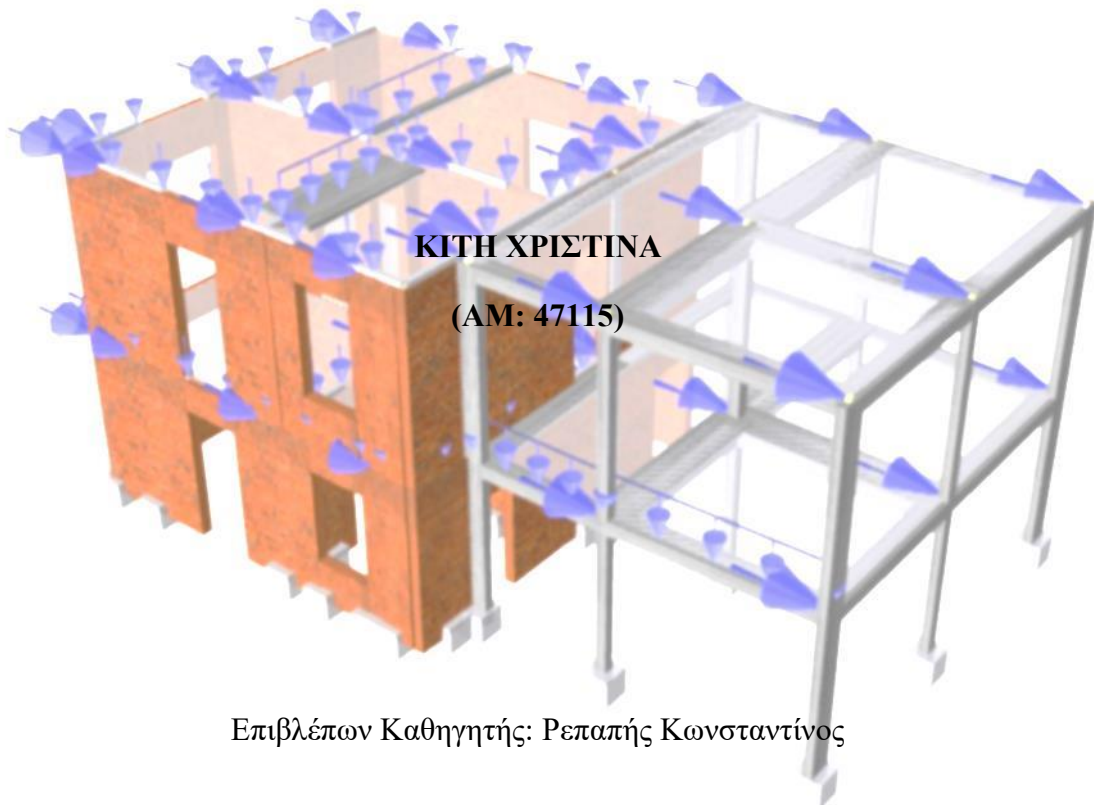


ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αποτίμηση υφιστάμενου κτηρίου φέρουσας τοιχοποιίας βάσει EC8

Assessment of an existing masonry building according to EC8



Επιβλέπων Καθηγητής: Ρεπαπής Κωνσταντίνος

Τίτλος: Αποτίμηση υφιστάμενου κτηρίου
φέρουσας τοιχοποιίας βάσει EC8

Μέλη Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής:

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΚΑΘΗΓΗΤΗ	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (Επιβλέπων)	
ΒΡΥΖΙΔΗΣ ΙΣΑΑΚ (Εξεταστής)	
ΔΡΙΒΑΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ (Εξεταστής)	

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η κάτωθι υπογράφουσα Κίτη Χριστίνα, φοιτήτρια του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της σχολής Μηχανικών του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, με αριθμό μητρώου 44547115 δηλώνει υπεύθυνα ότι:

« Είμαι η συγγραφέας της παρούσας διπλωματικής εργασίας με τίτλο: **Αποτίμηση υφιστάμενου κτηρίου φέρουσας τοιχοποιίας βάσει EC8** και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία.

Επιπλέον, οποιαδήποτε πηγή με τη μορφή κειμένου, εικόνας, πινάκων που έχει χρησιμοποιηθεί αναφέρεται με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, στους εκδοτικούς οίκους και στην περίπτωση χρήσης δεδομένων από διαδικτυακή πηγή αναφέρεται εξίσου η αντίστοιχη ιστοσελίδα.

Τέλος, αυτή η εργασία αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου όσο και του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου».

Η ΔΗΛΟΥΣΑ

ΚΙΤΗ ΧΡΙΣΤΙΝΑ



ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

«Θα ήθελα να ευχαριστήσω πρώτα από όλα την οικογένεια μου και όλα τα άτομα που με στήριξαν σε όλο αυτό το όμορφο ταξίδι της φοιτητικής μου πορείας όπου αυτό ολοκληρώνεται με την παράδοση αυτής της εργασίας.

Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω τον κ. Ρεπαπή Κωνσταντίνο, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ, που με εμπιστεύτηκε με αυτό το θέμα διπλωματικής εργασίας και ήταν σύμβουλος κατά την εκπόνηση και ολοκλήρωση αυτής της εργασίας.

Τέλος, ευχαριστώ τους καθηγητές της σχολής μου που αυτά τα πέντε χρόνια με τη γνώση τους και την πείρα τους μου έδωσαν τα θεμέλια για την έναρξη της σταδιοδρομίας μου.»

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ο φορέας για τον οποίο θα γίνει η ανάλυση αποτελείται από δύο διώροφα κτήρια τα οποία συνδέονται με διάζωμα και κατασκευάστηκαν σε διαφορετικές περιόδους. Πρόκειται για ένα κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία και πιο συγκεκριμένα από τσιμεντόλιθους το οποίο χρονολογείται τη δεκαετία του '50 και του '60, ενώ το δεύτερο είναι ένα κτήριο από ωπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο κατασκευάστηκε ως προσθήκη στις αρχές της δεκαετίας του '70. Είναι διαφραγματικά συνδεδεμένα, ενώ στον όροφο υπάρχουν και δύο εξώστες που συνδέουν τα δύο κτήρια εξωτερικά

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον προκύπτει από την ανάλυση των δύο κτηρίων λόγω του ότι δεν είναι χτισμένα βάσει των νεότερων οικοδομικών και αντισεισμικών κανονισμών. Συγκεκριμένα μελετήθηκαν τόσο με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) όσο και με τη μέθοδο της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας για τρεις διαφορετικούς σταθμούς για τον σεισμό της Αθήνας του 1999. Η εργασία χωρίζεται σε 7 κεφάλαια.

Στο **πρώτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται οι διάφοροι τρόποι δόμησης με πρωτεύον υλικό τους φυσικούς ή τεχνητούς λίθους. Παράλληλα, περιγράφονται οι διαφορές ως προς τα χαρακτηριστικά τους, τον τρόπο δόμησης τους και τη χρήση τους.

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** αναφέρονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας και γίνεται αναφορά στους κανονισμούς του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος μελετά τις δράσεις κατασκευών από υπάρχουσα φέρουσα τοιχοποιία οπλισμένη και μη. Παράλληλα, παρουσιάζονται και μερικοί τρόποι ενίσχυσης και επέμβασης των φερουσών τοιχοποιιών.

Το **τρίτο κεφάλαιο** είναι παρόμοιο με το δεύτερο κεφάλαιο αλλά αφορά τις κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα και την παρουσίαση των μηχανικών χαρακτηριστικών τους όπως είναι στον Ευρωκώδικα 8. Αντίστοιχοι τρόποι επέμβασης εξετάζονται για τις κατασκευές από σκυρόδεμα.

Για τις παραδοχές και τα χαρακτηριστικά του φορέα της παρούσας εργασίας γίνεται η παρουσίαση τους στο **κεφάλαιο 4**.

Ακολουθεί το **κεφάλαιο 5**, όπου αναλύονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων του φορέα για την τριγωνική και ομοιόμορφη κατανομή φορτίων από την pushover ανάλυση.

Το **κεφάλαιο 6** είναι ο επίλογος των αναλύσεων από το λογισμικό της SeismoSoft – SeismoStruct όπου γίνεται η αποτίμηση του φορέα για τη δυναμική ανάλυση. Τόσο στο 5^ο κεφάλαιο όσο και στο 6^ο τα αποτελέσματα που διεξήχθησαν από το πρόγραμμα είναι τόσο για τα δύο κτήρια μαζί όσο και όταν τα κτήρια υφίσταντο ξεχωριστά.

Στο **έβδομο και τελευταίο κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα συμπεράσματα από την παρούσα εργασία.

ABSTRACT

This diploma thesis is concerned with the assessment and rehabilitation of one building made of masonry, which is connected to one building of concrete. . The masonry building is estimated to be built during the 50s or 60s while the concrete building was built during the '70s and due to the fact that they are constructed neither according to the new construction code nor to the Greek seismic design code, the results of static pushover analysis and dynamic time-history analysis are remarkable.

The **first chapter** of the thesis describes the different ways of construction using different types of stones. Additionally, their main characteristics and usage will be presented.

During the **second chapter**, there is an overview of the mechanical properties of masonry and there is a brief reference to Eurocode 8 in which the general rules for existing reinforced and unreinforced masonry structures are presented. Furthermore, some strengthening methods for masonry buildings are proposed.

The **third chapter** is similar to the second one, but the main difference is that it is referred to Eurocode 8 where the general rules, seismic actions, and rules for building made of concrete are explained. Additionally, strengthening methods are described.

In the **fourth chapter**, there is a detailed description of the under-study masonry building. Material properties and applied loads are defined as well.

The **fifth chapter** deals with the simulation of the buildings in SeismoStruct. More specifically, the results of static pushover analysis (triangle and uniform distribution) will be examined.

In the **sixth chapter**, the results of the dynamic time-history analysis will be explained. Both in the fifth and in the sixth chapter the results of the analysis are presented for both two analysis scenarios, either the two buildings are connected between them or separated from each other.

