προσομοίωση οποιασδήποτε γεωμετρίας και τη χρήση εξελιγμένων μοντέλων υλικών, λαμβάνοντας υπόψη τη μη

γραμμική συμπεριφορά της τοιχοποιίας. Βασικά, δύο διαφορετικές προσεγγίσεις είναι δυνατό να εφαρμοστούν στις μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων για την περιγραφή της τοιχοποιίας: το «μικρομοντέλο» ή η προσέγγιση «δύο υλικών» και το «μακρομοντέλο» ή προσέγγιση «ισοδύναμου υλικού». Στο μικρομοντέλο, διακριτοποιείται η πραγματική γεωμετρία των λίθων και του κονιάματος των αρμών, με την υιοθέτηση διαφορετικών καταστατικών νόμων περιγραφής των δύο στοιχείων. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην προσομοίωση των αρμών, καθώς η διάδοση των ρωγμών ξεκινά συνήθως με ολίσθηση στο επίπεδο του αρμού.

Παρόλο που αυτή η προσέγγιση είναι ξεκάθαρη, έχει το μεγάλο μειονέκτημα της εισαγωγής ιδιαίτερα μεγάλου αριθμού στοιχείων καθώς αυξάνεται το μέγεθος και η πολυπλοκότητα της κατασκευής. Το γεγονός αυτό καθιστά μη πρακτική τη χρήση αυτής της μεθόδου για την καθολική ανάλυση ολόκληρων κτιρίων, λαμβάνοντας υπόψη και το γεγονός ότι η πραγματική κατανομή των λίθων και των αρμών μπορεί να είναι αδύνατο να προσδιοριστεί χωρίς την εφαρμογή καταστροφικών διερευνήσεων.

Στην προσομοίωση με μακρομοντέλα γίνεται η υπόθεση ότι η κατασκευή από τοιχοποιία είναι ομογενής και συνεχής ώστε να είναι δυνατή η διακριτοποίησή της με πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων. Το μοναδικό στοιχείο που ορίζεται πρέπει να ακολουθεί ένα καταστατικό νόμο που να είναι ικανός να αναπαράγει τη μέση συμπεριφορά. Παρόλο που με αυτόν τον τρόπο παρακάμπτονται τα φυσικά χαρακτηριστικά του προβλήματος, η χρήση ισοδύναμων μοντέλων υλικών έχει αποδειχτεί ικανή να αποτυπώσει τα στοιχεία της καθολικής συμπεριφοράς χωρίς να είναι απαραίτητος ο υπολογισμός μεγάλου αριθμού παραμέτρων όπως συμβαίνει στις αναλύσεις μικρομοντέλου (Pegon and Anthoine, 1994).

Παρόλο που η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχει χρησιμοποιηθεί εκτεταμένα για την ανάλυση πολύπλοκων ιστορικών μνημείων, είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στις αλλαγές στις συνοριακές συνθήκες και στη χρονοϊστορία φόρτισης και γι' αυτό προτείνεται τα αποτελέσματα αναλύσεων να συγκρίνονται με πληροφορίες για την κατασκευή (π.χ., πειραματικά αποτελέσματα, θέση ρηγματώσεων και άλλων βλαβών). Μετά την αξιολόγηση με τις πραγματικές συνθήκες, είναι πιθανό να χρειάζεται διόρθωση η αρχική προσομοίωση ως προς τις συνοριακές συνθήκες ή τις ιδιότητες του υλικού. Τέλος, είναι σημαντική η παραμετρική διερεύνηση της επίδρασης διαφόρων παραμέτρων στα αποτελέσματα (Endo et al., 2015; Mazziotti, 2016).

1.5.4 Μέθοδος διακριτών στοιχείων

Η Μέθοδος των Διακριτών Στοιχείων (ΜΔΣ) χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της κίνησης απλών κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία που προσομοιώνονται ως ένα σύνολο διακριτών τμημάτων (δύσκαμπτων ή παραμορφώσιμων) που αλληλεπιδρούν κατά μήκος των άκρων τους. Η μέθοδος αυτή προτάθηκε αρχικά από τους Cundall (1971) και Cundall and Strack (1979) για την προσομοίωση κοκκωδών ή ασυνεχών υλικών και βασίζεται στην ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης των διακριτών στοιχείων επιτρέποντας τον υπολογισμό των μεγάλων μετατοπίσεων σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Παρόλ' αυτά, η ανάλυση πολύπλοκων κατασκευών όπως είναι τα ιστορικά μνημεία είναι δυσχερής με αυτή τη μέθοδο (Mazziotti, 2016).

Προσομοίωση με Μακροστοιχεία

2.1. Εισαγωγή

Οι ιστορικές κατασκευές από τοιχοποιία είναι σχεδιασμένες να φέρουν αποκλειστικά τα κατακόρυφα φορτία, ενώ έχουν υποστεί πολλές διαφοροποιήσεις στην πορεία των χρόνων για τη συντήρηση, την ενίσχυση, την προσαρμογή τους σε νέες χρήσεις, κ.λπ. Επιπλέον, δεδομένου ότι πρόκειται για σύνθετο υλικό αποτελούμενο από λίθους και συνδετικό κονίαμα, οι ιδιότητες των οποίων διαφέρουν ανάλογα με την ιστορική περίοδο και τις αντίστοιχες τεχνολογικές εξελίξεις και λαμβάνοντας υπόψη τους διαφορετικούς πιθανούς τρόπους αστοχίας και την ανομοιογένεια στον τρόπο ανέγερσης τέτοιων κατασκευών (Sepe et al., 2014), είναι αναμενόμενο, σε σημαντικά σεισμικά γεγονότα οι κατασκευές από τοιχοποιία να αποδεικνύονται ιδιαίτερα τρωτές σε σχέση με τις αντίστοιχες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συνεπώς, μια ρεαλιστική μη γραμμική ανάλυσή τους είναι απαραίτητη για την αύξηση του επιπέδου ασφαλείας (Akhavissy and Abbassi, 2014).

Μια προσέγγιση για τη ρεαλιστική αριθμητική προσομοίωση της συμπεριφοράς των κατασκευών από άοπλη τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση αποτελεί η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (finite element method – FEM), στο πλαίσιο της οποίας περιγράφεται η μη γραμμική απόκριση των στοιχείων και κατασκευών από τοιχοποιία, μέσω της λεπτομερούς περιγραφής της γεωμετρίας οποιουδήποτε φέροντα οργανισμού (Rinaldín et al., 2016; Lourenco et al., 2007). Όμως, ενώ η διαδικασία των πεπερασμένων στοιχείων επιτρέπει την ακριβή εκτίμηση της απόκρισης της τοιχοποιίας υπό διαφορετικές καταπονήσεις, είναι μη πρακτική στην ανάλυση πραγματικών κατασκευών λόγω του εξαιρετικά μεγάλου υπολογιστικού κόστους που απαιτεί, ιδίως εάν πραγματοποιηθεί τριδιάστατη προσομοίωση των στοιχείων από

τοιχοποιία (Macorini and Izzuddin, 2011). Για να μειωθεί το υπολογιστικό κόστος, προτάθηκαν στρατηγικές προσομοίωσης των τοίχων με μονοδιάστατα μακροστοιχεία (ράβδοι), τα οποία επιτρέπουν τη μελέτη της ολικής απόκρισης πραγματικών κτιρίων. Μέσω μιας τέτοιας προσομοίωσης προκύπτει ένας πλαισιακός φορέας στον οποίο τελικά εφαρμόζονται συμβατικές μέθοδοι υπολογιστικής μηχανικής. Η συγκεκριμένη μεθοδολογία εφαρμόστηκε από πολλούς ερευνητές και πιο πρόσφατα ενσωματώθηκε σε λογισμικά όπως το 3muri (Lagomarsino et al., 2013).

2.2. Προσομοίωση κατασκευής μέσω μακροστοιχείων

Ιδιαίτερη σημασία στην προσομοίωση της κατασκευής από τοιχοποιία έχει η προσεκτική επιλογή της κατανομής των μαζών και της δυσκαμψίας μέσω μιας προκαταρκτικής διερευνητικής φάσης, κυρίως στις περιπτώσεις υφιστάμενων κατασκευών όπου το φέρον σύστημα δεν είναι άμεσα αναγνωρίσιμο. Μέσω των προκαταρκτικών διερευνητικών εργασιών όχι μόνο εντοπίζονται τα φέροντα στοιχεία, αλλά προσδιορίζονται και οι ιδιότητες των υλικών (S.T.A. Data, 2018). Η μέθοδος προσομοίωσης στοιχείων από άοπλη τοιχοποιία με ισοδύναμα πλαίσια βασίζεται στον μακροσκοπικό εντοπισμό φερόντων στοιχείων, των οποίων η γεωμετρία και η κινηματική συμπεριφορά περιγράφεται μέσω πεπερασμένων στοιχείων (στερεά, κελύφους ή γραμμικά στοιχεία), ενώ η στατική συμπεριφορά τους περιγράφεται από τις εσωτερικά αναπτυσσόμενες δυνάμεις. Σε αυτή τη θεώρηση, η μέθοδος του «ισοδύναμου πλαισίου» που χρησιμοποιείται ευρέως, αντιστοιχεί τα στοιχεία τοιχοποιίας σε ένα ιδεατό πλαίσιο, στο οποίο τα παραμορφώσιμα στοιχεία (όπου συγκεντρώνεται η μη γραμμική απόκριση) συνδέονται μέσω στερεών κόμβων (μέρη της τοιχοποιίας που συνήθως δεν παρουσιάζουν βλάβες). Επικεντρώνοντας στην εντός επιπέδου απόκριση των κατά τα άλλα πολύπλοκων τοιχοποιιών με ανοίγματα, συνήθως δύο κύρια κατασκευαστικά μέρη μπορούν να προσδιοριστούν: οι πεσσοί (piers) και οι δοκοί σύζευξης (sprandels).

Η συγκεκριμένη προσομοίωση στηρίζεται στην παρατήρηση των σεισμικών βλαβών, από όπου προκύπτει ότι συνήθως οι ρωγμές και οι τύποι αστοχίας συγκεντρώνονται στα προαναφερθέντα στοιχεία. Τα κύρια κατακόρυφα φέροντα στοιχεία είναι οι πεσσοί, οι οποίοι φέρουν ταυτόχρονα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Οι δοκοί σύζευξης ορίζονται ως τα τμήματα των τοίχων μεταξύ δύο κατακόρυφα ευθυγραμμισμένων ανοιγμάτων και είναι δευτερεύοντα οριζόντια

στοιχεία, τουλάχιστον σε ό,τι αφορά στα κατακόρυφα φορτία, που συνδέουν την απόκριση των γειτονικών πεσσών κατά την επιβολή οριζόντιων φορτίων. Σημειώνεται ότι παρά το χαρακτηρισμό τους ως «δευτερεύοντα στοιχεία», οι δοκοί σύζευξης επηρεάζουν σημαντικά τις συνοριακές συνθήκες των πεσσών, επιτρέποντας ή εμποδίζοντας τις στροφές των άκρων, έχοντας τελικά σημαντική επίδραση στην ικανότητα του τοίχου να φέρει οριζόντια φορτία.

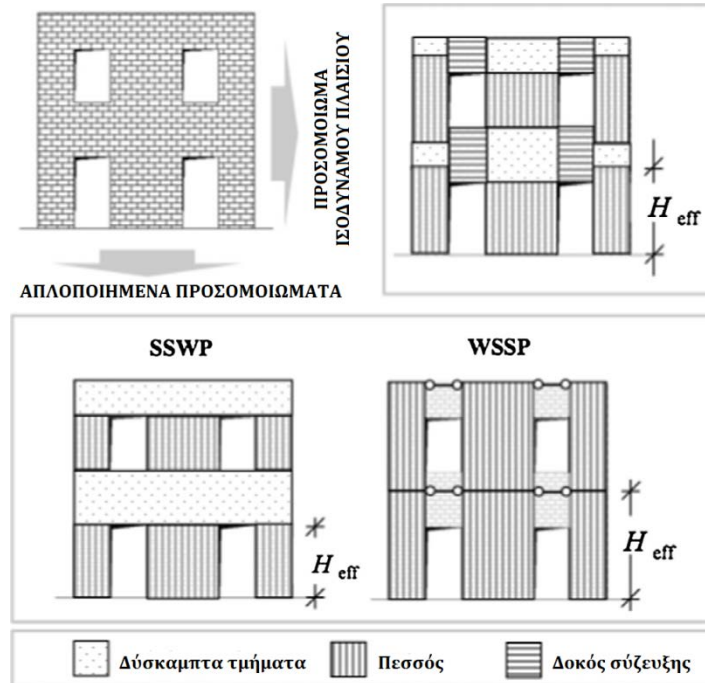


Εικόνα 2.1. Παραδείγματα τύπων αστοχίας εντός επιπέδου με συγκέντρωση βλαβών στους πεσσούς και τις δοκούς σύζευξης (παραδείγματα από τους σεισμούς της L'Aquila το 2009 – αριστερά και κέντρο – και της Emilia το 2012 – δεξιά). (Lagomarsino et al., 2013).

Στο Σχήμα 2.1 παρουσιάζεται η προσομοίωση ενός τοίχου με ανοίγματα ως σύνολο στατικών στοιχείων, καθώς και υπεραπλουστευμένα προσομοιώματα σύμφωνα με τα οποία δεν είναι απαραίτητη η περιγραφή των δοκών σύζευξης. Πρόκειται για τις παραδοχές 'ισχυρών δοκών σύζευξης – ασθενών πεσσών' (Strong Sprandels-Weak Pears, SSWP) και 'ασθενών δοκών σύζευξης – ισχυρών πεσσών' (Weak Sprandels-Strong Pears, WSSP). Στην πρώτη περίπτωση γίνεται η παραδοχή ότι οι πεσσοί αστοχούν πρώτοι, συνεπώς οι δοκοί θεωρούνται απόλυτα δύσκαμπτες εξασφαλίζοντας τέλεια σύνδεση των πεσσών, δηλαδή το σύστημα αντιστοιχεί σε πακτωμένα άκρα των πεσσών και είναι γνωστό ως 'μηχανισμός ορόφου' (Tomazevic, 1987). Στη δεύτερη περίπτωση, οι δοκοί σύνδεσης θεωρείται ότι έχουν μηδενική αντοχή και δυσκαμψία, συνεπώς οι πεσσοί είναι ασύνδετοι και το σύστημα αντιστοιχεί σε προβόλους.

Είναι πάντως χρήσιμο να σημειωθεί ότι στις περισσότερες περιπτώσεις είναι σωστό να γίνεται η παραδοχή σύζευξης των οριζόντιων μετακινήσεων των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων στο επίπεδο των πατωμάτων όταν υπάρχουν οριζόντια διαφράγματα. Μετά την επιλογή της υπεραπλουστευμένης μεθόδου προσομοίωσης και καθώς μόνο οι πεσσοί προσομοιώνονται, είναι εξαιρετικής σημασίας

ο καθορισμός του ενεργού ύψους και των συνοριακών συνθηκών για μια αξιόπιστη αποτίμηση της συνολικής αντοχής του τοίχου. Σε σχέση με τις δοκούς σύζευξης, μόνο προκαταρκτικές αξιολογήσεις της επίδρασής τους είναι αναγκαίες για να ληφθεί η απόφαση μεταξύ των δύο ακραίων προσομοιώσεων.



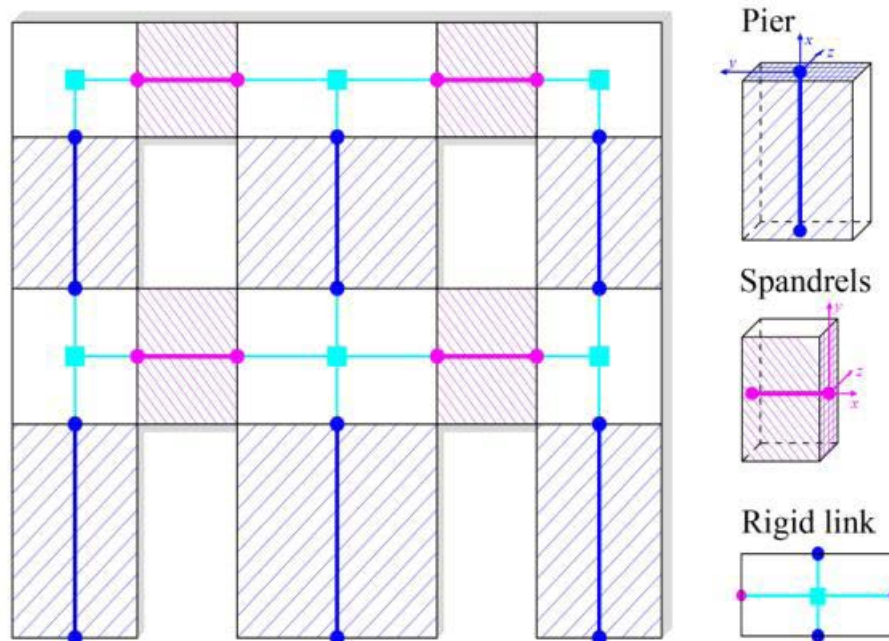
Σχήμα 2.1. Προσομοίωση άοπλης τοιχοποιίας με βάση τα απλοποιημένα προσομοιώματα και το προσομοίωμα ισοδύναμου πλαισίου (Lagomarsino et al., 2013).

Όπως είναι προφανές, παρά τα πλεονεκτήματα μιας απλής υπόθεσης σχετικά με τη συμπεριφορά της τοιχοποιίας, η υιοθέτηση μιας από τις δύο ακραίες συμπεριφορές μπορεί να αποδειχτεί ακατάλληλη. Ως παράδειγμα αναφέρονται περιπτώσεις που κάποιοι τοίχοι παρουσιάζουν και τους δύο τύπους απόκρισης σε διαφορετικά τμήματά τους ή κατά τις οποίες διαφοροποιείται η συμπεριφορά με την αύξηση της μη γραμμικής απόκρισης. Από την άλλη πλευρά, η ενδεχόμενη παρουσία κατασκευαστικών στοιχείων, όπως για παράδειγμα οι δοκοί οπλισμένου σκυροδέματος σε συνδυασμό με τις δοκούς σύζευξης, δεν διασφαλίζουν την ορθότητα τέτοιων απλών υποθέσεων (Cattari and Lagomarsino, 2009). Αντίθετα, στην περίπτωση των προσομοιώσεων με ισοδύναμα πλαίσια, οπότε προσομοιώνονται τόσο οι πεσσοί όσο και οι δοκοί σύζευξης, η διαφοροποίηση των συνοριακών συνθηκών προκύπτει ως αποτέλεσμα της προοδευτικής παραμόρφωσης των στοιχείων. Αφού προσομοιωθεί γεωμετρικά η τοιχοποιία ως ένα σύνολο φερόντων στοιχείων, απαιτείται η αξιόπιστη πρόβλεψη της συνολικής συμπεριφοράς της, η οποία εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την κατάλληλη

περιγραφή των χαρακτηριστικών του κάθε μεμονωμένου στοιχείου (Lagomarsino et al., 2013).

2.3. Ισοδύναμο πλαίσιακό μοντέλο

Στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζεται ένα ισοδύναμο πλαίσιακό μοντέλο, όπου οι πεσσοί και οι δοκοί σύζευξης περιγράφονται από στύλους και δοκούς, αντίστοιχα (Sepe et al., 2014). Με τη συναρμολόγηση διδιάστατων τοίχων και θεωρώντας ότι η συνεισφορά τους είναι εντός επιπέδου μπορούν να αναλυθούν τριδιάστατα μοντέλα με εφαρμογή μη γραμμικών αναλύσεων με σχετικά μικρό υπολογιστικό κόστος. Συνεπώς, η ισοδύναμη πλαίσιακή προσομοίωση της τοιχοποιίας είναι κατάλληλη για τη μελέτη πολύ μεγάλων κτιρίων, συμπλεγμάτων κτιρίων, κτιρίων μικτών συστημάτων, κ.λπ.



Σχήμα 2.2. Ισοδύναμη πλαίσιακή προσομοίωση τοίχου (Sepe, 2014).

Θεωρώντας ένα ορθογώνιο σύστημα, η φέρουσα κατασκευή σχετίζεται αυστηρά με την εντός επιπέδου ικανότητα των τοίχων και των συνδέσεων, καθώς και τη μεταφορά φορτίων μέσω των πατωμάτων. Εφαρμόζοντας το ισοδύναμο πλαίσιο (Σχήμα 2.2), κάθε τοίχος διακριτοποιείται με ένα σύστημα φατνωμάτων τοιχοποιίας (πεσσοί και δοκοί σύζευξης), στα οποία συγκεντρώνεται η μη γραμμική απόκριση και συνδέονται με στερεές περιοχές (κόμβους). Καθώς το προσομοίωμα εστιάζει στην καθολική απόκριση του κτιρίου (η οποία υποτίθεται ότι διέπεται μόνο από την εντός επιπέδου συμπεριφορά των τοίχων), η τοπική καμπτική συμπεριφορά των πατωμάτων

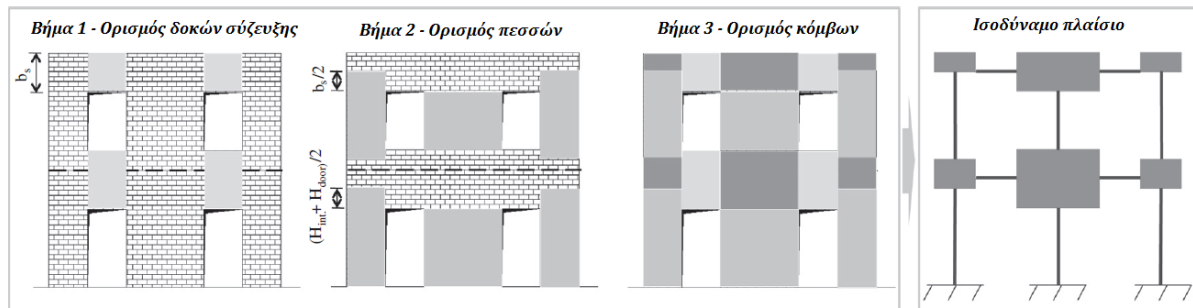
και η εκτός επιπέδου απόκριση των τοιχίων δεν υπολογίζονται. Παρά την παραδοχή αυτή, πρέπει να τονιστεί ότι οι τοπικοί εκτός επιπέδου μηχανισμοί μπορούν να προσδιοριστούν μέσω κατάλληλων αναλυτικών μεθόδων και στις περισσότερες περιπτώσεις υφιστάμενων κτιρίων, μπορούν να αντιμετωπιστούν με συγκεκριμένες επεμβάσεις (όπως με τοποθέτηση ελκυστήρων) (Sepe et al., 2014).

2.3.1 Προσδιορισμός των μακροστοιχείων

Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες διαδικασίες υπολογισμού των διαστάσεων των μακροστοιχείων (π.χ., Lagomarsino et al., 2013). Στην περίπτωση τοίχων με κανονικά κατανομημένα ανοίγματα είναι εύκολος ο προσδιορισμός των πεσσών και των δοκών σύζευξης, ενώ γίνεται πιο δύσκολος στην περίπτωση που τα ανοίγματα είναι τοποθετημένα ακανόνιστα. Συνήθως το κριτήριο για τον προσδιορισμό του ύψους του πεσσού είναι τα γειτονικά ανοίγματα, οπότε γίνεται η υπόθεση μιας μέγιστης κλίσης 30° της ρωγμής που ξεκινά από τα άκρα του ανοίγματος. Με βάση το παραπάνω κριτήριο, το ύψος των ακραίων πεσσών είναι μεγαλύτερο. Σε άλλες διαδικασίες προσομοίωσης (π.χ., Yi et al., 2006) προτείνεται να ορίζεται το ύψος ως το σημείο πάνω από το οποίο είναι δυνατό να αναπτυχθεί ένα θλιπτήρας κατά την πιο έντονη κλίση (για παράδειγμα οριζόντια ή σε γωνία 45°). Στην περίπτωση υφιστάμενων κτιρίων πρέπει να ληφθεί υπόψη η μορφή των υφιστάμενων ρωγμών για τον σωστό προσδιορισμό της γεωμετρίας των πεσσών και των δοκών σύζευξης (Lagomarsino et al., 2013).

Στο λογισμικό 3muri, το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, ακολουθείται η διαδικασία που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.3. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3, στο 1^ο βήμα ορίζονται οι δοκοί σύζευξης σε σχέση με την κατακόρυφη διάταξη των ανοιγμάτων: το μήκος και το ύψος τους είναι ίσα με την απόσταση και το πλάτος (στην περίπτωση της πλήρους ευθυγράμμισης των ανοιγμάτων) των γειτονικών ανοιγμάτων, αντίστοιχα. Στο 2^ο βήμα ορίζονται οι πεσσοί αρχίζοντας από το ύψος των γειτονικών ανοιγμάτων: στην περίπτωση που τα ανοίγματα ευθυγραμμίζονται απόλυτα, όπως στην περίπτωση του Σχήματος 2.3, το ύψος θεωρείται ίσο με αυτό των ανοιγμάτων. Για τους εξωτερικούς πεσσούς πρέπει να ληφθεί υπόψη η πιθανότητα να αναπτυχθούν διαγώνιες ρωγμές από τα άκρα των ανοιγμάτων (και/ή από τα άκρα του πρεκίου). Μια ρεαλιστική προσέγγιση είναι να θεωρηθεί ίσο με το ύψος του γειτονικού ανοίγματος ή ίσο με τον μέσο όρο του ύψους του ορόφου και του ύψους του γειτονικού ανοίγματος. Για το 3^ο βήμα, η γεωμετρία των

κόμβων προκύπτει απευθείας μετά τον ορισμό των στοιχείων με τα οποία συνδέονται. Η προσομοίωση του τοίχου ολοκληρώνεται με την επανάληψη της διαδικασίας σε κάθε όροφο.



Σχήμα 2.3. Παράδειγμα προσομοίωσης ισοδύναμου πλαισίου στην περίπτωση κανονικής διάταξης ανοιγμάτων (Lagomarsino et al., 2013).

Σημειώνεται ότι η εφαρμογή των παραπάνω κριτηρίων χωρίς περιορισμό στη γωνία διάδοσης ρωγμών μπορεί να οδηγήσει σε υπερεκτίμηση της εντός επιπέδου ενεργού αναλογίας των διαστάσεων των εξωτερικών πεσών με γειτονικά ανοίγματα με περιορισμένο ύψος, που βρίσκονται κοντά στο άκρο. Για την ακρίβεια, σε αυτές τις περιπτώσεις είναι πιθανό να εμφανιστούν τύποι καμπτικής αστοχίας σε τέτοιους λυγηρούς πεσούς, με πιθανή υποεκτίμηση της εγκάρσιας αντοχής και υπερεκτίμηση της ικανότητας παραμόρφωσης. Το ενεργό ύψος των πεσών εξαρτάται από την παρουσία και άλλων κατασκευαστικών στοιχείων, όπως είναι τα πρέκια και τα οριζόντια διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ για ανομοιόμορφα κατανεμημένα ανοίγματα είναι δυνατό να διαφέρει ανάλογα με τη διεύθυνση της ανάλυσης.

Στις περιπτώσεις ανομοιόμορφα κατανεμημένων ανοιγμάτων, το μέσο ύψος των δοκών σύζευξης μπορεί να υπολογιστεί ως το αλληλοεπικαλυπτόμενο τμήμα μεταξύ των ανοιγμάτων στα δύο επίπεδα (Σχήμα 2.4). Όταν δεν υφίσταται αλληλοεπικαλυπτόμενο τμήμα ή δεν υφίσταται άνοιγμα, μπορεί να θεωρηθεί μια περιοχή της τοιχοποιίας ως δύσκαμπτη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.4. Σε κάθε περίπτωση, είναι απαραίτητη η πραγματοποίηση επιπλέον ερευνών για την επιβεβαίωση της καταλληλότητας της συγκεκριμένης μεθοδολογίας για διαφορετικές κατανομές ανοιγμάτων. Τέλος, η πραγματική συμπεριφορά των τοιχοποιιών πρέπει να αποτιμάται προσεκτικά κατά την προσομοίωση μέσω ενός ισοδύναμου πλαισίου. Για παράδειγμα, τοίχοι πλήρωσης χαμηλής ποιότητας και με κακή σύνδεση με την τοιχοποιία μπορεί να είναι καλύτερο να προσομοιωθούν ως ανοίγματα, αγνοώντας την

συνεισφορά τους, καθώς δεν μπορεί να διασφαλιστεί η πλήρης συναρμογή με τα προ-υφιστάμενα τμήματα της τοιχοποιίας και τελικά η ανακατανομή των τάσεων δεν προσομοιάζει σε μια αρχική κατασκευή χωρίς άνοιγμα. Εναλλακτικά, είναι δυνατόν να αποδοθούν χαμηλότερες μηχανικές ιδιότητες στο τμήμα του φορέα με τους τοίχους πλήρωσης (Lagomarsino et al., 2013).

2.3.2 Προσομοίωση των φερόντων στοιχείων

Αφού προσομοιωθεί ο τοίχος ως σύνολο φερόντων στοιχείων, η αξιόπιστη εκτίμηση της συνολικής συμπεριφοράς του εξαρτάται από την κατάλληλη περιγραφή της απόκρισης του κάθε μεμονωμένου στοιχείου. Με βάση αυτά που αναφέρθηκαν παραπάνω μπορούν να υιοθετηθούν σχέσεις που χαρακτηρίζονται από διάφορους βαθμούς ακρίβειας τόσο για τους τοίχους όσο και για άλλους τύπους στοιχείων της κατασκευής. Είναι, δηλαδή, εφικτό να προσομοιωθεί η μη γραμμική συμπεριφορά στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, από χάλυβα ή ξύλο, που απαντώνται σε νέα και σε υφιστάμενα κτίρια. Άλλωστε, η διάδοση της χρήσης του οπλισμένου σκυροδέματος από την αρχή του 20^{ου} αιώνα προκάλεσε την εμφάνιση μικτών στατικών λύσεων είτε ως αποτέλεσμα αρχικού σχεδιασμού είτε ως λύση επέμβασης, όπως για παράδειγμα κτίρια με όψεις τοιχοποιίας και εσωτερικό σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα, κτίρια στα οποία έγινε αντικατάσταση εσωτερικών τοίχων με πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος ή στα οποία κατασκευάστηκαν τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος για την εγκατάσταση ανελκυστήρων και κλιμάκων, κτίρια στα οποία έγινε ανέγερση επιπλέον ορόφων από οπλισμένο σκυρόδεμα, κ.λπ. Όλες οι παραπάνω λύσεις είναι πιθανό να αποτελέσουν λόγο αύξησης της σεισμικής τρωτότητας (Cattari and Lagomarsino, 2013).

2.4. Τρόποι αστοχίας τοιχοποιίας

Για τον προσδιορισμό της σχέσης δύναμη-μετατόπιση, που θα χρησιμοποιηθεί για την περιγραφή της συμπεριφοράς των τοίχων, είναι απαραίτητη η κατανόηση και η εξήγηση των διαφορετικών τρόπων αστοχίας που είναι δυνατό να εμφανιστούν στις κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία. Οι βλάβες που παρατηρήθηκαν μετά από σεισμικά γεγονότα φανέρωσαν ότι τα κτίρια από τοιχοποιία παρουσιάζουν αστοχία σε τοπικό επίπεδο κυρίως εξαιτίας της εκτός επιπέδου απόκρισης των τοίχων. Αυτού του τύπου η αστοχία προκαλείται από μη επαρκή σύνδεση τόσο των εγκάρσιων τοίχων μεταξύ τους

όσο και των τοίχων με τα πατώματα. Συνεπώς, χωρίς τη συμπεριφορά κιβωτίου (box behavior), η σεισμική τρωτότητα καθορίζεται περισσότερο από τους εκτός επιπέδου μηχανισμούς αντίστασης των μακροστοιχείων (περιμετρικοί τοίχοι ή τμήματά τους) παρά από την εντός επιπέδου οριακή παραμορφωσιακή κατάσταση της τοιχοποιίας. Σε κτίρια με επαρκώς συνδεδεμένους τοίχους, κυριαρχεί η συμπεριφορά κιβωτίου στη σεισμική τους απόκριση.

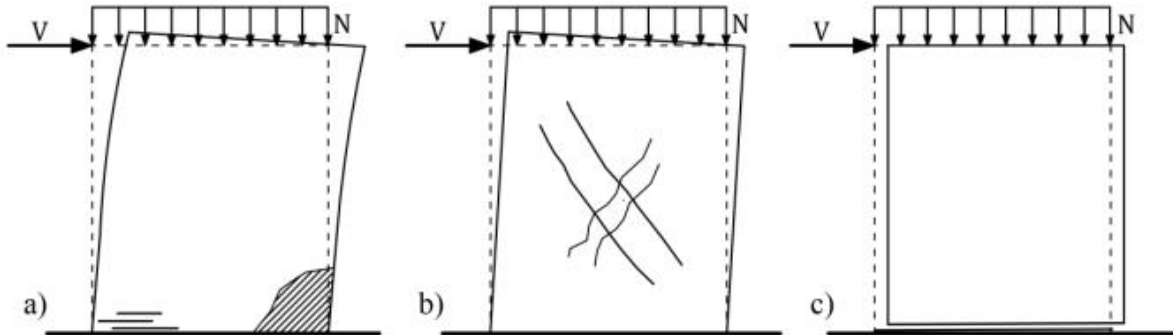
Γενικά, όταν τα διαφράγματα των πατωμάτων παραλαμβάνουν και κατανέμουν τις σεισμικές δυνάμεις στους διατμητικούς τοίχους, αποτρέποντας κατ' αυτό τον τρόπο τις μεγάλες εκτός επιπέδου παραμορφώσεις των τοιχοποιιών, η σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών από άοπλη τοιχοποιία χαρακτηρίζεται από την εντός επιπέδου αντοχή των τοίχων (Gattesco and Macorini, 2014). Σε πολλές περιπτώσεις, πρόκειται για διάτρητους τοίχους των οποίων η αντοχή και δυσκαμψία επηρεάζονται από τη σύζευξη μεταξύ των πεσσών και των δοκών (Rinaldin et al., 2016).

Στην πραγματικότητα, το προσομοίωμα των μακροστοιχείων μπορεί να περιγράψει μέσω της κατάλληλης διαμόρφωσης, την ανακυκλιζόμενη διατμητική και καμπτική απόκριση των φατνωμάτων της τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα για τους πεσσούς που υπόκεινται σε οριζόντια φορτία (π.χ., σεισμικά), οι μηχανισμοί αστοχίας είναι οι ακόλουθοι (Magenes and Calvi, 1997; Calì et al., 2005) (βλ. Σχήμα 2.4):

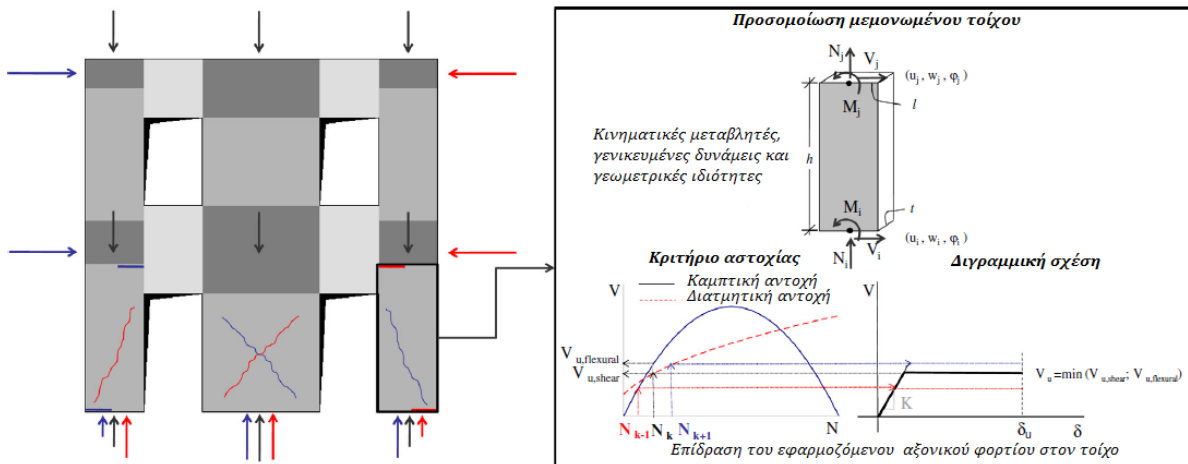
- a) Αστοχία λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης: πρόκειται για αστοχία λόγω θραύσης του πεσσού στη θλιβόμενη ζώνη.
- b) Διατμητική-διαγώνια αστοχία: πρόκειται για αστοχία του πεσσού εξαιτίας της παρουσίας υπερβολικών διατμητικών τάσεων με συνέπεια την ανάπτυξη διαγώνιων ρωγμών.
- c) Διατμητική αστοχία λόγω ολίσθησης: πρόκειται για αστοχία λόγω εμφάνισης οριζόντιων ρωγμών στους κόμβους έδρασης.

Είναι γνωστό ότι η εμφάνιση των παραπάνω μορφών αστοχίας εξαρτάται από διάφορους παράγοντες. Στην περίπτωση των πεσσών, επηρεάζονται από τη γεωμετρία, τις συνοριακές συνθήκες, το αξονικό φορτίο, τα μηχανικά χαρακτηριστικά των συστατικών της τοιχοποιίας (κονίαμα, λίθοι και διεπιφάνειες), καθώς και τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας (αναλογία διαστάσεων λίθων, μορφή εντός επιπέδου και διατομή της τοιχοποιίας). Όσον αφορά στις δοκούς σύζευξης, παίζουν ρόλο επιπλέον παράγοντες όπως είναι τα φαινόμενα αλληλοεμπλοκής στις ακραίες διατομές με τα συνεχόμενα τμήματα του τοίχου, οι τύποι των πρεκιών (ιδιαίτερα αν πρόκειται για λίθινα τόξα ή επιστύλια σε πέτρα, χάλυβα, ξύλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα), η

αλληλεπίδραση με τα φέροντα στοιχεία με τα οποία συνδέονται (ιδιαίτερα με αυτά που παρουσιάζουν εφελκυστική αντοχή, όπως είναι οι δοκοί από οπλισμένο σκυρόδεμα ή οι ράβδοι σύνδεσης από χάλυβα).



Σχήμα 2.4. Μηχανισμοί αστοχίας των πεσσών: a) αστοχία λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης, b) διατμητική-διαγώνια αστοχία, c) αστοχία λόγω ολίσθησης (Sere et al., 2014; Caliò et al., 2005).



Σχήμα 2.5. Σχηματική προσομοίωση της απόκρισης του πεσσού τοιχοποιίας, με χρήση απλοποιημένου κριτηρίου αντοχής βασισμένου στο εφαρμοζόμενο αξονικό θλιπτικό φορτίο (Lagomarsino et al., 2013).

Οι παραπάνω τύποι αστοχίας μπορούν να περιγραφούν σε όρους μέγιστης διατμητικής επιπόνησης, με απλοποιημένα κριτήρια αντοχής βάσει μηχανικών ή άλλων παραδοχών που προτείνονται στη βιβλιογραφία και στους κανονισμούς. Συνήθως, στηρίζονται στην κατά προσέγγιση εκτίμηση της τοπικής μέσης εντατικής κατάστασης όπως προκύπτει λόγω των εφαρμοζόμενων δυνάμεων σε προκαθορισμένα σημεία ή διατομές του τοίχου. Στη συνέχεια, αποτιμάται η παραπάνω παραδοχή σε σχέση με την

οριακή αντοχή του υλικού, η οποία περιγράφεται μέσω υπεραπλουστευμένων σχέσεων που προέκυψαν βάση κάποιων μηχανικών παραμέτρων. Ως αναφορά χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή της αξονικής δύναμης που δρα στο στοιχείο, όπως προσδιορίζεται από τα κριτήρια που χρησιμοποιήθηκαν για την περιγραφή των αποκρίσεων σε κάμψη και διάτμηση.

Σημειώνεται ότι τα αξονικά φορτία μεταβάλλονται σε σχέση με τις αρχικές τους τιμές τόσο εξαιτίας της εφαρμογής των οριζόντιων φορτίων που προσομοιώνουν τα σεισμικά φορτία όσο και λόγω των φαινομένων ανακατανομής που σχετίζονται με την εξέλιξη της μη γραμμικής συμπεριφοράς. Κατά συνέπεια, μεταβάλλεται και η τιμή της αντίστοιχης διατμητικής αντοχής του τοίχου κατά τη διάρκεια της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης. Σε αυτή την περίπτωση, η αστοχία του τοίχου ορίζεται μέσω της μέγιστης σχετικής μετακίνησης μεταξύ ορόφων (d_{u}) που υπολογίζεται για τον επικρατέστερο μηχανισμό αστοχίας κατά τα αναφερόμενα στους διεθνείς κανονισμούς (για παράδειγμα EN1998, 2004). Στο Σχήμα 2.5 παρουσιάζονται σχηματικά τα ανωτέρω αναφερόμενα θέματα.

Τρωτότητα Συμπλεγμάτων Κτιρίων

3.1. Σεισμική τρωτότητα συμπλεγμάτων κτιρίων

Η τοιχοποιία είναι το κύριο υλικό δόμησης στα ιστορικά κέντρα, όπου η συχνά ανεξέλεγκτη αστική ανάπτυξη έχει ως αποτέλεσμα την ανέγερση κτιρίων σε επαφή, δημιουργώντας συμπλέγματα κτισμάτων. Κατά τη μεταμόρφωση του αστικού ιστού, τα υφιστάμενα κτίρια μεγάλωσαν τόσο καθ' ύψος μέσω της προσθήκης ορόφων, όσο και κατ' επέκταση μέσω της προσθήκης δομικών στοιχείων συχνά σε επαφή με υφιστάμενα με τρόπο τέτοιο ώστε γειτονικές κατασκευές να μοιράζονται κοινούς τοίχους (μεσοτοιχίες). Ως αποτέλεσμα αυτής της διαμόρφωσης είναι εξαιρετικά δύσκολο έως αδύνατο σε ορισμένες περιπτώσεις, να διαφοροποιηθούν στατικά ανεξάρτητες μονάδες, καθώς και να προσδιοριστεί η καθολική απόκριση ενός κτιριακού συγκροτήματος. Συνεπώς, η αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας των συμπλεγμάτων από τοιχοποιία στα ιστορικά κέντρα, η πρόβλεψη της συμπεριφοράς τους υπό σεισμικά φορτία και η αντιμετώπιση τυχόν τρωτών σημείων αποτελεί ένα ιδιαίτερο πρόβλημα. Η κύρια δυσκολία του εγχειρήματος αποτίμησης σχετίζεται με την περιορισμένη γνώση των χαρακτηριστικών αυτών των κατασκευών, που στην πλειονότητα των περιπτώσεων έχουν ανεγερθεί χωρίς αντισεισμικές προβλέψεις, ιδιαίτερα λόγω της έλλειψης μελέτης ανέγερσης. Επιπρόσθετα, η εις βάθος ανάλυση των κτιριακών συγκροτημάτων πρέπει να λάβει υπόψη όλα τα δομικά στοιχεία προσομοιώνοντάς τα είτε μέσω ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων είτε μέσω πειραματικών διατάξεων, διαδικασία μη πρακτική σε συνήθεις εφαρμογές μηχανικού.

Αρκετοί μελετητές έχουν ασχοληθεί με το αντικείμενο των κτιριακών συμπλεγμάτων (Giuffrè, 1993; Ramos and Lourenço, 2004; Binda and Saisi, 2005), με τα αποτελέσματα των αναλύσεων να έχουν δείξει ότι η «επίδραση του συμπλέγματος»

γίνεται εμφανής στα εξής επίπεδα: σε καθολικό επίπεδο, όπου η κατανομή των δυνάμεων που λαμβάνεται μέσω ανάλυσης κάθε κτιρίου μεμονωμένα διαφέρει από την αντίστοιχη για το συνολικό συγκρότημα και τοπικά, με την εμφάνιση βλαβών από τη σύγκρουση (rounding) γειτονικών κτιρίων λόγω μεταβολής της δυσκαμψίας τους μετά την εισαγωγή νέων μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα.

Όπως αποδείχτηκε, τα μεμονωμένα κτίρια είναι πιο εύκαμπτα και έχουν χαμηλότερο συντελεστή ασφάλειας, συνεπώς η επίδραση του συμπλέγματος είναι θετική στα κτίρια. Αυτό σημαίνει ότι η ανάλυση των κτιρίων ως μεμονωμένων με στόχο την μείωση του υπολογιστικού κόστους είναι υπέρ της ασφάλειας. Από την άλλη, η εξέταση του συνόλου ενός συγκροτήματος κτιρίων είναι μια εκτεταμένη και εξαιρετικά δυσχερής διαδικασία, στις συνήθεις περιπτώσεις και ερευνητικά αντιμετωπίστηκε από τους Pagnini et al. (2011) μέσω πιθανοτικής προσέγγισης και υπολογισμού καμπύλων τρωτότητας. Οι Formisano et al. (2015) πρότειναν μια γρήγορη διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής τρωτότητας των συγκροτημάτων τοιχοποιίας βαθμονομημένης βάσει αριθμητικών αναλύσεων σε διάφορες κλίμακες μεγεθών, από μικρά μεμονωμένα συγκροτήματα έως μέρη ιστορικών κέντρων, ως πρώτο βήμα για την αξιολόγηση της σεισμικής τρωτότητας μεμονωμένων κτιρίων ομαδοποιημένων σε συγκροτήματα.

3.2. Απλοποιημένη μεθοδολογία αποτίμησης της σεισμικής τρωτότητας συμπλεγμάτων κτιρίων

Οι Formisano et al. (2015) ανέπτυξαν μια ταχεία διαδικασία σεισμικής εκτίμησης για τα συμπλέγματα από φέρουσα τοιχοποιία, λαμβάνοντας ως βάση την ευρέως χρησιμοποιούμενη γρήγορη μεθοδολογία για τα μεμονωμένα κτίρια που πρότειναν οι Benedetti and Petrini (1984) και οι Benedetti et al. (1988), σύμφωνα με την οποία συλλέγονται πληροφορίες για το κτίριο σε μια κατάλληλη φόρμα και εξετάζεται η τρωτότητά τους υπό σεισμικά φορτία. Η φόρμα απαρτίζεται από δέκα παραμέτρους που χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό του φέροντος οργανισμού και των σημαντικών αδυναμιών στη σεισμική απόκρισή του.

Συγκεκριμένα, η πρώτη παράμετρος «Οργάνωση των κατακόρυφων στοιχείων» εντοπίζει τα κατακόρυφα στοιχεία του φέροντος οργανισμού, και συγκεκριμένα το φέρον σύστημα που αναλαμβάνει το 70% των σεισμικών δυνάμεων. Με τη δεύτερη παράμετρο, «Φύση των κατακόρυφων στοιχείων», λαμβάνεται υπόψη η ποιότητα

κατασκευής του στατικού συστήματος, ελέγχοντας διάφορα κριτήρια όπως είναι τα υλικά κατασκευής και η ποιότητα δόμησης. Η τρίτη παράμετρος «Τοποθεσία του κτιρίου και τύπος θεμελίωσης» αποτιμά την επιρροή της συνοχής και κλίσης της κατηγορίας του εδάφους θεμελίωσης και της υψομετρικής διαφοράς των θεμελίων του κτιρίου στη σεισμική του συμπεριφορά. Η τέταρτη παράμετρος «Κατανομή των φερόντων στοιχείων στην κάτοψη» αφορά στο ποσοστό της δρώσας τέμνουσας βάσης όπως υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης και της τέμνουσας βάσης αντοχής της κατασκευής που αντιστοιχεί στην ικανότητα του συστήματος να φέρει οριζόντια φορτία.

Η πέμπτη παράμετρος «Κανονικότητα σε κάτοψη» λαμβάνει υπόψη ταυτόχρονα τη μορφή του κτιρίου σε κάτοψη και την κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας των φερόντων στοιχείων. Με την έκτη παράμετρο «Κανονικότητα καθ' ύψος» προσδιορίζεται η μεταβολή μάζας ανά επίπεδο και οι πιθανές ασυνέχειες στις θέσεις των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Η έβδομη παράμετρος «Τύπος δαπέδων» αντιστοιχεί στην δυσκαμψία των δαπέδων και τις συνδέσεις με το φέροντα οργανισμό. Ο τύπος της στέγης και οι πιθανές ωθήσεις που επιβάλλει στις τοιχοποιίες λαμβάνονται υπόψη με την όγδοη παράμετρο «Στέγη». Στην ένατη παράμετρο «Λεπτομέρειες» κατηγοριοποιούνται τα μη φέροντα στοιχεία σε εσωτερικά (διαχωριστικοί τοίχοι, έπιπλα, κ.λπ.) και σε εξωτερικά (κεραίες, στηθαία, καπνοδόχοι, μπαλκόνια, κ.λπ.), τα οποία ενδέχεται να καταρρεύσουν μερικώς ή ολικώς ανάλογα με την ποιότητα σύνδεσης και το φέροντα οργανισμό της κατασκευής. Τέλος, με τη δέκατη παράμετρο «Τοπικές συνθήκες» εκτιμώνται οι στατικές ατέλειες και βλάβες στα φέροντα στοιχεία και στα θεμέλια.

Με βάση αυτή την προσέγγιση, για την οποία απαιτείται αυτοψία των κτιρίων εξωτερικά μόνο, υπολογίζεται ο δείκτης τρωτότητας της μεμονωμένης κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία σύμφωνα με την εξίσωση:

$$I_{V,I} = \sum_{i=1}^{10} s_i \cdot w_i \quad (3.1)$$

όπου, s_i και w_i είναι η τιμή και ο συντελεστής βαρύτητας, αντίστοιχα, της κάθε παραμέτρου στη φόρμα. Κάθε παράμετρος μπορεί να λάβει τέσσερις τιμές (από A για ασήμαντη, έως D για σημαντική) και περιγράφει την τρωτότητα, ενώ ο συντελεστής βαρύτητας (κυμαίνεται μεταξύ 0.25 και 1.50) αντιστοιχεί στη σπουδαιότητα της

παραμέτρου κατά την ποσοτικοποίηση της τρωτότητας του κτιρίου. Η προαναφερθείσα φόρμα, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 3.1 (παρουσιάζονται με λευκό οι δέκα παράμετροι) χρησιμοποιήθηκε από τον αντίστοιχο Ιταλικό Οργανισμό Αντισεισμικής Προστασίας ως εργαλείο για μια πρώτη αποτίμηση της τρωτότητας των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία και οπλισμένο σκυρόδεμα στα ιστορικά κέντρα (Cherubini et al., 2000).

Για να προσδιοριστεί επιπλέον η αλληλεπίδραση γειτονικών κατασκευών, η οποία αγνοείται στην παραπάνω μεθοδολογία, προτάθηκε μια νέα λίστα με την εισαγωγή πέντε επιπλέον παραμέτρων: 1) αλληλεπίδραση των όψεων, 2) αλληλεπίδραση της κάτοψης, 3) αριθμός ορόφων, 4) στατικές ή τυπολογικές ανομοιογένειες των γειτονικών κατασκευών, και 5) διαφορά στα ποσοστά ανοιγμάτων των γειτονικών προσόψεων. Οι επιπλέον πέντε παράμετροι παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.1 με γκρι σκιαγράφηση. Για λόγους ομοιομορφίας, αποδόθηκαν τιμές και συντελεστές βαρύτητας στις πέντε νέες παραμέτρους μέσω βαθμονόμησης αποτελεσμάτων από αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό 3muri.

Πίνακας 3.1. Φόρμα αποτίμησης τρωτότητας για κτίρια σε σύμπλεγμα Formisano et al. (2015).

Μεταβλητή	Τιμή (s)				Βαρύτητα (w)
	A	B	C	D	
1. Οργάνωση των κατακόρυφων στοιχείων	0	5	20	45	1
2. Φύση των κατακόρυφων στοιχείων	0	5	25	45	0.25
3. Τοποθεσία κτιρίου και τύπος θεμελίωσης	0	5	25	45	0.75
4. Κατανομή φερόντων στοιχείων στην κάτοψη	0	5	25	45	1.50
5. Κανονικότητα σε κάτοψη	0	5	25	45	0.50
6. Κανονικότητα καθ' ύψος	0	5	25	45	0.50-1.00
7. Τύπος δαπέδων	0	5	15	45	0.75-1.00
8. Στέγη	0	15	25	45	0.75
9. Λεπτομέρειες	0	0	25	45	0.25
10. Τοπικές συνθήκες	0	5	25	45	1.00
11. Αλληλεπίδραση όψεων	-20	0	15	45	1.00
12. Αλληλεπίδραση κάτοψης	-45	-25	-15	0	1.50
13. Αριθμός ορόφων	0	15	25	45	0.50
14. Ανομοιογένειες γειτονικών κατασκευών	-15	-10	0	45	1.20
15. Διαφορά ποσοστών ανοιγμάτων γειτονικών προσόψεων	-20	0	25	45	1.00

3.2.1 Εφαρμογή της απλοποιημένης μεθοδολογίας αποτίμησης στο ιστορικό κέντρο του Torre Del Greco

3.2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία

Όπως αναφέρθηκε, στο πλαίσιο της βαθμονόμησης της προτεινόμενης απλοποιημένης φόρμας αποτίμησης της σεισμικής τρωτότητας κτιρίων σε σύμπλεγμα, οι Formisano et al. (2015) πραγματοποίησαν ανάλυση σε ένα υφιστάμενο σύμπλεγμα κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία που βρίσκεται στο ιστορικό κέντρο του Torre Del Greco. Η πόλη βρίσκεται περίπου 20km μακριά από τη Νάπολη με αυξημένη σεισμική επικινδυνότητα λόγω της γειτνίασης με τον Βεζούβιο. Το σύμπλεγμα κτιρίων που εξετάστηκε, αποτελείται από πέντε κτίρια από άοπλη τοιχοποιία με λίθους τύρφης (Εικόνα 3.1). Τα κτίρια είναι στατικά εξαρτημένα το ένα από το άλλο, έχουν κανονική κάτοψη και καλύπτουν μια συνολική επιφάνεια 877m².

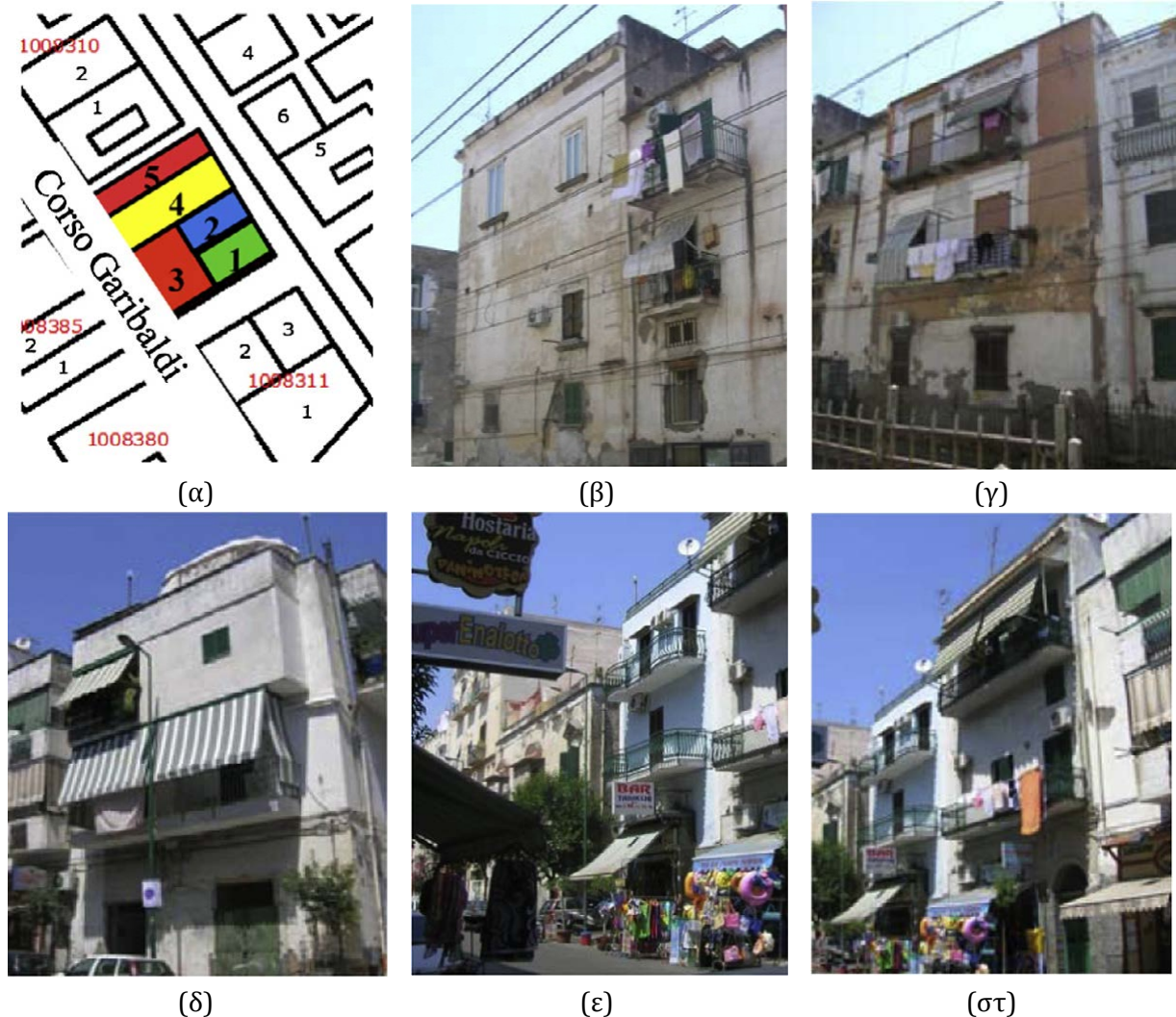


Εικόνα 3.1. Άποψη της περιοχής του ιστορικού κέντρου του Torre Del Greco (α) και εξεταζόμενο σύμπλεγμα κτιρίων (β). Formisano et al. (2015).

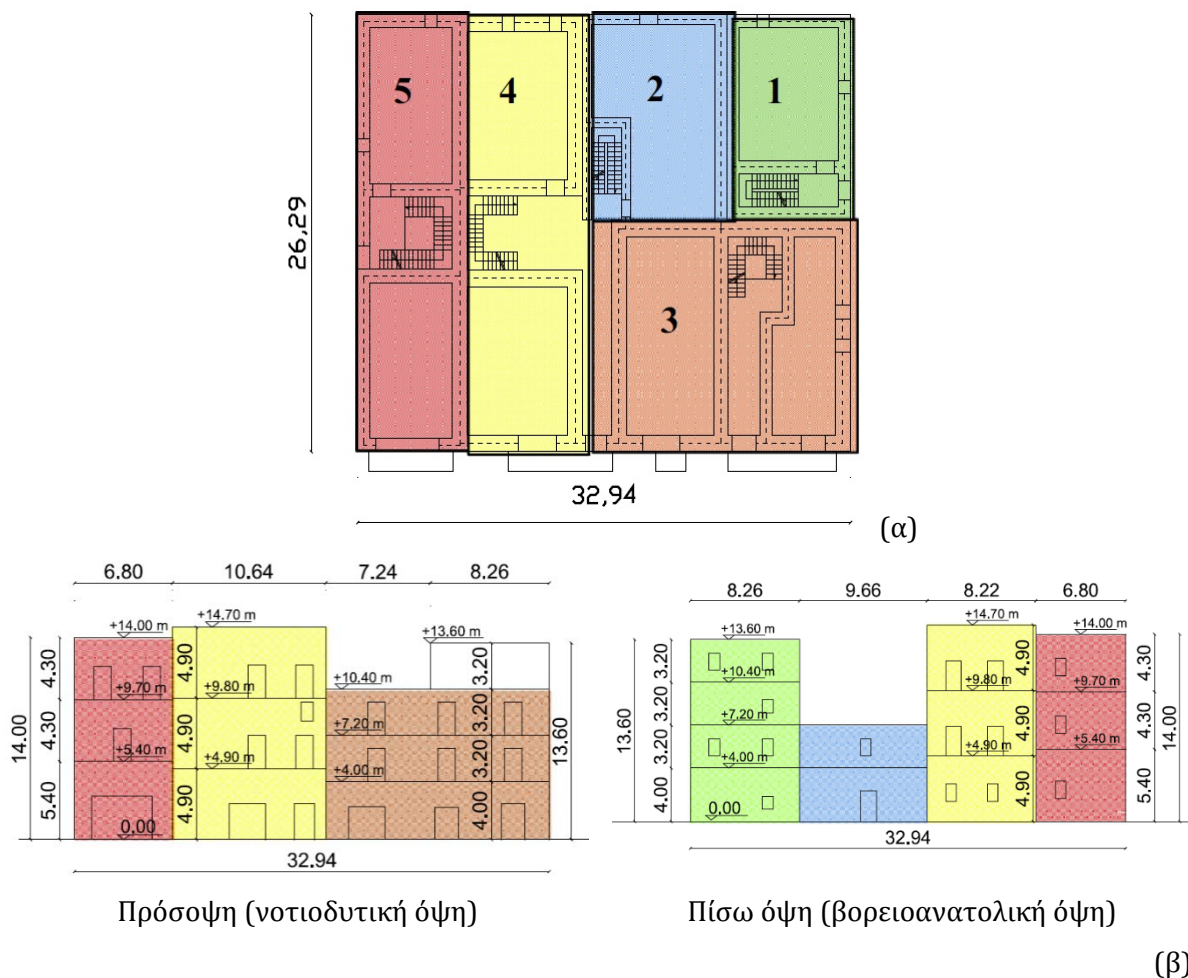
Συγκεκριμένα, το κτίριο 1 (Εικόνες 3.2 και 3.3) βρίσκεται στην ανατολική γωνία του συμπλέγματος, περιλαμβάνει δύο όψεις, έχει εμβαδό περίπου 97m² και αποτελείται από 4 ορόφους. Το ισόγειο έχει ύψος 4.00m ενώ οι υπόλοιποι όροφοι 3.20m. Το κτίριο 2 βρίσκεται σε εσωτερική θέση στο σύμπλεγμα και περικλείεται από άλλα τρία κτίρια. Το εμβαδό του είναι περίπου 137m² και περιλαμβάνει 2 ορόφους με ύψη 4.00m και 3.20m, στο ισόγειο και τον πρώτο όροφο αντίστοιχα. Το κτίριο 3 βρίσκεται στη νότια γωνία του συμπλέγματος και περιλαμβάνει δύο όψεις. Το εμβαδό του είναι περίπου 194 m² και περιλαμβάνει 3 ορόφους ύψους 4.00m. Το κτίριο 4 βρίσκεται μεταξύ των κτιρίων 2, 3 και 5 και οι δύο όψεις του βρίσκονται απέναντι βορειοανατολικά και νοτιοδυτικά.

Καλύπτει επιφάνεια 164m^2 , με 3 ορόφους ελεύθερου ύψους 4.90m . Τέλος, το κτίριο 5 εκτείνεται στη βόρεια πλευρά του συμπλέγματος και είναι ελεύθερο στις τρεις πλευρές του. Το εμβαδό του είναι 163m^2 και περιλαμβάνει τρεις ορόφους: το ισόγειο έχει ύψος 5.40m και οι υπόλοιποι όροφοι 4.30m .

Στην Εικόνα 3.4 παρουσιάζονται οι κατόψεις του κτιριακού συμπλέγματος. Η ποιότητα υλικών κάθε κτιρίου διαφέρει, συνεπώς εμφανίζουν διαφορετικές μηχανικές παραμέτρους όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.2: f_m είναι η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, τ_0 είναι η μέση διατμητική αντοχή απουσία αξονικής δύναμης, E είναι το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, G είναι το μέτρο διάτμησης και w είναι το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας. Τα οριζόντια διαφράγματα είναι θόλοι χωρίς περιμετρικές δοκούς (σενάζ) στο ισόγειο και μικτά δάπεδα με μεταλλικές σωληνωτές δοκούς στα υπόλοιπα επίπεδα, ενώ οι οροφές είναι επίπεδες.



Εικόνα 3.2. Το εξεταζόμενο σύμπλεγμα κτιρίων: (α) σε κάτοψη, (β) κτίριο 1, (γ) κτίριο 2, (δ) κτίριο 3, (ε) κτίριο 4, και (στ) κτίριο 5 (Formisano et al., 2015).

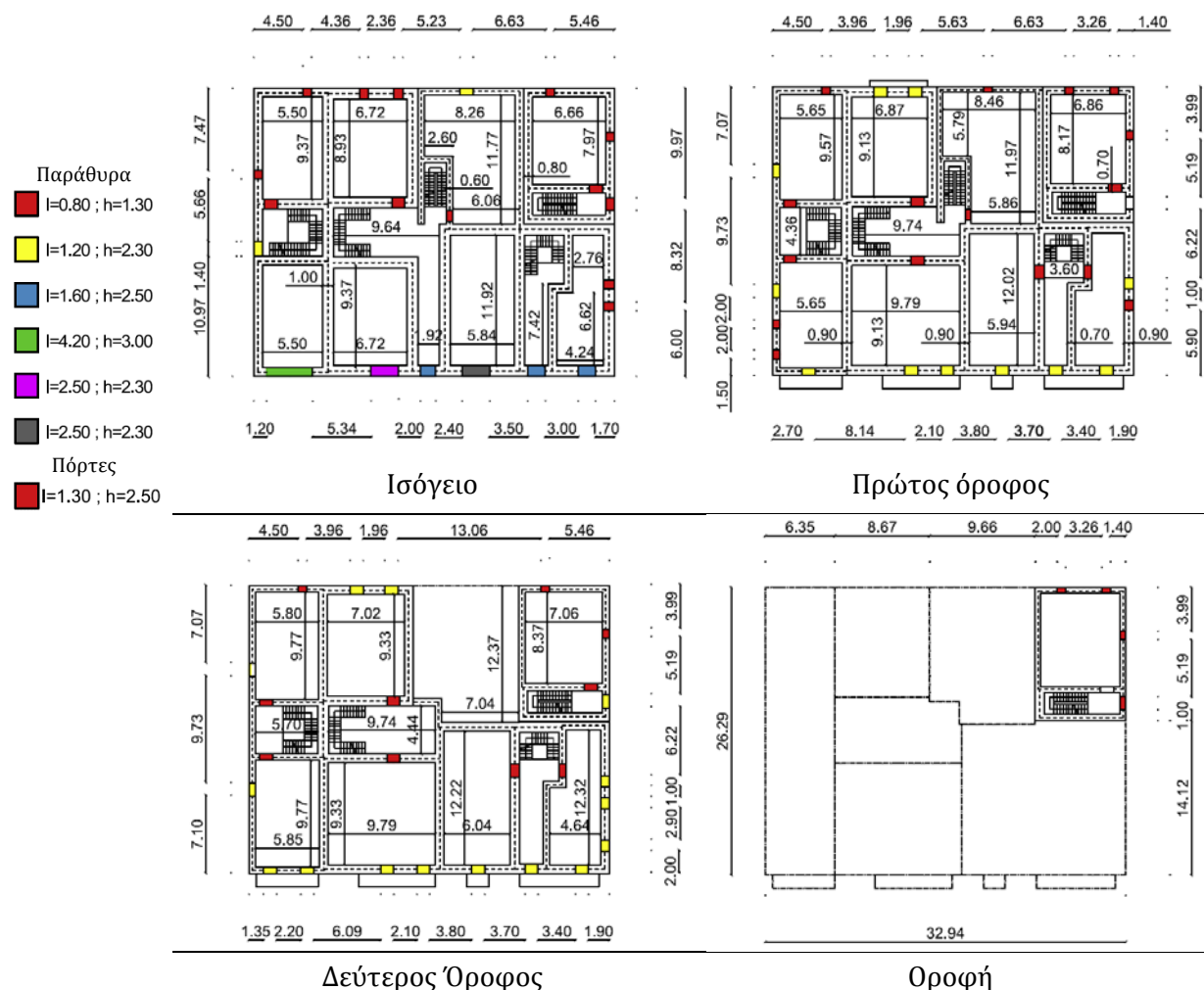


Εικόνα 3.3. Καθορισμός κτιριακών μονάδων (α) και όψεις (β) του συμπλέγματος τοιχοποιίας στο Torre Del Greco (Formisano et al., 2015).

3.2.1.2 Αριθμητικές αναλύσεις

Στο πλαίσιο της διερεύνησης των Formisano et al. (2015) πραγματοποιήθηκαν υπερωθητικές αναλύσεις με το λογισμικό 3muri, λαμβάνοντας υπόψη δύο διαφορετικές καταστάσεις φόρτισης: κατανομή οριζόντιων δυνάμεων με βάση τη μάζα και με βάση την πρώτη ιδιομορφή (Εικόνα 3.5). Οι καμπύλες που λήφθηκαν από τις υπερωθητικές αναλύσεις συγκρίθηκαν στη συνέχεια με το φάσμα του ιταλικού κανονισμού ώστε να εκτιμηθεί ο δείκτης τρωτότητας. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν τρία διαφορετικά φάσματα για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας: Προστασίας Ζωής (Life Safety Limit State-LLS), Περιορισμού Βλαβών (Damage Limit State-DLS) και Άμεσης Χρήσης (Operational Limit State-OLS), για τη ζώνη που αντιστοιχεί στο Torre Del Greco για συνήθη κτίρια (κατηγορία χρήσης II), για χρόνο ζωής 50 χρόνια, σε έδαφος κατηγορίας C και κατηγορία τοπογραφίας T_1 .