In the **seventh and final chapter**, the conclusions of this thesis are cited.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	9
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:.....	10
ΥΛΙΚΑ & ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΩΝ.....	10
1.1 ΤΟΙΧΟΣΩΜΑΤΑ: ΦΥΣΙΚΑ - ΤΕΧΝΗΤΑ.....	10
1.2 ΧΡΗΣΗ: ΦΕΡΟΥΣΑ – ΠΛΗΡΩΣΗ – ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ – ΕΠΕΝΔΥΣΗ.....	16
1.3 ΤΡΟΠΟΣ ΔΟΜΗΣΗΣ: ΥΨΟΣ – ΠΑΧΟΣ – ΟΠΛΙΣΗ.....	16
1.4 ΚΟΝΙΑΜΑΤΑ.....	17
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2:.....	18
ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ.....	18
2.1 ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΙΣ & ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ.....	18
2.2 ΘΛΙΨΗ.....	19
2.3 ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ.....	21
2.4 ΚΑΜΨΗ.....	23
2.5 ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	24
2.6 ΛΥΓΙΣΜΟΣ.....	26
2.7 ΤΡΟΠΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ.....	26
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:.....	30
ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.....	30
3.1 ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.....	30
3.2 ΘΛΙΨΗ.....	31
3.3 ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ.....	31
3.4 ΕΡΠΥΣΜΟΣ.....	32
3.5 ΚΑΜΨΗ.....	32
3.6 ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	35
3.7 ΣΤΡΕΨΗ.....	36
3.8 ΣΕΙΣΜΟΣ.....	37
3.9 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.....	42
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4:.....	44
ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ – ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ.....	44
4.1 ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΦΟΡΕΑ.....	44

4.2 ΚΤΗΡΙΟ 1 – ΚΤΗΡΙΟ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	45
4.3 ΚΤΗΡΙΟ 2 – ΚΤΗΡΙΟ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	46
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:.....	50
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	50
5.1 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ	50
5.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΥΛΙΚΩΝ – ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΤΟ SEISMOSTRUCT.....	50
5.3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ – PUSHOVER	52
5.3.1. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ – ΑΞΟΝΑΣ Χ.....	53
5.3.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ – ΑΞΟΝΑΣ Υ.....	58
5.3.3. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ – ΑΞΟΝΑΣ Χ.....	61
5.3.4. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ – ΑΞΟΝΑΣ Υ.....	65
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:.....	69
ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	69
6.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – 1 ^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 1 ^η . 71	
6.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – 1 ^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 2 ^η . 75	
6.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – 2 ^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 1 ^η . 78	
6.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – 2 ^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 2 ^η . 82	
6.5 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – 3 ^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 1 ^η . 84	
6.6 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ – 3 ^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 2 ^η . 87	
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7:.....	90
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	90
7.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΓΙΑ ΤΙΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	90
7.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΓΙΑ ΤΙΣ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ	91

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Κατασκευές από τοιχοποιία παρατηρούνται ήδη από την Παλαιολιθική εποχή, όπου ο άνθρωπος για να καλύψει τις ανάγκες του για κατοικία, κατασκεύαζε με πλέγμα κλαδιών και κορμούς δέντρων, τον βασικό σκελετό της κατοικίας του ενώ το συνδετικό υλικό ήταν η πεταχτή λάσπη. Με το πέρασμα των χρόνων ο άνθρωπος ψάχνει πιο ανθεκτικά υλικά για να κατασκευάσει την κατοικία του τα οποία θα τον προστατεύουν από καιρικές συνθήκες και φυσικά φαινόμενα όπως από τον σεισμό. Έτσι, αρχίζει να παρατηρείται η χρήση λίθων σε τοιχοποιίες, ενώ όπου δεν είναι εφικτή η χρήση τους, η άργιλος αποτελεί το βασικό δομικό υλικό. Σταδιακά οι κατασκευές από πλίνθους γίνονται πιο διαδοσμένες και εξελίσσονται από απλή κατοικία σε μεγαλοπρεπή μνημεία όπου σήμερα προκαλούν το δέος των επισκεπτών. Χαρακτηριστικά παραδείγματα είναι οι πυραμίδες της Γκίζας, στο Κάιρο, κατασκευασμένες το 2580 π.Χ. από ογκόλιθους ψαμμίτη και ασβεστόλιθου σαν δομικά υλικά ενώ σαν κονίαμα παρατηρείται ο γύψος. Αντίθετα, το Κολοσσαίο στη Ρώμη, κατασκευασμένο το 70 μ.Χ. τα υλικά που πρωταγωνιστούν είναι τα κόκκινα τούβλα αφού η τερακότα είναι αρκετά διαδοσμένη εκείνη την εποχή και το τσιμέντο όπου συνδυαστικά αποδίδουν μεγαλύτερες αντοχές σε σχέση με προηγούμενους μεθόδους. Ενώ, ένα αιώνα μετά αρχίζει να εμφανίζεται και η εφαρμογή τόξων και θόλων από τους Ρωμαίους. Αρχές του 20^{ου} αιώνα, ο χάλυβας και πιο μετά το σκυρόδεμα είναι τα δύο υλικά που θα αλλάξουν τις κατασκευές μιας και οι μεγάλες αντοχές τους και η ευκολότερη συντήρησή τους σε περίπτωση ζημιάς είναι αυτά τα δύο χαρακτηριστικά όπου ο σύγχρονος άνθρωπος θα επιλέξει ως κύρια δομικά υλικά. Το επιστημονικό ενδιαφέρον επικεντρώνεται σε αυτά τα δύο υλικά και οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία ξεχνιούνται σταδιακά, αφού η ζήτηση για αυτές περιορίζεται. Λίγες δεκαετίες μετά, τέλη 20^{ου} αιώνα και αρχές 21^{ου}, λόγω της μεγάλης ανάγκης για συντήρηση παλαιών κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία ξεκινά μια μεγάλη κινητοποίηση για αναζήτηση περισσότερων πληροφοριών για τα χαρακτηριστικά αυτών των κατασκευών. Αυτή η ανάγκη είναι που θα οδηγήσει και στη δημιουργία του Ευρωκώδικα 6 και 8 όπου αναφέρονται στον νέο σχεδιασμό των κατασκευών από τοιχοποιία και στην σεισμική αποτίμησή τους αντίστοιχα και έχουν ισχύ στην Ευρώπη.

Η τοιχοποιία αποτελεί ένα σύμμεκτο δομικό σύστημα με κύρια συστατικά τα λιθοσώματα (φυσικά ή τεχνητά) και το κονίαμα με το οποίο αυτά συνδέονται. Κύριες κατηγορίες τοιχοποιίας είναι οι εξής: α) λιθοδομές β) πλινθοδομές, γ) οπτοπλινθοδομές, δ) χυτές και χαρακτηρίζονται μόνιμες. Αντίθετα, οι ξύλινες, γύψινες και μεταλλικές τοιχοποιίες θεωρούνται κινητές. Επίσης, οι τοιχοποιίες χωρίζονται ανάλογα με τα τοιχοσώματα, αν είναι δηλαδή φυσικά ή τεχνητά. Παράλληλα, αξίζει να σημειωθεί ότι ανάλογα με τη χρήση τους στην κατασκευή προκύπτουν οι κατηγορίες: α) φέρουσα β) πλήρωσης γ) αντιστήριξης και δ) επένδυσης, ενώ ανάλογα με τον τρόπο δόμησης τους κατηγοριοποιούνται βάση α) του ύψους τους β) το πάχος τους και γ) εάν είναι οπλισμένες ή προεντεταμένες.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:

ΥΛΙΚΑ & ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΩΝ

1.1 ΤΟΙΧΟΣΩΜΑΤΑ: ΦΥΣΙΚΑ - ΤΕΧΝΗΤΑ

- A. ΛΙΘΟΔΟΜΗ:** Η τοιχοποιία αποτελείται από φυσικούς λίθους όπου έχουν δεχτεί μικρή επεξεργασία και λάξευμα και ως συγκολλητικό υλικό υπάρχει το κονίαμα. Χωρίζονται σε τέσσερις κύριες υποκατηγορίες: α) ξηρολιθοδομή β) αργολιθοδομή γ) λιθοδομή με ημίξεστους λίθους και δ) ξεστή λιθοδομή. [Αδάμη,2020]
- A.1 Ξηρολιθοδομή** ή αλλιώς ξερολιθιά: είναι η τοιχοποιία με πλακοειδείς λίθους όπου έχουν προκύψει από φυσικό τεμαχισμό πετρωμάτων και στο μεταξύ τους υπάρχει απουσία κονιάματος. Κύριο μειονέκτημα είναι η παραλαβή οριζόντιων δυνάμεων για αυτό και τέτοιες κατασκευές έχουν περιοριστεί σε τοιχία περίφραξης.
- A.2 Αργολιθοδομή** ή αλλιώς αργοντούβαρα: είναι η τοιχοποιία όπου δομείται με ακανόνιστες σε μορφή πέτρες, ενώ στις γωνίες τοποθετούνται ακρογωνιαίοι λίθοι, τα αγκωνάρια. Οι πέτρες μεταξύ τους συνδέονται με προδιαστωμένο κονίαμα.
- A.3 Λιθοδομή με ημίξεστους λίθους:** στις συγκεκριμένες τοιχοποιίες παρατηρούνται δύο όψεις όπου συνδέονται με κονίαμα μεταξύ τους. Η εσωτερική είναι με υφή αργολιθοδομής ενώ η εξωτερική είναι με ημιλαξευτή πέτρα δηλαδή πέτρες που έχουν επεξεργαστεί πολύ. Ο λόγος που υπάρχουν αυτά τα δύο «πρόσωπα» είναι για να επιτυγχάνεται κανονικός αρμός.
- A.4 Ξεστή Λιθοδομή** ή αλλιώς λαξευτή: είναι οι λιθοδομές που αποτελούνται από λαξευτές πέτρες, συνήθως ορθογώνιου σχήματος και οι λίθοι μεταξύ τους συγκρατούνται με κονίαμα. Στις ημέρες μας, οι κατασκευές αυτές σπανίζουν καθώς το κόστος κατασκευής και συντήρησης είναι μεγάλο, ενώ παράλληλα λιγοστεύουν και οι ειδικευμένοι τεχνίτες. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι ο Παρθενώνας.



Σχήμα 1.1: Ξηρολιθοδομή

(Πηγή:

<https://commons.wikimedia.org/wiki/File:DrystoneWall.jpg>)



Σχήμα 1.2: Αργολιθοδομή

(Πηγή: [http://e-](http://e-oikodimos.blogspot.com/2011/08/blog-post_30.html)

[oikodimos.blogspot.com/2011/08/blog-post_30.html](http://e-oikodimos.blogspot.com/2011/08/blog-post_30.html))



Σχήμα 1.3: Ημιλαξευτή λιθοδομή:

Γεφύρι Παλαιοκαρυά

(Πηγή: Dimitris Kaliakoudas, 2011)



Σχήμα 1.4: Λαξευτή λιθοδομή:

Παρθενώνας , Αθήνα

(Πηγή:

<https://www.touristorama.com/m/%CE%B1%CE%BA%CF%81%CE%BF%CF%80%CE%BF%CE%BB%CE%B7>)



Σχήμα 1.5: Λαξευτή λιθοδομή:

Κάστρο Νοϊσβάσνταϊν – Μόναχο

(Πηγή: *cge2010 / shutterstock*

Neuschwanstein Castle Courtyard)

B. ΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ: Η τοιχοποιία δομείται από τεχνητούς λίθους όπου κατασκευάζονται με συγκεκριμένες διαστάσεις και τεχνικά χαρακτηριστικά και συνδέονται μεταξύ τους με διάφορα είδη κονιάματος. Κύριες κατηγορίες είναι οι εξής: α) τοιχοποιία από οπτόπλινθους β) τοιχοποιία από ωμόπλινθους και γ) τσιμεντολιθοδομή.

B.1. Οπτοπλινθομή: αποτελείται από τούβλα διατομής περίπου 6 x 9 x 19. Τα πρώτα τούβλα ήταν πιο συμπαγή άρα είχαν και μεγαλύτερο βάρος. Έχουν εφαρμογή από την αρχαιότητα ενώ τώρα με την εξέλιξη των κατασκευών ανάλογα με τον τρόπο που τοποθετούνται τα τούβλα χωρίζονται στις εξής υποκατηγορίες: α) μπατική β) δρομική γ) ψαθωτή και δ) υπερμπατική.

B.2. Ωμοπλινθοδομή: πλινθοδομή που κατασκευάζεται από πρισματικούς πλίνθους που έχουν προκύψει από συμπύκνωση και φυσική ξήρανση πηλοκονιαμάτων. Ήταν αρκετές γνωστές στην αρχαιότητα αλλά λόγω της σεισμικής ανεπάρκειας έχουν περιοριστεί οι κατασκευές σήμερα.