Κάθε κτιριακή μονάδα προσομοιώθηκε τόσο ως μεμονωμένη αλλά και ως μέρος του κτιριακού συγκροτήματος και εξετάστηκαν δύο διαφορετικές διευθύνσεις κατά μήκος (X) και εγκάρσια (Y). Στην Εικόνα 3.6 παρουσιάζονται οι μηχανισμοί κατάρρευσης για το σύνολο του συγκροτήματος, ενώ η διαφορά στη συμπεριφορά της μεμονωμένης μονάδας σε σχέση με τη συμπεριφορά της ίδιας μονάδας στο σύμπλεγμα παρουσιάζεται στην Εικόνα 3.7. Στην ίδια Εικόνα φαίνεται ότι η σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων στο σύμπλεγμα παρουσιάζει αυξημένες δυσκαμψίες και αντοχές. Συγκεκριμένα η αντοχή είναι σχεδόν πενταπλάσια εντός του συμπλέγματος συγκριτικά με την περίπτωση που προσομοιώνεται μεμονωμένα κάθε κατασκευή, καθώς στο σύμπλεγμα δρουν θετικά οι τοίχοι των άλλων κτιριακών μονάδων.



Εικόνα 3.4. Κατόψεις των κτιρίων του συμπλέγματος τοιχοποιίας στο Torre Del Greco (Formisano et al., 2015).

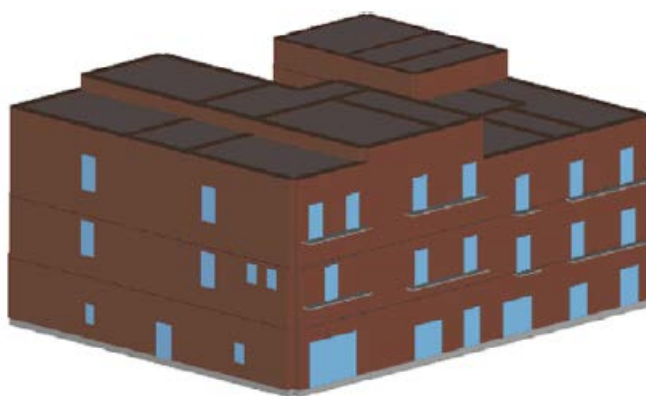
Πίνακας 3.2. Μηχανικές ιδιότητες τοιχοποιίας των κτιριακών μονάδων στο Torre Del Greco (Formisano et al., 2015).

Κτίριο	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
1	100	3.5	1080	180	16
2	80	2.8	900	150	16
3	110	3.5	1020	170	16
4	100	3.5	1080	180	16
5	120	4.2	1260	210	16

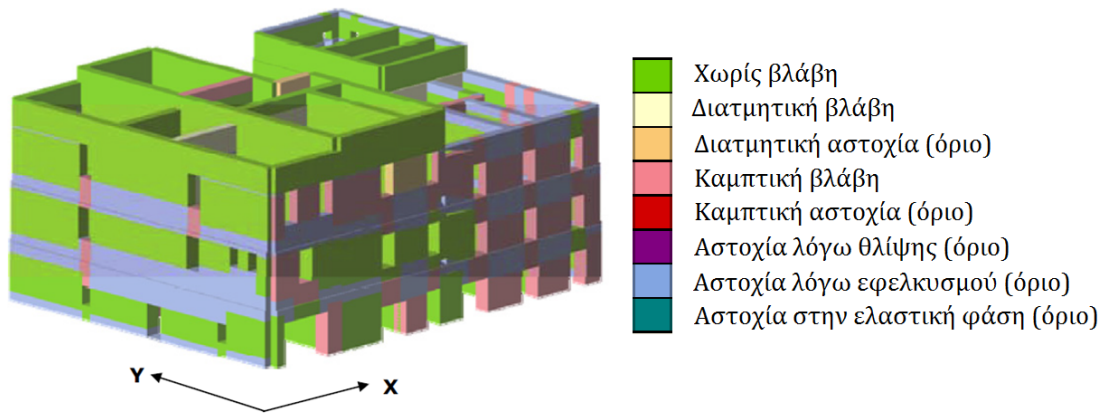
Εξετάζοντας τον Πίνακα 3.3, όπου παρουσιάζονται οι δείκτες τρωτότητας όπως προέκυψαν από την ανάλυση, συμπεραίνεται ότι η συμμετοχή σε σύμπλεγμα κτιρίων μειώνει τη σεισμική τρωτότητα ενός κτιρίου σε σχέση με την εξέταση του ίδιου κτιρίου ως μεμονωμένου. Επιπροσθέτως, υπολογίστηκαν οι δείκτες τρωτότητας $I_{V,rel}$ με τη μεθοδολογία ταχείας εκτίμησης που περιγράφηκε προηγουμένως για τις κτιριακές μονάδες του συμπλέγματος ώστε να συγκριθούν με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αναλύσεων $I_{M,A}$, όπου ο δείκτης I_M υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$I_M = \frac{D_{max}}{D_u} \quad (3.2)$$

όπου D_{max} είναι η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση της σεισμικής απαίτησης (δράση) και D_u είναι η μετατόπιση του κτιρίου στην αστοχία (αντοχή).



Εικόνα 3.5. Προσομοίωμα του συμπλέγματος στο Torre Del Greco (Formisano et al., 2015).



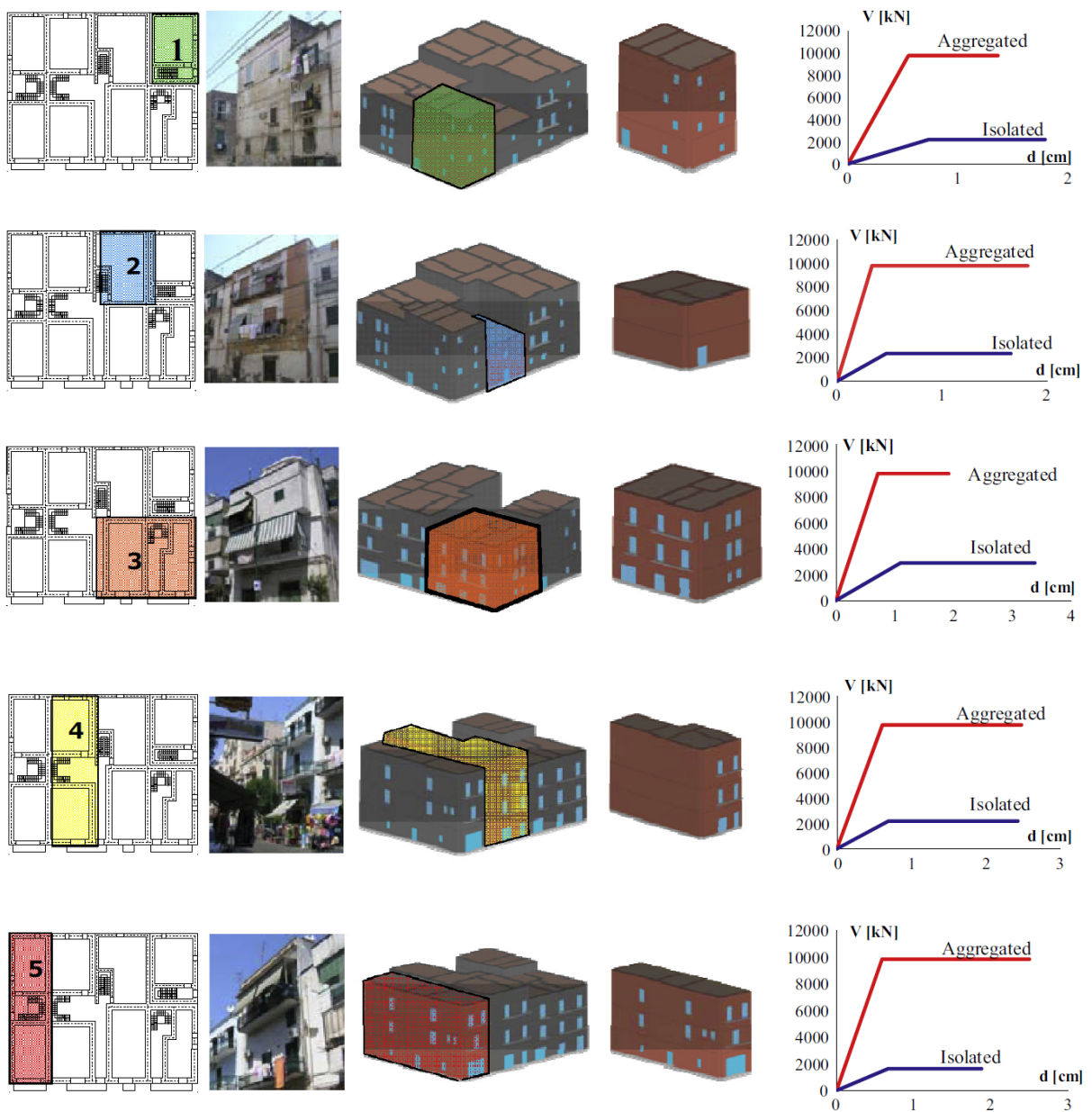
Εικόνα 3.6. Μηχανισμοί αστοχίας του συμπλέγματος στο Torre Del Greco (Formisano et al., 2015).

Πίνακας 3.3. Δείκτες τρωτότητας όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις του κτιριακού συγκροτήματος στο Torre Del Greco (Formisano et al., 2015).

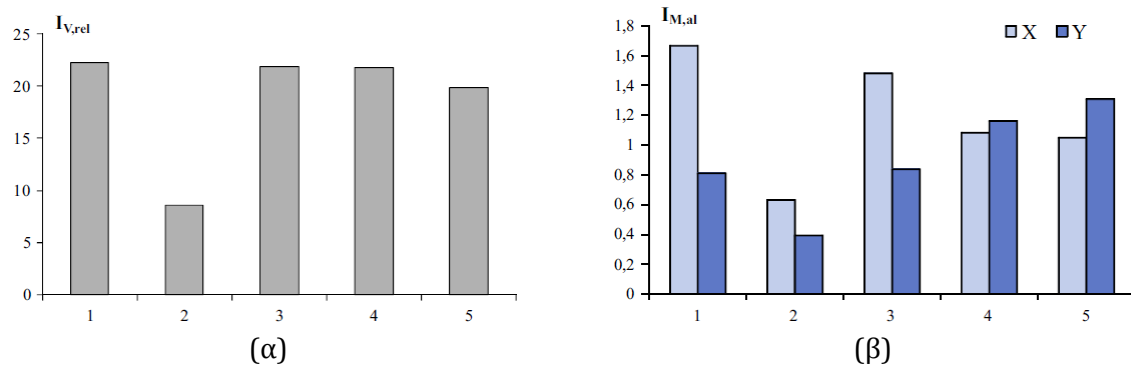
Κτίριο	Διεύθυνση	Μεμονωμένο			Σύμπλεγμα		
		D_{max} (cm)	D_u (cm)	$I_{M,I}$	D_{max} (cm)	D_u (cm)	$I_{M,A}$
1	X	2.58	1.79	1.44	2.27	1.36	1.67
	Y	1.98	2.04	0.97	1.78	2.20	0.81
2	X	1.17	1.65	0.71	1.14	1.81	0.63
	Y	0.54	1.75	0.31	0.69	1.77	0.39
3	X	3.58	3.40	1.05	2.85	1.92	1.48
	Y	1.77	2.27	0.78	1.67	2.00	0.84
4	X	3.86	2.44	1.58	2.70	2.49	1.08
	Y	1.62	2.26	0.72	1.75	1.51	1.16
5	X	3.89	1.87	2.08	2.62	2.50	1.05
	Y	0.99	1.44	0.69	1.53	1.16	1.31

Πίνακας 3.4. Σύγκριση των δεικτών τρωτότητας των δύο μεθόδων αποτίμησης του κτιριακού συγκροτήματος στο Torre Del Greco (Formisano et al., 2015).

Κτίριο	$I_{V,rel}$	$I_{M,A}$	
		Κατά μήκος (X)	Εγκάρσια (Y)
1	22.24	1.67	0.81
2	8.58	0.63	0.39
3	21.84	1.48	0.84
4	21.75	1.08	1.16
5	19.82	1.05	1.31



Εικόνα 3.7. Σύγκριση αποκρίσεων μεμονωμένων μονάδων και του συμπλέγματος στο Torre Del Greco (Formisano et al., 2015).



Σχήμα 3.1. Δείκτες τρωτότητας των μονάδων του συμπλέγματος στο Torre Del Greco σύμφωνα με (α) την ταχεία μεθοδολογία και (β) τις αριθμητικές αναλύσεις (Formisano et al., 2015).

Η σύγκριση των δεικτών τρωτότητας που προκύπτουν από τις δύο διαφορετικές μεθοδολογίες για το συγκρότημα των κτιρίων παρουσιάζεται στον Πίνακα 3.4, όπου είναι εμφανές ότι κρίσιμη είναι η κατά μήκος (X) διεύθυνση. Συγκεκριμένα, για τη X διεύθυνση, ο μεγαλύτερος δείκτη τρωτότητας προκύπτει για το κτίριο 1, ενώ το κτίριο 2 είναι το λιγότερο τρωτό. Για την ακρίβεια, όχι μόνο το κτίριο έχει κατασκευαστεί από καλής ποιότητας υλικά και είναι κανονικό σε κάτοψη, αλλά περικλείεται από τρία ψηλότερα κτίρια και κατέχει εσωτερική θέση στο σύμπλεγμα. Όλα τα παραπάνω στοιχεία μειώνουν τη σεισμική τρωτότητα, οδηγώντας σε βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Επιπρόσθετα, κατά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων, προκύπτει ότι με την ταχεία μεθοδολογία αποτίμησης υπολογίζεται η ίδια κατηγορία τρωτότητας σε σχέση με την αναλυτική μέθοδο στην κατά μήκος διεύθυνση (Σχήμα 3.1). Σημειώνεται ότι μέσω της ταχείας μεθοδολογίας δεν εκτιμάται το μέγεθος των βλαβών, αλλά βοηθά στον εντοπισμό των πιο τρωτών μονάδων ώστε να προγραμματιστούν κατάλληλα οι επεμβάσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4ο

Διερεύνηση Συμπλέγματος Κτιρίου

4.1. Εφαρμογή σε τοπικές συνθήκες

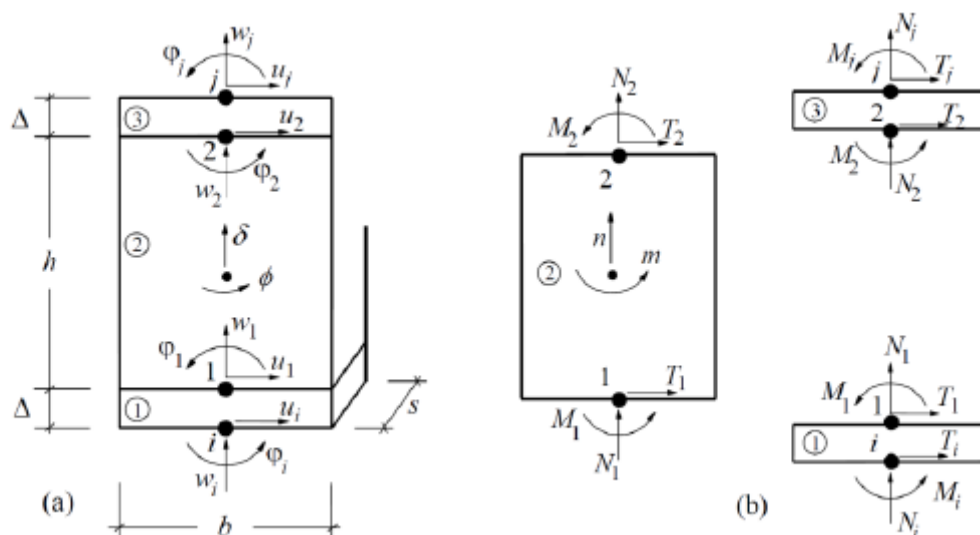
Στη συνέχεια, γίνεται διερεύνηση ενός συμπλέγματος κτιρίων, το οποίο υποτίθεται ότι βρίσκεται στην ιστορική πόλη των Χανίων (παλιό λιμάνι). Πρόκειται για γεωμετρία συγκροτήματος παρόμοια με αυτή που μελέτησαν οι Formisano et al. (2015), με διαφοροποίηση στις μηχανικές ιδιότητες των τοιχοποιιών, καθώς μεγάλο μέρος του παλιού λιμανιού των Χανίων έχει χτιστεί με ψαμμίτη από το λατομείο Σταυρού και κονιάματα παρασκευασμένα με πρώτες ύλες της περιοχής. Σημαντική διαφοροποίηση υπάρχει στο ίδιο βάρος της τοιχοποιίας, καθώς για τοιχοποιία από ψαμμίτη το ειδικό βάρος διαμορφώνεται σε 23 kN/m^3 , σε αντίθεση με την τιμή 16 kN/m^3 που υπολογίστηκε για το σύμπλεγμα στο Torre Del Greco. Επιπρόσθετα έγινε απλοποίηση κάποιων γεωμετρικών δεδομένων, δηλαδή λήφθηκε υπόψη ομοιόμορφο πάχος τοίχων καθ' ύψος των κτιριακών μονάδων για το σύνολο του συμπλέγματος ίσο με 0.80 m και απαλείφθηκαν οι διπλοί εν επαφή τοίχοι υπέρ της ασφάλειας. Οι διερευνήσεις έγιναν με το λογισμικό 3muri, το οποίο βασίζεται στην προσομοίωση μέσω μακροστοιχείων και παρουσιάζεται συνοπτικά στην επόμενη ενότητα.

4.2. Λογισμικό 3muri

Το λογισμικό 3muri διατίθεται στην αγορά από την εταιρεία S.T.A. Data S.r.l. και συγκεκριμένα στην Ελλάδα από την εταιρεία ERGOCAD® και εφαρμόζει τις αρχές της προσομοίωσης με μη γραμμικά μακροστοιχεία, συνθέτοντας πλαίσια που αντιπροσωπεύουν τους τοίχους της κατασκευής. Το μακροστοιχείο που χρησιμοποιείται στο λογισμικό αναπτύχθηκε αρχικά από τους Gamabrotta and

Lagomarsino (1996) και Brencich and Lagomarsino (1997, 1998) και βελτιώθηκε σε συνεργασία με τους Penna (2002) και Galasco et al. (2004). Μια ολοκληρωμένη επεξήγηση της θεωρίας στην οποία βασίζεται ο κώδικας του λογισμικού δίνεται από τους Lagomarsino et al. (2013). Το εν λόγω μακροστοιχείο επιτρέπει την περιγραφή των δύο εντός επιπέδου μορφών αστοχίας, κάμψης-θραύσης λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης και διατμητικής ολίσθησης με τριβή, με χρήση περιορισμένου αριθμού βαθμών ελευθερίας. Το προσομοίωμα, μέσω εσωτερικών μεταβλητών, λαμβάνει υπόψη την εξέλιξη των βλαβών λόγω διατμητικής ολίσθησης, η οποία προκαλεί μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας.

Στο Σχήμα 4.1 παρουσιάζονται τα τρία τμήματα στα οποία διακρίνεται το μακροστοιχείο: 2 στρώσεις, το κατώτερο (1) και το ανώτερο (3), στις οποίες συγκεντρώνονται η κάμψη και η αξονική παραμόρφωση και το κεντρικό τμήμα (2) το οποίο καταπονείται από διάτμηση και δεν παρουσιάζει αξονικές ή καμπτικές παραμορφώσεις. Το ολοκληρωμένο διδιάστατο προσομοίωμα λαμβάνει υπόψη τους τρεις βαθμούς ελευθερίας στους ακραίους κόμβους i και j (αξονική μετατόπιση w , οριζόντια μετατόπιση u και στροφή ϕ) και δύο βαθμούς ελευθερίας στην κεντρική ζώνη (αξονική μετατόπιση δ και στροφή ϕ). Επιπλέον, γίνεται η παραδοχή ότι τα ακραία τμήματα έχουν απειροελάχιστο πάχος.

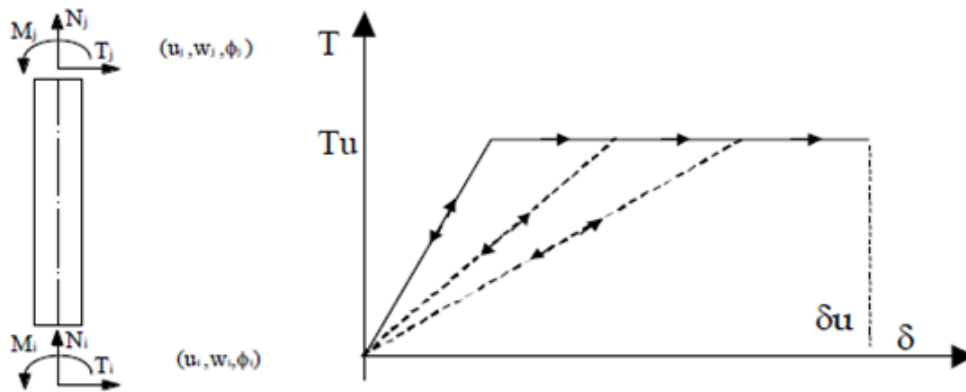


Σχήμα 4.1. Κινηματικό προσομοίωμα του μακροστοιχείου (Gambarotta and Lagomarsino, 1996).

Το στοιχείο ράβδου που εφαρμόζεται στο 3muri για την προσομοίωση των πεσσών και των δοκών σύζευξης έχει τις εξής ιδιότητες: 1) η αρχική δυσκαμψία δίνεται από τις ελαστικές ιδιότητες (για ρηγματωμένη κατάσταση), 2) η συμπεριφορά είναι

διγραμμική με μέγιστες τιμές διάτμησης και καμπτικής ροπής όπως υπολογίζονται από τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, 3) γίνεται ανακατανομή των εσωτερικών δυνάμεων σύμφωνα με την εξίσωση ισορροπίας του στοιχείου, 4) ο εντοπισμός των οριακών καταστάσεων παραμόρφωσης γίνεται βάσει καθολικών και τοπικών παραμέτρων αστοχίας, 5) στην πλαστική περιοχή η δυσκαμψία μειώνεται (χαλάρωση), 6) ο έλεγχος της πλαστιμότητας γίνεται για μέγιστη σχετική μετατόπιση μεταξύ ορόφων (δ_u) και βασίζεται στο μηχανισμό αστοχίας του EC8 (Εξίσωση (4.1)), 7) όταν εξαντλείται η αντοχή του στοιχείου δεν διακόπτεται η καθολική ανάλυση (Σχήμα 4.2):

$$\delta_u = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \frac{(\varphi_j - \varphi_i)}{2} = \begin{cases} 0.4\% & \text{διάτμηση} \\ 0.6\% & \text{κάμψη} \end{cases} \quad (4.1)$$



Σχήμα 4.2. Μη γραμμικό στοιχείο ράβδου με χαλάρωση (softening) (S.T.A. DATA srl, 2017).

Η συμπεριφορά του στοιχείου περιγράφεται από την Εξίσωση (4.2), με τη μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού να παρατηρείται όταν κάποια τιμή δράσης φτάσει την οριακή τιμή που ορίζεται από τα κριτήρια αστοχίας για κάμψη-θραύση λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης (Εξίσωση (4.3)) και για διατμητική ολίσθηση (Εξίσωση (4.4)):

$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \varphi_i \\ u_j \\ w_j \\ \varphi_j \end{Bmatrix} \quad (4.2)$$

όπου $\psi = 1.2 \frac{Eb^2}{Gh^2}$, E και G το μέτρο ελαστικότητας και το μέτρο διάτμησης της τοιχοποιίας, αντίστοιχα, ενώ b και h είναι το πλάτος και το ύψος του πεσσού αντίστοιχα. Τέλος, A και J είναι το εμβαδόν και η ροπή αδράνειας της διατομής.

Το κριτήριο αστοχίας για κάμψη δίδεται από τη σχέση:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \frac{1 - \sigma_0}{0.85 f_m} = \frac{Nl}{0.425 f_m} \left(1 - \frac{N}{lt}\right) \quad (4.3)$$

όπου M_u είναι η οριακή αντοχή σε κάμψη, l είναι το μήκος του φατνώματος, t είναι το πάχος, N είναι η αξονική θλιπτική (θεωρώντας θετική τη θλιπτική καταπόνηση), σ_0 είναι η θλιπτική τάση στη συνολική επιφάνεια ($\sigma_0 = N/lt$) και f_m είναι η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Αντίστοιχα, το κριτήριο αστοχίας σε διατμητική ολίσθηση δίδεται από τη σχέση:

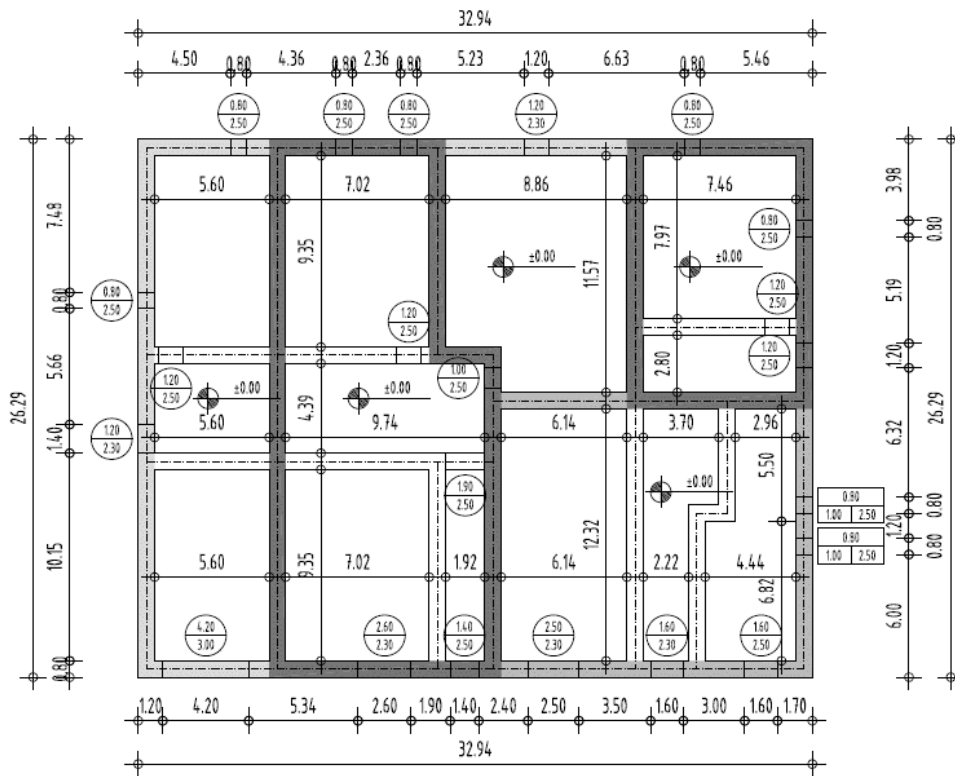
$$T_u = l' t f_v = l' t (f_{v0} + \mu \sigma_n) = l' t f_{v0} + \mu N \quad (4.4)$$

όπου T_u είναι η διατμητική αντοχή σε ολίσθηση, l' είναι το μήκος της θλιβόμενης διατομής του τοίχου, t είναι το πάχος, f_v είναι η αντίσταση έναντι διάτμησης της τοιχοποιίας, f_{v0} είναι η διατμητική αντίσταση της τοιχοποιίας χωρίς θλίψη, μ είναι ο συντελεστής τριβής (συνήθως λαμβάνεται ίσος με 0.4) και σ_n είναι η μέση κανονική τιμή της θλιπτικής τάσης που ασκείται επί της επιφάνειας επιρροής.

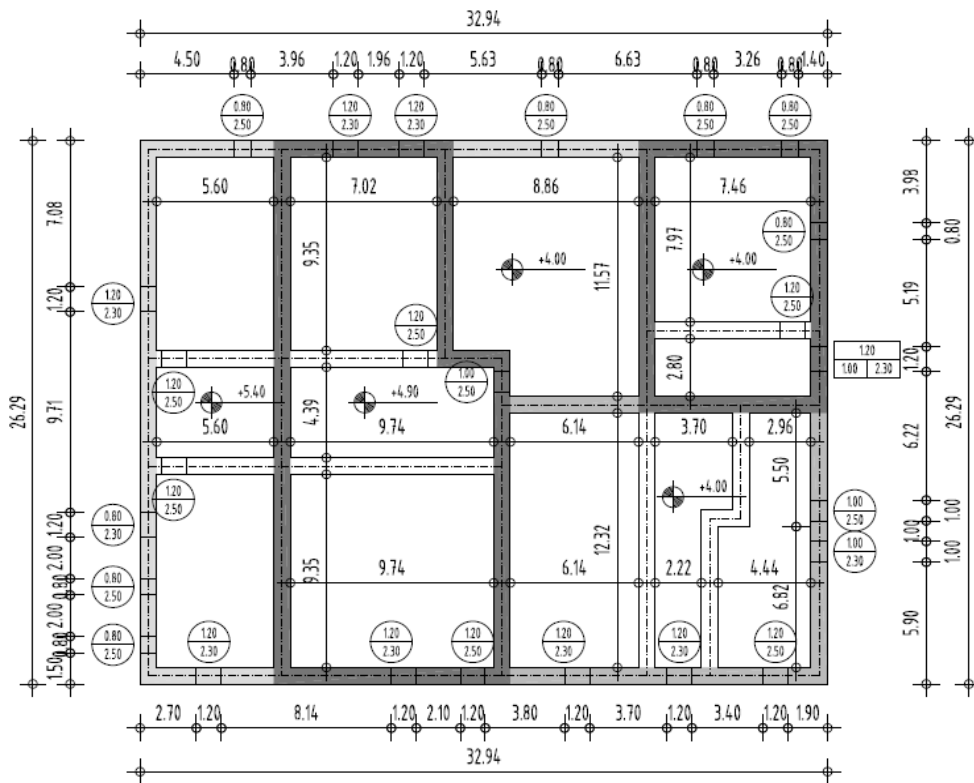
4.3. Περιγραφή αρχικού φορέα

4.3.1 Γεωμετρία και μηχανικά χαρακτηριστικά αρχικού φορέα

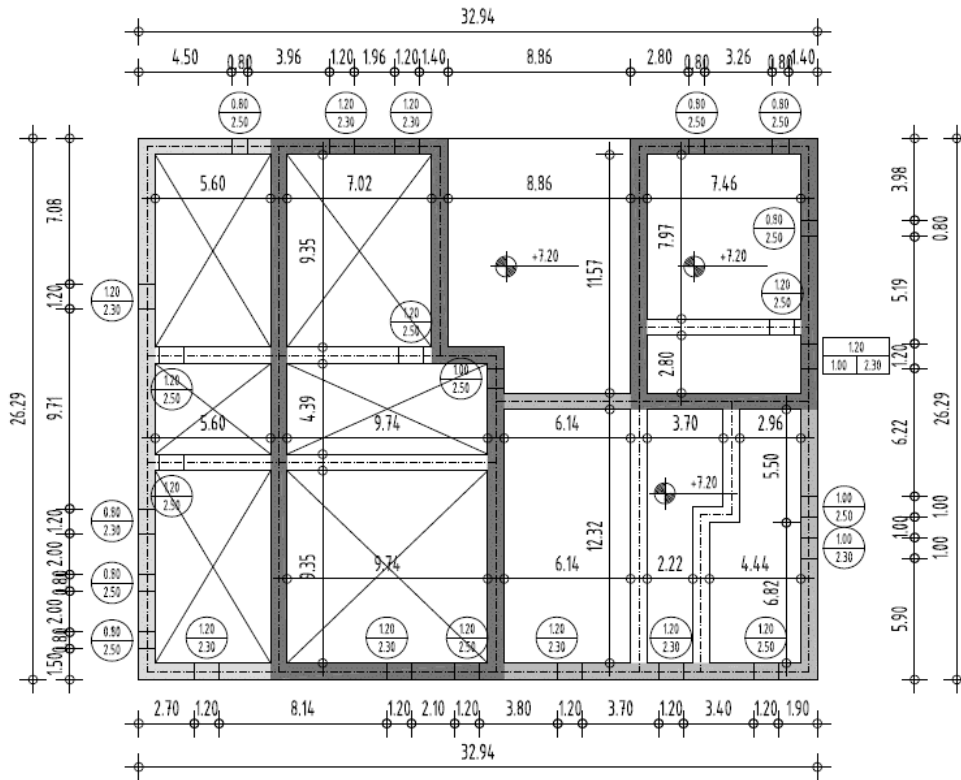
Οι κατόψεις του κτιριακού συγκροτήματος που εξετάστηκε παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.3 έως 4.7, ενώ οι μηχανικές ιδιότητες των κτιριακών μονάδων φαίνονται στον Πίνακα 4.1. Τα στοιχεία του Πίνακα 4.1 έχουν ληφθεί από την εργασία των Βαχλιώτης κ.α., (2009) στα «Ταμπάκικα» Σάμου, για το έργο «Διερεύνηση του τρόπου δόμησης και ελέγχου αντοχής των φερόντων στοιχείων του Πανεπιστημίου Αιγαίου, για την οποία πραγματοποιήθηκε, μεταξύ άλλων, αποτίμηση μετά από εκτενείς ερευνητικές εργασίες της αντοχής των δομικών υλικών των φερόντων στοιχείων των διατηρητέων υφιστάμενων κτιρίων (χρόνος εκπόνησης 2005-2006). Στο Σχήμα 4.8 παρουσιάζεται το τριδιάστατο προσομοίωμα του συγκροτήματος.



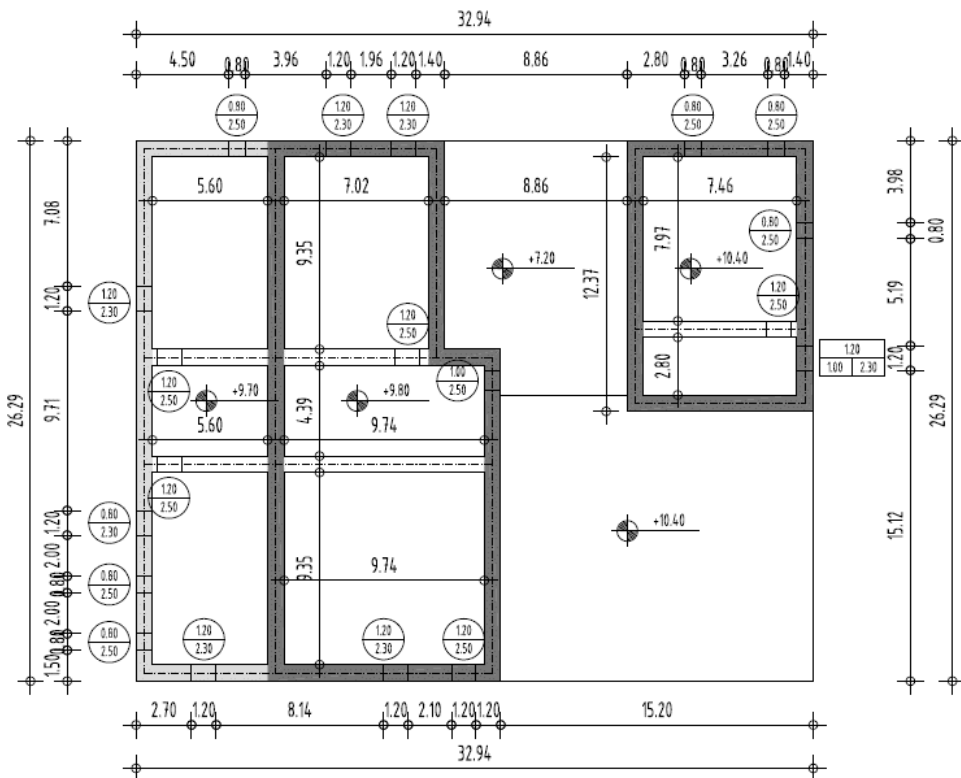
Σχήμα 4.3. Κάτοψη ισογείου συμπλέγματος κτιρίων.



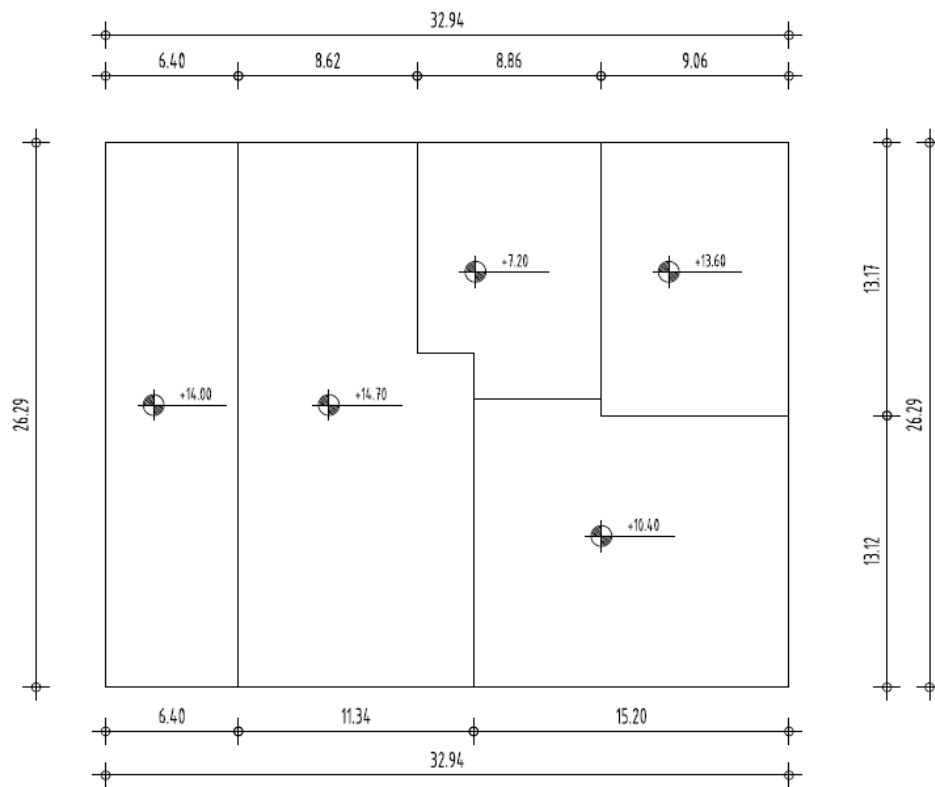
Σχήμα 4.4. Κάτοψη σταθμών +4.00, +4.90, +5.40 συμπλέγματος κτιρίων.



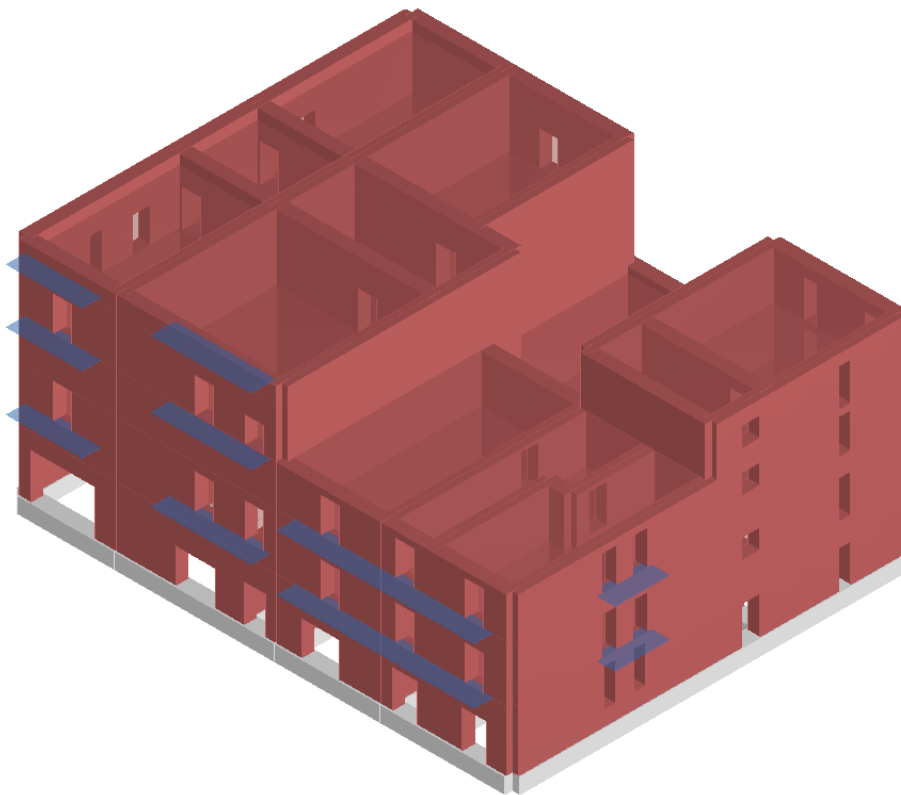
Σχήμα 4.5. Κάτοψη σταθμών +7.20 συμπλέγματος κτιρίων.



Σχήμα 4.6. Κάτοψη σταθμών +9.70, +9.80, +10.40 συμπλέγματος κτιρίων.



Σχήμα 4.7. Κάτοψη σταθμών +13.60, +14.00, +14.70 (δωμάτων) συμπλέγματος κτιρίων.



Σχήμα 4.8. Τρισδιάστατο προσομοίωμα συμπλέγματος κτιρίων που αναλύθηκε στο 3πιγί.

Πίνακας 4.1. Μηχανικά χαρακτηριστικά συμπλέγματος κτιρίων για το παλιό λιμάνι των Χανίων.

Κτίριο	f_m (kN/m^2)	f_k (kN/m^2)	τ_0 (kN/m^2)	E (MPa)	G (MPa)	w (kN/m^3)
1	910	637	50	460	250	23
2	870	609	50	440	230	23
3	1000	700	50	500	270	23
4	950	665	50	480	260	23
5	1450	1015	50	740	390	23

Στον Πίνακα 4.1: f_m είναι η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, τ_0 είναι η μέση διατμητική αντοχή απουσία αξονικής δύναμης, E είναι το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, G είναι το μέτρο διάτμησης και w είναι το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας. Σημειώνεται ότι οι τιμές των f_m , E και G λήφθηκαν από την εργασία των Βαχλιώτη κ.α. (2009), ενώ για την τ_0 επιλέχθηκε ενιαία τιμή ίση με $50 kN/m^2$. Για τον ορισμό των υλικών στο 3muγi χρειάζεται να προσδιοριστεί η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, που στη συγκεκριμένη περίπτωση λαμβάνεται ίση με το 70% της f_m . Για τα υλικά λαμβάνεται συντελεστής ασφάλειας $\gamma_m = 3.0$, σύμφωνα με τον EC6.

4.3.2 Θεμελίωση

Ορίστηκε στο προσομοίωμα συνεχές πέδιλο στη βάση των φερόντων τοίχων 80 cm. διαστάσεων 1m x 1m, από σκυρόδεμα κατηγορίας C16/20, εδραζόμενο επί υλικού με σταθερά Winkler $K = 100MN/m^3$.

4.3.3 Ορισμός φορτίων

4.3.3.1 Στατικά φορτία

Όπως αναφέρθηκε, για να υπολογιστεί το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας θεωρήθηκε ειδικό βάρος $\gamma_m = 23 kN/m^3$. Έγινε η παραδοχή ότι τα πατώματα αποτελούνται από ξύλινο πέτσωμα 2 cm. και στηρίζονται επί ξύλινων δοκών 10x20cm τοποθετημένες ανά 40cm. Ως επιπλέον μόνιμο φορτίο ορίστηκε $2.50 kN/m^2$ για τα δάπεδα και $1.50 kN/m^2$ για τις οροφές. Στους προβόλους ορίστηκε $1.50 kN/m^2$ επιπλέον μόνιμο φορτίο. Όσον αφορά στα κινητά φορτία, ορίστηκε γενικά κινητό φορτίο δαπέδου $2.00 kN/m^2$ παντού εκτός των προβόλων για τους οποίους υπολογίστηκε $5.00 kN/m^2$. Στη συνέχεια συνοψίζονται τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση:

- Ίδιο βάρος ξύλινου πατώματος:
 $0.02m \times 6kN/m^3 = 0.12 kN/m^2$, για το πέτωμα,
 $0.10m \times 0.20m \times 6kN/m^3 \times (1.00m/0.40m)/1.00m = 0.30 kN/m^2$, για τις δοκούς
 Συνολικό ίδιο βάρος ξύλινου πατώματος: $0.42 kN/m^2 \approx 0.50 kN/m^2$
- Μόνιμο φορτίο επικάλυψης: $2.50kN/m^2$ για τα δάπεδα και $1.50kN/m^2$ για τους προβόλους
- Ωφέλιμο φορτίο: $2.00 kN/m^2$ γενικά σε χαμηλές στάθμες, $1.00 kN/m^2$ στη στέγη και $5.00 kN/m^2$ στους προβόλους.

4.3.3.2 Σεισμικά φορτία

Με τη βοήθεια του λογισμικού *3muγi* εκτελείται Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (Pushover), με κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων βάσει της πρώτης ιδιομορφής, μέσω της εξίσωσης:

$$F_i = m_i \cdot \varphi_i \cdot \psi \cdot S_e \quad (4.5)$$

όπου F_i είναι η οριζόντια σεισμική δύναμη για τον όροφο i (σε kN), m_i είναι η μάζα του ορόφου i (σε tn), φ_i είναι η ιδιομορφή του ορόφου i , ψ είναι ο συντελεστής συμμετοχής, που υπολογίζεται από την εξίσωση (4.6) και S_e είναι η φασματική επιτάχυνση (σε m/sec^2). Ο συντελεστής συμμετοχής υπολογίζεται ως εξής:

$$\psi = \frac{\sum m_i \cdot \varphi_i}{\sum m_i \cdot \varphi_i^2} \quad (4.6)$$

Η φασματική επιτάχυνση λαμβάνεται από το ελαστικό φάσμα του EC8 (EN1998, 2004) και αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του συνολικού συγκροτήματος όπως υπολογίζεται εσωτερικά από το λογισμικό. Γίνεται η παραδοχή ότι πρόκειται για συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, στην 2^η Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας και εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας C. Η εξίσωση (4.7) περιγράφει το ελαστικό φάσμα του EC8:

$$\left. \begin{aligned} S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right], & 0 \leq T \leq T_B & \quad (\alpha) \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5, & T_B \leq T \leq T_C & \quad (\beta) \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right], & T_C \leq T \leq T_D & \quad (\gamma) \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], & T_D \leq T \leq 4s & \quad (\delta) \end{aligned} \right\} \quad (4.7)$$

όπου $S_e(T)$ είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση, T είναι η βασική ιδιοπερίοδος και T_A, T_B και T_C είναι οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος, που για κατηγορία εδάφους C είναι $T_B = 0.15 \text{ sec}$, $T_C = 0.60 \text{ sec}$ και $T_D = 2.00 \text{ sec}$. (Πίνακας 3.2, (EN1998, 2004)). Επίσης, a_g είναι η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού εδάφους για τύπο εδάφους A, όπου $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$, με γ_I τον συντελεστή σπουδαιότητας, που για σύνηθες κτίριο κατοικιών και γραφείων είναι $\gamma_I = 1.00$ και a_{gR} την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς για τύπο εδάφους A, που για τη 2^η Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας είναι $0.24g$. Τέλος, S είναι ο συντελεστής εδάφους που δίνεται από τον Πίνακα 3.2 (EN1998, 2004) για κάθε τύπο εδάφους, συνεπώς στην προκειμένη περίπτωση είναι $S = 1.15$ και η είναι ο διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης διάφορο του 5%, άρα είναι ίσος με $\eta = 1.00$ για τον εξεταζόμενο φορέα.

4.4. Αποτελέσματα μεμονωμένων κτιρίων

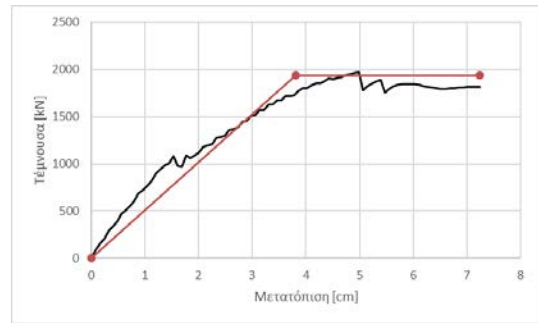
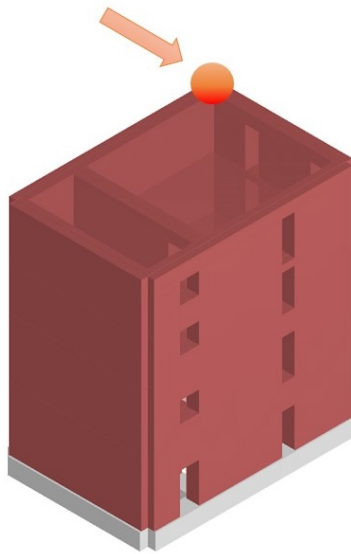
Πραγματοποιήθηκαν στατικές μη γραμμικές αναλύσεις (Υπερωθητική Ανάλυση- Pushover Analysis, PSO) στα μεμονωμένα κτίρια του συγκροτήματος και λήφθηκαν οι αντίστοιχες καμπύλες, όπως φαίνονται στα Σχήματα 4.9 και 4.10. Στο Σχήμα φαίνεται επίσης για κάθε κτίριο ο τριδιάστατος φορέας όπως προσομοιώθηκε και ο κόμβος ελέγχου. Στον Πίνακα 4.2 συνοψίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων ανά κτίριο, όπου T^* και m^* είναι η ιδιοπερίοδος και η μάζα του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος, αντίστοιχα, w και M είναι η συνολική μάζα της κατασκευής ($w = M \cdot g$), F_y^* είναι η τέμνουσα βάσης στη διαρροή του μονοβάθμιου ταλαντωτή που συμβαίνει για μετατόπιση του κόμβου ελέγχου d_y^* . Τέλος, d_m^* είναι η μετατόπιση αστοχίας του ιδεατού (μονοβάθμιου) συστήματος. Στον Πίνακα 4.3 δίνονται τα στοιχεία της διαγραμμικής καμπύλης για κάθε κτίριο, όπου K_0 είναι η κλίση του ελαστικού κλάδου, F_y και d_y είναι το σημείο αλλαγής κλίσης και d_{max} το σημείο που σταμάτησε η ανάλυση.

Κτίριο

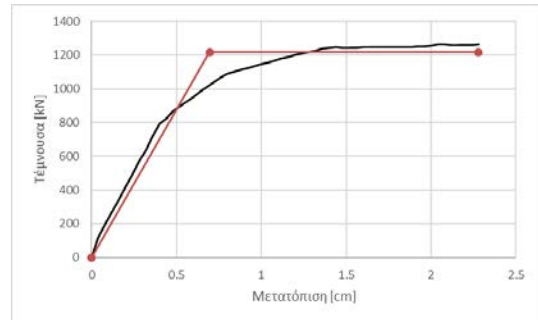
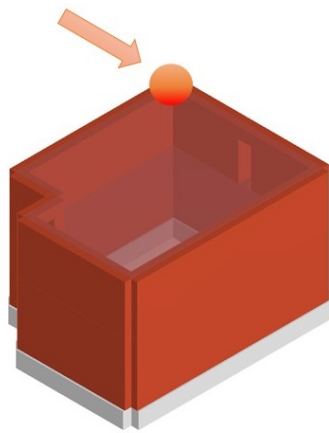
Φορέας

Καμπύλη PSO

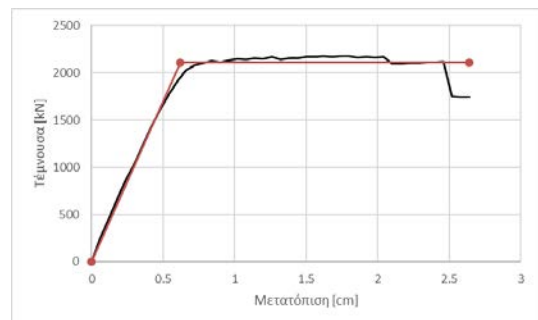
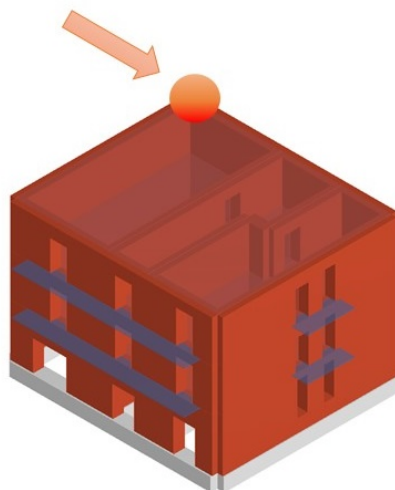
(1)



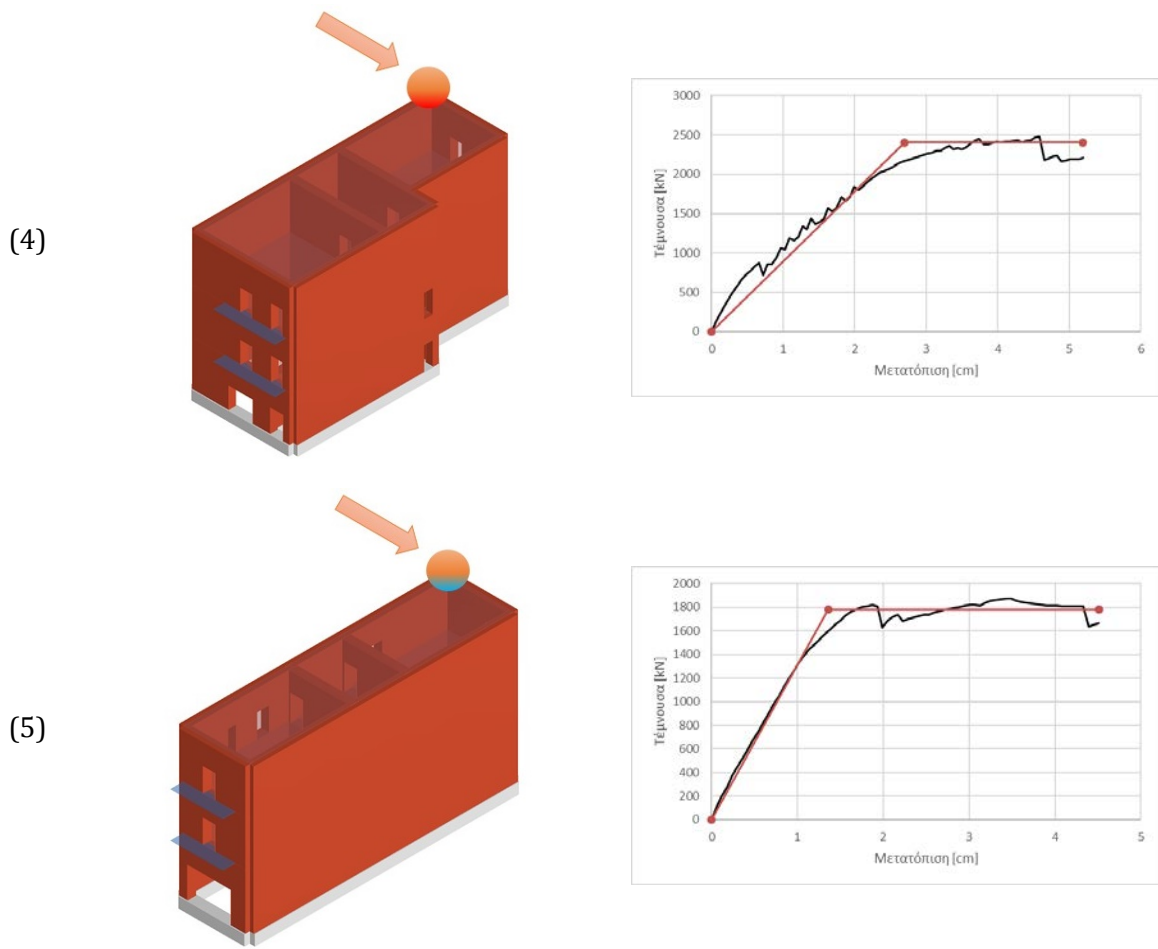
(2)



(3)



Σχήμα 4.9. Τριδιάστατο προσομοίωμα, κόμβος ελέγχου και PSO καμπύλη για τα κτίρια του συγκροτήματος ως μεμονωμένοι φορείς (κτίρια 1, 2, και 3).



Σχήμα 4.10. Τριδιάστατο προσομοίωμα, κόμβος ελέγχου και PSO καμπύλη για τα κτίρια του συγκροτήματος ως μεμονωμένοι φορείς (κτίρια 4 και 5).

Πίνακας 4.2. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Υπερωθητικών Αναλύσεων μεμονωμένων κτιρίων.

Κτίριο	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
$T^*[sec]$	0.714	0.302	0.405	0.782	0.65
$m[kg]$	657299	4059.79	1407524	1381526	1397299
$w[kN]$	13087.73	6439.38	17400.45	26873.5	20394.66
$M[kg]$	1334122	656410	1773746	2739398	2078966
m^*/M [%]	49.268	61.848	79.353	50.432	67.211
$F_y^*[kN]$	1317.81	1032.74	2312.86	1639.99	1582.36
$d_y^*[cm]$	2.59	0.59	0.68	1.84	1.21
$d_m^*[cm]$	4.93	1.94	2.90	3.54	4.02

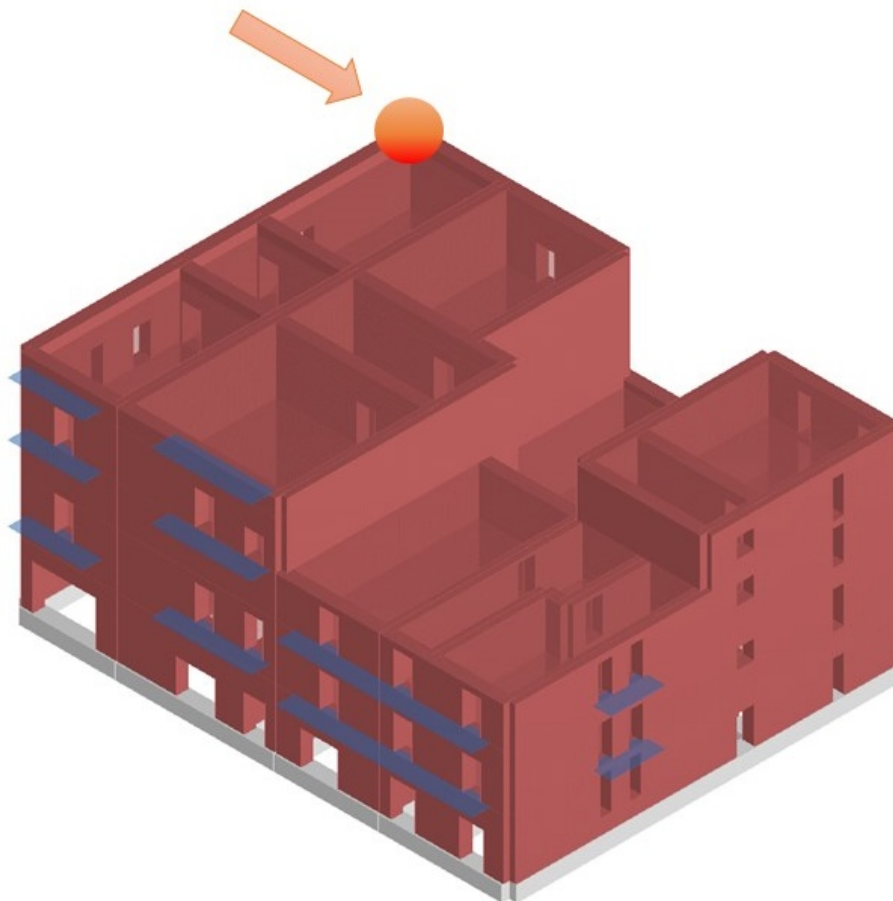
Πίνακας 4.3. Στοιχεία Διαγραμματικής Καμπύλης Υπερωθητικών Αναλύσεων μεμονωμένων κτιρίων.

Κτίριο	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
$K_0[kN/cm]$	508.81	1750.41	3401.27	891.30	1307.74
$F_y[kN]$	1936.68	1216.63	2107.70	2405.17	1778.77
$d_y[cm]$	3.81	0.70	0.62	2.70	1.36
$d_{max}[cm]$	7.24	2.28	2.64	5.19	4.51

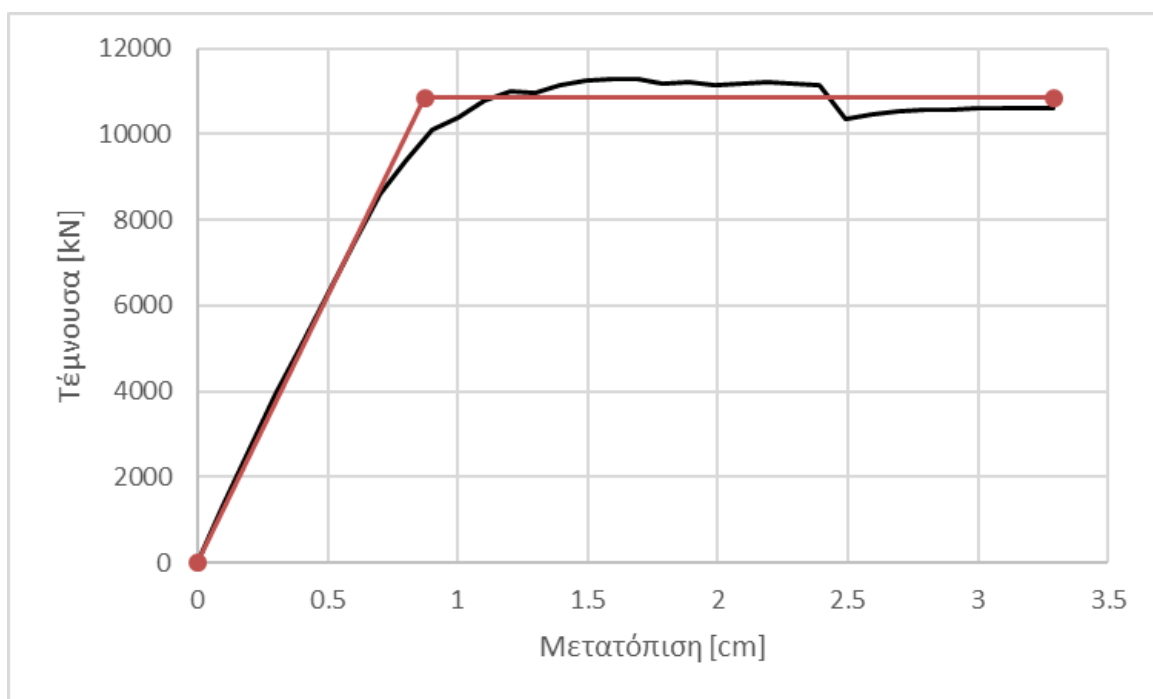
4.5. Αποτελέσματα αρχικού συμπλέγματος

Πραγματοποιήθηκε Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (Pushover Analysis) του συγκροτήματος που περιγράφηκε παραπάνω, με βάση τις μετατοπίσεις του κόμβου ελέγχου (Σχήμα 4.11) και η καμπύλη που προέκυψε φαίνεται στο Σχήμα 4.12. Για μετατόπιση $d_{max} = 3.29\text{ cm}$ ο φορέας παρουσιάζει εκτεταμένες βλάβες, με αποτέλεσμα να μην επιτυγχάνεται σύγκλιση και η ανάλυση να σταματά πριν φτάσει η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου στην τιμή στόχο $d_t = 4.23\text{ cm}$. Η ιδιοπερίοδος και η μάζα του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε ίση με $T^* = 0.384\text{ sec}$ και $m = 4600\text{ tn}$ αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι η συνολική μάζα του συστήματος είναι $m = 7100\text{ tn}$. Από την ανάλυση προέκυψε τέμνουσα βάσης στη διαρροή $F_y^* = 9063.26\text{ kN}$ για μετατόπιση του κόμβου ελέγχου ίση με $d_y^* = 0.73\text{ cm}$. Τέλος, ο οριζόντιος κλάδος της διγραμμικής καμπύλης αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης ίση με $F_y = 10854.80\text{ kN}$ και η αλλαγή κλάδου προκύπτει όταν η μετατόπιση κόμβου ελέγχου είναι ίση με $d_y = 0.874\text{ cm}$.

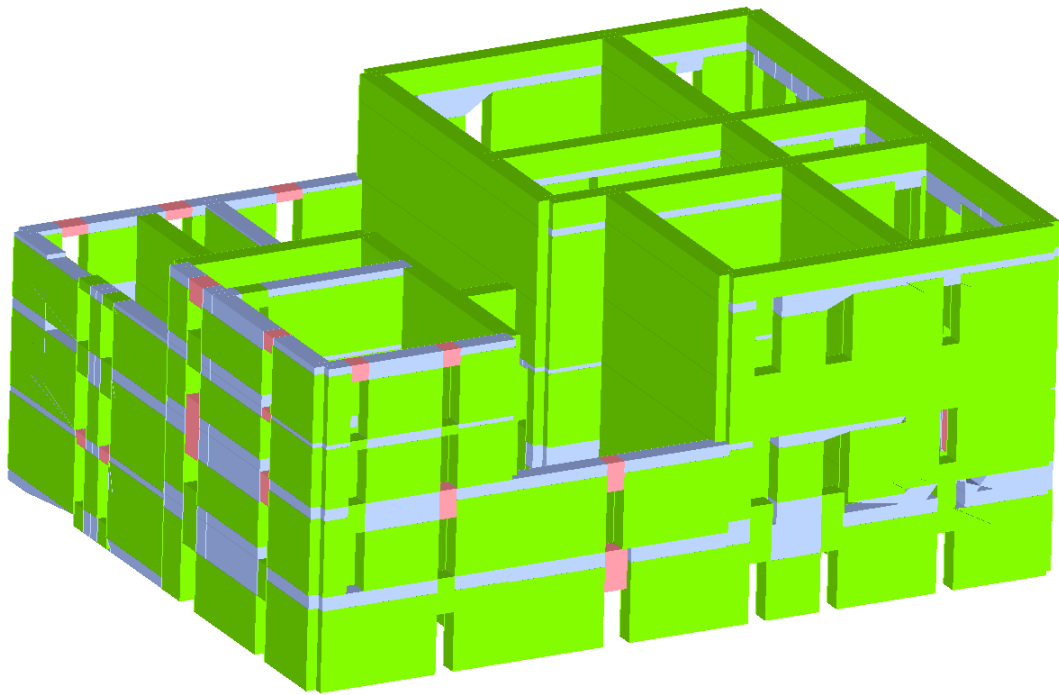
Στο Σχήμα 4.13 παρουσιάζεται ο τριδιάστατος φορέας κατά το πρώτο και το τελευταίο βήμα της ανάλυσης, ενώ στο Σχήμα 4.14 παρουσιάζεται ο βορειοανατολικός τοίχος (τοίχος P1 του προσομοιώματος) κατά το πρώτο και τελευταίο βήμα της ανάλυσης. Παρατηρείται ότι κάποια υπέρθυρα των κτιρίων 1 και 2 παρουσιάζουν καμπτικές βλάβες ήδη από το πρώτο βήμα της ανάλυσης, γεγονός που οφείλεται στην χαμηλή ποιότητα των υλικών για τα κτίρια 1 και 2. Τέλος, στα Σχήματα 4.15 έως 4.19 παρουσιάζονται και συγκρίνονται οι καμπύλες κάθε μεμονωμένου κτιρίου μαζί με την καμπύλη του συμπλέγματος. Όπως ήταν αναμενόμενο, είναι προφανής η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του συγκροτήματος των κτιρίων σε σχέση με τα μεμονωμένο κτίρια.



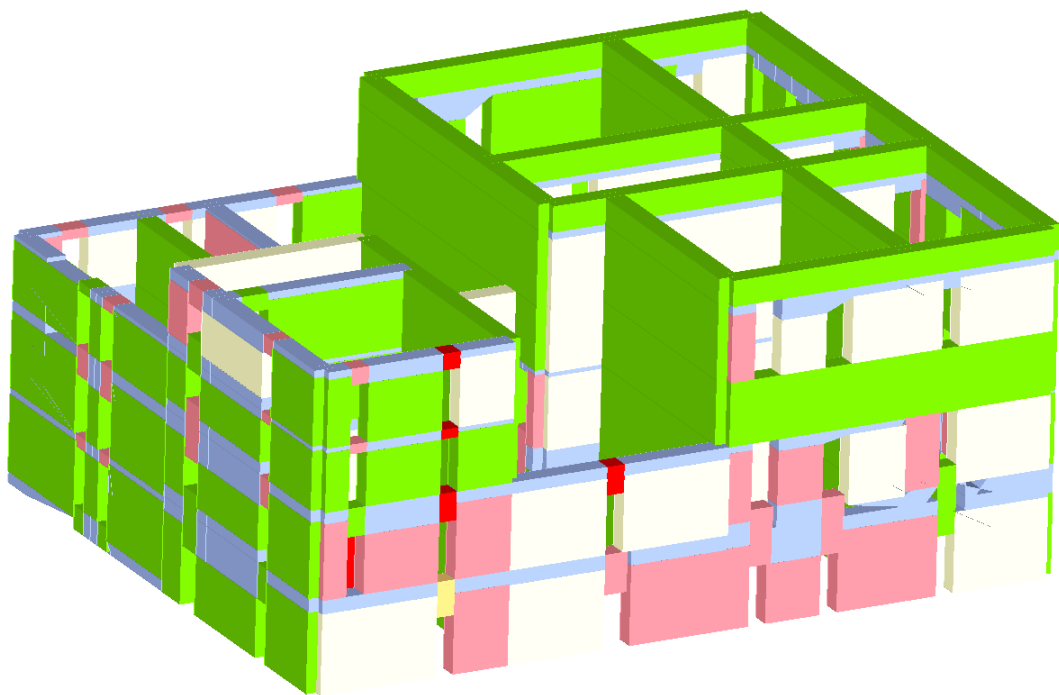
Σχήμα 4.11. Τριδιάστατος φορέας συγκροτήματος και κόμβος ελέγχου.