B.3. Τσιμεντολιθοδή: πλινθοδομή αποτελούμενη από τσιμεντόλιθους δηλαδή τεχνητούς λίθους με κύριο συστατικό του το τσιμέντο. Είναι αρκετά οικονομικές ως προς την κατασκευή αλλά δεν συνηθίζονται στη σημερινή εποχή λόγω της κακής θερμομονωτικής ικανότητας που έχει, ενώ οι περιορισμένες διαστάσεις που έχουν οι λίθοι και το μεγάλο βάρος τους αποτελούν ένα ακόμα μειονέκτημα για την επιλογή τους ως κύριο δομικό υλικό.

Γ. ΧΥΤΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ: είναι η τοιχοποιία που αποτελείται από χυτευόμενα λιθοσώματα με πιο διαδεδομένα αυτά από σκυρόδεμα. Η κατασκευή τους είναι απλή, αφού γίνει η έκχυση μέσα σε καλούπια, ακολουθεί η ξήρανση και η στερεοποίηση τους και τότε είναι έτοιμα για χρήση ως δομικά υλικά. Έχουν υψηλές αντοχές αλλά δεν είναι τόσο διαδεδομένες στην Ελλάδα. [Σπυράκος, 2019]



Σχήμα 1.6: Οπτοπλινθοδομή:
Βίλλα Αλλατίνι, Θεσσαλονίκη
(Πηγή: Χρύσα Φραγκούδη, 2016)



Σχήμα 1.7: Οπτοπλινθοδομή:
Βυζαντινό Μουσείο, Θεσσαλονίκη
(Πηγή: <https://mikrasiatis.gr/dekemvni-mouseio-vyzantinoupolitismou-thessalonikis/>)



Σχήμα 1.8: Ωμοπλινθοδομή:
Αρχαία πόλη Shibam, Υεμένη
(Πηγή: <https://sometimes-interesting.com/2011/06/29/the-manh-of-the-desert-shibam/>)



Σχήμα 1.9: Ωμοπλινθοδομή:

Πόλη Ντόγκον, Μάλι

(Πηγή:

<https://www.pinterest.com/pin/88523948909663285/>)



Σχήμα 1.10: Τσιμεντολιθοδομή:

Εξοχική κατοικία, Ποτίδαια

(Πηγή: Καλογήρου Νίκος, ΚΤΙΡΙΟ, ΕΚΔΟΣΕΙΣ)

1.2 ΧΡΗΣΗ: ΦΕΡΟΥΣΑ – ΠΛΗΡΩΣΗ – ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ – ΕΠΕΝΔΥΣΗ

- A) **ΦΕΡΟΥΣΑ:** Είναι η τοιχοποιία όπου όλα τα φορτία οριζόντια και κατακόρυφα μεταφέρονται από την ανωδομή στο έδαφος
- B) **ΠΛΗΡΩΣΗ:** Είναι η τοιχοποιία που χρησιμοποιείται για την διαμόρφωση εσωτερικών χωρισμάτων του χώρου και κυρίως είναι οπτόπλινθοι ή μπαγδατί δηλαδή ξύλινος σκελετός με επίχρισμα.
- Γ) **ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ:** Χρησιμοποιείται για την αντιστήριξη πρανών. Αντιστέκονται στις οριζόντιες ωθήσεις με το ίδιο βάρος τους.
- Δ) **ΕΠΕΝΔΥΣΗ:** Δεν αποφέρει κάποια στατική χρησιμότητα καθώς χρησιμοποιούνται ως αρχιτεκτονικά στοιχεία. [Σπυράκος, 2019]

1.3 ΤΡΟΠΟΣ ΔΟΜΗΣΗΣ: ΥΨΟΣ – ΠΑΧΟΣ – ΟΠΛΙΣΗ

- A) **ΥΨΟΣ:** Οι τοιχοποιίες θεωρούνται ως **κανονικές** όταν αποτελούνται από οριζόντια διάταξη ορθογωνικών λιθοσωμάτων με βαθμιδωτή διάταξη των αρμών. Ενώ οι υπόλοιπες χαρακτηρίζονται ως **μη κανονικές**. Οι δύο κατηγορίες παρουσιάζουν μεγάλη διαφορά στη παραλαβή οριζόντων και κατακόρυφων φορτίων. [Σπυράκος, 2019]
- B) **ΠΑΧΟΣ:** Ανάλογα με τις στρώσεις που έχει η τοιχοποιία κατηγοριοποιείται στις εξής υποκατηγορίες:

B.1 Συμπαγής ή μονόστρωτη: Αποτελείται από μια στρώση λιθοσωμάτων.

B.2 Δίστρωτη: Υπάρχουν δύο στρώσεις από λιθοσώματα, ενώ συχνά παρατηρούνται λιθοσώματα και ανάμεσα από τις δύο στρώσεις ώστε να τις συνδέουν.

B.3 Τρίστρωτη: Η τοιχοποιία έχει τρεις στρώσεις, όπου οι δύο εξωτερικές είναι οι κύριες ενώ η μεσαία ή αλλιώς ο πυρήνας αποτελείται από χαλαρό υλικό δηλαδή τεμάχια λιθοσωμάτων με κονίαμα. Το αρνητικό αυτής της τεχνικής είναι τα φτωχά μηχανικά υλικά. Δεύτερη τεχνική είναι δύο εξωτερικές τοιχοποιίες και στο ενδιάμεσο μόνο κονίαμα.

B.4 Μικτή κατά την έννοια του πάχους: ορίζεται η τοιχοποιία που είναι από αργολιθοδομή και δεν έχει ξεκάθαρη εσωτερική όψη.

B.5 Μικτή κατά την έννοια του μήκους: είναι η τοιχοποιία εκείνη που έχει διαφορετικά υλικά κατά μήκος της. Η δυσκολία σε αυτή τη τεχνική είναι να ταιριάξουν τα δύο υλικά για αυτό πολλές φορές ανάμεσα τοποθετείται αρμός.

Γ) ΟΠΛΙΣΗ: Οι τοιχοποιίες χωρίζονται ως εξής: α) άοπλη β) οπλισμένες γ) διαζωματική και δ) προεντεταμένες. Οι περισσότερες τοιχοποιίες ανήκουν στην πρώτη κατηγορία, ενώ ελάχιστες τοιχοποιίες από σκυρόδεμα είναι άοπλες.

Γ.1 Άοπλη: θεωρείται η τοιχοποιία που δεν φέρει κάποιο οπλισμό.

Γ.2 Οπλισμένη: ορίζεται η τοιχοποιία φέρει χαλύβδινες ράβδους ή πλέγματα. Σαν σκοπό ο οπλισμός έχει την καλύτερη συνεργασία των στοιχείων στην παραλαβή των φορτίων.

Γ.3 Διαζωματική: είναι η τοιχοποιία όπου περιμετρικά στις τέσσερις πλευρές της αποτελείται από υποστυλώματα και δοκούς ωπλισμένου σκυροδέματος.

Γ.4 Προεντεταμένη: χαρακτηρίζεται η τοιχοποιία στην οποία εισάγονται εσωτερικές θλιπτικές τάσεις, μέσω εφελκυσμένου οπλισμού.

1.4 ΚΟΝΙΑΜΑΤΑ

Τα κονιάματα είναι συνδυασμός κονιών και αποτελούν το συνδετικό υλικό των λιθοσωμάτων. Τα κονιάματα είναι προϊόν συνδυασμού μιας ή περισσότερης κονίας με νερό, αδρανή (γαρμπίλι, άμμος κτλ) και πρόσθετα. Τα παλαιότερα κονιάματα είχαν σαν πρόσθετο υλικό και οργανικές ύλες ώστε να υπάρξει αύξηση της εφελκυστικής τους αντοχής. Παράλληλα, ανάλογα με τα υλικά που έχουν χρησιμοποιηθεί για την παρασκευή του κονιάματος παρουσιάζεται και ποικιλία χαρακτηριστικών, τα οποία επίσης επηρεάζονται και από τον τρόπο κατεργασίας και συμπίκνωσης του μίγματος. [Σπυράκος, 2019]

Τα κονιάματα βάσει του κύριου υλικού της βάσης τους χωρίζονται στις εξής κατηγορίες:

- 1) Ασβεστοθηραϊκόκονίαμα:** Αποτελείται από μίγμα ασβέστου και θηραϊκής γης και ως αδρανή έχει θραυσμένα κεραμικά και άμμο. Κύριο χαρακτηριστικό είναι η υψηλή θλιπτική του αντοχή (5-10MPa).
- 2) Ασβεστοκονίαμα:** Όπως και η πρώτη κατηγορία έτσι και αυτό το κονίαμα έχει σαν βάση την ασβεστο αλλά με πολύ μικρότερη αντοχή (0.7-1.5 MPa).
- 3) Πηλοκονίαμα:** Η κονία που χρησιμοποιείται στη συγκεκριμένη κατηγορία είναι η πηλός η οποία προσφέρει μεγάλη θερμομονωτική αντοχή, πυροπροστασία και πρόσφυση, ενώ κύριο μειονέκτημα είναι η μικρή θλιπτική αντοχή.
- 4) Τσιμεντοκονίαμα:** Το πιο σύνθετο κονίαμα με μείγμα να αποτελείται από τσιμέντο, ασβεστο και άμμο. Η θλιπτική αντοχή του εξαρτάται από την αναλογία των υλικών του.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2:

ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

2.1 ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΙΣ & ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Τα υλικά από τα οποία αποτελείται συνήθως η τοιχοποιία είναι υλικά που έχουν μεγάλη θλιπτική αντοχή. Για αυτό το λόγο η πιο συνήθης βλάβη είναι ο εφελκυσμός σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία, ο οποίος επιδεινώνεται από τις εξής αιτίες:

1. Καθίζηση της θεμελίωσης
2. Μεγάλα θλιπτικά κατακόρυφα φορτία
3. Οριζόντιες ωθήσεις
4. Δυναμικά φορτία
5. Σεισμός

Από τις ρωγμές που παρουσιάζει ένα στοιχείο ανάλογα με το βάθος, τη διεύθυνση και το μήκος μπορούμε να λάβουμε πληροφορίες σε ποιο προαναφερθέν αίτιο οφείλεται ο εφελκυσμός. Συγκεκριμένα, στην **καθίζηση της θεμελίωσης** οι ρωγμές δεν είναι πάντα εμφανείς ειδικά στις περιπτώσεις όπου η καθίζηση είναι ομοιόμορφη, αλλά δεν πρέπει να αγνοούνται καθώς σε συνδυασμό με άλλες φορτίσεις όπως είναι ο σεισμός μπορεί να οδηγήσει την κατασκευή σε αστοχία ή και σε κατάρρευση λόγω της ανάπτυξης μεγάλων εσωτερικών δυνάμεων όπως είναι οι ροπές. [Σπυράκος, 2019]

Κατά την **μεγάλη θλιπτική κατακόρυφη φόρτιση** παρατηρείται βράχυνση στα φέροντα στοιχεία κατά τη διεύθυνση άσκησης των φορτίων, ενώ κάθετα αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις. Ανάπτυξη ρωγμών θα υπάρξουν κατά μήκος του στοιχείου, στην περίπτωση όπου υπάρξει υπέρβαση αντοχής σε εγκάρσια φόρτιση. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι κατά μήκος ρωγμές αναπτύσσονται σε τρία στάδια. Στο πρώτο στάδιο γίνεται η αποκόλληση της επικάλυψης, ακολουθεί η δημιουργία κατακόρυφων ρηγματώσεων, τόσο στο εσωτερικό του τοίχου όσο και στις όψεις, ενώ στο τέλος το μήκος των υφιστάμενων ρηγματώσεων αυξάνεται προκαλώντας διαχωρισμό του τοίχου σε δύο ή τρία ανεξάρτητα κατακόρυφα κομμάτια.