Σχήμα 4.12. Καμπύλη Pushover αρχικού συγκροτήματος.



(α)



(β)

- Χωρίς βλάβη
- Διατμητική βλάβη
- Διατμητική αστοχία (όριο)
- Καμπτική βλάβη
- Καμπτική αστοχία (όριο)
- Αστοχία λόγω θλίψης (όριο)
- Αστοχία λόγω εφελκυσμού (όριο)
- Αστοχία στην ελαστική φάση (όριο)

Υπόμνημα βλαβών

Σχήμα 4.13. Αποτελέσματα ανάλυσης στο πρώτο (α) και στο τελικό βήμα (β) για τον τριδιάστατο φορέα.



(α)

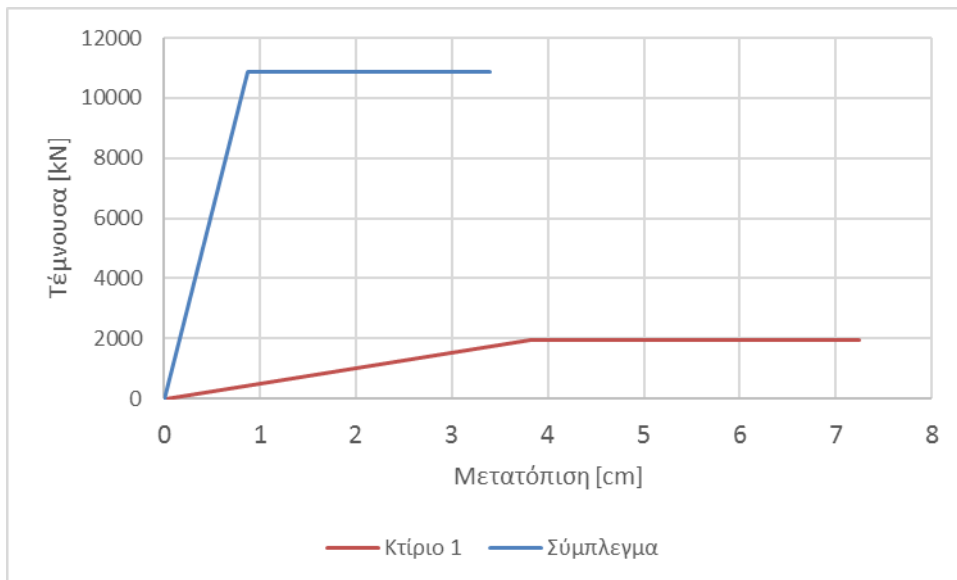


(β)

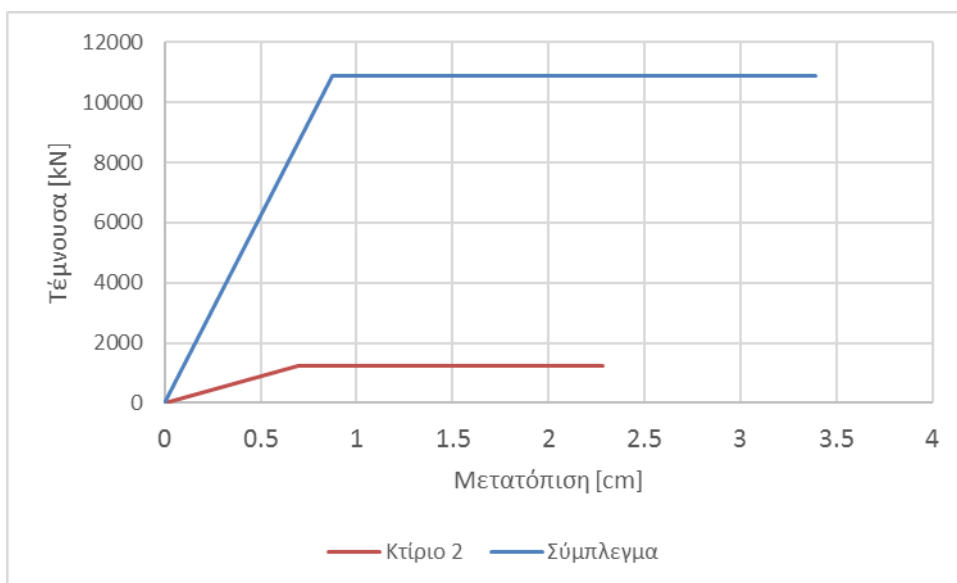
	Χωρίς βλάβη
	Διατμητική βλάβη
	Διατμητική αστοχία (όριο)
	Καμπτική βλάβη
	Καμπτική αστοχία (όριο)
	Αστοχία λόγω θλίψης (όριο)
	Αστοχία λόγω εφελκυσμού (όριο)
	Αστοχία στην ελαστική φάση (όριο)

Υπόμνημα βλαβών

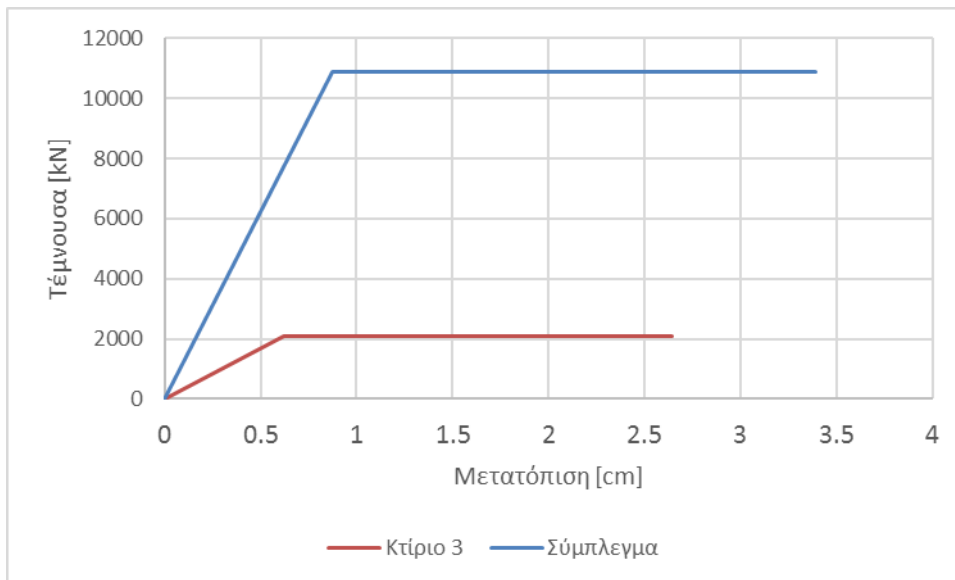
Σχήμα 4.14. Τοίχος P1 (βορειοανατολικός) στο πρώτο (α) και στο τελικό βήμα (β) της ανάλυσης.



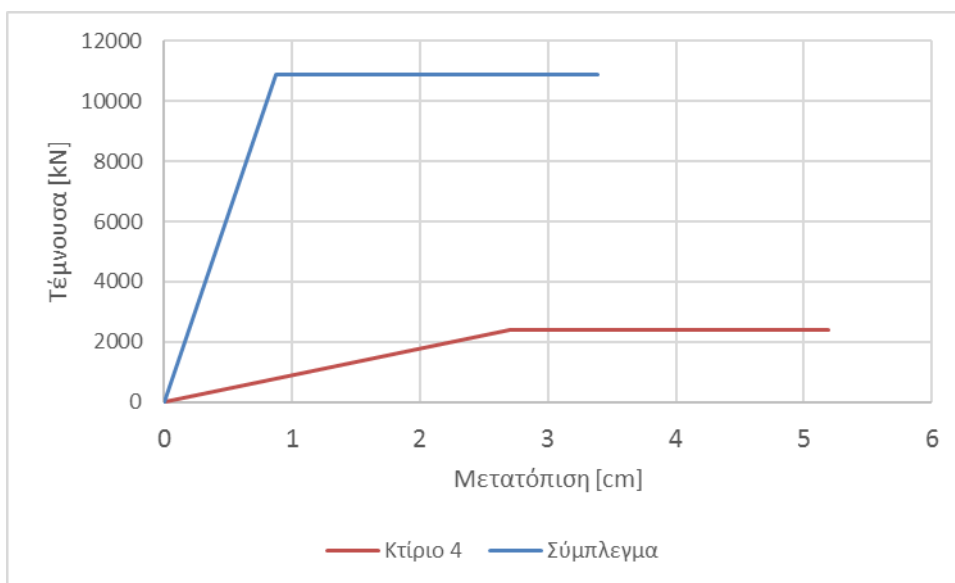
Σχήμα 4.15. Σύγκριση καμπύλης PSO μεμονωμένου κτιρίου 1 και αντίστοιχης καμπύλης συγκροτήματος.



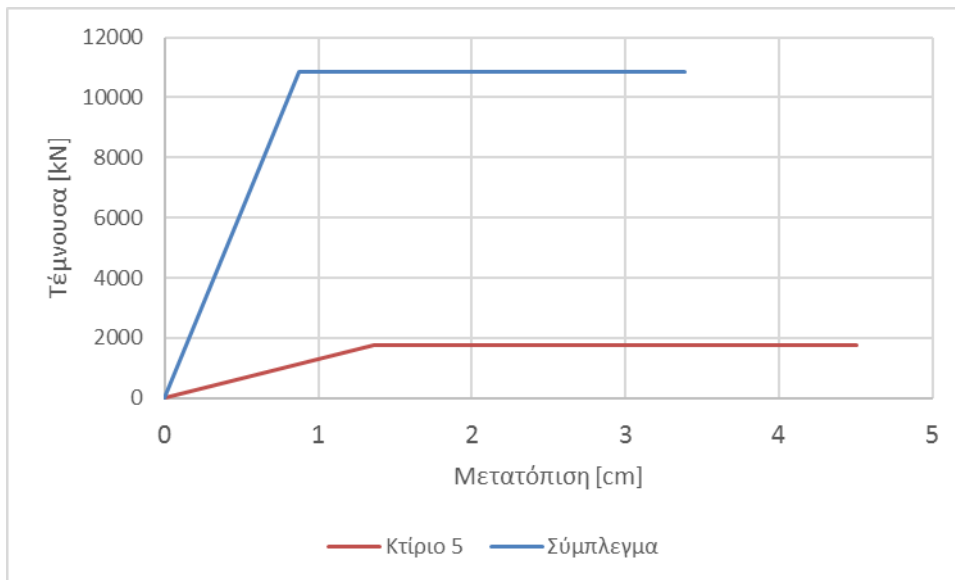
Σχήμα 4.16. Σύγκριση καμπύλης PSO μεμονωμένου κτιρίου 2 και αντίστοιχης καμπύλης συγκροτήματος.



Σχήμα 4.17. Σύγκριση καμπύλης PSO μεμονωμένου κτιρίου 3 και αντίστοιχης καμπύλης συγκροτήματος.



Σχήμα 4.18. Σύγκριση καμπύλης PSO μεμονωμένου κτιρίου 4 και αντίστοιχης καμπύλης συγκροτήματος.

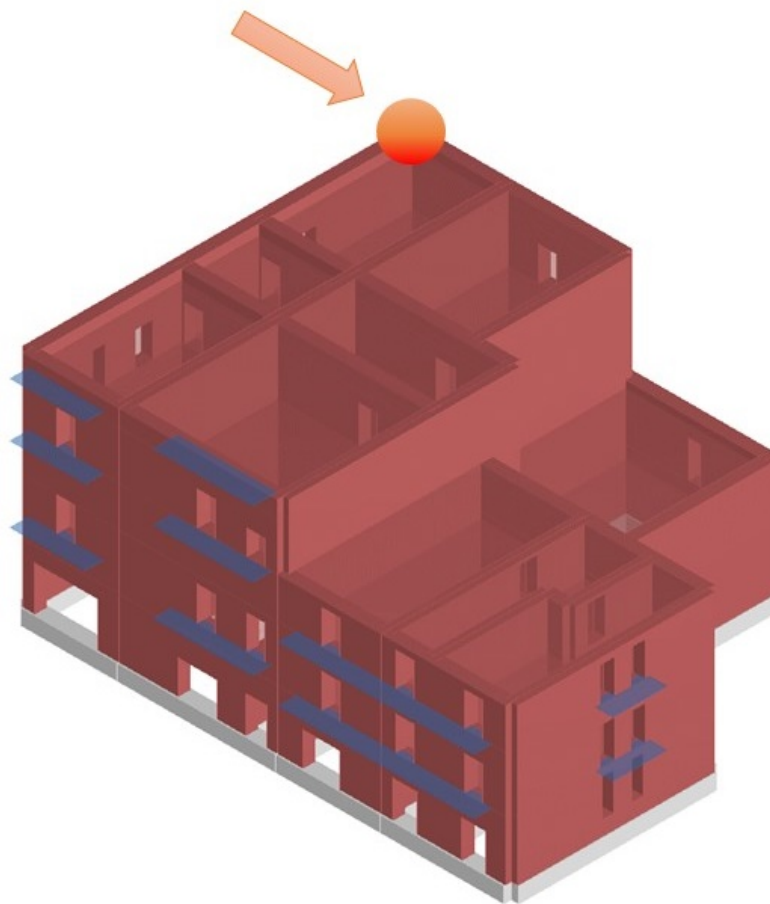


Σχήμα 4.19. Σύγκριση καμπύλης PSO μεμονωμένου κτιρίου 5 και αντίστοιχης καμπύλης συγκροτήματος.

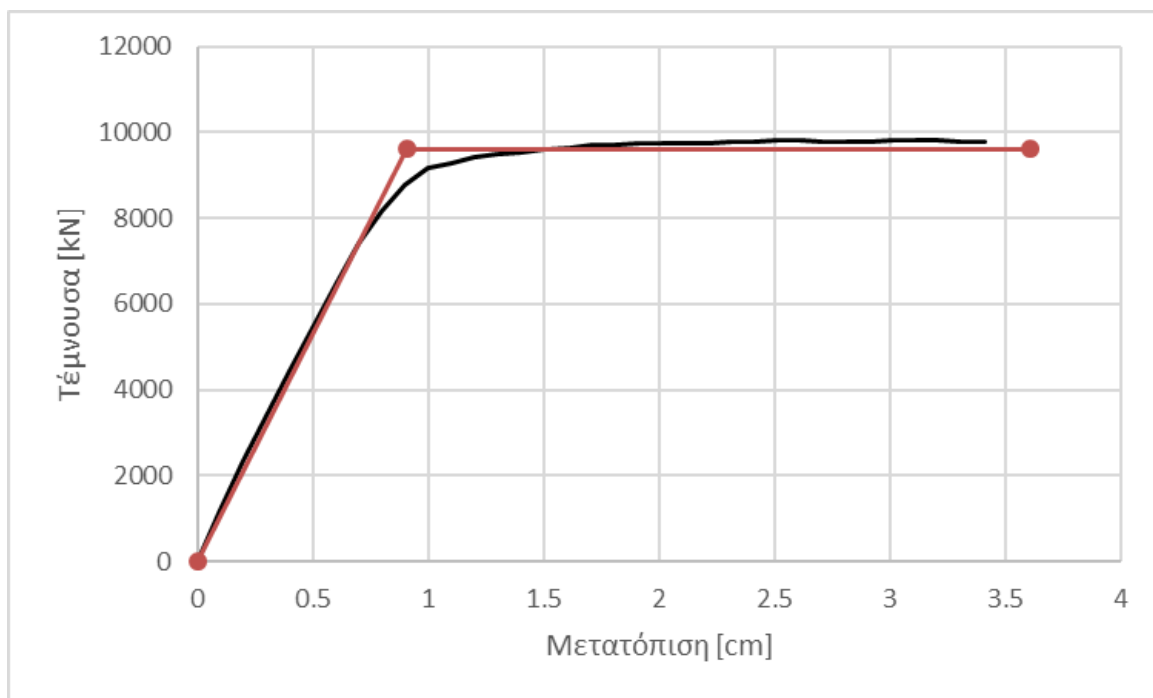
4.6. Παραμετρικές διερευνήσεις συμπλέγματος

4.6.1 Συγκρότημα κτιρίων χωρίς το κτίριο 1

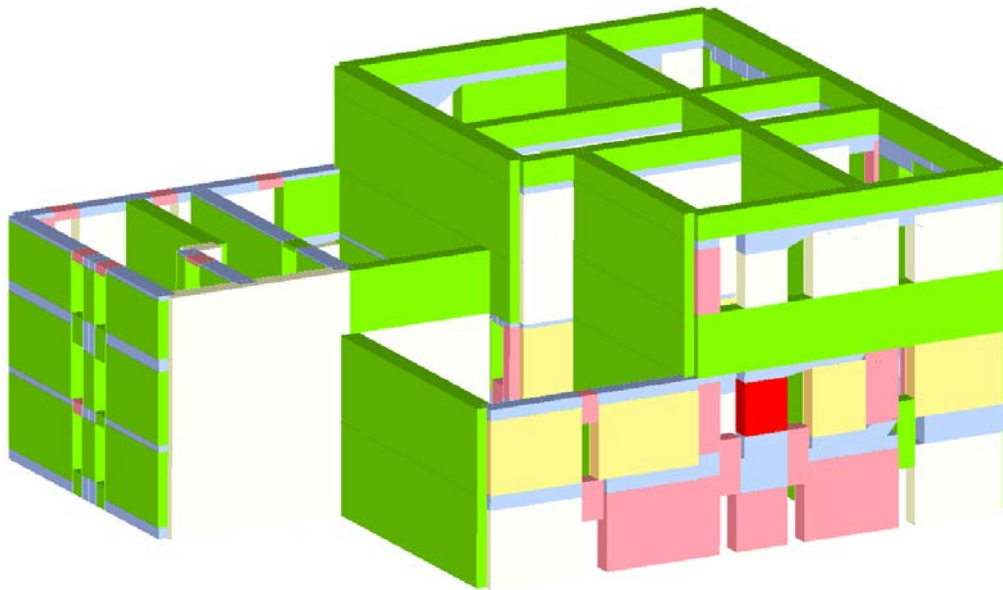
Στη συνέχεια, πραγματοποιούνται παραμετρικές διερευνήσεις στο σύμπλεγμα κτιρίων του Σχήματος 4.8. Συγκεκριμένα, εξετάζεται η περίπτωση του Σχήματος 4.20, όπου από το αρχικό σύμπλεγμα έχει κατεδαφιστεί το κτίριο 1, αλλάζοντας την γεωμετρία του συνολικού φορέα. Πραγματοποιήθηκε εκ νέου Pushover Analysis, με βάση τις μετατοπίσεις του κόμβου ελέγχου (Σχήμα 4.20) και η καμπύλη που προέκυψε φαίνεται στο Σχήμα 4.21. Για μετατόπιση $d_{max} = 3.61 \text{ cm}$ ο φορέας παρουσιάζει εκτεταμένες βλάβες, με αποτέλεσμα να μην επιτυγχάνεται σύγκλιση και η ανάλυση να σταματά πριν φτάσει η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου στην τιμή στόχο $d_t = 4.27 \text{ cm}$. Η ιδιοπερίοδος και η μάζα του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε ίση με $T^* = 0.373 \text{ sec}$ και $m = 3750 \text{ tn}$, αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι η συνολική μάζα του συστήματος είναι $m = 6100 \text{ tn}$. Από την ανάλυση προέκυψε τέμνουσα βάσης στη διαρροή $F_y^* = 7923.09 \text{ kN}$ για μετατόπιση του κόμβου ελέγχου ίση με $d_y^* = 0.72 \text{ cm}$. Τέλος ο οριζόντιος κλάδος της διγραμμικής καμπύλης αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης ίση με $F_y = 9613.46 \text{ kN}$ και η αλλαγή κλάδου προκύπτει όταν η μετατόπιση κόμβου ελέγχου είναι ίση με $d_y = 0.908 \text{ cm}$. Στο Σχήμα 4.22 παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης, καθώς και ο Τοίχος P1 (βορειοανατολικός) στο τελικό βήμα της ανάλυσης.



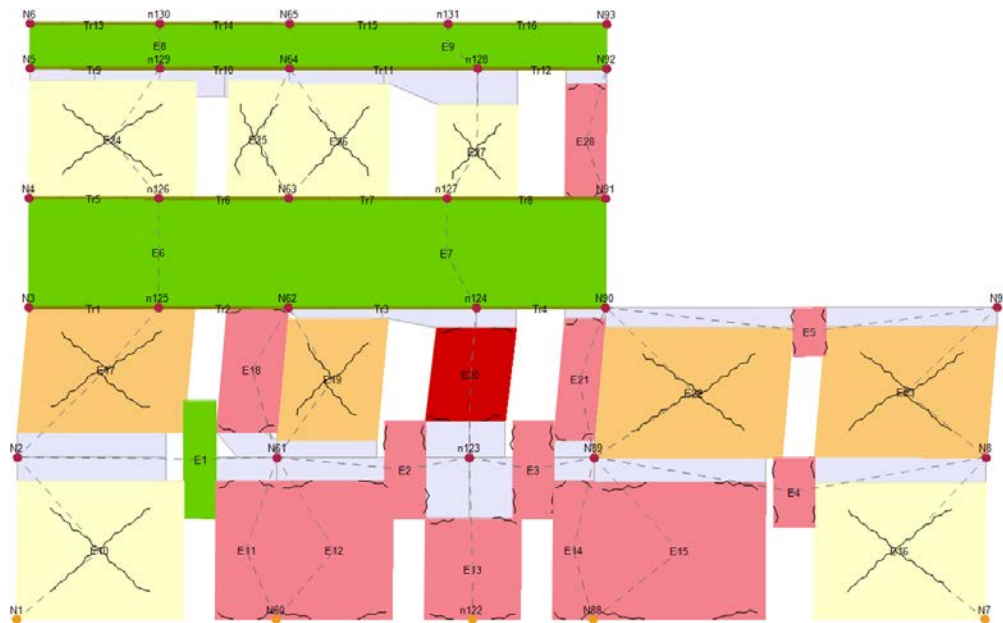
Σχήμα 4.20. Τριδιάστατος φορέας συγκροτήματος χωρίς το κτίριο 1 και κόμβος ελέγχου.



Σχήμα 4.21. Καμπύλη Pushover συγκροτήματος χωρίς το κτίριο 1.



(α)



(β)

- Χωρίς βλάβη
- Διατμητική βλάβη
- Διατμητική αστοχία (όριο)
- Καμπτική βλάβη
- Καμπτική αστοχία (όριο)
- Αστοχία λόγω θλίψης (όριο)
- Αστοχία λόγω εφελκυσμού (όριο)
- Αστοχία στην ελαστική φάση (όριο)

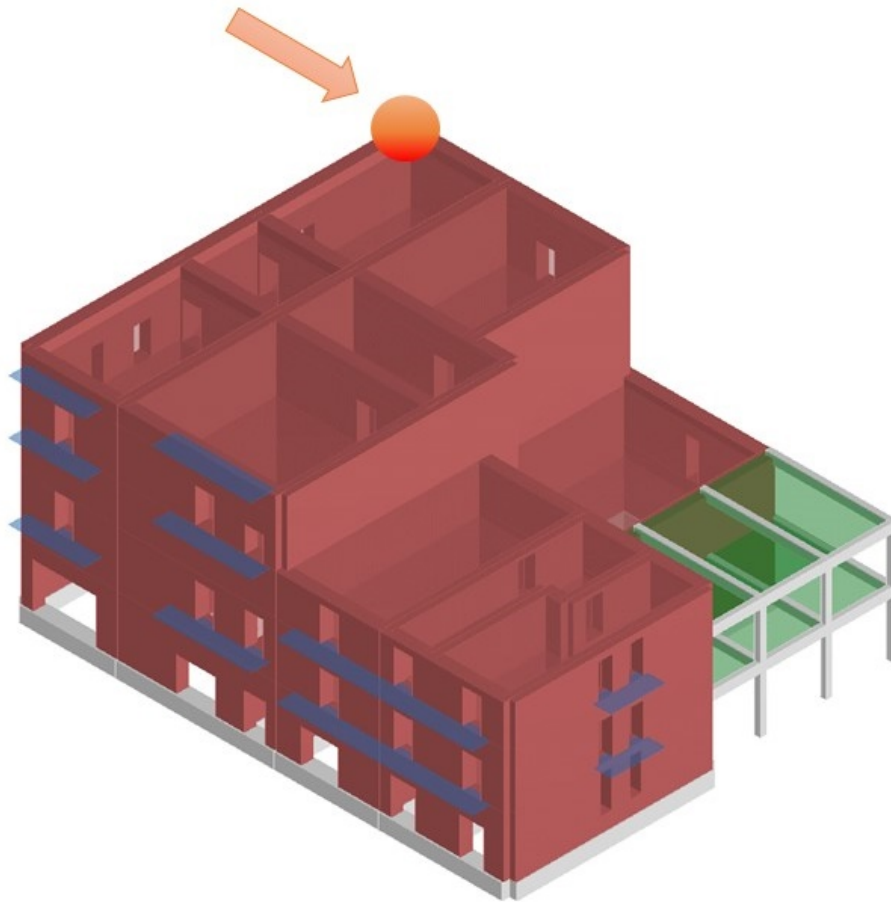
Υπόμνημα βλαβών

Σχήμα 4.22. Αποτελέσματα ανάλυσης στο τελικό βήμα της ανάλυσης (α) για τον τρισδιάστατο φορέα χωρίς το κτίριο 1 και (β) για τον τοίχο P1 (βορειοανατολικός).

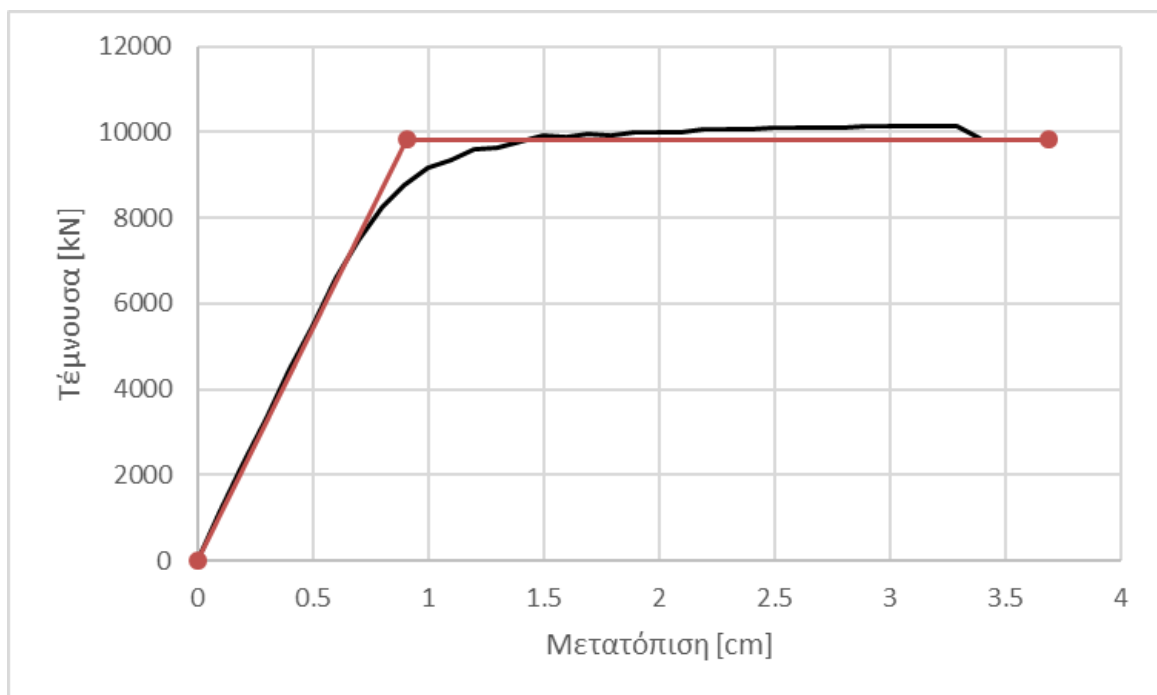
4.6.2 Συγκρότημα κτιρίων με το κτίριο 1 με φορέα από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Στη συνέχεια εξετάζεται η περίπτωση του Σχήματος 4.23, όπου στη θέση του κτιρίου 1 έχει ανεγερθεί νέος φορέας 1Α από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα, κατασκευάζονται τρία υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα παράλληλα στο κτίριο 2, επί των οποίων στηρίζονται δοκοί οπλισμένου σκυροδέματος. Το άλλο άκρο των δοκών στηρίζεται επί της μεσοτοιχίας των κτιρίων 1 και 2. Διαμορφώνονται τρεις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος 15 cm, οι οποίες προσομοιώθηκαν με «άκαμπτο δάπεδο» και στις οποίες εφαρμόστηκε το ίδιο βάρος κάθε πλάκας ($0.15m \cdot \frac{25kN}{m^3} = 3.75 kN/m^2$), μόνιμο φορτίο επικάλυψης $2.50 kN/m^2$ σε όλες τις στάθμες και ωφέλιμο φορτίο $2.00 kN/m^2$ στις χαμηλότερες στάθμες και $1.00 kN/m^2$ στη στέγη. Σημειώνεται ότι η πλάκα που βρίσκεται σε επαφή με το κτίριο 3 θεωρείται ότι εδράζεται επί της μεσοτοιχίας, συνεπώς ο νέος φορέας είναι συνδεδεμένος πλήρως με το σύμπλεγμα των υπόλοιπων κτιρίων και δεν εξετάζονται φαινόμενα σύγκρουσης.

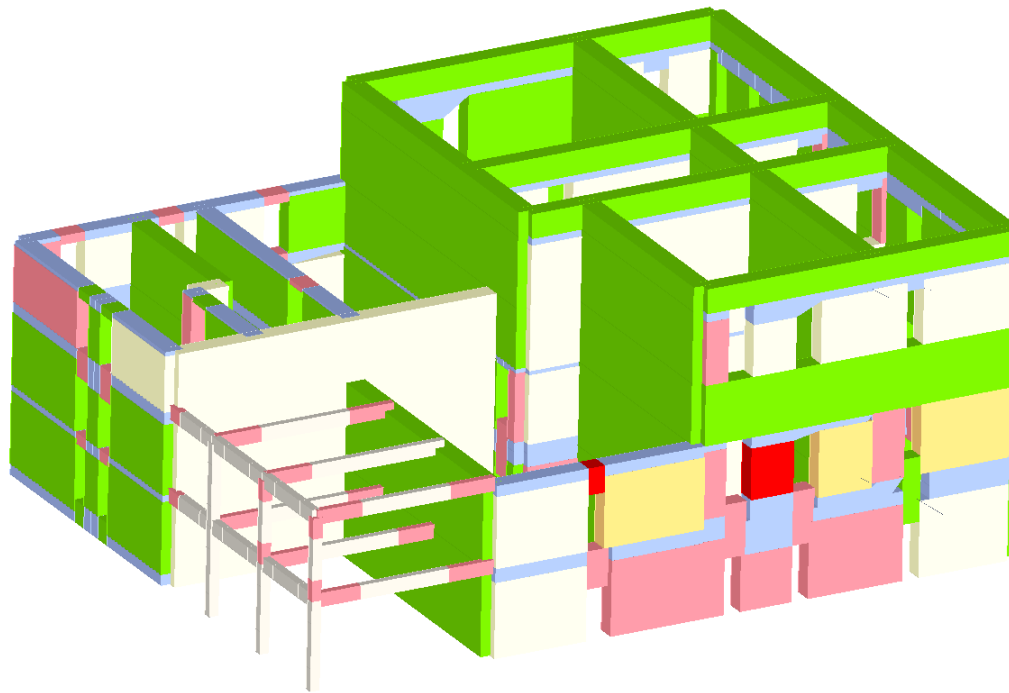
Η καμπύλη Pushover που προέκυψε από την ανάλυση του παραπάνω φορέα φαίνεται στο Σχήμα 4.24. Για μετατόπιση $d_{max} = 3.69 cm$ ο φορέας παρουσιάζει εκτεταμένες βλάβες, με αποτέλεσμα να μην επιτυγχάνεται σύγκλιση και η ανάλυση να σταματά πριν φτάσει η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου στην τιμή στόχο $d_t = 4.32 cm$. Η ιδιοπερίοδος και η μάζα του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε ίση με $T^* = 0.372 sec$ και $m = 3800 tn$ αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι η συνολική μάζα του συστήματος είναι $m = 6300 tn$. Από την ανάλυση προέκυψε τέμνουσα βάσης στη διαρροή $F_y^* = 7705.25 kN$ για μετατόπιση του κόμβου ελέγχου ίση με $d_y^* = 0.71 cm$. Τέλος ο οριζόντιος κλάδος της διγραμμικής καμπύλης αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης ίση με $F_y = 9823.22 kN$ και η αλλαγή κλάδου προκύπτει όταν η μετατόπιση κόμβου ελέγχου είναι ίση με $d_y = 0.905 cm$. Στο Σχήμα 4.25 παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης, καθώς και ο Τοίχος P1 (βορειοανατολικός) στο τελικό βήμα της ανάλυσης.



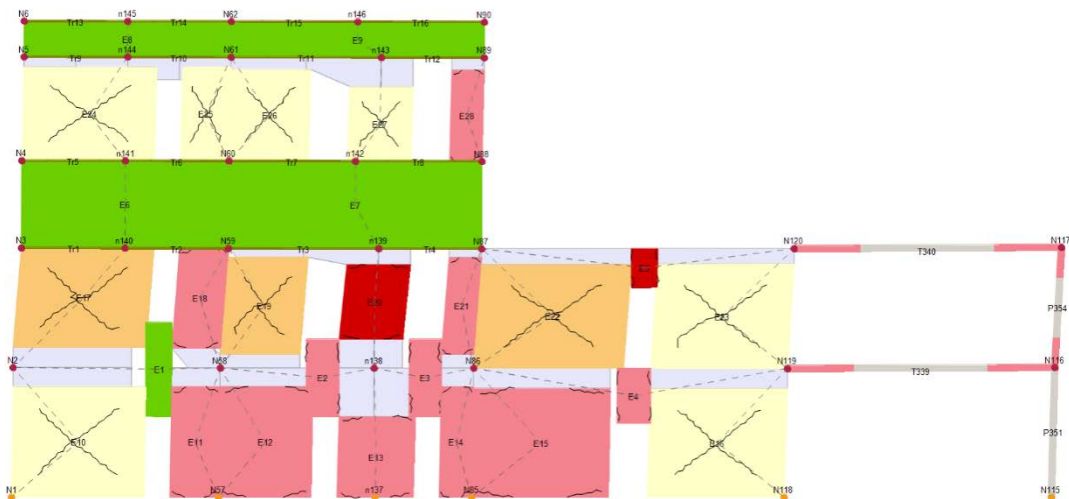
Σχήμα 4.23. Τριδιάστατος φορέας συγκροτήματος με το κτίριο 1Α και κόμβος ελέγχου.



Σχήμα 4.24. Καμπύλη Pushover συγκροτήματος με το κτίριο 1Α.



(α)



(β)

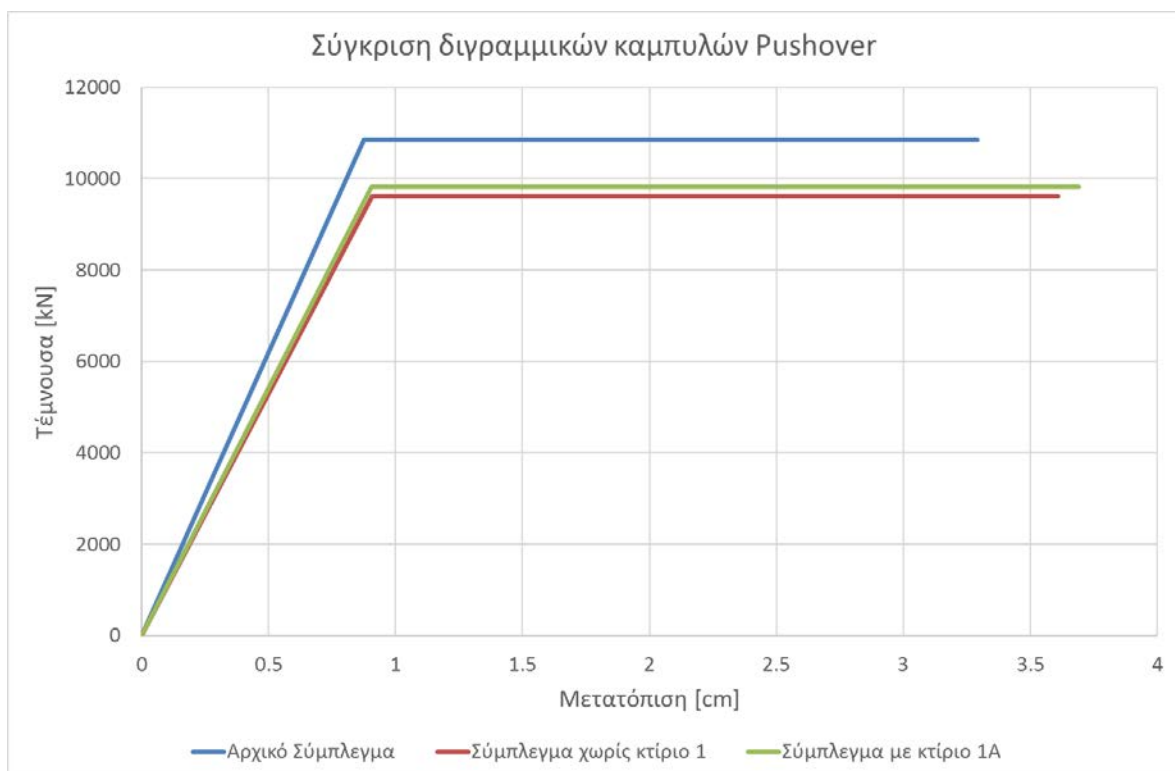
- Χωρίς βλάβη
- Διατμητική βλάβη
- Διατμητική αστοχία (όριο)
- Καμπτική βλάβη
- Καμπτική αστοχία (όριο)
- Αστοχία λόγω θλίψης (όριο)
- Αστοχία λόγω εφελκυσμού (όριο)
- Αστοχία στην ελαστική φάση (όριο)

Υπόμνημα βλαβών

Σχήμα 4.25. Αποτελέσματα ανάλυσης στο τελικό βήμα της ανάλυσης (α) για τον τριδιάστατο φορέα με το κτίριο 1Α και (β) για τον τοίχο P1 (βορειοανατολικός).

4.7. Σύγκριση φορέων συμπλεγμάτων

Στο Σχήμα 4.26 παρουσιάζονται για σύγκριση οι καμπύλες Pushover του αρχικού φορέα του συμπλέγματος κτιρίων, του φορέα χωρίς το κτίριο 1 και του συμπλέγματος με το κτίριο 1Α από οπλισμένο σκυρόδεμα. Είναι προφανές ότι χωρίς το κτίριο 1 η συμπεριφορά του συμπλέγματος είναι χειρότερη. Είναι χαρακτηριστικό ότι η συμπεριφορά του συμπλέγματος χωρίς το κτίριο 1 και με το κτίριο 1Α διαφέρουν ελάχιστα. Επιπλέον, παρατηρείται ότι η διαρροή εμφανίζεται σχεδόν για ίδια μετατόπιση, αλλά ο αρχικός φορέας είναι πιο δύσκαμπτος και η τέμνουσα βάσης διαρροής είναι μεγαλύτερη από τους δύο άλλους φορείς. Από την παραπάνω παρατήρηση προκύπτει ότι η σημαντική αύξηση στην αντοχή του συμπλέγματος προκύπτει λόγω της αύξησης της δυσκαμψίας του, συνεπώς όσο πιο κανονική είναι η γεωμετρία του τόσο μειώνεται η σεισμική τρωτότητά του.



Σχήμα 4.26. Σύγκριση διγραμμικών καμπυλών Pushover για αρχικό σύμπλεγμα κτιρίων, για σύμπλεγμα χωρίς το κτίριο 1 και για σύμπλεγμα με το κτίριο 1Α από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Προσομοίωση μακροστοιχείου με το OpenSees

Όπως προαναφέρθηκε, τα μακροστοιχεία έχουν χρησιμοποιηθεί από πολλούς μελετητές για την προσομοίωση της τοιχοποιίας μέσω ενός ισοδύναμου πλαισιακού φορέα. Στην παρούσα διερεύνηση γίνεται μια απόπειρα να επιλυθεί μια τοιχοποιία με την μεθοδολογία των μακροστοιχείων στο λογισμικό OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) (McKenna et al., 2000), το οποίο ενδείκνυται για την ανάλυση ραβδόμορφων φορέων όπως είναι το ισοδύναμο πλαίσιο που περιγράφηκε στα προηγούμενα κεφάλαια. Αρχικός στόχος ήταν να πραγματοποιηθούν δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, επιπλέον των στατικών μη γραμμικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο λογισμικό 3muγi, εφόσον θα προέκυπτε σύγκλιση αποτελεσμάτων μεταξύ των δύο λογισμικών για τη δεύτερη περίπτωση, κάτι το οποίο δεν επετεύχθη όπως περιγράφεται στη συνέχεια.

Αρκετοί μελετητές έχουν ασχοληθεί με τη μελέτη κατασκευών από άοπλη τοιχοποιία με το OpenSees (π.χ., Ahmad et al., 2010a, Ahmad et al., 2010b, Akhaveissy and Abbassi, 2014, Rinaldin et al., 2016, Vanin et al., 2017), μέσω της εφαρμογής της μεθόδου του ισοδύναμου πλαισιακού φορέα. Παρόλ' αυτά, όπως αναφέρουν οι Akhaveissy and Abbassi (2014), η ακρίβεια της ανάλυσης της άοπλης τοιχοποιίας εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τον καταστατικό νόμο που επιλέγεται για το υλικό της τοιχοποιίας και καθορίζει την απόκριση των τοίχων. Για παράδειγμα, ο Sepe et al. (2014) χρησιμοποίησε το τροποποιημένο μοντέλο Kent and Park το οποίο ορίστηκε στο OpenSees για την περιγραφή του σκυροδέματος για να πραγματοποιήσει παραμετρικές αναλύσεις σε τοίχους από άοπλη τοιχοποιία που καταπονούνται κυρίως σε θλίψη, καταλήγοντας σε πολύ αξιόπιστα και ικανοποιητικά αποτελέσματα.

5.1. Ισοδύναμο πλαίσιακό μοντέλο

Θεωρώντας ένα ορθογώνιο σύστημα, η φέρουσα κατασκευή σχετίζεται αυστηρά με την εντός επιπέδου ικανότητα των τοίχων και των συνδέσεων, καθώς και τη μεταφορά φορτίων μέσω των πατωμάτων. Όπως αναφέρθηκε, στο ισοδύναμο πλαίσιο κάθε τοίχος διακριτοποιείται με ένα σύστημα φατνωμάτων τοιχοποιίας (πεσσοί και δοκοί σύζευξης), στα οποία συγκεντρώνεται η μη γραμμική απόκριση και τα οποία συνδέονται με στερεές περιοχές (κόμβους). Καθώς το μοντέλο εστιάζει στην καθολική απόκριση του κτιρίου (η οποία υποτίθεται ότι διέπεται μόνο από την εντός επιπέδου συμπεριφορά των τοίχων), η τοπική καμπτική συμπεριφορά των πατωμάτων και η εκτός επιπέδου απόκριση των τοιχίων δεν υπολογίζονται. Παρά την παραδοχή αυτή, πρέπει να τονιστεί ότι οι τοπικοί εκτός επιπέδου μηχανισμοί μπορούν να προσδιοριστούν μέσω κατάλληλων αναλυτικών μεθόδων.

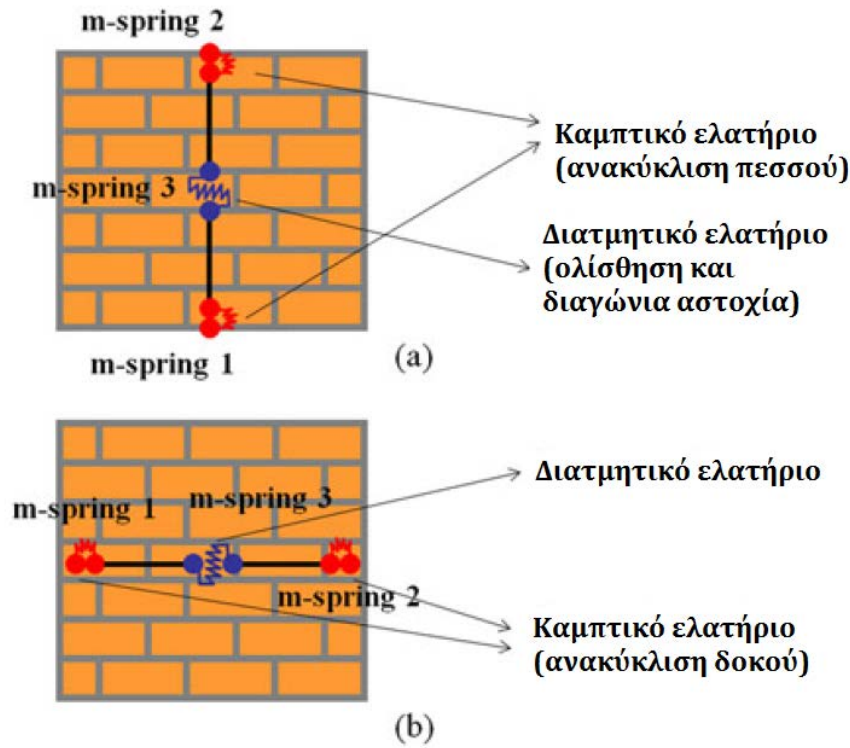
5.1.1 Προσδιορισμός των μακροστοιχείων

Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες διαδικασίες υπολογισμού των διαστάσεων των μακροστοιχείων (π.χ., Lagomarsino et al., 2013). Για τους σκοπούς της παρούσας εργασίας, ακολουθήθηκε μια απλή διαδικασία, σύμφωνα με την οποία ο γραφικός εντοπισμός των μακροστοιχείων γίνεται ως εξής (βλ. Σχήμα 2.2): επιλέγεται αρχικά το ενεργό ύψος των πεσσών, το οποίο στα παρακάτω θεωρείται ίσο με το ύψος του ψηλότερου ανοίγματος της στάθμης. Ό,τι απομένει σε κάθε στάθμη και μέχρι την ποδιά των ανοιγμάτων της υπερκείμενης στάθμης, είναι το ύψος των δοκών σύζευξης και των δύσκαμπτων κόμβων. Το μήκος του κάθε πεσσού και του αντίστοιχου δύσκαμπτου κόμβου είναι ίσο με την απόσταση ανάμεσα σε δύο διαδοχικά ανοίγματα και το μήκος της κάθε δοκού είναι ίσο με το μήκος του υποκείμενου ανοίγματος.

5.1.2 Μη γραμμικά στοιχεία ελατηρίων

Για να συναρμολογηθούν τα διδιάστατα μοντέλα, χρησιμοποιούνται στοιχεία πολυβάθμιων ελατηρίων, μηδενικού μήκους που συνδέονται μέσω δύσκαμπτων συνδέσμων για την προσομοίωση των τμημάτων της τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα, τοποθετούνται δύο πολυβάθμια ελατήρια στα δύο άκρα κάθε στοιχείου άοπλης τοιχοποιίας για την προσομοίωση της καμπτικής συμπεριφοράς και ένα διατμητικό

πολυβάθμιο ελατήριο στη μέση κάθε μακροστοιχείου (Σχήμα 5.1) για την προσομοίωση της διατμητικής απόκρισης, το οποίο λαμβάνει υπόψη την συνεισφορά της αξονικής δύναμης.



Σχήμα 5.1. Μακροστοιχεία με μη-γραμμικά ελατήρια για πεσσούς (a) και δοκούς (b) (Rinaldin et al., 2016).

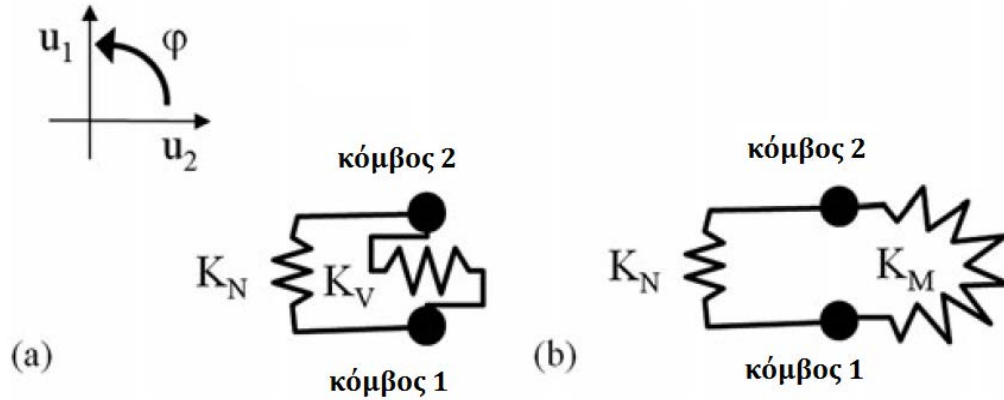
Τελικά, κάθε στοιχείο ελατηρίου λαμβάνει υπόψη δύο τοπικές παραμορφώσεις, με το διατμητικό πολυβάθμιο ελατήριο να θεωρεί την αξονική u_1 και την εγκάρσια u_2 (Σχήμα 5.2) και το καμπτικό πολυβάθμιο ελατήριο να θεωρεί την u_1 και την εντός επιπέδου στροφή φ (Σχήμα 5.2). Επιπλέον, χρησιμοποιούνται δύσκαμπτοι σύνδεσμοι παράλληλα με τα ελατήρια για τη δέσμευση των βαθμών ελευθερίας που δεν συνδέονται με τα ελατήρια (π.χ., την u_2 για το καμπτικό ελατήριο και τη φ για το διατμητικό). Ο υπολογισμός του διάνυσματος της ελαστικής δύναμης f_e , για τη γενική περίπτωση του στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου, γίνεται μέσω του διαγώνιου ελαστικού μητρώου δυσκαμψίας k_e ως εξής:

$$f_e = k_e u \quad (5.1)$$

$$k_e = \begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & k_2 \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

όπου το διάνυσμα u αντιστοιχεί στις τοπικές παραμορφώσεις, δηλαδή είναι $u = \{u_1 \ u_2\}^T$ για το διατμητικό ελατήριο και $u = \{u_1 \ \varphi\}^T$ για το καμπτικό ελατήριο

(Σχήμα 5.3). Κατ' αντιστοιχία, το διάνυσμα της δύναμης είναι $f_e = \{N \ V\}_e^T$ για το διατμητικό και $f_e = \{N \ M\}_e^T$ για το καμπτικό ελατήριο, όπου N είναι η αξονική δύναμη, V είναι η διατμητική και M είναι η καμπτική ροπή.



Σχήμα 5.2. (α) Διατμητικά και (β) καμπτικά πολυβάθμια ελατήρια (Rinaldin et al., 2016).

Ο συντελεστής k_1 και στις δύο περιπτώσεις ελατηρίων σχετίζεται με την αξονική απόκριση και δίνεται από:

$$k_1 = \frac{3EA}{h} \quad (5.3)$$

όπου h είναι το ύψος του στοιχείου, A είναι το εμβαδόν της διατομής και E το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας. Από την άλλη, ο συντελεστής k_2 είναι διαφορετικός για κάθε τύπο ελατηρίου. Για την περίπτωση της στρεπτικής δυσκαμψίας:

$$k_2 = \frac{8EJ}{h} \quad (5.4)$$

και στην περίπτωση του διατμητικού ελατηρίου:

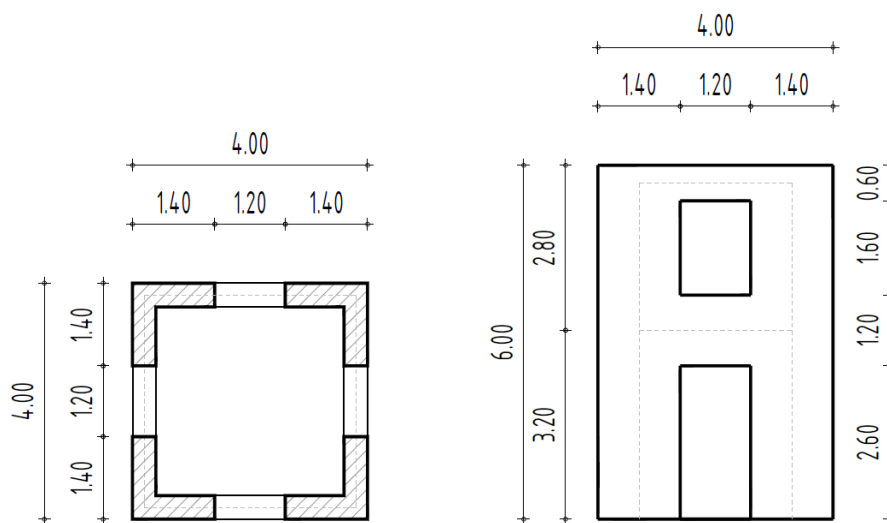
$$k_2 = \frac{GA}{1.2h} \quad (5.5)$$

όπου EJ είναι η στρεπτική δυσκαμψία και GA η διατμητική δυσκαμψία της ορθογωνικής διατομής της άοπλης τοιχοποιίας. Σχετικά με την αντίσταση των πεσσών και των δοκών σύζευξης, τα διατμητικά ελατήρια λαμβάνουν υπόψη τους μηχανισμούς της διατμητικής ολίσθησης και της διαγώνιας αστοχίας, ενώ τα καμπτικά ελατήρια λαμβάνουν υπόψη την πιθανότητα αστοχίας λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης (Rinaldin et al., 2016).

5.2. Εφαρμογή σε διδιάστατο φορέα

5.2.1 Περιγραφή φορέα

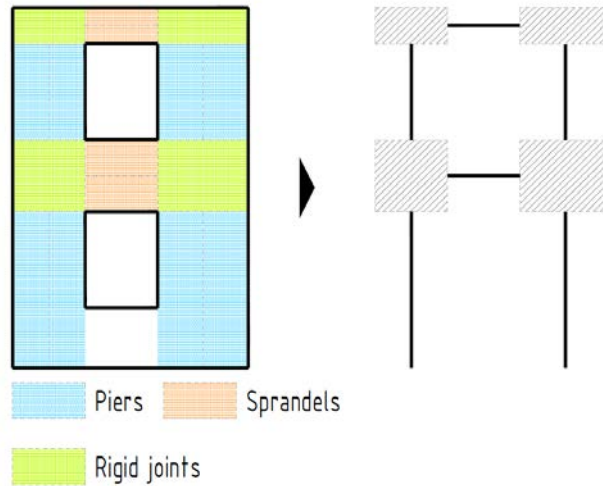
Η παραπάνω μεθοδολογία προσομοίωσης εφαρμόζεται σε ένα πρότυπο κτίριο από λιθοδομή διαστάσεων 4.00m x 4.00m σε κάτοψη και ύψος 6.00m, με ένα φάτνωμα που περιλαμβάνει ένα άνοιγμα σε κάθε όψη (Σχήμα 5.3). Το πάχος των τοίχων είναι ίσο με 40cm και είναι σταθερό σε όλο το ύψος τους. Τα πατώματα είναι από ξύλο, αποτελούμενα από δοκούς και πέτσωμα και λαμβάνονται υπόψη στα παρακάτω μόνο ως φορτία δρώντα στον κεντροβαρικό άξονα των δοκών. Επιπλέον θεωρείται ότι εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία από τα πατώματα, καθώς η συμπεριφορά κιβωτίου μέσω των συνδέσεων των τοίχων. Συνεπώς, η προσομοίωση με μακροστοιχεία που θα πραγματοποιηθεί στα παρακάτω είναι ικανοποιητική. Στο Σχήμα 5.4 παρουσιάζεται η προσομοίωση με μακροστοιχεία της μπροστινής όψης.



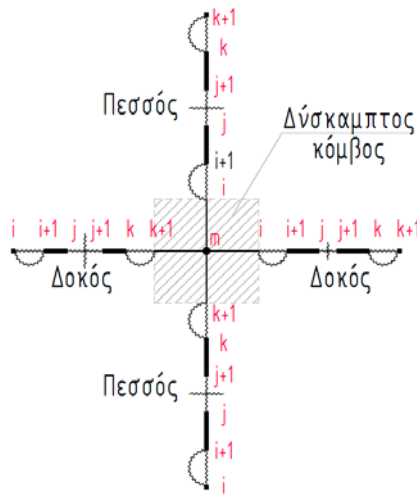
Σχήμα 5.3. Κάτοψη και μπροστινή όψη του αρχικού φορέα.

5.2.2 Περιγραφή προσομοιώματος

Τα προσομοιώματα αναλύονται στο λογισμικό πρόγραμμα OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) (McKenna et al., 2000), το οποίο ενδείκνυται για την ανάλυση ραβδόμορφων φορέων, όπως είναι το ισοδύναμο πλαίσιο του Σχήματος 5.4. Μελετάται διδιάστατο πρόβλημα με προσομοίωση μόνο της μπροστινής όψης, καθώς αφενός όλες οι όψεις είναι απόλυτα συμμετρικές, αφετέρου, όπως αναφέρθηκε, γίνεται η παραδοχή της εξασφαλισμένης συμπεριφοράς κιβωτίου.



Σχήμα 5.4. Προσομοίωμα μπροστινής όψης βασικού φορέα.

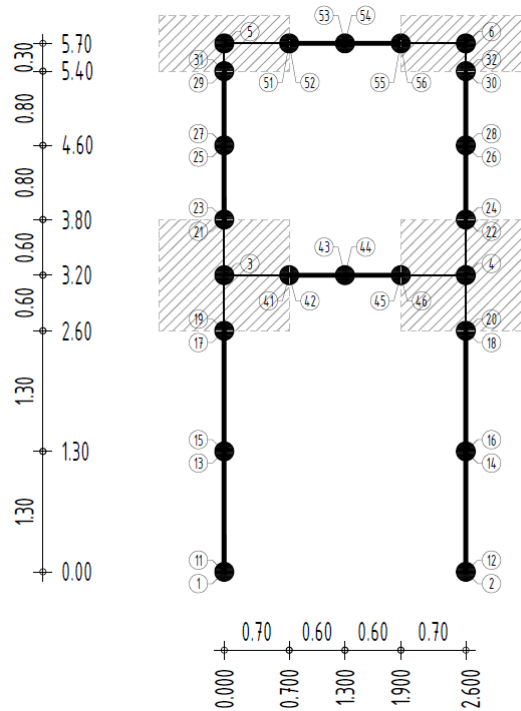


Σχήμα 5.5. Προσομοίωση μακροστοιχείων προσομοιώματος.

5.2.2.1 Γεωμετρία φορέα

Κάθε δοκός και πεσσός ορίζεται με 6 κόμβους και 5 στοιχεία, σύμφωνα με το Σχήμα 5.5. Η προσομοίωση της διατομής του κάθε στοιχείου γίνεται ως εξής: 1) ορίζεται στρεπτικό ελατήριο από κόμβο i σε κόμβο $i+1$ (μηδενικό μήκος), 2) ορίζεται ορθογωνική διατομή στοιχείου τοιχοποιίας από κόμβο $i+1$ σε κόμβο j , 3) ορίζεται διατμητικό ελατήριο από κόμβο j σε κόμβο $j+1$ (μηδενικό μήκος), 4) ορίζεται ορθογωνική διατομή στοιχείου τοιχοποιίας από κόμβο $j+1$ σε κόμβο k και 5) ορίζεται στρεπτικό ελατήριο από κόμβο k σε κόμβο $k+1$ (μηδενικό μήκος). Οι πεσσοί και οι δοκοί συνδέονται μέσω δύσκαμπτων κόμβων, στο κέντρο μάζας των οποίων ορίζεται ένας κύριος (master) κόμβος m . Ο κόμβος m συνδέεται με τους κόμβους $k+1$ και i δοκών και πεσσών (Σχήμα 5.5). Στο

Σχήμα 5.6 παρουσιάζεται η γεωμετρία του φορέα. Για κάθε όψη ορίζονται 40 κόμβοι, 8 στοιχεία πεσσών, 4 στοιχεία δοκών σύζευξης και 4 στοιχεία δύσκαμπτων κόμβων.



Σχήμα 5.6. Σχηματική γεωμετρία προσομοιώματος όψης φορέα. Αρίθμηση κόμβων.

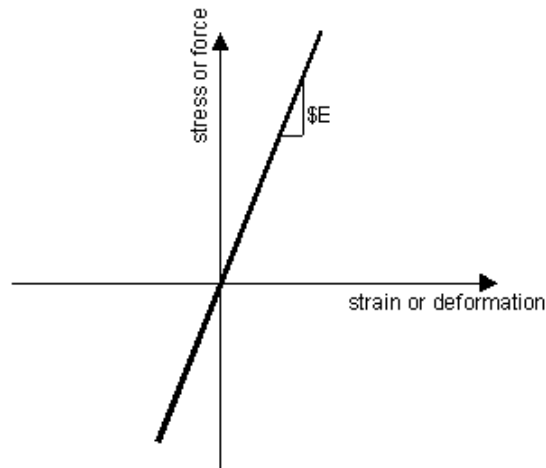
5.2.2.2 Υλικά

Οι δυσκαμψίες κάθε διεύθυνσης ελατηρίου λήφθηκαν υπόψη μέσω μοντέλου ελαστικού μονοαξονικού υλικού με γραμμικό κλάδο (βλ. Σχήμα 5.7). Ορίζεται το μέτρο ελαστικότητας του υλικού και προαιρετικά η κλίση απόσβεσης, η οποία είναι προεπιλεγμένα μηδενική. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, το μέτρο ελαστικότητας του ελαστικού υλικού είναι ίσο με τους αντίστοιχους συντελεστές k_i , που υπολογίζονται σύμφωνα με τα παραπάνω (12 διαφορετικά υλικά). Στον Πίνακα 5.1 φαίνεται ο υπολογισμός των συντελεστών για κάθε τύπο μακροστοιχείου. Η σχετική εντολή στο OpenSees είναι:

```
uniaxialMaterial Elastic $matTag $E <$eta>
```

όπου:

$\$matTag$	χαρακτηριστικός αριθμός υλικού,
$\$E$	μέτρο ελαστικότητας, και
$\$eta$	κλίση απόσβεσης (damping tangent).



Σχήμα 5.7. Καταστατικός νόμος ελαστικού υλικού (McKenna et al., 2000).

Πίνακας 5.1. Συντελεστές δυσκαμψίας πολυβάθμιων ελατηρίων (Π αντιστοιχεί σε πεσσό και Δ σε δοκό).

Στοιχείο	h(m)	l(m)	A(m ²)	J(m ⁴)	k1 (N)	k2 (M)	k2 (V)
Π1	2.6	1.4	0.56	0.00747	1938461.54	68923.08	215385
Π2	2.6	1.4	0.56	0.00747	1938461.54	68923.08	215385
Π3	1.6	1.4	0.56	0.00747	3150000	112000	350000
Π4	1.6	1.4	0.56	0.00747	3150000	112000	350000
Δ1	1.2	1.2	0.48	0.0064	3600000	128000	400000
Δ2	0.6	1.2	0.48	0.0064	7200000	256000	800000

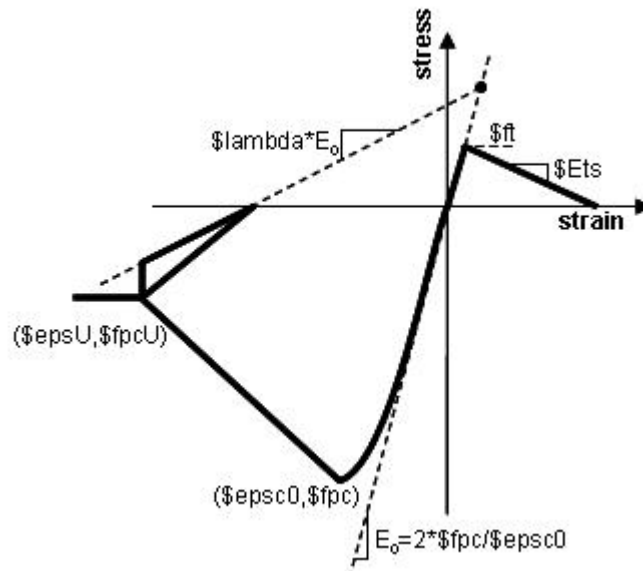
Όσον αφορά στην άοπλη τοιχοποιία, η σχέση τάσης παραμόρφωσης περιγράφεται μέσω υλικού σκυροδέματος με γραμμική χαλάρωση υπό εφελκυσμό (*uniaxialMaterial Concrete02*). Η σχέση τάσης-παραμόρφωσης φαίνεται στο Σχήμα 5.8 και τα οριζόμενα μηχανικά χαρακτηριστικά παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.2. Η σχετική εντολή στο OpenSees είναι:

uniaxialMaterial Concrete02 \$matTag \$fpc \$epsc0 \$fpcu \$epsU \$lambda \$ft \$Ets

όπου:

- \$matTag χαρακτηριστικός αριθμός υλικού,
- \$fpc θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας,
- \$epsc0 παραμόρφωση στη θλιπτική αντοχή,
- \$fpcu απομένουσα θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας,

ϵ_{psU}	παραμόρφωση στην απομένουσα θλιπτική αντοχή,
λ	λόγος κλίσης αποφόρτισης στην f_{pscU} και αρχικής κλίσης,
f_t	εφελκυστική αντοχή, και
E_{ts}	δυσκαμψία χαλάρωσης υπό εφελκυσμό, σε απόλυτη τιμή (κλίση γραμμικού κλάδου χαλάρωσης σε εφελκυσμό)



Σχήμα 5.8. Σχέση τάσης-παραμόρφωσης Concrete02 (McKenna et al., 2000).

Πίνακας 5.2. Μηχανικά χαρακτηριστικά άοπλης τοιχοποιίας (Sepe et al., 2014).

f_{pc} (kPa)	ϵ_{psc0}	f_{pcU} (kPa)	ϵ_{psU}	λ	f_t (kPa)	E_{ts} (MPa)
4000	0.004	1500	0.02	0.5	150	3000

Σημειώνεται ότι οι θλιπτικές παράμετροι ορίζονται με αρνητικό πρόσημο και ότι η αρχική κλίση του διαγράμματος υπολογίζεται ως $2 * f_{pc} / \epsilon_{psc0}$. Τέλος, δίνεται ελαστικό υλικό με πολύ μεγάλο μέτρο ελαστικότητας για την προσομοίωση των δύσκαμπτων κόμβων (*uniaxialMaterial Elastic*).

5.2.2.3 Διατομές στοιχείων

Τα ελατήρια περιγράφονται με το στοιχείο *twoNodeLink*, με μηδενικό μήκος εξ ορισμού (ίδιες συντεταγμένες κόμβων αρχής και τέλους), με τρεις βαθμούς ελευθερίας που αντιστοιχούν στους συντελεστές k_1 και k_2 και στο υλικό πολύ μεγάλης δυσκαμψίας, ενώ οι άξονες συμπίπτουν με αυτούς του γενικού συστήματος (δεν ορίστηκαν τοπικοί άξονες). Στον τρίτο βαθμό ελευθερίας ορίζεται άπειρη δυσκαμψία, ώστε να υπολογίζονται κοινές παραμορφώσεις των κόμβων αρχής και τέλους του ελατηρίου κατά τον αντίστοιχο βαθμό ελευθερίας. Η σχετική εντολή στο OpenSees είναι:

```
element twoNodeLink $eleTag $iNode $jNode -mat $matTags -dir $dirs
```

όπου:

\$eleTag	χαρακτηριστικός αριθμός μέλους,
\$iNode \$jNode	κόμβος αρχής και τέλους, αντίστοιχα, μέλους,
\$matTags	χαρακτηριστικός αριθμός υλικού, και
\$dirs	διεύθυνση εφαρμογής του υλικού. Για δισδιάστατο φορέα: 1,2 – μετατοπίσεις κατά τους άξονες x,y και 3 – στροφή περί τον άξονα z.