Η αστοχία από **οριζόντια φόρτιση** παρουσιάζεται σε κτήρια όπου δεν έχουν στοιχεία ανάληψης της εφελκυστικής τάσεις π.χ. ελκυστήρες και οι ρωγμές που αναπτύσσονται συνήθως είναι στις διατομές με την ελάχιστη αντίσταση. Οι ρωγμές εμφανίζονται συνήθως στις γωνίες του κτηρίου και σταδιακά επεκτείνονται στις χαμηλότερες στάθμες του.

Οι αστοχίες λόγω του **σεισμού** διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

α) **Αστοχίες λόγω χαμηλής ποιότητας δόμησης της τοιχοποιίας**

β) **Τοπικές εκτός επιπέδου αστοχίες:** παρατηρείται σε τοιχοποιίες όπου η σύνδεση εγκάρσιων τοίχων και πατωμάτων είναι ασθενής, ενώ ενισχύεται και με την απουσία διαζώματος στον φορέα.

γ) **Αστοχίες με συμπεριφορά της κατασκευής «ως συνόλου»:** Σε αντίθεση με την δεύτερη κατηγορία, η αστοχία εδώ παρατηρείται σε καλοδομημένες τοιχοποιίες με πολύ ισχυρή σύνδεση εγκάρσιων τοίχων με πατώματα / στέγες.

Γενικότερα σε μια κατασκευή από φέρουσα τοιχοποιία αναπτύσσονται τάσεις:

- 1) **Θλίψης**
- 2) **Εφελκυσμού**
- 3) **Κάμψης**
- 4) **Διάτμησης**
- 5) **Λυγισμού**

Από πειραματικές δοκιμές έχει προκύψει ότι μια τοιχοποιία εμφανίζει βλάβες λόγω της αστοχίας του ισχυρότερου υλικού της που είναι τα λιθοσώματα και όχι λόγω του συνδετικού κονιάματος.

2.2 ΘΛΙΨΗ

Η τοιχοποιία είναι ένα ετερογενές ανισότροπο ψαθυρό υλικό, έτσι η αστοχία έναντι θλίψης θα είναι απότομη στο στάδιο της διαρροής χωρίς να υπάρξει κάποια προειδοποίηση του υλικού. Οι παράγοντες που επηρεάζουν την θλιπτική αντοχή κατηγοριοποιούνται ως εξής:

1. Θλιπτική αντοχή λιθοσώματος
2. Θλιπτική αντοχή κονιάματος
3. Παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά λιθοσώματος και κονιάματος π.χ. λόγος Poisson και μέτρο ελαστικότητας.
4. Πάχος αρμών
5. Τρόπος δόμησης
6. Υδροαποροφητικότητα των δομικών υλικών
7. Υλικό και γεωμετρία λιθοσωμάτων (π.χ. με οπές ή συμπαγές)

Υπάρχουν άπειροι συνδυασμοί υλικών και τρόπων δόμησης για την κατασκευή μιας τοιχοποιίας, ως αποτέλεσμα οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής αλλάζουν ανά περίπτωση. Ο πιο έγκυρος τρόπος για την εύρεση της θλιπτικής αντοχής των λιθοσωμάτων και κονιαμάτων είναι με την διεξαγωγή πειραματικών δοκιμών. [Αδάμη, 2020]

Όμως, επειδή δεν είναι πάντα εφικτή η πειραματική δοκιμή σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα έχει γίνει η παραδοχή για νέα τοιχοποιία μίας στρώσης να λαμβάνεται η εξής σχέση:

$$f_k = k \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3}$$

Όπου:

f_k : Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

k : παράμετρος που εξαρτάται από τον κατασκευαστικό τύπο τοιχοποιίας (λαμβάνει τιμές 0,40-0,60)

f_b : Θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων

f_m : Θλιπτική αντοχή κονιάματος

Για υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σε ιστορική τοιχοποιία όπου δεν δύναται να γίνουν πειραματικές μελέτες με δοκίμια χρησιμοποιούνται πειραματικές σχέσεις όπως:

$$f_{wc} = \frac{\frac{2}{3}\sqrt{f_{bc}} + k_1 f_{mc} - k_2}{1 + 3.50 \cdot \left(\frac{V_m}{V_w} - 0.30\right)}$$

Όπου:

f_{wc} : Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

f_{bc} : Θλιπτική αντοχή δομικών λίθων (<100MPa)

f_{mc} : Θλιπτική αντοχή κονιάματος

V_w, V_m : Όγκος κονιάματος και όγκος τοιχοποιίας (ο λόγος τους τουλάχιστον ίσος με 0,30)

k_1 : 0.60 για αργολιθοδομή ή 0.20 για οπτοπλινθοδομή

k_2 : 0.00 για οπτοπλινθοδομή ή 0.50 για ημίξεστη λιθοδομή ή 2.50 για αργολιθοδομή

Από πειραματικές δοκιμές που έχουν πραγματοποιηθεί στο παρελθόν παρατηρήθηκε ότι η γεωμετρία των κενών των διάτρητων λιθοσωμάτων με ποσοστό κενών μεγαλύτερο των 40% επηρεάζει τη θλιπτική αντοχή καθώς αυτή μειώνεται δυσανάλογα [πείραμα Shellbach], [Αδάμη, 2020]. Ενώ αν το ποσοστό κενών είναι μικρότερο του 20% η αντοχή δεν επηρεάζεται [British Ceramic Research Association], [Αδάμη, 2020].

Παράλληλα, η αναλογία του πάχους του αρμού με το ύψος του λιθοσώματος επηρεάζει την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Πιο συγκεκριμένα, όσο αυξάνεται ο λόγος του πάχους προς το ύψος τόσο μικραίνει η αντοχή της.

2.3 ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι πολύ μικρή και αυτός είναι ο κύριος λόγος όπου η εφελκυστική αντοχή υπολογίζεται σε όρους δυνάμεων και όχι τάσεων. [Αδάμη, 2020]

Η εφελκυστική αντοχή εξαρτάται από:

1. Εφελκυστική αντοχή λιθοσώματος
2. Εφελκυστική αντοχή κονιάματος
3. Συνάφεια μεταξύ λιθοσώματος και κονιάματος
4. Πάχος αρμών
5. Υλικό και γεωμετρία λιθοσωμάτων (πχ με οπές ή συμπαγές)

Αντοχή συνάφειας: Ορίζεται η ανά μονάδα επιφανείας αντοχή συνάφειας, μεταξύ οπλισμού και σκυροδέματος ή κονιάματος, όταν ο οπλισμός υποβάλλεται σε εφελκυστικές ή σε θλιπτικές δυνάμεις. [Ορισμός βάσει EC6].

Οι ρωγμές που παρουσιάζονται λόγω εφελκυσμού διαφέρουν ανάλογα με την γωνία που έχει αστοχήσει η τοιχοποιία λόγω εφελκυσμού.

Όταν η εφελκυστική αστοχία συμβαίνει παράλληλα με τους οριζόντιους αρμούς της τοιχοποιίας μπορεί να γίνει αντιληπτό ότι πρόκειται για τοιχοποιία με ασθενείς πλίνθους, ενώ η ρωγμή περνάει ανάμεσα από τη δομική μονάδα το λιθόσωμα και το σπάει.



Σχήμα 2.1: Εφελκυστική αστοχία λόγω ασθενούς λιθοσώματος

(Πηγή: <https://gharpedia.com/blog/horizontal-cracks-walls-rcc-framed-structure/>)

Αντιθέτως όταν η εφελκυστική αστοχία είναι κάθετη στους οριζόντιους αρμούς τότε η ρωγμή έχει το χαρακτηριστικό «ζικ-ζακ» σχήμα και παρόλο που η εφελκυστική αντοχή της δομικής μονάδας επαρκεί, η αστοχία έχει προέλθει από την μικρή συνάφεια του κονιάματος με το λιθόσωμα.



Σχήμα 2.2: Εφελκυστική αστοχία λόγω μικρής συνάφειας κονιάματος με λιθόσωμα

(Πηγή: <http://www.repointing-brickwork.com/brickwork/maso-crack-repair/>)

Για τον υπολογισμό της αντοχής της τοιχοποιίας σε κατακόρυφο εφελκυσμό χρησιμοποιείται η κάτωθι σχέση:

$$f_{wt} = \lambda * f_{mt}$$

Όπου:

f_{wt} : Εφελκυστική αντοχή λιθοσώματος

f_{mt} : Εφελκυστική αντοχή κονιάματος

λ : Παράμετρος που εξαρτάται από τις συνθήκες συντήρησης της τοιχοποιίας (λαμβάνει τιμές 0,70-0,90)

2.4 ΚΑΜΨΗ

2.4.1 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΟΡΘΗ ΚΑΜΨΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Η εμφάνιση αστοχίας σε κάμψη ενός επιπέδου μιας τοιχοποιίας οφείλεται σε δύο παράγοντες:

1. Στην σύνθλιψη της τοιχοποιίας στη θλιβόμενη ζώνη πριν αστοχήσουν οι εξωτερικοί οπλισμοί (στην περίπτωση που είναι οπλισμένη η τοιχοποιία)
2. Στην αστοχία των συνθέτων υλικών [Τριανταφύλλου]

Την κάμψη εντός του επιπέδου την υπολογίζουμε με την κάτωθι σχέση:

$$M_{rd} = \frac{N_{sd} * d}{2} * (1 - 1.15 * V_{sd})$$

Όπου:

$$V_{sd}: \text{Ανηγμένο αξονικό φορτίο } (V_{sd} = \frac{N_{sd}}{d * t * f_d})$$

N_{sd} : Δρώσα αξονική δύναμη

2.4.2 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Η αστοχία σε κάμψη εκτός του επιπέδου συμβαίνει σε δύο περιπτώσεις. Η μία περίπτωση είναι κάθετα στους οριζόντιους αρμούς και η άλλη περίπτωση όταν το επίπεδο θραύσης είναι παράλληλο σε αυτούς.

Η εκτός επιπέδου αντίσταση σχεδιασμού έναντι καμπτικής ροπής M_{rd} ανά μονάδα μήκους ή ύψους, δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$M_{rd} = f_{xd} * Z$$

Όπου:

f_{xd} : Καμπτική αντοχή σχεδιασμού για το κατάλληλο επίπεδο κάμψης

Z : Ροπή αντίστασης ανά μονάδα μήκος ή ύψους του τοίχου

2.5 ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η διάτμηση είναι από τις πιο κρίσιμες καταστάσεις αστοχίας σε μια τοιχοποιία. Σε καμία περίπτωση σε πραγματικές συνθήκες δεν αστοχεί η τοιχοποιία από καθαρή διάτμηση αλλά από διάτμηση εντός του επιπέδου που έχει προκύψει μαζί με τον συνδυασμό της φόρτισης από το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας. [Αδάμη,2020]

Οι αρμοί της τοιχοποιίας υποβάλλονται τόσο σε διατμητικές τάσεις όσο και σε ορθές τάσεις λόγω της κατακόρυφης φόρτισης που δέχονται από το βάρος της τοιχοποιίας.