Οι διατομές των στοιχείων της τοιχοποιίας (πεσσοί, δοκοί και δύσκαμπτοι κόμβοι), προσομοιώθηκαν με ίνες (*fibers*), ορθογωνικής μορφής (ομάδες ινών - *patches*), στις οποίες αποδόθηκε το υλικό και η επιφάνεια. Η συνδυασμένη αξονική και καμπτική αντοχή και δυσκαμψία υπολογίζεται μέσω αριθμητικής ενοποίησης των παραμορφώσεων των ινών στη διατομή. Στη συνέχεια, τα μακροστοιχεία περιγράφονται με χρήση στοιχείου παραμόρφωσης (*element dispBeamColumn*), το οποίο βασίζεται στη σχέση μετατόπισης και λαμβάνει υπόψη κατανομή της πλασιμότητας κατά μήκος του στοιχείου, για τον ορισμό των οποίων δίνεται μοναδική ονομασία, οι κόμβοι αρχής και τέλους, ο αριθμός των σημείων ολοκλήρωσης και η αντίστοιχη διατομή που έχει οριστεί παραπάνω. Η σχετική εντολή στο OpenSees είναι:

```
section Fiber $secTag {  
  fiber...  
  patch...  
  ...  
}
```

Τέλος, οι στερεοί κόμβοι ορίστηκαν με την ίδια λογική με τους πεσσούς και τις δοκούς, χρησιμοποιώντας στοιχείο δύναμης (*element forceBeamColumn*). Όσον αφορά στην επιβολή δεσμεύσεων, χρησιμοποιείται η εντολή *rigidLink* που περιγράφει στοιχείο μεγάλης δυσκαμψίας και δεσμεύει τους βαθμούς ελευθερίας των περιφερειακών κόμβων. Συγκεκριμένα, για τύπο περιορισμού «δοκού» (*beam*) δεσμεύονται τόσο οι μεταφορικοί όσο και οι στρεπτικοί βαθμοί ελευθερίας. Η σχετική εντολή στο OpenSees είναι:

```
rigidLink $type $masterNodeTag $slaveNodeTag
```

όπου:

<i>\$type</i>	τύπος του δύσκαμπτου συνδέσμου: bar – δέσμευση μόνο των μεταφορικών βαθμών ελευθερίας να ακολουθούν τους αντίστοιχους του κύριου κόμβου, beam – δεσμεύονται τόσο οι μεταφορικοί όσο και οι στρεπτικοί βαθμοί ελευθερίας
<i>\$masterNodeTag</i>	αριθμός κύριου κόμβου (master)
<i>\$slaveNodeTag</i>	αριθμοί δευτερευόντων κόμβων (slave)

Επιπλέον, χρησιμοποιείται η εντολή *equalDOF*, με την βοήθεια της οποίας δεσμεύονται οι βαθμοί ελευθερίας των δευτερευόντων κόμβων να ακολουθούν αυτούς τους κυρίαρχου κόμβου. Ο κεντρικός κόμβος στο στοιχείο ορίστηκε ως κυρίαρχος (*master*) και οι κόμβοι των άκρων δοκών και πεσσών που συνδέονται στον δύσκαμπτο τμήμα ως δευτερεύοντες (*slave*). Η σχετική εντολή στο OpenSees είναι:

```
equalDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2 ...
```

όπου:

<i>\$rNodeTag</i>	αριθμός κύριου κόμβου (master),
<i>\$cNodeTag</i>	αριθμοί δεσμευμένων κόμβων ή δευτερευόντων (slave),
<i>\$dof1 \$dof2 ...</i>	βαθμοί ελευθερίας κόμβων που δεσμεύονται

5.2.2.4 Φορτία

Για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους των μακροστοιχείων θεωρήθηκε ειδικό βάρος τοιχοποιίας $\gamma_m = 23 \text{ kN/m}^3$. Για τα φορτία πατώματος (μόνιμα, επικάλυψης και ωφέλιμα) έγινε η παραδοχή ότι οι δοκοί και οι πεσσοί της κάθε όψης παραλαμβάνουν

τα μισά φορτία. Στα παρακάτω συνοψίζονται τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση. Η συνολική μάζα της κατασκευής είναι 80tn.

- Ίδιο βάρος ξύλινου πατώματος:

$$0.02m \times 6kN/m^3 = 0.12 kN/m^2, \text{ για το πέτωμα,}$$

$$0.10m \times 0.20m \times 6kN/m^3 \times (1.00m/0.40m)/1.00m = 0.30 kN/m^2, \text{ για τις δοκούς.}$$

$$\text{Συνολικό ίδιο βάρος ξύλινου πατώματος: } 0.42 kN/m^2 \approx 0.50 kN/m^2.$$

- Μόνιμο φορτίο επικάλυψης: $2.50kN/m^2$ για την οροφή και για την κάτω στάθμη.
- Ωφέλιμο φορτίο κατοικίας (ενεργά σεισμικά φορτία 30%):

$$0.30 \times 1.00kN/m^2 = 0.30 kN/m^2, \text{ για την οροφή,}$$

$$0.30 \times 2.00kN/m^2 = 0.60 kN/m^2, \text{ για την κάτω στάθμη.}$$

5.3. Αποτελέσματα ανάλυσης με το OpenSees

5.3.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Καθώς το κτίριο είναι διπλά συμμετρικό, ο πραγματικός τριδιάστατος φορέας εξετάζεται ως δισδιάστατο μοντέλο μετά από «επιπεδοποίηση» (μέσω δύσκαμπτων συνδέσμων που προσομοιάζουν τη διαφραγματική λειτουργία) και εκτελείται στατική ανελαστική ανάλυση κατά τη διεύθυνση x (ψευδό-τριδιάστατος φορέας). Το δισδιάστατο μοντέλο αποτελείται από δύο όμοια πλαίσια συνδεδεμένα μεταξύ τους με έναν πολύ δύσκαμπτο σύνδεσμο και στις δύο στάθμες, για να ληφθεί υπόψη η συνολική μάζα της κατασκευής.

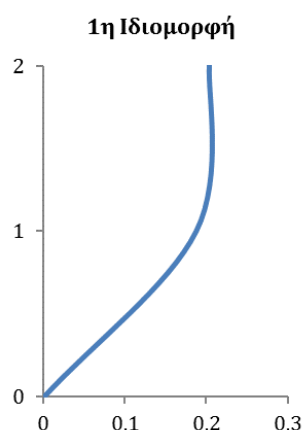
Πίνακας 3. Τρεις πρώτες ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές του φορέα.

α/α Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος (sec)	Όροφος	Ιδιοδιανύσματα	
			X	Y
1η	0.208	1ος	-0.920	0
		2ος	-1	0
2η	0.043	1ος	0.531	0
		2ος	1	0
3η	0.033	1ος	0	-1
		2ος	0	-0.145

Αρχικά, πραγματοποιήθηκε στατική ανάλυση με σταδιακή επιβολή των κατακόρυφων φορτίων και στη συνέχεια ιδιομορφική ανάλυση του φορέα για να ληφθούν τα δεδομένα των τριών πρώτων ιδιομορφών. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.3 κανονικοποιημένα στη μονάδα. Οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές κατά τον άξονα X και η τρίτη στρεπτική κατά τον άξονα Y.

5.3.2 Στατική ανελαστική ανάλυση

Η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων για την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης γίνεται βάσει της πρώτης ιδιομορφής, η μορφή της οποίας παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.9.



Σχήμα 5.9. Σχήμα 1ης ιδιομορφής φορέα.

Η φασματική επιτάχυνση λαμβάνεται από το ελαστικό φάσμα του EC8 (EN1998, 2004) και αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο που υπολογίστηκε ίση με $T_0 = 0.208 \text{ sec}$. Γίνεται η παραδοχή ότι πρόκειται για συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, στην 2^η Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας και εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας C. Στην εξίσωση (4.7) δίνεται το ελαστικό φάσμα του EC8.

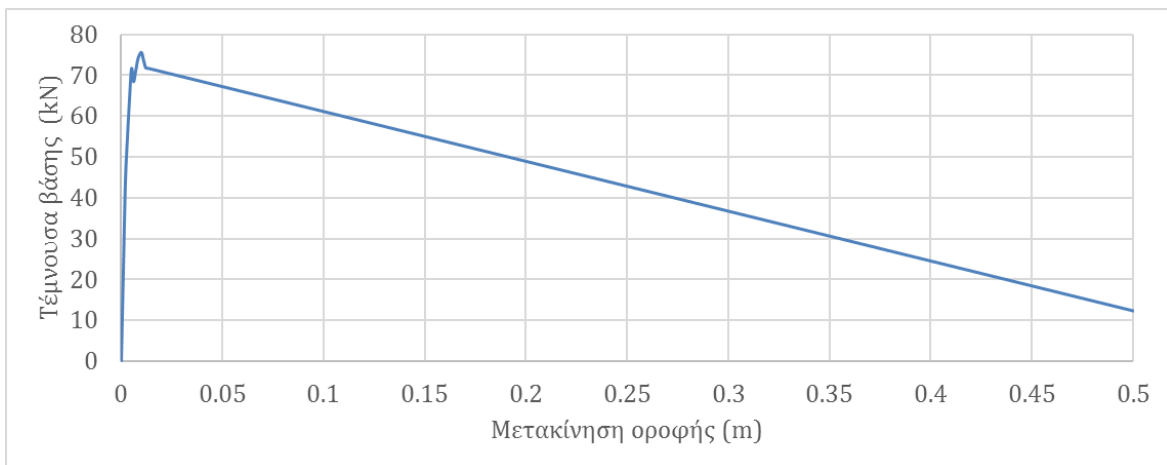
Επειδή $T_B < T_0 < T_C$, εφαρμόζεται η Σχέση (4.7β):

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 = 6.769 \text{ m/sec}^2$$

οπότε, τα οριζόντια φορτία που εφαρμόζονται για τη στατική ανελαστική ανάλυση είναι τα ακόλουθα:

$$F_i = \begin{bmatrix} 160.672 \\ 104.051 \end{bmatrix} \text{ (kN)}$$

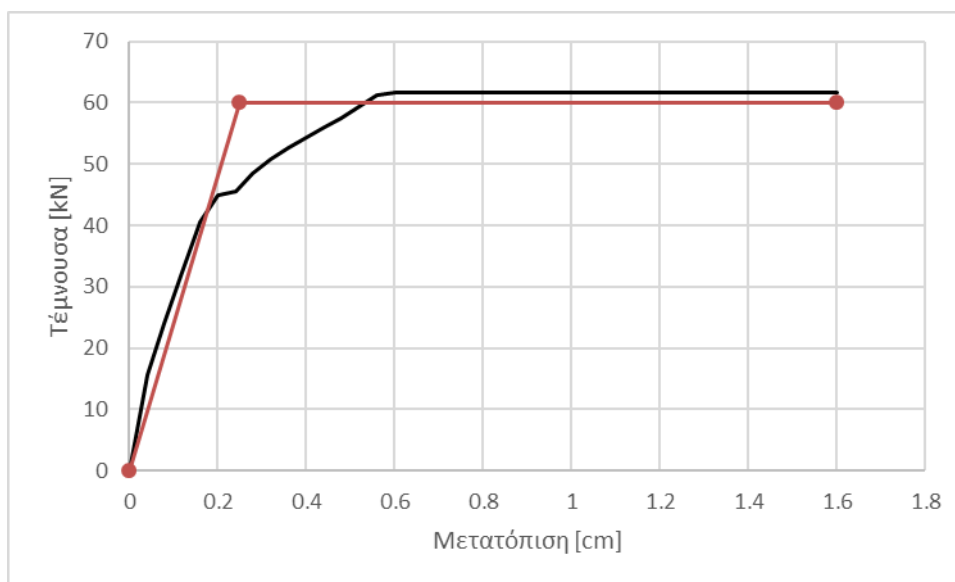
Τα φορτία αυτά εισάγονται στο προσομοίωμα ως οριζόντια φορτία στους κύριους κόμβους κάθε ορόφου (κόμβοι 3 και 5 που είναι και ο κόμβος ελέγχου) και εκτελείται στατική μη-γραμμική ανάλυση. Από αυτήν προκύπτει η ελαστική πλευρική δυσκαμψία ίση με $K_0 = 10536 \text{ kN/m}$, η μέγιστη τέμνουσα βάσης ίση με $V_{max} = 75.5 \text{ kN}$, για μετακίνηση 0.01m του κόμβου ελέγχου. Στο Σχήμα 5.10 φαίνεται η καμπύλη αντίστασης του συνολικού φορέα. Αρχικά ο φορέας παρουσιάζεται ιδιαίτερα δύσκαμπτος, φτάνοντας γρήγορα στη διαρροή μετά την οποία η τέμνουσα βάσης μειώνεται με σταθερό ρυθμό έως τη μέγιστη μετακίνηση της ανάλυσης.



Σχήμα 5.10. Καμπύλη αντίστασης στατικής ανελαστικής ανάλυσης με το OpenSees.

5.4. Αποτελέσματα ανάλυσης με το 3muri

Στη συνέχεια πραγματοποιούνται αναλύσεις στον φορέα του Σχήματος 5.3 με το λογισμικό 3muri. Η καμπύλη μη γραμμικής ανάλυσης, φαίνεται στο Σχήμα 5.11. Η ανάλυση σταματά για μετατόπιση $d_{max} = 1.60 \text{ cm}$ οπότε ο φορέας παρουσιάζει εκτεταμένες βλάβες, με αποτέλεσμα να μην επιτυγχάνεται σύγκλιση και η ανάλυση να σταματά πριν φτάσει η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου στην τιμή στόχο $d_t = 3.19 \text{ cm}$. Η ιδιοπερίοδος και η μάζα του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε ίση με $T^* = 0.273 \text{ sec}$ και $m = 44 \text{ tn}$ αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι η συνολική μάζα του συστήματος είναι $m = 71.40 \text{ tn}$ (η διαφορά με το προσομοίωμα του OpenSees προκύπτει κατά τη μοντελοποίηση. Από την ανάλυση προέκυψε τέμνουσα βάσης στη διαρροή $F_y^* = 48.16 \text{ kN}$ για μετατόπιση του κόμβου ελέγχου ίση με $d_y^* = 0.20 \text{ cm}$. Τέλος στον οριζόντιο κλάδο της διγραμμικής καμπύλης η τέμνουσα βάσης είναι ίση με $F_y = 60.10 \text{ kN}$ και η αλλαγή κλάδου προκύπτει όταν η μετατόπιση κόμβου ελέγχου είναι ίση με $d_y = 0.874 \text{ cm}$, που αντιστοιχεί σε δυσκαμψία $K_0 = 6876 \text{ kN/m}$.



Σχήμα 5.11. Καμπύλη αντίστασης στατικής ανελαστικής ανάλυσης με το 3muri.

5.5. Σύγκριση αποτελεσμάτων

Όταν ο φορέας επιλύεται με το 3muri (3M), παρουσιάζει σαφώς μικρότερη αρχική δυσκαμψία, φτάνοντας στη διαρροή σε επόμενο βήμα σε σχέση με την επίλυση στο OpenSees (OS). Επιπλέον ο φορέας 3M αστοχεί σε μετατόπιση 1.6 cm, ενώ ο φορέας OS συνεχίζει να παρουσιάζει ευστάθεια μέχρι να ολοκληρωθούν τα βήματα της ανάλυσης, παρουσιάζοντας σημαντική χαλάρωση μετά τη διαρροή. Αντίθετα, για τον φορέα 3M, η τέμνουσα βάσης παραμένει σταθερή μετά τη διαρροή και ίση με τη μέγιστη τιμή ως την αστοχία.

Από τα παραπάνω είναι προφανές ότι η μεθοδολογία προσομοίωσης με μακροστοιχεία στο OpenSees χρειάζεται διόρθωση ώστε να μπορεί να προσομοιώσει ικανοποιητικά τη συμπεριφορά του φορέα. Η κύρια αδυναμία εντοπίζεται στο υλικό προσομοίωσης των στοιχείων πεσσών και δοκών σύζευξης. Άλλωστε, δεν ήταν δυνατό με τόσο απλή διαδικασία να ενσωματωθούν τα κριτήρια αστοχίας που αντιστοιχούν σε κάθε τύπο αστοχίας της τοιχοποιίας. Παρόλ' αυτά υπάρχουν υλικά που θα μπορούσαν να περιγράψουν ικανοποιητικά τη συμπεριφορά της φέρουσας άοπλης τοιχοποιίας, με κατάλληλη βαθμονόμηση των παραμέτρων. Ενδεικτικά αναφέρονται υλικά όπως το *hysteretic material*, καθώς και το *Pinching4 material*. Σημειώνεται ότι για εφαρμογή σε τριδιάστατους φορείς, υπάρχουν υλικά που θα μπορούσαν να προσομοιώσουν

ικανοποιητικά την τοιχοποιία, τα οποία έχουν αναπτυχθεί για περιγραφή εδαφικών υλικών (π.χ., υλικά που ενσωματώνουν κριτήρια αστοχίας κατά Mohr-Coulomb).

Επίσης, σημαντικό κατά την ανάλυση φορέων είναι το υλικό που θα επιλεγεί να έχει τη δυνατότητα παραλαβής εφελκυστικών φορτίων. Στο πλαίσιο της εργασίας αυτής έγινε αρχικά χρήση του υλικού *Concrete01* με μηδενική εφελκυστική αντοχή, με την ανάλυση να αδυνατεί να συγκλίνει ακόμα και για εφαρμογή αποκλειστικά κατακόρυφων φορτίων. Με την εισαγωγή ράβδων οπλισμού από ελαστικό υλικό ικανό να παραλάβει εφελκυσμό εντός των ινών (fiber), ολοκληρώθηκαν οι αναλύσεις, τα αποτελέσματα των οποίων εμφάνιζαν μεγάλη διασπορά ανάλογα με το μέτρο ελαστικότητας που ορίστηκε για το ελαστικό υλικό. Από τα παραπάνω γίνεται ιδιαίτερα φανερή η ανάγκη σωστής βαθμονόμησης των υλικών που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν. Τέλος, αναφέρεται ότι οι ερευνητές που έχουν ασχοληθεί με την προσομοίωση των μακροστοιχείων στο OpenSees ανέπτυξαν δικά τους απλά υλικά στο ελεύθερο λογισμικό, διαδικασία που ξεφεύγει από τους σκοπούς της παρούσας εργασίας.

Η μεθοδολογία προσομοίωσης με ισοδύναμα πλαίσια σε συνδυασμό με το λογισμικό OpenSees που επιλέχθηκαν υπόσχονται μεγάλη ευχέρεια στη μελέτη πολύπλοκων φορέων και συμπλεγμάτων κτιρίων, που όμως δεν αποδείχτηκε στην πράξη, λόγω αφενός των αδυναμιών του λογισμικού να προσομοιώσει ικανοποιητικά το υλικό της τοιχοποιίας, που αναφέρθηκε παραπάνω, αφετέρου λόγω του μεγάλου αριθμού κόμβων που χρειάζεται να οριστεί ακόμα και για τον απλό φορέα της παρούσας εργασίας. Επίσης, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην συνδεσμολογία των κόμβων κατά την προσομοίωση, διαδικασία που δυσχεραίνεται λόγω του μεγάλου αριθμού κόμβων. Συνεπώς, για να είναι δυνατές οι μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας είναι απαραίτητη η κατάλληλη βαθμονόμηση του προσομοιώματος στο OpenSees μέσω μη γραμμικών ελαστικών αναλύσεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6ο

Συμπεράσματα

6.1. Χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

Τα ιστορικά κτίρια και τα μνημεία από φέρουσα άοπλη τοιχοποιία αποτελούν τη μεγάλη πλειοψηφία των κατασκευών σε πολλά αστικά κέντρα, με τους φορείς να έχουν σχεδιαστεί να φέρουν μόνο κατακόρυφα φορτία, χωρίς να έχει γίνει καμία πρόβλεψη για την παραλαβή των σεισμικών φορτίων. Επιπλέον, αυτές οι κατασκευές έχουν ιδιαίτερες τεχνικές απαιτήσεις και προβλήματα που απαιτούν διαφορετικές προσεγγίσεις σε σχέση με αυτές που ακολουθούνται συνήθως. Η ανάλυση μιας τέτοιας κατασκευής χαρακτηρίζεται από πολλές αβεβαιότητες τόσο λόγω του υλικού της τοιχοποιίας, όσο και των διαφοροποιήσεων που συνήθως έχει υποστεί στη διάρκεια ζωής της. Οι λίθοι, αλλά κυρίως τα κονιάματα, που χρησιμοποιήθηκαν για την ανέγερση των κατασκευών διαφέρουν από περιοχή σε περιοχή ανάλογα με τις διαθέσιμες πρώτες ύλες, συνεπώς το έργο προσδιορισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών τόσο των μεμονωμένων υλικών όσο και της σύνθετης διατομής είναι εξαιρετικά δύσκολο και δεν μπορεί να τυποποιηθεί. Επιπλέον, η μηχανική συμπεριφορά του τοίχου διαφοροποιείται ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής της τοιχοποιίας, π.χ., λαξευτή τοιχοποιία χωρίς κονίαμα ή αργολιθοδομή με χρήση κονιάματος για τη συγκόλληση των λιθοσωμάτων μεταξύ τους, όπου στη μία περίπτωση οι λίθοι παραμένουν στη θέση τους με την ενεργοποίηση μηχανισμών τριβής, ενώ στη δεύτερη περίπτωση η σταθερότητα επιτυγχάνεται μέσω χημικών δεσμών του κονιάματος με τον λίθο. Στις παραπάνω μεταβλητές προστίθενται και οι διάφοροι τρόποι αστοχίας της τοιχοποιίας.

Για τις νέες κατασκευές από τοιχοποιία ο Ευρωκώδικας EC6 παρέχει σχέσεις υπολογισμού των αντοχών για κάθε τύπο αστοχίας, αναφερόμενος σε τοιχοσώματα ελεγχόμενης παραγωγής και κονιάματα που παρασκευάζονται σύμφωνα με

συγκεκριμένα πρότυπα. Για τις περιπτώσεις φυσικών λιθοσωμάτων ή για τοιχοσώματα που δεν προέρχονται από πιστοποιημένα εργοστάσια, ορίζονται αυξημένοι συντελεστές ασφάλειας και μειωμένες τιμές αντοχών. Σε κάθε περίπτωση, συνιστάται ο προσδιορισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών μέσω πειραμάτων και ελέγχων που αφορούν το συγκεκριμένο έργο ή όταν αυτό δεν είναι δυνατό, η λήψη στοιχείων από βάσεις πειραματικών δεδομένων για αντίστοιχες κατασκευές.

Από την άλλη πλευρά, ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας μπορεί να γίνει μέσω της οριακής ανάλυσης, της απλοποιημένης προσομοίωσης, της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων και της μεθόδου διακριτών στοιχείων. Κατά την οριακή ανάλυση χρησιμοποιούνται οι εξισώσεις ισορροπίας του στοιχείου για τον υπολογισμό του οριακού φορτίου κατάρρευσης που αντιστοιχεί σε κάθε μηχανισμό αστοχίας, παρουσιάζοντας όμως αδυναμία στην περιγραφή της συμπεριφοράς του φορέα σε ενδιάμεσα στάδια. Στη δεύτερη περίπτωση της απλοποιημένης προσομοίωσης γίνεται χρήση μακροστοιχείων και η τοιχοποιία αντικαθίσταται από ένα ισοδύναμο πλαίσιο. Παρά τα πλεονεκτήματα που δίνει αυτή η μέθοδος όσον αφορά στην περιγραφή της συνολικής γεωμετρίας και της συμπεριφοράς του φορέα σε όλα τα στάδια φόρτισης, προκύπτουν δυσκολίες για πολύπλοκες γεωμετρίες, ενώ δεν είναι δυνατή η προσομοίωση ήδη ρηγματωμένων στοιχείων.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αφορά στην προσομοίωση του φορέα σε δύο επίπεδα: το μικροσκοπικό («μικρομοντέλο»), όπου κάθε τοίχος διακριτοποιείται σε λίθους και κονίαμα με κατάλληλη προσομοίωση των μεταξύ τους αρμών και το μακροσκοπικό («ισοδύναμο υλικό»), όπου υπολογίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σύνθετου υλικού που αποτελείται από λίθους και κονίαμα και ορίζεται πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων. Η περίπτωση του μικρομοντέλου είναι ακατάλληλη για την ανάλυση ολόκληρων φορέων λόγω του εκτεταμένου πλήθους στοιχείων, ενώ αντίθετα η μέθοδος του ισοδύναμου υλικού έχει αποδειχτεί ικανή να αποτυπώσει την καθολική συμπεριφορά μεγάλων φορέων χωρίς να είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός μεγάλου αριθμού παραμέτρων. Βέβαια, η εν λόγω μέθοδος είναι ευαίσθητη στις αλλαγές στις συνοριακές συνθήκες και στη χρονοϊστορία φόρτισης. Τέλος, η μέθοδος των διακριτών στοιχείων περιγράφει την κίνηση απλών κτιρίων από τοιχοποιία, με τη χρήση της να γίνεται πολύ δυσχερής με την αύξηση της πολυπλοκότητας της γεωμετρίας.

6.2. Προσομοίωση με μακροστοιχεία

Για την παρούσα εργασία γίνεται χρήση της μεθόδου των μακροστοιχείων, με την οποία μειώνεται σημαντικά το υπολογιστικό κόστος σε σχέση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Συγκεκριμένα, γίνεται χρήση του ισοδύναμου πλαισίου το οποίο αποτελείται από πεσσούς και δοκούς σύζευξης που συνδέονται μεταξύ τους με δύσκαμπτους κόμβους. Αρχικά, εντοπίζονται μακροσκοπικά τα «παραμορφώσιμα» στοιχεία πεσών και δοκών σύζευξης, ενώ η γεωμετρία των στερεών κόμβων, οι οποίοι δεν παρουσιάζουν βλάβες, προκύπτει από τη γεωμετρία των άλλων στοιχείων. Μια απλοποιημένη διαδικασία της μεθόδου του ισοδύναμου πλαισίου παρακάμπτει την περιγραφή των δοκών σύζευξης προσομοιώνοντας αποκλειστικά τους πεσσούς και ορίζοντας στα άκρα σύνδεσής τους με τις δοκούς κατάλληλες συνοριακές συνθήκες. Δύο περιπτώσεις διακρίνονται: η προσομοίωση ισχυρών δοκών, οπότε οι μετακινήσεις των πεσών σε μια στάθμη είναι κοινές και η προσομοίωση ασθενών δοκών, οπότε οι πεσσοί είναι ασύνδετοι και συμπεριφέρονται ως πρόβολοι. Η υπεραπλουστευμένη αυτή προσομοίωση, πάρα τα πλεονεκτήματά της, αποδεικνύεται ακατάλληλη σε περιπτώσεις που, για παράδειγμα, παρατηρούνται και οι δύο τύποι συμπεριφοράς σε διαφορετικά τμήματα του ίδιου φορέα.

Συνεπώς, για μια πιο αξιόπιστη προσομοίωση της τοιχοποιίας είναι απαραίτητη η περιγραφή τόσο των πεσών όσο και των δοκών σύζευξης, με εφαρμογή για παράδειγμα του ισοδύναμου πλαισίου, όπου κάθε τοίχος διακριτοποιείται με ένα σύστημα φατνωμάτων τοιχοποιίας (πεσσοί και δοκοί σύζευξης), στα οποία συγκεντρώνεται η μη γραμμική απόκριση και συνδέονται με στερεές περιοχές (κόμβους). Για τον ορισμό του ισοδύναμου πλαισίου εντοπίζονται οι δοκοί σύζευξης βάσει των ανοιγμάτων της όψης και στη συνέχεια προσδιορίζονται οι πεσσοί, με τη γεωμετρία των κόμβων, τέλος, να προκύπτει απευθείας. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται σε κάθε όροφο και γίνεται τόσο πολύπλοκη όσο τα ανοίγματα μιας όψης είναι μη κανονικά κατανομημένα. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στον ορισμό του ύψους των εξωτερικών πεσών. Ακολουθεί η επιλογή καταστατικού νόμου για την κατάλληλη περιγραφή της απόκρισης του κάθε μεμονωμένου στοιχείου ώστε η εκτίμηση της συνολικής συμπεριφοράς του τοίχου να είναι αξιόπιστη.

Για τον προσδιορισμό της σχέσης δύναμης-μετατόπισης που θα χρησιμοποιηθεί για την περιγραφή της συμπεριφοράς των τοίχων είναι απαραίτητη η μελέτη των

διαφορετικών τρόπων αστοχίας κατασκευών από άοπλη τοιχοποιία. Με εξασφαλισμένη τη συμπεριφορά κιβωτίου, μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας και της επαρκούς σύνδεσης των εγκάρσιων τοίχων, η τοιχοποιία μπορεί να αστοχήσει λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης (θραύση πεσσού στη θλιβόμενη ζώνη), λόγω διαγώνιας διάτμησης (ανάπτυξη διαγώνιων ρωγμών) και λόγω διατμητικής ολίσθησης (οριζόντιες ρωγμές στην έδραση). Οι παραπάνω τύποι αστοχίας περιγράφονται σε όρους μέγιστης διατμητικής επιπόνησης με απλοποιημένα κριτήρια αντοχής βάσει μηχανικών ή άλλων παραδοχών και γίνεται σύγκριση με την οριακή αντοχή του υλικού. Η αντοχή των στοιχείων εξαρτάται από την αξονική δύναμη που εφαρμόζεται σε αυτό η οποία μεταβάλλεται σε κάθε βήμα της ανάλυσης, συνεπώς μεταβάλλεται και η διατμητική αντοχή. Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως μέτρο αστοχίας η σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων (drift).

6.3. Συμπλέγματα κτιρίων

Η μέθοδος προσομοίωσης του ισοδύναμου πλαισίου βρίσκει σημαντική εφαρμογή στις περιπτώσεις συμπλεγμάτων κτιρίων, στις οποίες μια ανάλυση μέσω πεπερασμένων στοιχείων θα είχε ιδιαίτερα υψηλό υπολογιστικό κόστος. Η μελέτη συμπλεγμάτων κτιρίων είναι δυσχερής καθώς είναι απαραίτητη η εις βάθος γνώση των χαρακτηριστικών του κάθε κτιρίου που αποτελεί μέλος του συγκροτήματος. Γενικά η «επίδραση του συμπλέγματος» στη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου είναι θετική με διαφοροποίηση σε καθολικό επίπεδο της κατανομής των δυνάμεων. Από την άλλη, σε τοπικό επίπεδο η παρουσία γειτονικών κτιρίων μπορεί να οδηγήσει στην εμφάνιση βλαβών από σύγκρουση (rounding). Λόγω των μεγάλων αβεβαιοτήτων και του πλήθους των στοιχείων που είναι απαραίτητο να συλλεχθούν, ορισμένοι μελετητές, όπως ο Formisano et al. (2015), πρότειναν μια γρήγορη διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής τρωτότητας των συγκροτημάτων. Κατά τη διαδικασία αυτή, συλλέγονται πληροφορίες για παραμέτρους που αφορούν στα μεμονωμένα κτίρια σε μια φόρμα, καθώς και τα χαρακτηριστικά του συμπλέγματος στο οποίο ανήκουν. Για κάθε παράμετρο που βαθμολογείται, ορίζεται συντελεστής βαρύτητας και τελικά η τρωτότητα του συνόλου προκύπτει ως άθροισμα των βαθμολογιών των παραμέτρων πολλαπλασιασμένων με τους αντίστοιχους συντελεστές βαρύτητας.

Για τη βαθμονόμηση της παραπάνω διαδικασίας ταχείας αποτίμησης, οι Formisano et al. (2015) πραγματοποίησαν αναλύσεις σε διάφορες περιπτώσεις

συμπλεγμάτων, μεταξύ των οποίων ήταν και το σύμπλεγμα στην ιστορική περιοχή του Torre del Greco στη Νάπολη της Ιταλίας, που αποτέλεσε και το αντικείμενο της παρούσας εργασίας. Αρχικά, εντοπίστηκαν οι κτιριακές μονάδες που αποτελούν το κτιριακό συγκρότημα και επιλύθηκαν κάθε μια ξεχωριστά με το λογισμικό 3muγi, ενώ στη συνέχεια επιλύθηκε το σύμπλεγμα στο σύνολό του. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων γίνεται φανερή η ευεργετική επίδραση της συμμετοχής ενός κτιρίου σε σύμπλεγμα όσον αφορά στη σεισμική του συμπεριφορά, παρουσιάζοντας σχεδόν πενταπλάσια αντοχή εντός του συμπλέγματος, καθώς δρουν θετικά οι τοίχοι και των άλλων κτιριακών μονάδων.

Επιπροσθέτως, από τη σύγκριση των δεικτών τρωτότητας για κάθε ανάλυση κτιρίου και του συνολικού συμπλέγματος προέκυψε ότι κρίσιμη είναι η κατά μήκος (X) διεύθυνση, με το μεγαλύτερο δείκτη τρωτότητας να προκύπτει για το ακραίο κτίριο 1, ενώ το κτίριο 2 είναι το λιγότερο τρωτό (για την αρίθμηση των κτιρίων βλ. Εικόνα 3.3). Για την ακρίβεια, το κτίριο 2 είναι κανονικό σε κάτοψη και αποτελείται από μόνο δύο ορόφους, σε αντίθεση με το κτίριο 1 το οποίο περιλαμβάνει τέσσερις στάθμες. Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων, προκύπτει ότι με την ταχεία μεθοδολογία αποτίμησης υπολογίζεται η ίδια κατηγορία τρωτότητας σε σχέση με την αναλυτική μέθοδο στην κατά μήκος διεύθυνση (Σχήμα 3.1). Παρόλ' αυτά, η ταχεία μεθοδολογία δεν μπορεί να εκτιμήσει το μέγεθος των βλαβών, αλλά εντοπίζει τις πιο τρωτές μονάδες στο σύμπλεγμα ούτως ώστε να προγραμματιστούν κατάλληλα οι επεμβάσεις.

6.4. Εφαρμογή στα Χανιά

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε το σύμπλεγμα που περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 3 και αφού διαφοροποιήθηκαν οι μηχανικές ιδιότητες των κτιρίων για να αντιστοιχούν σε τοπικές συνθήκες, πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις για τη μελέτη της μεταβολής της γεωμετρίας του. Συγκεκριμένα, επιλύθηκαν οι κτιριακές μονάδες μεμονωμένα και σαν σύνολο εντός του συμπλέγματος, στη συνέχεια αφαιρέθηκε το κτίριο 1, έγινε νέα επίλυση του συμπλέγματος και τέλος προσομοιώθηκε στη θέση του κτιρίου 1 φορέας από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό 3muγi στο οποίο η προσομοίωση ισοδύναμου πλαισίου γίνεται κατά τα αναφερόμενα των Lagomarsino et

aI. (2013). Στον Πίνακα 6.1 παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα για τους μεμονωμένους φορείς και τον συνολικό φορέα του συγκροτήματος. Όπως ήταν αναμενόμενο, η αύξηση στη δυσκαμψία όσο και στην αντοχή είναι εμφανής, το οποίο μεταφράζεται σε βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του συγκροτήματος. Μεγαλύτερη τρωτότητα παρουσιάζει το κτίριο 1, ενώ τη μικρότερη το κτίριο 3, καθώς περιλαμβάνει πολλούς εγκάρσιους στη διεύθυνση ελέγχου τοίχους και λιγότερες στάθμες.

Πίνακας 6.1. Σύγκριση αποτελεσμάτων μεμονωμένων κτιριακών μονάδων και συγκροτήματος.