Η διατμητική αστοχία χωρίζεται σε δύο κύριες κατηγορίες: **α) ολίσθηση κατά μήκος οριζόντιων αρμών** και **β) ρηγμάτωση κατά μήκος διαγωνίου**

2.5.1 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΑΡΜΩΝ

Η αστοχία αυτή συμβαίνει στις περιπτώσεις όπου υπάρχει κατασκευαστικά «καθορισμένος» οριζόντιος αρμός κονιάματος. [Σπυράκος, 2019]. Σε αυτή την περίπτωση υπολογίζεται από την τέμνουσα με την εξής σχέση:

$$V_{rd} = f_{vd} * d't$$

Όπου:

V_{rd} : Τέμνουσα τοιχοποιίας

f_{vd} : Διατμητική αντοχή σχεδιασμού διατομής

d' : Μήκος θλιβόμενης περιοχής της διατομής

t : Πάχος τοιχοποιίας

$$f_{vd} = f_v / \gamma_m$$

f_v : Διατμητική αντίσταση

γ_m : Συντελεστής ασφαλείας

$$f_v = f_{v0} + \mu * \sigma_0 \leq f_{s,lim}^2$$

f_{v0} : Μέση διατμητική αντοχή απουσία κατακόρυφου φορτίου

$f_{s,lim}$: Οριακή τάση

μ : Συντελεστής τριβής με μέση τιμή 0.4

σ_0 : Θλιπτική τάση

2.5.2 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΙΑΓΩΝΙΑΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗΣ

Όταν υπάρχουν καθορισμένοι αρμοί στην τοιχοποιία όπως είναι στην οπτοπλινθοδομή, η αστοχία σε διάτμηση εμφανίζεται με σχηματισμό κλιμακωτών ρηγματώσεων. [Σπυράκος, 2019] Σε αυτή την περίπτωση η διατμητική αστοχία υπολογίζεται ως εξής:

$$V_d = \frac{d \cdot t}{b_s} * (\bar{f}_{v0} + \tilde{\mu} * \sigma_0) \leq V_{dlim}$$

Όπου:

V_d: Διατμητική αντοχή

d: Η εντός επιπέδου οριζόντια διάσταση

b_s: Διορθωτικός συντελεστής όπου σχετίζεται με την κατανομή της διατμητικής τάσης

\bar{f}_{v0} : Ισοδύναμη αντοχή σε διάτμηση απουσία αξονικών φορτίων

$\tilde{\mu}$: Συντελεστής τριβής

σ_0 : Ορθή τάση

V_{dlim}: Οριακή διατμητική αντοχή σχεδιασμού

$$\bar{f}_{v0} = \frac{f_{v0}}{1 + \mu_j * \varphi}$$

f_{v0}: Μέση διατμητική αντοχή απουσία κατακόρυφου φορτίου

φ : Συντελεστής αλληλεμπλοκής

μ : Συντελεστής τοπικής τριβής με τιμή ίση με 0.6

$$V_{dlim} = \frac{d \cdot t}{b_s} * \frac{f_{bt}}{2,3} * \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{bt}}}$$

f_{bt}: Εφελκυστική αντοχή λιθοσώματος

Όταν στην τοιχοποιία δεν υπάρχει καθορισμένος αρμός όπως είναι στην αργολιθοδομή τότε παρατηρούνται ρωγμές στο κέντρο του λιθοσώματος και αυτό συμβαίνει διότι η εφελκυστική αντοχή έχει υπερβεί. Έτσι, το στοιχείο δέχεται ορθές και διατμητικές τάσεις που υπολογίζονται με τον κύκλο του Mohr.

2.6 ΛΥΓΙΣΜΟΣ

Το μήκος λυγισμού ενός φέροντος τοίχου υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη την σχετική δυσκαμψία των στοιχείων του κτηρίου τα οποία συνδέονται με τον τοίχο και την αποτελεσματικότητα των συνδέσεων αυτών.

Το μήκος λυγισμού εκτιμάται από την εξής σχέση:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h$$

Όπου:

ρ_n : Μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του το πλήθος των πακτωμένων ή δεσμευμένων πλευρών του τοίχου ($n=2,3,4$). Επίσης, εξαρτάται και από το μήκος του τοίχου σε περίπτωση που οι δεσμευμένες πλευρές είναι 3 ή 4. Ενδεικτικά, για $n = 2$ ο συντελεστής παίρνει τιμή $\rho_2 = 0.75$ σε περίπτωση όπου οι πλάκες του σκυροδέματος εκτείνονται εκατέρωθεν του τοίχου και στην ίδια στάθμη ή για πλάκες σκυροδέματος που εκτείνονται μόνο από τη μια πλευρά του τοίχου αλλά το πλάτος του είναι ίσο με $2/3$ του πάχους του. Σε άλλες περιπτώσεις για $n=2$ το ρ είναι ίσο με 1.

h: Καθαρό ύψος του τοίχου

2.7 ΤΡΟΠΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

Οι επεμβάσεις πρέπει να σχεδιάζονται με στόχο:

1. Να αρθούν οι αδυναμίες τόσο του αρχικού σχεδιασμού όσο και των άστοχων επεμβάσεων που ενδεχομένως έχουν πραγματοποιηθεί.
2. Να αποτραπεί η δημιουργία τοπικών μηχανισμών.
3. Να αυξηθεί η αντοχή και η ικανότητα παραμόρφωσης του φορέα [Σπυράκος, 2019]

Στα κατακόρυφα στοιχεία οι μέθοδοι που επιλέγονται για επέμβαση είναι οι κάτωθι:

1. **Βαθύ αρμολόγημα:** είναι η πιο οικονομική μέθοδος και χρησιμοποιείται για τοιχοποιίες με πάχος της τάξης των 30cm. Η βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών και η αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας εξαρτάται από το νέο κονίαμα που αντικαθιστά το προηγούμενο χαμηλότερης αντοχής. (Σχήμα 2.3)

2. **Εφαρμογή ενεμάτων (Ομογενοποίηση):** πραγματοποιείται με την εισπίεση ενεμάτων στο εσωτερικών των κενών της τοιχοποιίας. Συνηθίζεται η εφαρμογή της σε τοιχοποιίες με μεγάλα ποσοστά κενών ή με πολλές εσωτερικές ρηγματώσεις. Κύριο θετικό της μεθόδου αυτής είναι ότι η εντατική καταπόνηση της τοιχοποιίας δεν μεταβάλλεται. Επίσης, η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται αρκετά στα υπέρθυρα. (Σχήμα 2.4)
3. **Ενίσχυση με εγκάρσιους συνδέσμους:** η οποία επιτυγχάνεται με τους εξής τρόπους,
 - α) με μεταλλικά στοιχεία (Σχήμα 2.5)
 - β) με τεχνητούς διάτονες με σκυρόδεμα
 - γ) με επιμήκη λιθοσώματα – “ γέφυρες”
4. **Ενίσχυση με μανδύες:** η μέθοδος αυτή συνδυάζεται με αυτή της ομογενοποίησης και θεωρείται αρκετά αποτελεσματική όταν το ωπλισμένο επίχρισμα εφαρμόζεται και στις δύο παρειές της τοιχοποιίας. (Σχήμα 2.6)
5. **Ενίσχυση με σύνθετα υλικά:** τα οποία αποτελούνται από ίνες υψηλής αντοχής και μέτρου ελαστικότητας εμποτισμένες σε μήτρες από οργανικά ή ανόργανα υλικά. Οι πιο συνηθισμένοι τύποι ίνων είναι από άνθρακα και από ύαλο. Σημαντικό θετικό της μεθόδου είναι η αύξηση της φέρουσας ικανότητας και της δυσκαμψίας των τοίχων. (Σχήμα 2.7) [Σπυράκος, 2019]



Σχήμα 2.3: Ενίσχυση με τη μέθοδο: βαθύ αρμολόγημα

(Πηγή: T.ΕΠΙ.ΚΑΤ.)



Σχήμα 2.4: Ενίσχυση με τη μέθοδο ενεμάτων

(Πηγή: <https://reconsblog.gr/ta-erga-mas/enemata/>)

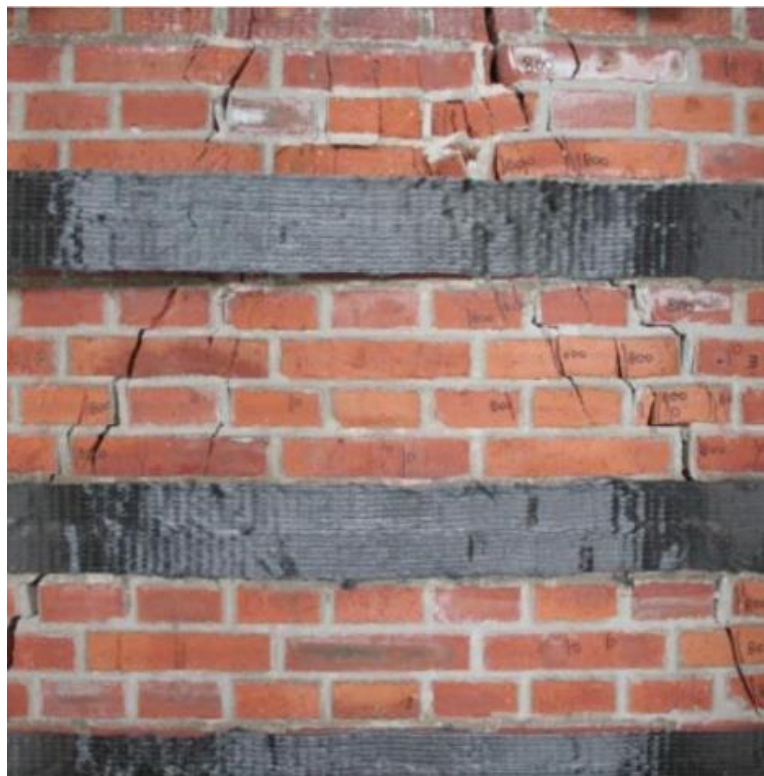


Σχήμα 2.5: Ενίσχυση με τη μέθοδο μεταλλικών στοιχείων

(Πηγή: http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/ergasies/2007/ΜΑΛΤΙΔΗΣ/ΜΑΛΤΙΔΗΣ_ΙΣΤΟΣΕΛΙΔΑ.pdf)



Σχήμα 2.6: Ενίσχυση με τη μέθοδο ωπλισμένου επιχρίσματος
(Πηγή: http://www.episkeves2.civil.upatras.gr/?page_id=1051)



Σχήμα 2.7: Ενίσχυση με ανθρακόνημα

(Πηγή: <https://www.semanticscholar.org/paper/GROUTING-METHODS-FOR-THE-REHABILITATION-AND-OF-BY-Tom%C3%A1%C5%A1-Zigler/ac2776e30c8378f701c441cc0a3fbe5035a1592b>)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:

ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

3.1 ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Οι κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα στις ημέρες μας είναι οι πιο συνήθεις όχι μόνο λόγω του κόστους κατασκευής και συντήρησης του αλλά και λόγω των μηχανικών ιδιοτήτων τους στο σεισμό και σε άλλες δράσεις.

Το ωπλισμένο σκυρόδεμα είναι ένα ισχυρό και ανθεκτικό δομικό υλικό το οποίο συναντάται σε στοιχεία ανεξαρτήτου μεγέθους και γεωμετρίας π.χ. από απλή ορθογωνική δοκό έως και θολωτές κατασκευές.

Η ανάγκη για σωστό σχεδιασμό κατασκευών οδήγησε με την πάροδο του χρόνου τη δημιουργία και τη σύνταξη κανονισμών τόσο ως προς τις γεωμετρικές παραδοχές όσο και την παραλαβή φορτίσεων και την αντοχή τους σε σεισμικές δράσεις. Έτσι, δημιουργήθηκε ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός το 1959 με τροποποιήσεις το 1984, ακολούθησαν ο ΕΑΚ και ο ΕΚΩΣ το 2000, που εφαρμόζονται για τις ελληνικές προδιαγραφές κτηρίων και τέλος το 2004 συντάχθηκαν οι Ευρωκώδικες όπου έχουν ισχύ μέχρι και σήμερα και ανταποκρίνονται στις ευρωπαϊκές απαιτήσεις κατασκευών ως προς τις τάσεις και τις δράσεις με τις οποίες φορτίζονται.

Συνοπτικά μια κατασκευή από ωπλισμένο σκυρόδεμα υποβάλλεται στις εξής δράσεις:

- 1) Θλίψη
- 2) Εφελκυσμός
- 3) Ερπυσμός
- 4) Κάμψη
- 5) Διάτμηση
- 6) Στρέψη
- 7) Σεισμός

Η αντοχή ενός στοιχείου από ωπλισμένο σκυρόδεμα στις παραπάνω δράσεις, επηρεάζεται από τους εξής παράγοντες:

- Ο λόγος νερού – τσιμέντου
- Η ποιότητα αδρανών υλικών
- Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος π.χ. λόγος Poisson, μέτρο Ελαστικότητας
- Η ποσότητα οπλισμού

- Ο τρόπος σκυροδέτησης και η συντήρηση του σκυροδέματος κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

3.2 ΘΛΙΨΗ

Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος μελετάται σε συνάρτηση με το χρόνο t (π.χ. αφαίρεση ξυλοτύπου) και υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8\text{MPa} \text{ για } 3 < t < 28\text{ημέρες}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ για } t \geq 28\text{ημέρες}$$

Όπου:

f_{cm} : Μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε ηλικία 28 ημερών

$f_{cm}(t)$: Μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε ηλικία t ημερών

Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος εξαρτάται από το είδος του τσιμέντου, τη θερμοκρασία και τις συνθήκες συντήρησης.

3.3 ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος είναι περίπου δέκα φορές μικρότερη από την θλιπτική.

Τον εφελκυσμό ενός στοιχείου τον υπολογίζουμε με τρεις τρόπους:

1. Αντοχή σε αξονικό φορτίο με την κατασκευή ειδικών δοκιμίων
2. Προσδιορισμός της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος σε διάρρηξη.
3. Προσδιορισμός της εφελκυστικής αντοχής τριών σημείων φόρτισης μικροδοκών σε κάμψη. [Τσώνος, 2017]

Η μέση καμπτική εφελκυστική αντοχή υπολογίζεται βάσει Ευρωκώδικα ως:

$$f_{ctm,fl} = \max \{1,6-h/1000\} * f_{ctm}, f_{ctm}\}$$

Όπου:

h : Ύψος του δοκιμίου στοιχείου σε mm

f_{ctm} : Μέση αξονική εφελκυστική αντοχή

Ενώ η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού f_{ctd} ορίζεται ως εξής:

$$f_{ctd} = a_{ct} * f_{ctk,0.05} / \gamma_c$$

Όπου:

γ_c : Συντελεστής ασφαλείας

a_{ct} : Συντελεστής για μακροχρόνιες επιδράσεις εφελκυσμού όπου θεωρείται ίσος με 1

$f_{ctk,0.05}$: Αντοχή σκυροδέματος η οποία εκτιμάται από τον πίνακα 3.1, ΕΛΟΤ EN 1992-1-1:2005

3.4 ΕΡΠΥΣΜΟΣ

Η αργή αλλά συνεχής παραμόρφωση του χάλυβα από εξωτερική θλιπτική δύναμη για μεγάλο χρονικό διάστημα ονομάζεται ερπυσμός. Το φαινόμενο ενοείται με την παρουσία υγρασίας στο περιβάλλον και είναι αντιστρόφως ανάλογο με την ποιότητα του σκυροδέματος. Παράλληλα, επηρεάζεται από το είδος των αδρανών, τη διάρκεια της φόρτισης και την ωρίμανση του σκυροδέματος.

Η παραμόρφωση από τον ερπυσμό δίνεται από την κάτωθι σχέση:

$$\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \sigma_c / E_c$$

Όπου:

$\varphi(\infty, t_0)$: Συντελεστής ερπυσμού

E_c : $1.05 * E_{cm}$

3.5 ΚΑΜΨΗ

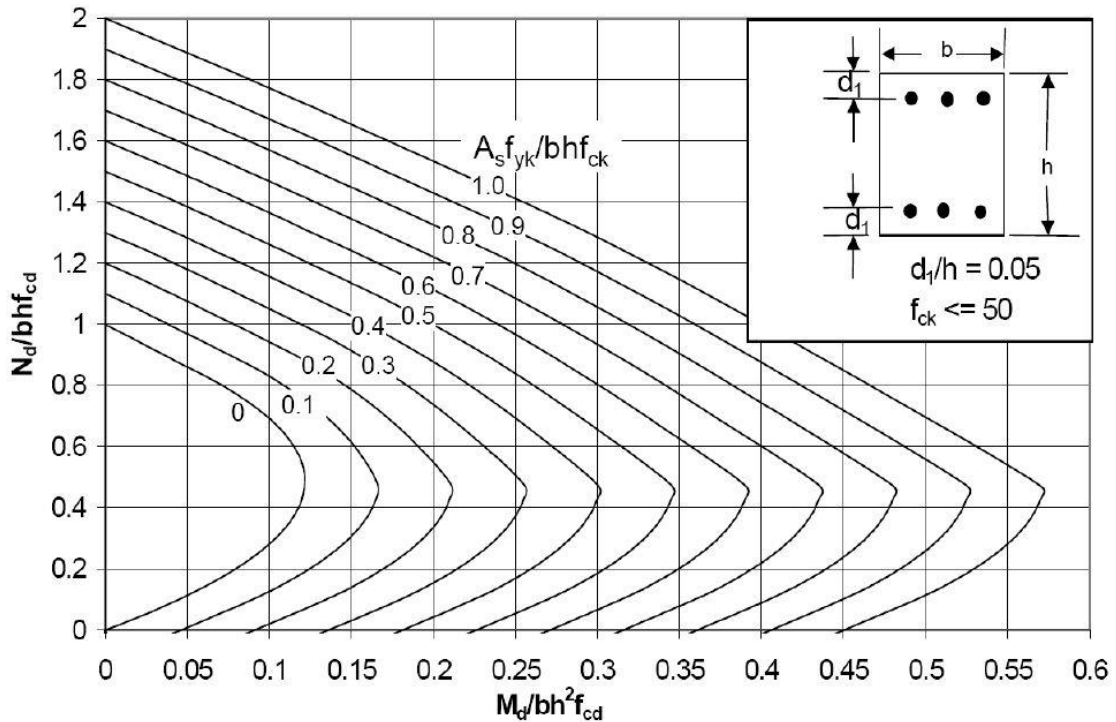
Τα υποστυλώματα υποβάλλονται είτε σε μονοαξονική κάμψη όταν φορτίζονται με μια ροπή και με αξονικά φορτία είτε σε διαξονική όταν αναπτύσσονται ροπές σε δύο διευθύνσεις του στοιχείου με παράλληλη αξονική φόρτιση.

Για τον υπολογισμό της κάμψης λαμβάνουμε υπόψη τις παρακάτω παραδοχές κατά Ευρωκώδικα 8:

1. Οι διατομές παραμένουν επίπεδες
2. Η παραμόρφωση των οπλισμών είναι ίδια με εκείνη του περιβάλλοντος σκυροδέματος

3. Αγνόηση εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος

Για την **μονοαξονική κάμψη** χρησιμοποιείται το κάτωθι σχήμα για τον υπολογισμό της ανηγμένης αξονικής και της ανηγμένης ροπής.



Σχήμα 3.1: Νομογράφημα για υποστυλώματα σε μονοαξονική επιπόνηση, για $C \leq 50\text{MPa}$

Για την ανηγμένη αξονική δύναμη ισχύει:

$$V_d = \frac{Nd}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Για την ανηγμένη ροπή ισχύει:

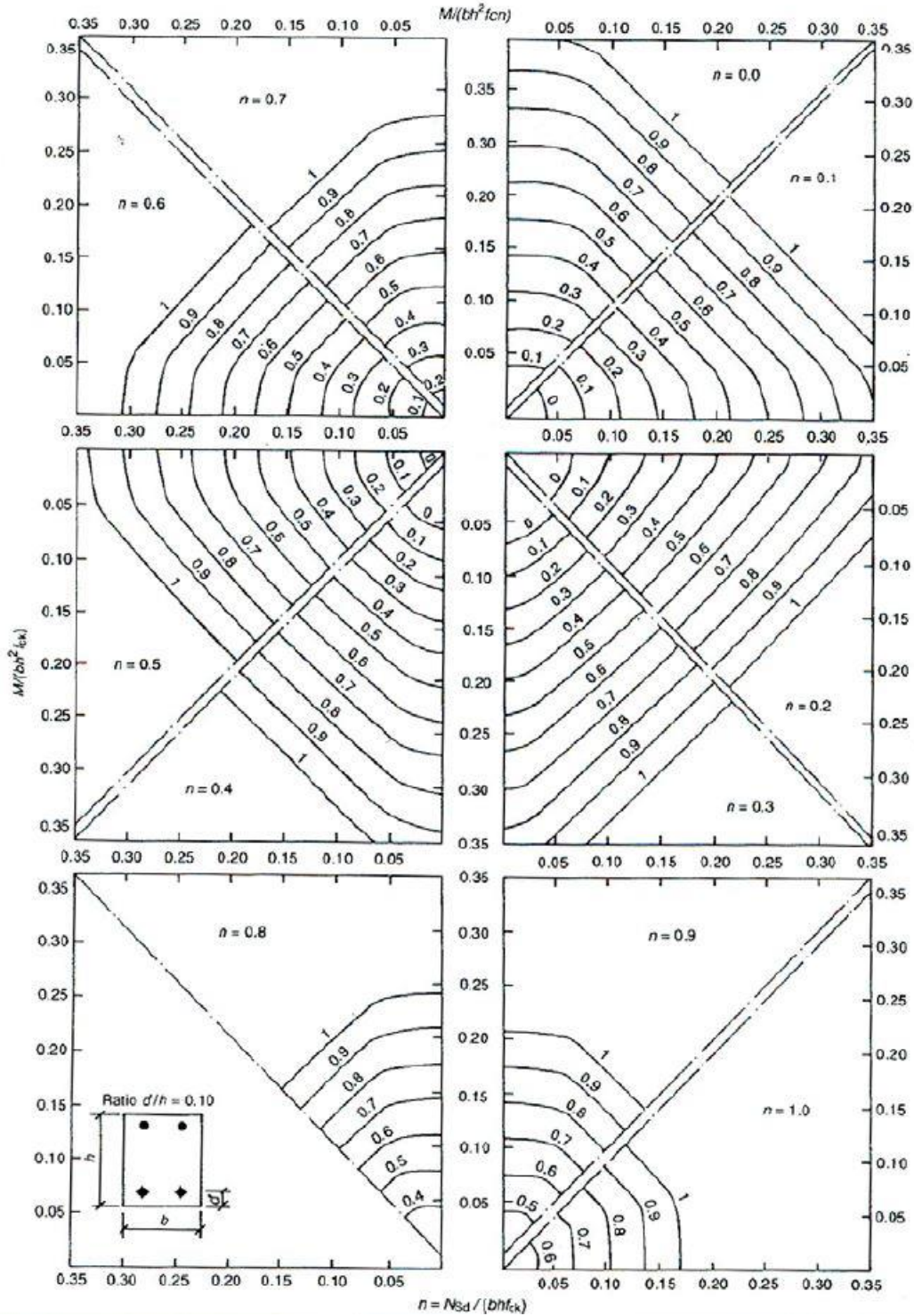
$$\mu_d = \frac{Md}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Από το σχήμα 3.1 υπολογίζεται το ω_i το οποίο χρησιμοποιείται ως παράμετρος για τον υπολογισμό του απαιτούμενου σπλισμού του υποστυλώματος.