Κτίριο	F_y [kN]	K_0 [kN/cm]
(1)	1936.68	508.81
(2)	1216.63	1750.41
(3)	2107.70	3401.27
(4)	2405.17	891.3
(5)	1778.77	1307.74
Σύμπλεγμα	10854.80	12419.68

Σε επόμενη φάση ελέγχθηκε φορέας συγκροτήματος χωρίς το κτίριο 1. Τέτοιες μορφές έχουν προκύψει στα Χανιά στις περιοχές της παλιάς πόλης που βομβαρδίστηκαν κατά το β' παγκόσμιο πόλεμο και στη συνέχεια επιτράπηκε η ελεύθερη δόμηση για την κάλυψη των στεγαστικών αναγκών. Η αντοχή του συμπλέγματος, καθώς και η δυσκαμψία του μειώθηκε λόγω της μη κανονικότητας σε κάτοψη. Επιπλέον, ενώ στον αρχικό φορέα αστοχούσε δοκός σύζευξης του κτιρίου 2, με τις δοκούς σύζευξης των κτιρίων 4 και 5 να μένουν στην πλαστική περιοχή, στον φορέα χωρίς το κτίριο 1 αστοχεί πεσός του κτιρίου 4 στη δεύτερη στάθμη. Με την αφαίρεση του κτιρίου 1, τη θέση του ακραίου έλαβε το χαμηλό κτίριο 2.

Επειδή στη βάση της τρίτης στάθμης υφίσταται ιδιαίτερα δύσκαμπτη δοκός σύζευξης, η επίδραση μαλακού ορόφου μεταφέρεται στην οροφή του πεσού της δεύτερης στάθμης, με αποτέλεσμα ο πεσός να αστοχεί. Τέλος, με την προσθήκη φορέα οπλισμένου σκυροδέματος στη θέση του κτιρίου 1 τα αποτελέσματα παρουσιάζουν μια

ελάχιστη βελτίωση αλλά δεν διαφέρουν πολύ από την περίπτωση πλήρους απουσίας της ακραίας κτιριακής μονάδας. Σημειώνεται τέλος ότι η αστοχία και στους τρεις φορείς συγκροτήματος κτιρίου παρουσιάζεται σχεδόν για την ίδια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου. Σε κάθε περίπτωση ο κανονικός σε κάτοψη φορέας είναι πιο δύσκαμπτος. Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η μορφολογία του συμπλέγματος είναι επίσης ένας από τους παράγοντες που επηρεάζουν την αντοχή, χωρίς πάντως να ακυρώνεται η θετική επίδραση του συμπλέγματος στη σεισμική συμπεριφορά κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία.

6.5. Προσομοίωση με το OpenSees

Με αρχικό στόχο την πραγματοποίηση μη γραμμικών ανελαστικών αναλύσεων με μακροστοιχεία, δυνατότητα που στερείται το 3muri, έγινε μια προσπάθεια να προσομοιωθεί μια απλή κατασκευή από άοπλη τοιχοποιία στο λογισμικό OpenSees μέσω μακροστοιχείων και να συγκριθούν τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης με αυτά του 3muri. Αρκετοί ερευνητές έχουν αναπτύξει μεθοδολογίες προσομοίωσης του ισοδύναμου πλαισίου στο OpenSees, αναφέροντας ότι η ακρίβεια της ανάλυσης της άοπλης τοιχοποιίας εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τον καταστατικό νόμο που επιλέγεται για το υλικό της τοιχοποιίας και καθορίζει την απόκριση των τοίχων (Akhveissy and Abbassi, 2014).

Επιλέχθηκε διαδικασία προσομοίωσης της κατασκευής με διδιάστατο (ψευδό-τριδιάστατο) φορέα, με τους πεσσούς και τις δοκούς σύζευξης να προσομοιώνονται με στοιχεία πολυβάθμιων ελατηρίων, μηδενικού μήκους που συνδέονται μέσω δύσκαμπτων συνδέσμων. Η διαδικασία προτάθηκε από τους (Rinaldin et al., 2016), οι οποίοι παρέχουν σχέσεις για τον υπολογισμό των ιδιοτήτων των ελατηρίων. Κάθε στοιχείο πεσσού ή δοκού σύζευξης ορίζεται με τη βοήθεια 6 κόμβων, ενώ τα στοιχεία των στερεών δύσκαμπτων κόμβων ορίζονται από τον κεντρικό κόμβο τους. Τελικά, για κάθε όψη της κατασκευής χρειάζονται 40 κόμβοι, 8 στοιχεία πεσών, 4 στοιχεία δοκών σύζευξης και 4 στοιχεία δύσκαμπτων κόμβων. Για τις δύο όψεις που προσομοιώθηκαν με τον ψευδό-τριδιάστατο φορέα οι κόμβοι γίνονται 80, αριθμός αρκετά μεγάλος για τόσο απλή γεωμετρία κατασκευής.

Τα ελατήρια στα άκρα των στοιχείων περιγράφονται με ελαστικό υλικό, ενώ τα στοιχεία τοιχοποιίας με το υλικό *Concrete02*, που περιγράφει υλικό σκυροδέματος με εφελκυστική αντοχή. Για τις συνοριακές συνθήκες στους στερεούς κόμβους

χρησιμοποιήθηκε εντολή που δεσμεύουν τις παραμορφώσεις των άκρων των στοιχείων πεσσών και δοκών να ακολουθούν αυτές του κεντρικού κόμβου του αντίστοιχου δύσκαμπτου συνδέσμου και εντολή που ορίζει τον κεντρικό κόμβο ως τον κύριο και τους υπόλοιπους ως δευτερεύοντες (master-slave).

Μετά τον υπολογισμό των φορτίων, πραγματοποιείται στον φορέα στατική ανάλυση με σταδιακή εφαρμογή των κατακόρυφων φορτίων και ιδιομορφική ανάλυση για να υπολογιστεί η μορφή της 1^{ης} ιδιομορφής. Με βάση την 1^η ιδιομορφή πραγματοποιείται στατική ανελαστική ανάλυση και λαμβάνεται η καμπύλη τέμνουσας βάσης και μετατόπισης κορυφής. Ο φορέας που προέκυψε είναι ιδιαίτερα δύσκαμπος και διαρρέει σε πολύ μικρό βήμα ανάλυσης, ενώ στη συνέχεια η δυσκαμψία του μειώνεται γραμμικά με την αύξηση της μετατόπισης του κόμβου οροφής. Η συμπεριφορά του φορέα δεν ήταν η αναμενόμενη, όπως προκύπτει και από την ανάλυση που ακολούθησε με το 3mrigi, σύμφωνα με την οποία ο φορέας έχει σαφώς μικρότερη δυσκαμψία και διαρρέει σε μεταγενέστερο βήμα.

Καθίσταται συνεπώς προφανές ότι οι αρχικές παραδοχές προσομοίωσης του υλικού της τοιχοποιίας με το υλικό σκυροδέματος δεν δίνει σωστά αποτελέσματα και πρέπει να διαφοροποιηθεί. Στη βάση δεδομένων του OpenSees προσφέρεται ποικιλία υλικών προσομοίωσης που όμως χρειάζονται την κατάλληλη βαθμονόμηση, διαδικασία που αποδείχτηκε ιδιαίτερα επίπονη και τελικά μη επιτυχής ελλείψει πειραματικών δεδομένων προσδιορισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών του υλικού. Πάντως έγινε σαφές ότι το υλικό που θα κληθεί να προσομοιώσει την τοιχοποιία πρέπει να μπορεί να φέρει και εφελκυστικά φορτία. Επίσης, παρατηρήθηκε μεγάλη διασπορά των αποτελεσμάτων με την μεταβολή των χαρακτηριστικών του υλικού, γεγονός που τονίζει τη σημασία της σωστής βαθμονόμησης. Χαρακτηριστικό είναι ότι οι ερευνητές που ανέλυσαν ισοδύναμους πλαισιακούς φορείς μακροστοιχείων με το OpenSees ανέπτυξαν στην πλειοψηφία τους απλά υλικά για να ενσωματώσουν στο προσομοίωμα, διαδικασία που ξεφεύγει από τους σκοπούς της παρούσας εργασίας.

Τέλος, η επιλογή του OpenSees για την επίλυση του ισοδύναμου πλαισιακού φορέα σε πρώτη ανάγνωση φαίνεται προφανής. Παρόλ' αυτά τόσο η δυσχέρεια στη βαθμονόμηση κατάλληλου υλικού για την περιγραφή των τμημάτων τοιχοποιίας, όσο και το γεγονός ότι για μια τόσο απλή κατασκευή χρειάστηκε να οριστεί μεγάλος αριθμός κόμβων, η συνδεσμολογία των οποίων απαιτεί μεγάλη προσοχή, ακυρώνουν σε μεγάλο βαθμό τα πλεονεκτήματα του συγκεκριμένου λογισμικού για την ανάλυση

κατασκευών από τοιχοποιία. Παρόλ' αυτά, αναμένεται να γίνει προσεχώς η ενσωμάτωση στο ελεύθερο λογισμικό OpenSees των υλικών που αναπτύχθηκαν από τους προαναφερθέντες ερευνητές ή η ανάπτυξη νέων προσομοιωμάτων που θα περιγράψουν επιτυχώς την τοιχοποιία σε δύο διαστάσεις.

6.6. Μελλοντικές ερευνητικές κατευθύνσεις

Στο πλαίσιο της παρούσας μεταπτυχιακής διατριβής μελετήθηκε η σεισμική συμπεριφορά ιστορικών κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία που συμμετέχουν σε συγκροτήματα κτιρίων, καθώς επίσης έγινε μια απόπειρα πρότασης μεθοδολογίας προσομοίωσης ισοδύναμου πλαισίου με μακροστοιχεία στο OpenSees με απώτερο σκοπό την πραγματοποίηση αναλύσεων χρονοϊστορίας. Όσον αφορά στο πρώτο σκέλος της μελέτης κτιριακών συμπλεγμάτων, τη μεγαλύτερη δυσχέρεια παρουσιάζει η συλλογή στοιχείων για το σύνολο των κτιριακών μονάδων που το απαρτίζουν, τόσο λόγω της έλλειψης στοιχείων όσο και λόγω της αδυναμίας πρόσβασης σε όλα τα κτίρια.

Σχετικά με το δεύτερο σκέλος, η αποδοτικότητα της προτεινόμενης μεθοδολογίας θα μπορέσει να μελετηθεί μόνο μετά την κατάλληλη προσομοίωση του υλικού της τοιχοποιίας είτε μέσω ορισμού νέων υλικών είτε μέσω κατάλληλου συνδυασμού και βαθμονόμησης υφιστάμενων προσομοιωμάτων υλικών. Συνεπώς προτείνεται να ερευνηθούν περαιτέρω:

- οι παράγοντες που επιδρούν θετικά και αρνητικά στη σεισμική συμπεριφορά συγκροτήματος κτιρίων,
- η ανάπτυξη και βαθμονόμηση των υφιστάμενων διαδικασιών τυποποίησης της μελέτης της επίδρασης του συμπλέγματος μέσω της κατάλληλης βαθμολόγησης των παραμέτρων που επιδρούν στη συμπεριφορά του,
- η ανάπτυξη νέων προσομοιωμάτων στο OpenSees για την κατάλληλη περιγραφή των στοιχείων τοιχοποιίας, καθώς και η πρόταση μεθοδολογίας προσομοίωσης μακροστοιχείων άοπλης τοιχοποιίας σε δύο και τρεις διαστάσεις, και
- η διεύρυνση των δυνατοτήτων υφιστάμενων λογισμικών, όπως είναι το 3muri, για να μπορούν να πραγματοποιηθούν αναλύσεις χρονοϊστορίας.

Ευρετήριο Συμβόλων

Κεφάλαιο 1ο

E	βραχυχρόνιο τέμνον μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας
$E_{long\ term}$	μακροχρόνιο τέμνον μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας
f	θλιπτική τάση τοιχοποιίας
f_b	ανηγμένη θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος
f_{bc}	θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος
f_k	χαρακτηριστική αντοχή τοιχοποιίας
f_m	μέση θλιπτική αντοχή του συνδετικού κονιάματος
f_{vk}	διατμητική αντοχή τοιχοποιίας
f_{vk0}	χαρακτηριστική αρχική διατμητική αντοχή υπό μηδενικές θλιπτικές τάσεις
f_{vlt}	οριακή τιμή της διατμητικής αντοχής τοιχοποιίας
f_{wd}	θλιπτική αντοχή σχεδιασμού τοιχοποιίας
f_{wk}	χαρακτηριστική αντοχή της τοιχοποιίας υπό θλιπτικό φορτίο, χωρίς την επίδραση της εκκεντρότητας φόρτισης
f_{xk1}	καμπτική αντοχή τοιχοποιίας παράλληλα στους αρμούς
f_{xk2}	καμπτική αντοχή τοιχοποιίας κάθετα στους αρμούς
G	μέτρο διάτμησης τοιχοποιίας
K	συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο των λιθοσωμάτων και του κονιάματος
K_E	πολλαπλασιαστής υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας τοιχοποιίας

	βάσει της χαρακτηριστικής αντοχής τοιχοποιίας
γ_m	συντελεστής ασφάλειας για την τοιχοποιία
ρ	πυκνότητα
σ_d	θλιπτική τάση σχεδιασμού κάθετα στη διατμητική δύναμη του μέλους κατά το εξεταζόμενο επίπεδο
ϕ_∞	τελικός συντελεστής ερπυσμού

Κεφάλαιο 2^ο

d_u	μέγιστη σχετική μετακίνηση μεταξύ ορόφων (drift)
K	αρχική κλίση καμπύλης τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου
M	ροπή που δρα στο άκρο στοιχείου μακροστοιχείου τοιχοποιίας
N	αξονική δύναμη που δρα στο άκρο μακροστοιχείου τοιχοποιίας
u	οριζόντια μετατόπιση άκρου μακροστοιχείου τοιχοποιίας
V	τέμνουσα δύναμη που δρα στο άκρο μακροστοιχείου τοιχοποιίας
w	αξονική μετατόπιση άκρου μακροστοιχείου τοιχοποιίας
δ	οριζόντια μετατόπιση κόμβου ελέγχου
φ	στροφή άκρου μακροστοιχείου τοιχοποιίας

Κεφάλαιο 3^ο

d	οριζόντια μετατόπιση κόμβου ελέγχου
D_{max}	μέγιστη οριζόντια μετατόπιση της σεισμικής απαίτησης (δράση)
D_u	μετατόπιση του κτιρίου στην αστοχία (αντοχή)
E	μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας
f_m	μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας
G	μέτρο διάτμησης της τοιχοποιίας
I_M	δείκτης τρωτότητας που προκύπτει από τις αναλύσεις
$I_{M,A}$	δείκτης τρωτότητας που προκύπτει από τις αναλύσεις συμπλέγματος

	κτιρίου
$I_{M,I}$	δείκτης τρωτότητας που προκύπτει από τις αναλύσεις μεμονωμένου κτιρίου
$I_{V,I}$	δείκτης τρωτότητας μεμονωμένης κατασκευής
$I_{V,rel}$	δείκτης τρωτότητας υπολογισμένος με τη μεθοδολογία ταχείας εκτίμησης
s_i	τιμή παραμέτρου αποτίμησης τρωτότητας
w	ίδιο βάρος της τοιχοποιίας
w_i	συντελεστής βαρύτητας παραμέτρου αποτίμησης τρωτότητας
τ_0	μέση διατμητική αντοχή απουσία αξονικής δύναμης της τοιχοποιίας

Κεφάλαιο 4^ο

A	εμβαδόν της διατομής μακροστοιχείου
a_g	σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού εδάφους για τύπο εδάφους A
a_{gR}	μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς για τύπο εδάφους A
d_m^*	μετατόπιση αστοχίας του μονοβάθμιου συστήματος
d_{max}	μέγιστη μετακίνηση κόμβου ελέγχου της ανάλυσης
d_t	μετατόπιση στόχος του κόμβου ελέγχου
d_y^*	μετατόπιση του κόμβου ελέγχου στη διαρροή του μονοβάθμιου ταλαντωτή
E	μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας
G	μέτρο διάτμησης της τοιχοποιίας
F_i	οριζόντια σεισμική δύναμη για τον όροφο i
f_k	χαρακτηριστική αντοχή τοιχοποιίας
f_m	μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας
f_v	αντίσταση έναντι διάτμησης της τοιχοποιίας
f_{v0}	διατμητική αντίσταση της τοιχοποιίας χωρίς θλίψη
F_y^*	τέμνουσα βάσης στη διαρροή του μονοβάθμιου ταλαντωτή
F_y, d_y	σημείο αλλαγής κλίσης διαγραμμικής καμπύλης

G	μέτρο διάτμησης της τοιχοποιίας
h	ύψος μακροστοιχείου
J	ροπή αδράνειας της διατομής μακροστοιχείου
K_w	σταθερά Winkler
K_0	κλίση ελαστικού κλάδου διαγραμμικής καμπύλης
l	μήκος του φατνώματος
l'	μήκος της θλιβόμενης διατομής του τοίχου
m	ροπή που δρα στην κεντρική ζώνη του μακροστοιχείου τοιχοποιίας
m^*	μάζα του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος
m_i	μάζα του ορόφου i
M_i	ροπή που δρα στο άκρο στοιχείου μακροστοιχείου τοιχοποιίας
M_u	ροπή αστοχίας του μακροστοιχείου
n	αξονική δύναμη που δρα στην κεντρική ζώνη του μακροστοιχείου τοιχοποιίας
N_i	αξονική δύναμη που δρα στο άκρο μακροστοιχείου τοιχοποιίας
S	συντελεστής εδάφους
S_e	φασματική επιτάχυνση
T	(για το ελαστικό φάσμα) βασική ιδιοπερίοδος
t	πάχος του φατνώματος
T^*	ιδιοπερίοδος αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος
T_A, T_B, T_C	χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος
T_i	τέμνουσα δύναμη που δρα στο άκρο μακροστοιχείου τοιχοποιίας
T_u	διατμητική αντοχή ολίσθησης του μακροστοιχείου
u_i	οριζόντια μετατόπιση άκρου μακροστοιχείου τοιχοποιίας
w_i	αξονική μετατόπιση άκρου μακροστοιχείου τοιχοποιίας
w_M, M	συνολική μάζα της κατασκευής (σε kN και kg , αντίστοιχα)
γ	ειδικό βάρος της τοιχοποιίας
γ_I	συντελεστής σπουδαιότητας

γ_m	συντελεστής ασφάλειας
Δ	απειροελάχιστο ύψος άκρου μακροστοιχείου
δ	αξονική μετατόπιση κεντρικής ζώνης μακροστοιχείου τοιχοποιίας
δ_u	μέγιστη σχετική μετατόπιση μεταξύ ορόφων
η	διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης διάφορο του 5%
μ	συντελεστής τριβής
σ_n	μέση κανονική τιμή της θλιπτικής τάσης επί της επιφάνειας επιρροής
σ_0	θλιπτική τάση στη συνολική επιφάνεια
τ_0	μέση διατμητική αντοχή απουσία αξονικής δύναμης
φ	στροφή άκρου μακροστοιχείου τοιχοποιίας
φ_i	ιδιομορφή του ορόφου i
ϕ	στροφή κεντρικής ζώνης μακροστοιχείου τοιχοποιίας
ψ	συντελεστής συμμετοχής

Κεφάλαιο 5^ο

A	εμβαδόν διατομής στοιχείου
d_m^*	μετατόπιση αστοχίας του μονοβάθμιου συστήματος
d_{max}	μέγιστη μετακίνηση κόμβου ελέγχου της ανάλυσης
d_t	μετατόπιση στόχος του κόμβου ελέγχου
d_y^*	μετατόπιση του κόμβου ελέγχου στη διαρροή του μονοβάθμιου ταλαντωτή
E	μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας
f_e	ελαστική δύναμη στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου
F_y, d_y	σημείο αλλαγής κλίσης διαγραμματικής καμπύλης
F_y^*	τέμνουσα βάσης στη διαρροή του μονοβάθμιου ταλαντωτή
G	διατμητική δυσκαμψία τοιχοποιίας
h	ύψος στοιχείου

J	ροπή αδράνειας διατομής στοιχείου
k_e	ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου
K_M	καμπτική δυσκαμψία στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου
K_N	αξονική δυσκαμψία στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου
K_0	κλίση ελαστικού κλάδου διαγραμμικής καμπύλης
K_V	διατμητική δυσκαμψία στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου
l	μήκος στοιχείου
M	ελαστική καμπτική ροπή στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου
M_w	συνολική μάζα της κατασκευής
m^*	μάζα του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος
N	αξονική ελαστική δύναμη στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου
u_1	τοπική αξονική παραμόρφωση στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου
u_2	τοπική εγκάρσια παραμόρφωση στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου
V	διατμητική ελαστική δύναμη στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου
V_{max}	μέγιστη τέμνουσα βάσης
φ	εντός επιπέδου στρόφη στοιχείου πολυβάθμιου ελατηρίου

Κεφάλαιο 6^ο

F_y	τέμνουσα βάσης στη διαρροή
K_0	κλίση ελαστικού κλάδου διαγραμμικής καμπύλης

Βιβλιογραφία

- Ahmad, N., Crowley, H., Pinho, R., Ali, Q. (2010). *Displacement-Based Seismic Risk Assessment of Stone Masonry Buildings of Pakistan*, 3rd Asian Conference on Earthquake Engineering, Bangkok, Thailand.
- Ahmad, N., Crowley, H., Pinho, R., Ali, Q. (2010). *Simplified Formulae for the Displacement Capacity, Energy Dissipation, and Characteristic Vibration Period of Brick Masonry Buildings*. Proceedings of the International Masonry Society, 11, Dresden, Germany.
- Akhveissy, A.H., Abbassi, M. (2014). *Pushover Analysis Of Unreinforced Masonry Structures By Fiber Finite Element Method*, Research in Civil and Environmental Engineering, 03(2), pp. 96-119.
- Benedetti, D., Benzoni, G., Parisi, M.A. (1988). *Seismic Vulnerability And Risk Evaluation For Old Urban Nuclei*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 16(2), pp. 183-201.
- Benedetti, D., Petrini V. (1984). *On The Seismic Vulnerability Of Masonry Buildings: An Evaluation Method*, L'Industria delle Costruzioni, 149, pp. 66-74.
- Binda, L., Cardani, G., Saisi, A. (2009). *A Classification Of Structures And Masonries For The Adequate Choice Of Repair*, In C. Groot (Ed.), Workshop Repair Mortars for Historic Masonry (pp. 20-34). RILEM Pro067.
- Binda, L., Saisi, A. (2005). *Research on Historic Structures in Seismic Areas in Italy*, Progress in Structural Engineering and Materials, 7(2), pp. 71-85.
- Brandonisio, G., De Luca, A., Mele, E. (2015). *Closed Form Solution For Predicting The Horizontal Capacity Of Masonry Portal Frames Through Limit Analysis And*

- Comparison With Experimental Test Results*, Engineering Failure Analysis, 55, pp. 246-270.
- Brencich, A., Lagomarsino, S., (1997). *A Macro-Elements Dynamic Model For Masonry Shear Walls*. In: Proceedings of 4th International Symposium of Computer Methods in Structural Masonry (STRUMAS IV), Pratolino, Italy, E&FN Spon, London, (1998). p. 67-75.
- Caliò, I., Marletta, M., Panto, B. (2005). *A Simplified Model For The Evaluation Of The Seismic Behaviour Of Masonry Buildings*, 10th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing. Civil-Comp Press.
- Caliò, I., Marletta, M., Pantò, B. (2012). *A New Discrete Element Model For The Evaluation Of The Seismic Behaviour Of Unreinforced Masonry Buildings*, Engineering Structures, 40, pp. 327-338.
- Carbonara, G. (1997). *Approach to Restoration. Theory, History, Monuments*. Liguori.
- Carran, D., Hughes, J.J., Leslie, A., Kennedy, C. (2012). *A Short History Of The Use Of Lime As A Building Material Beyond Europe And North America*, International Journal Of Architectural Heritage, 6(2), pp. 117-146.
- Cattari, S, Lagomarsino, S. (2009). *Modelling The Seismic Response Of Unreinforced Existing Masonry Buildings: A Critical Review Of Some Models Proposed By Codes*, Proceedings Of The 11th Canadian Masonry Symposium. Toronto, Ontario, Canada.
- Cattari, S., Lagomarsino, S. (2013). *Seismic Assessment Of Mixed Masonry-Reinforced Concrete Buildings By Non-Linear Static Analyses*, Earthquakes and Structures, 4(3).
- Cherubini, A., Di Pasquale, G., Dolce, M., Martinelli, A. (2000). *Vulnerability Assessment From Quick Survey Data In The Historic Centre Of Catania*, In Faccioli, E.P. (Ed.), The Catania Project: Earthquake Damage Scenarios For High Risk Area In The Mediterranean. Rome: CNR, National Group Against Against Earthquake.
- Coulomb, C. (1773). *Essaisurune Application Des Règles Des Maximis Et Minimis À Quelques Problèmes De Statique Relatifs À L'architecture*. Paris, France.

- Cundall, P. (1971). *A Computer Model For Simulating Progressive Largescale Movements In Blocky Rock Systems*, Symposium of International Society for Rock Mechanics, 1, pp. 132–50.
- Cundall, P.A., Strack. O.D.L. (1979). *A Discrete Numerical Model For Granular Assemblies*, Geotechnique, 29, pp. 47–65.
- EN1015-11, (2007). *EN1015-11: Methods of Test for Mortar for Masonry - Part 11 : Determination of Flexural and Compressive Strength of Hardened Mortar*, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- EN 1996-1-1, (2005). *Eurocode 6 - Design Of Masonry Structures*, , European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- EN1998, (2004). *Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance*, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- EN459-1, (2015). *Building Lime. Definitions, Specifications and Conformity Criteria*, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- EN772-1, (2011). *Methods of Test for Masonry Units. Determination of Compressive Strength*, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Endo, Y., Pelà, L., Roca, P., da Porto, F., Modena, C. (2015). *Comparison Of Seismic Analysis Methods Applied To A Historical Church Struck By 2009 L'Aquila Earthquake*, Bulletin of Earthquake Engineering, 13(12), pp. 3749-3778.
- Formisano, A., Florio, G., Landolfo, R., Mazzolani, F.M. (2015). *Numerical Calibration Of An Easy Method For Seismic Behavior Assessment On Large Scale Of Masonry Building Aggregates*. Advances in Engineering Software, 80, pp. 116-138.
- Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., Resemini, S. (2004), *Non-linear Seismic Analysis of Masonry Structures*, In: Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver 1-6 August, paper n. 843.
- Gambarotta, L., Lagomarsino, S. (1996). *On The Dynamic Response Of Masonry Panels*, In Gambarotta L. (ed.), Proceedings of the National Conference 'La Meccanica Delle Murature Tra Teoria E Progetto', Messina, [in Italian].
- Gattesco N, Macorini L. (2014). *In-Plane Stiffening Techniques With Nail Plates Or CFRP Strips For Timber Floors In Historical Masonry Buildings*, Construction and Building Materials, 58, pp. 64-76.

- DIN (1996). *DIN 1053-1:1996-11: Masonry - Part 1: Design and Construction*, German Institute for Standardization, Germany.
- Giuffrè, A. (Ed.). (1993), *Safety and Conservation of Historical Centers: the Ortigia Case*, Editori Laterza (in Italian), Roma, Italy.
- Heyman, J. (1966). *The Stone Skeleton*, International Journal of Solids and Structures, 2, pp. 249–79.
- Heyman, J. (1982). *The Masonry Arch*, Ellis Horwood Limited, Chichester.
- Heyman, J. (1995). *The Stone Skeleton, Structural Engineering of Masonry Architecture*, Cambridge University Press, Cambridge, UK.
- Hughes, D.C., Jaglin, D., Kozłowski, R., Mucha, D. (2009). *Roman Cements—Belite Cements Calcined At Low Temperature*, Cement and Concrete Research, 39, pp. 77-89.
- Hughes, J.J. (2012). *The Role Of Mortar In Masonry: An Introduction To Requirements For The Design*, Materials and Structures, 45, pp. 1287-1294.
- Jamal, H. (2017). *Failure Modes of Brick Masonry Buildings*, Retrieved 08 Sep. 2018: <https://www.aboutcivil.org/failure-modes-masonry-structures.html>.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. (2013). *TREMURI Program: An Equivalent Frame Model For The Nonlinear Seismic Analysis Of Masonry Buildings*, Engineering Structures, 56, pp. 1787-1799.
- Lourenco, P.B., Krakowiak, K., Fernandes, F., Ramos, L. (2007). *Failure Analysis Of Monastery Of Jeronimos, Lisbon: How To Learn From Sophisticated Numerical Models*, Engineering Failure Analysis, 14(2), pp. 280–300.
- Macorini, L., Izzuddin, B.A. (2011). *A Non-Linear Interface Element For 3D Mesoscale Analysis Of Brick-Masonry Structures*, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 85, pp. 1584–1608.
- Magenes, G., Calvi, G.M. (1997). *In-Plane Seismic Response Of Brick Masonry Walls*, Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 26, pp. 1091-1112.
- Magenes, G., La Fontana, A. (1998). *Simplified Nonlinear Seismic Analysis of Masonry Buildings*, In: Proceedings of British Masonry Society, 8, pp. 190-195.
- Mazziotti, A. (2016). *Structural Analysis Of Historical Masonry Buildings*, PhD Thesis, University of Naples Federico II, Naples, Italy.

- McKenna, F., Fenves, G., & Scott, M. (2000). *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. University of Berkeley, California, USA.
- Middendorf, B. (2002). *Physico-Mechanical And Microstructural Characteristics Of Historic And Restoration Mortars Based On Gypsum: Current Knowledge And Perspective*. In: Siegesmund S.W. (Ed.), *Natural Stone, Weathering Phenomena, Conservation Strategies And Case Studies* (Vol. 205, pp. 165–176). London, UK.
- Middendorf, B., Hughes, J.J., Callebaut, K., Baronio, G., Papyianni, I. (2005). *Investigative Methods For The Characterisation Of Historic Mortars-Part 1: Mineralogical Characterisation*, *Materials and Structures*, 38, pp. 761-769.
- Pagnini, L.C., Vicente, R., Lagomarsino, S., Varum, H. (2011). *A Mechanical Model for the Seismic Vulnerability Assessment of Old Masonry Buildings*, *Earthquakes and Structures*, 2(1), pp. 25-42.
- Pegon, P., Anthoine, A. (1994). *Numerical Strategies For Solving Continuum Damage Problems Involving Softening: Application To The Homogenization Of Masonry*. In: Topping, B. P. (Ed.), *Advances in non-linear finite element methods*, pp. 143–57, Edinburgh, UK.
- Penna, A. (2002). *A Macro-Element Procedure For The Non-Linear Dynamic Analysis Of Masonry Buildings*. Ph.D. Thesis, Polytechnic of Milan, Italy, [in Italian].
- Ramos, L.F., Lourenço, P.B. (2004). *Modeling and Vulnerability of Historical City Centers in Seismic Areas: a Case Study in Lisbon*, *Engineering Structures*, 26(9), pp. 1295-310.
- Rinaldin, G., Amadio, C., Macorini, L. (2016). *A Macro-Model With Nonlinear Springs For Seismic Analysis Of URM Buildings*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45, pp. 2261-2281.
- S.T.A. DATA srl. (2017). *3muri - User manual* (11.3.0 ed.), Torino, Italy.
- Sepe, V., Spacone, E., Raka, E. and Camata, G. (2014). *Seismic Analysis Of Masonry Buildings: Equivalent Frame Approach With Fiber Beam Elements*. In: *Proceedings of 9th International Conference on Structural Dynamics, EURO-DYN 2014*.
- Tomazevic, M. (1987). *Dynamic Modelling of Masonry Buildings: Storey Mechanism Model as a Simple Alternative*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15(6), pp. 731-749.

- Valluzi, M. (2007). *On the Vulnerability of Historical Masonry Structures: Analysis and Mitigation*, Materials and Structures, 40, pp. 723-743.
- Van Balen, K., Papayianni, I., Van Hees, R., Binda, L., Waldum, A. (2005). *Introduction To Requirements For And Functions And Properties Of Repair Mortars*, Materials and Structures, 38, pp. 781-785.
- Vanin, F., Almeida, J.P., Beyer, K. (2017). *Force-Based Finite Element For Modelling The Cyclic Behaviour of Unreinforced Masonry Piers*, In: 16th World Conference on Earthquake Engineering - 16WCEE. Santiago, Chile.
- Vineetha, N.R., Menon, A., Gettu, R. (2012). *Seismic Response of Hybrid Buildings*, In: 15th World Conference on Earthquake Engineering -15WCEE, Lisbon, Portugal.
- Yi, T., Moon, F.L., Leon, R.T., Kahn, L.F. (2006). *Lateral Load Tests On A Two-Story Unreinforced Masonry Building*, Journal of Structural Engineering, 132(5), pp. 643-52.
- Zurakowska, M., Hughes, J.J. and Jez, J. (2009). *History, Materials And Social Aspects Of Building From Unfired Earth In Poland*. In: Walker, P. (Ed.), Proceedings of 11th International Conference On Non-Conventional Materials And Technologies, Bath, UK.
- Βαχλιώτης, Χ.Ε., Πετρομιχελάκης, Ν.Ι., Παπαδόπουλος, Χ.Θ., Ζαΐμη, Μ.Γ., Σκαρή, Ε., Τουμπακάρη, Ε.Ε. (2009). *Αποκατάσταση & Ενίσχυση Διατηρητέων Κτηρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία - Διαστασιολόγηση Εφαρμογή των Επεμβάσεων*, Σεμινάριο ΤΕΕ-ΤΚΜ, 13 Φεβρουαρίου 2009, Θεσσαλονίκη. Πρόσβαση: 17 Σεπ. 2018: http://library.tee.gr/digital/kma/kma_m1430/kma_m1430_baxliotis.pdf.
- Βιντζηλαίου, Ε., Καραντώνη, Φ., Στυλιανίδης, Κ. (2009). *Ευρωκώδικας 6 - Σχεδιασμός Κατασκευών Από Τοιχοποιία*. Σεμινάριο Ευρωκωδίκων, ΤΕΕ, Αθήνα. Πρόσβαση: 22 Ιουλ. 2018`http://library.tee.gr/digital/m2464/m2464_ec6.pdf.
- Καραντώνη, Φ. (2004). *Κατασκευές Από Τοιχοποιία*, Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.
- Φραγκιαδάκης, Δ. (2014). *Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς Κτιρίου Από Τοιχοποιία*, Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.

Για διευκρινίσεις και σχόλια σχετικά με τη διατριβή μπορείτε να επικοινωνήσετε με τη γράφουσα στη διεύθυνση ηλεκτρονικού ταχυδρομείου: **marlagiou@yahoo.com**