Για τον υπολογισμό της ανηγμένης αξονικής και των ροπών για **διαξονική κάμψη** γίνεται με την βοήθεια του σχήματος 3.2.

Ειδικότερα, ο τύπος της ανηγμένης αξονικής είναι ίδιος όπως με την μονοαξονική κάμψη, ενώ οι ροπές υπολογίζονται ως:

$$\mu_{yy} = \frac{M_{yy}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \text{ και } \mu_{zz} = \frac{M_{zz}}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}}$$



Σχήμα 3.2: Νομογράφημα για υποστρώματα σε διαξονική επιπόνηση, για $C \leq 50\text{MPa}$

3.6 ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η διάτμηση παρουσιάζεται ως ψαθυρή αστοχία, απότομη και απροειδοποίητη, σαν αποτέλεσμα τα στοιχεία καταρρέουν μερικώς ή ολοσχερώς. Σαν φαινόμενο παρατηρείται πολύ συχνά στα κοντά υποστυλώματα όπου το κτήριο μπορεί να χάσει την ευστάθεια του και εκτός από την οικονομική ζημιά, υπάρχει μεγάλος κίνδυνος απώλειας ανθρώπινης ζωής. Επιπλέον, η ανεπάρκεια των συνδετήρων στα στοιχεία επιδρά αρνητικά σε αυτά, καθώς ο οπλισμός δεν επαρκεί για να παραλάβει τις διατμητικές φορτίσεις από το σεισμό και το σκυρόδεμα αστοχεί με πλάγια εφελκυστική αστοχία. [Τσώνος, 2017]



Σχήμα 3.3: Διατμητική αστοχία λόγω ανεπάρκειας συνδετήρων στο υποστύλωμα.

(Πηγή: http://www.teetrip.tee.gr/giannop_1.pdf)

Ο έλεγχος της διάτμησης γίνεται ως εξής:

$$V_{Rd,C} \geq (V_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

$$V_{Rd,C} = [c_{Rd,C} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

Όπου:

$V_{Rd,C}$: Τιμή σχεδιασμού αντίστασης σε τέμνουσα στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης

$c_{Rd,C}$: Τάση όπου υπολογίζεται ως εξής: $c_{Rd,C} = \frac{0.18}{\gamma_c}$

k: Συντελεστής ίσος με: $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$

ρ: Ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού

k₁: Συντελεστής με τιμή ίση της μονάδας

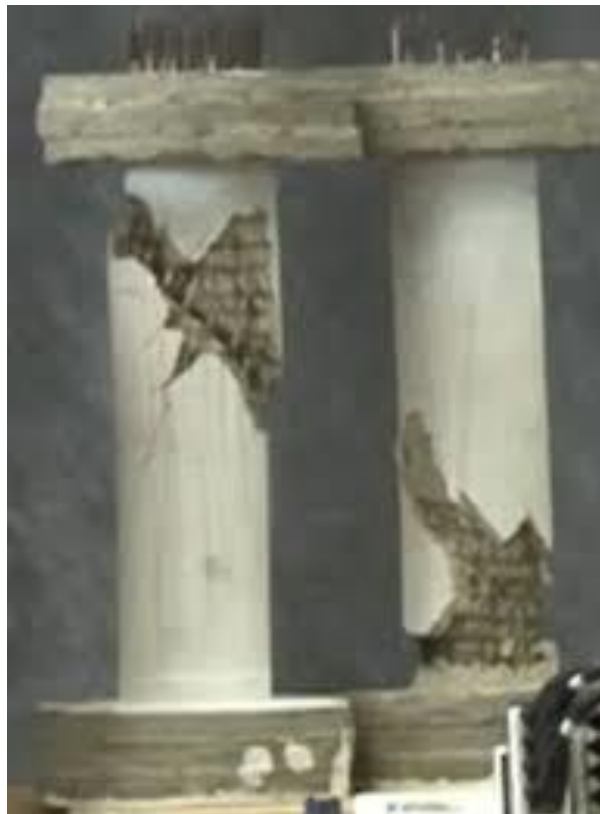
σ_{ερ}: Αξονική τάση

b_w: Ελάχιστο πλάτος διατομής στην εφελκόμενη περιοχή σε mm

d: Στατικό ύψος σε mm

3.7 ΣΤΡΕΨΗ

Μια αστοχία που προκαλεί εξίσου διατμητικές τάσεις στους φορείς από σκυρόδεμα είναι η στρέψη. Κατά την στρέψη, οι διατμητικές τάσεις δεν είναι σταθερές ως προς το μέγεθος και τον προσανατολισμό τους ως προς το πλάτος της διατομής του επιπονούμενου δομικού στοιχείου. Οι τάσεις παρουσιάζονται ως διπλή λοξή περιτύλιξη. Η μια περιτύλιξη είναι αυτή των εφελκυστικών κύριων τάσεων και η δεύτερη των θλιπτικών κύριων τάσεων. Οι δύο περιτυλίξεις μεταξύ τους είναι κάθετες σε κάθε θέση. [Τσώνος, 2017]



Σχήμα 3.4: Το αριστερό δοκίμιο αστοχεί λόγω

διάτμησης, ενώ το δεξί λόγω στρέψης. [Πηγή: Μπούσιας, 2020]

Παρατηρούνται δύο κύριες κατηγορίες στη στρέψη:

1. Άμεση στρέψη (στρέψη Saint Venant) η οποία είναι απαραίτητη για την ικανοποίηση των συνθηκών ισορροπίας του φορέα.
2. Έμμεση στρέψη, η οποία προκαλείται από την παρεμπόδιση της ανάπτυξης της στροφής και αναπτύσσεται από τα γύρω δομικά στοιχεία.

Η γωνία συστροφής εκτιμάται από την εξής σχέση:

$$\theta = \frac{\varphi}{l}$$

Όπου:

φ : Η γωνία στροφής υπό την οποία στρέφονται οι τελικές διατομές

l : Το μήκος της ράβδου

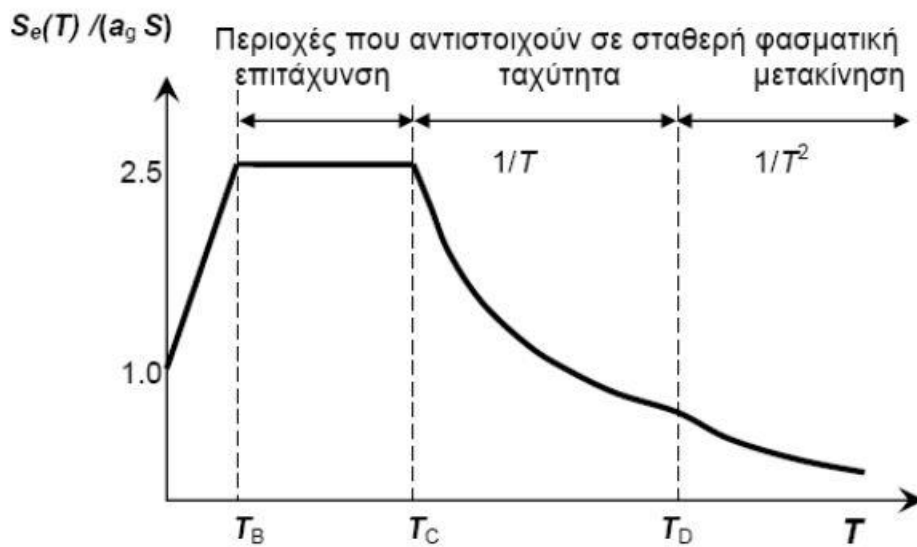
3.8 ΣΕΙΣΜΟΣ

Κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης ένα κτήριο υφίσταται ταλάντωση λόγω της εξαναγκασμένης κίνησης. Η ενέργεια που δέχεται το κτήριο μετατρέπεται σταδιακά από κινητική σε δυναμική η οποία εκδηλώνεται με τη μορφή παραμορφώσεων στα μέλη του φορέα και εντέλει αναπτύσσονται εντατικά μεγέθη σε αυτά. [Καραγιάννης, 2019]

Ο Ευρωκώδικας προβλέπει δύο τύπους ελαστικών φασμάτων απόκρισης όπου για την Ελλάδα ορίζει ότι θα χρησιμοποιούνται μόνο τα φάσματα τύπου 1 το οποίο εφαρμόζεται για σεισμούς με σεισμική επικινδυνότητα μεγέθους $M_s \geq 5.5R$.

Ελαστικό φάσμα απόκρισης ορίζεται το διάγραμμα μέγιστης απόκρισης ενός μεγέθους (π.χ. απόλυτη επιτάχυνση, σχετική μετακίνηση, κλπ) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Οι ιδιότητες του ταλαντωτή επηρεάζονται από την ιδιοπερίοδο του και όχι από την απόσβεση.

Ακολουθούν το οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης και οι εξισώσεις που το καθορίζουν σύμφωνα με EC8, § 3.2.2.2.



$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

$S_e(T)$: Ελαστικό φάσμα απόκρισης

T : Περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_{gR} : Μέγιστη σεισμική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας Α (βράχος)

S : Συντελεστής εδάφους

η : Συντελεστής συμπεριφοράς

T_b : Μικρότερο όριο περιόδου του φάσματος σταθερής επιτάχυνσης

T_c : Μέγιστο όριο περιόδου του φάσματος σταθερής επιτάχυνσης

T_d : Η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

η : Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης. Για $\xi=10\%$, το η είναι ίσο με 1.

$$\text{Διαφορετικά: } \eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$$

Η φόρτιση με την οποία προσομοιάζεται ο φορέας εξαρτάται από το φάσμα σχεδιασμού ή αλλιώς το φάσμα επιταχύνσεων το οποίο υπολογίζεται από τις κάτωθι σχέσεις εξαρτώμενο από την περίοδο του σεισμού:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{sec}$$

Όπου:

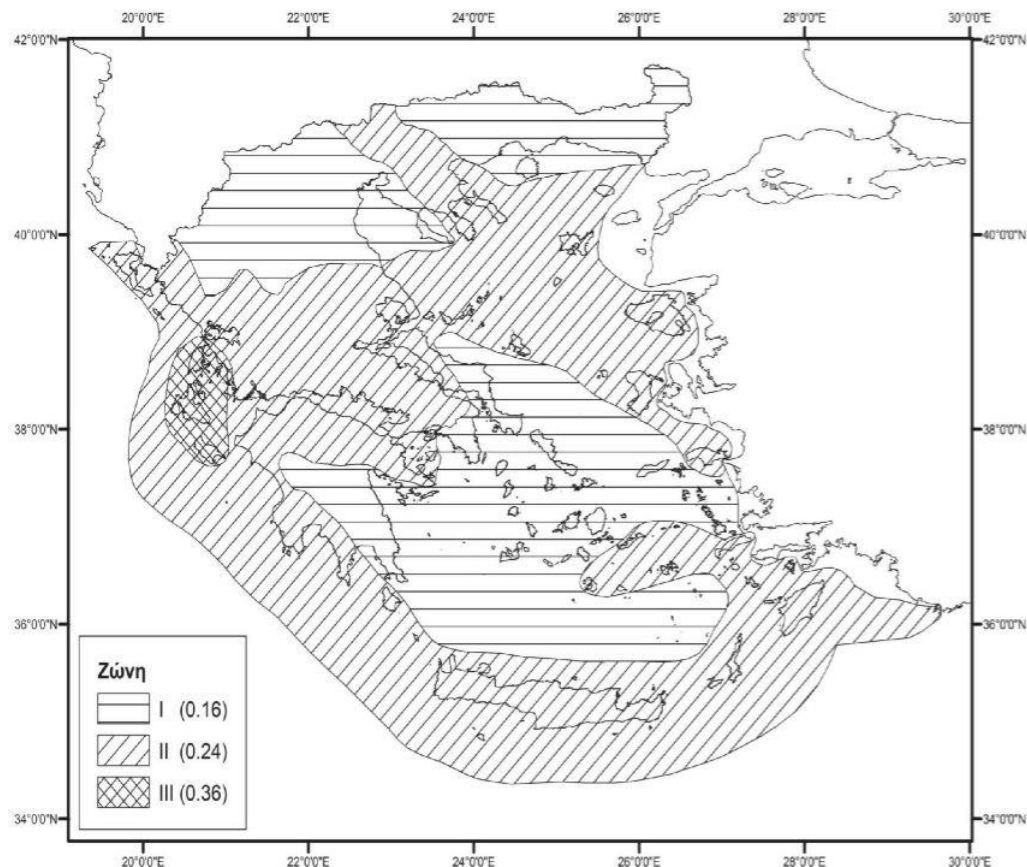
S_d: Επιτάχυνση Σχεδιασμού

a_g: Επιτάχυνση σχεδιασμού εδάφους $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$

γ₁: Συντελεστής σπουδαιότητας κτηρίου

β: Συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Στην Ελλάδα υπάρχουν τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας όπου επηρεάζουν την τιμή της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης. Ειδικότερα ισχύει:



Ένας φορέας ελέγχεται και κατά την κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα αλλά βάσει EC8 εξετάζεται μόνο στις περιπτώσεις όπου $a_{vg} > 0.25 \cdot g$ και στην κατασκευή υπάρχουν τα εξής στοιχεία:

1. Φορείς από προεντεταμένο σκυρόδεμα
2. Φορείς με άνοιγμα $\geq 20m$
3. Πρόβολοι με μήκος $\geq 5m$
4. Δοκοί που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα

Ο υπολογισμός της κατακόρυφης συνιστώσας γίνεται με φάσμα σχεδιασμού όπου λαμβάνονται υπόψη οι εξισώσεις από την οριζόντια συνιστώσα με κύριες διαφορές:

1. Η επιτάχυνση του εδάφους a_g αντικαθίσταται ως εξής: $a_{gv} = 0.90a_g$
2. Ο συντελεστής εδάφους είναι ίσος με 1
3. Οι φασματικές περίοδοι ορίζονται ως: $T_B = 0.05$, $T_C = 0.15$ και $T_D = 1.0$
4. Ο συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με $q \leq 1.5$

Ένας ακόμα βασικός παράγοντας που επηρεάζει την ανάλυση σεισμικών δράσεων είναι και η συμμετρία του κτηρίου τόσο ως προς την κάτοψη όσο και ως προς το ύψος.

Η γεωμετρική ασυμμετρία ως προς την κάτοψη με την δημιουργία εσοχών και προβόλων είναι πολύ πιθανό κατά τη διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων να προκαλέσει σημαντική στροφική συμπεριφορά και επηρεάζει κυρίως την επιλογή του προσομοιώματος. Αντίθετα, η μη κανονικότητα σε ύψος επηρεάζει την μέθοδο ανάλυσης και την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς.

Αξίζει να προστεθεί ότι μελετώντας τον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός κτηρίου πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πλαστιμότητα του στοιχείου η οποία χαρακτηρίζει τη μετελαστική συμπεριφορά του.

Με τον ορισμό πλαστιμότητα εννοείται γενικά η ικανότητα ενός στοιχείου ή συστήματος να παραμορφώνεται πέρα της ελαστικής περιοχής χωρίς ουσιαστική μείωση της αντοχής. [Καραγιάννης, 2019]

Σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό υπάρχουν δύο είδη πλαστιμότητας:

1. Η **διαθέσιμη πλαστιμότητα** η οποία είναι η πλαστιμότητα που παρουσιάζει ένα στοιχείο σε συγκεκριμένη φόρτιση
2. Η **απαιτούμενη πλαστιμότητα** η οποία ορίζεται από τον αντισεισμικό κανονισμό ώστε να υπάρχει η επιθυμητή απόκριση του στοιχείου στο σεισμικό σχεδιασμό.

Η πλαστιμότητα δίνεται από την εξής σχέση:

$$\mu = \frac{\epsilon u}{\epsilon y}$$

Όπου:

ϵ_{α} : Αξονική παραμόρφωση θραύσης

ϵ_{γ} : Αξονική παραμόρφωση διαρροής

Τέλος, ένας επιπλέον έλεγχος που πρέπει να συνυπολογίζεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι ο ικανοτικός έλεγχος. Σύμφωνα με τον ικανοτικό έλεγχο πρέπει να ελέγχεται ότι τόσο τα δομικά στοιχεία όσο και ο φορέας διαθέτουν την επαρκή πλαστιμότητα, λαμβάνοντας σαν δεδομένο την αναμενόμενη αξιοποίηση της, η οποία εξαρτάται από το σύστημα που έχει επιλεγεί και το συντελεστή συμπεριφοράς. [Ρεπαπής, 2020]

Πρέπει να αποφεύγεται η ψαθυρή αστοχία ή ο πρόωρος σχηματισμός ασταθών μηχανισμών για αυτό για όλους τους κόμβους μεταξύ πρωτευόντων ή δευτερευόντων σεισμικών δοκών και πρωτευόντων υποστυλωμάτων πρέπει να ισχύει η κάτωθι σχέση:

$$\Sigma M_{RC} = 1.3 \Sigma M_{Rb}$$

Όπου:

ΣM_{RC} : Άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο. χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή της ροπής αντοχής των υποστυλωμάτων μέσα στο εύρος διακύμανσης των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων που αντιστοιχούν στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

ΣM_{Rb} : Άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο. Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις μερικής αντοχής, οι ροπές αντοχής αυτών των συνδέσεων λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του ΣM_{Rb} .

3.9 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Η μελέτη για επέμβαση ή ενίσχυση των στοιχείων από σκυρόδεμα είναι νέο πεδίο μελέτης και συμφέρει αρκετά από οικονομικής άποψη. Βάσει της ανάγκης αυτή συντάχθηκε ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2012), ενώ παράλληλα στον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3 αναφέρονται θέματα χωρίς μεγάλη επέκταση.

Οι μέθοδοι ενίσχυσης και επέμβασης για στοιχεία από σκυρόδεμα είναι οι εξής:

- 1. Μέθοδος ρητινενέσεων:** είναι από τις πιο διαδεδομένες μεθόδους στη χώρα μας, η τεχνική της επισκευής γίνεται είτε με επιφανειακή σφράγιση των αρμών των ρωγμών είτε υπό πίεση όπως στις φέρουσες τοιχοποιίες. Επίσης, σε έντονα αποδιοργανωμένη περιοχή, η επισκευή περιλαμβάνει αποκατάσταση με τσιμεντοκονίαμα υψηλής ανοχής της περιοχής όπου το σκυρόδεμα έχει χαλαρώσει ή έχει φύγει. (Σχήμα 3.5)
- 2. Μέθοδος ενίσχυσης ινωπλισμένων πολυμερών (FRP):** όπως προαναφέρθηκε και στην ενότητα 2.7 η μέθοδος αυτή προσδίδει υψηλές αντοχές στα στοιχεία. Στα συστήματα από σκυρόδεμα η συγκεκριμένη μέθοδος βελτιώνει την αντίσταση έναντι διάβρωσης και αυξάνει την εφελκυστική αντοχή. (Σχήμα 3.6)
- 3. Μέθοδος ενίσχυσης με μανδύα:** όπου η μέθοδος και τα αποτελέσματα της στα κτήρια από σκυρόδεμα δεν διαφέρουν από αυτά της φέρουσας τοιχοποιίας [Καραγιάννης, 2019]. (Σχήμα 3.7)



Σχήμα 3.5: Ενίσχυση με τη μέθοδο ρητινενέσεων

(Πηγή: <https://www.fixyourwaterybasement.com/poured-concrete-foundation-waterproofing/epoxy-crack-injection/>)



Σχήμα 3.6: Ενίσχυση με τη τεχνική FRP.
(Πηγή: Tarek Alkhrdaji, 2015 , StructureMAG)



Σχήμα 3.7: Ενίσχυση με τη χρήση μανδύα (Πηγή: Build & Relax)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4:

ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ – ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

4.1 ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΦΟΡΕΑ

Ο φορέας για τον οποίο θα γίνει η ανάλυση αποτελείται από δύο διώροφα κτήρια τα οποία συνδέονται με διάζωμα και κατασκευάστηκαν σε διαφορετικές περιόδους. Πρόκειται για ένα κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία και πιο συγκεκριμένα από τσιμεντόλιθους το οποίο χρονολογείται τη δεκαετία του '50 και του '60, ενώ το δεύτερο είναι ένα κτήριο από ωπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο κατασκευάστηκε ως προσθήκη στις αρχές της δεκαετίας του '70. Είναι διαφραγματικά συνδεδεμένα, ενώ στον όροφο υπάρχουν και δύο εξώστες που συνδέουν τα δύο κτήρια εξωτερικά.

Η στατική και δυναμική προσομοίωση του φορέα θα γίνει με το λογισμικό της SeismoSoft το SeismoStruct. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα βασίζεται στην ανάλυση στοιχείων και φορέων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Το προαναφερόμενο λογισμικό διαθέτει τους εννιά κάτωθι τύπους ανάλυσης:

- Ιδιομορφική Ανάλυση (Eigenvalue Analysis)
- Στατική Ανάλυση (Static Analysis – non variable load)
- Ανάλυση pushover (Static pushover analysis)
- Στατική Προσαρμοζόμενη Ανάλυση pushover (Static Adaptive pushover analysis)
- Στατική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Static time-history analysis)
- Δυναμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Dynamic time-history analysis)
- Αυξητική Δυναμική Ανάλυση (Incremental Dynamic analysis)
- Ανάλυση Φασματικής Απόκρισης (Response Spectrum analysis)
- Ανάλυση Λυγισμού (Buckling analysis)

Ανάλογα με τον τύπο ανάλυσης υπάρχουν διαφορές ως προς τις επιλογές επεξεργασίας που έχει ο χρήστης. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι ότι τα πλαισιακά στοιχεία τόσο ελαστικά όσο και ανελαστικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε όλες τις αναλύσεις ενώ τα στοιχεία της μάζας λαμβάνονται υπόψη μόνο στην ιδιομορφική, δυναμική και σε ανάλυση φασματικής απόκρισης.

Στην παρούσα εργασία, θα αναλυθεί η συμπεριφορά των στοιχείων του φορέα τόσο για τη στατική ανάλυση pushover όσο και για τη δυναμική ανάλυση όπου θα συγκριθούν τα αποτελέσματα τριών σταθμών από το σεισμό της Αθήνας το 1999.

Παρόλο που οι δυνατότητες του συγκεκριμένου προγράμματος είναι αρκετές ως προς τους κανονισμούς, όλες οι αναλύσεις για το συγκεκριμένο μοντέλο θα γίνουν βάσει του Ευρωκώδικα 8 και σύμφωνα με τις μονάδες του S.I.

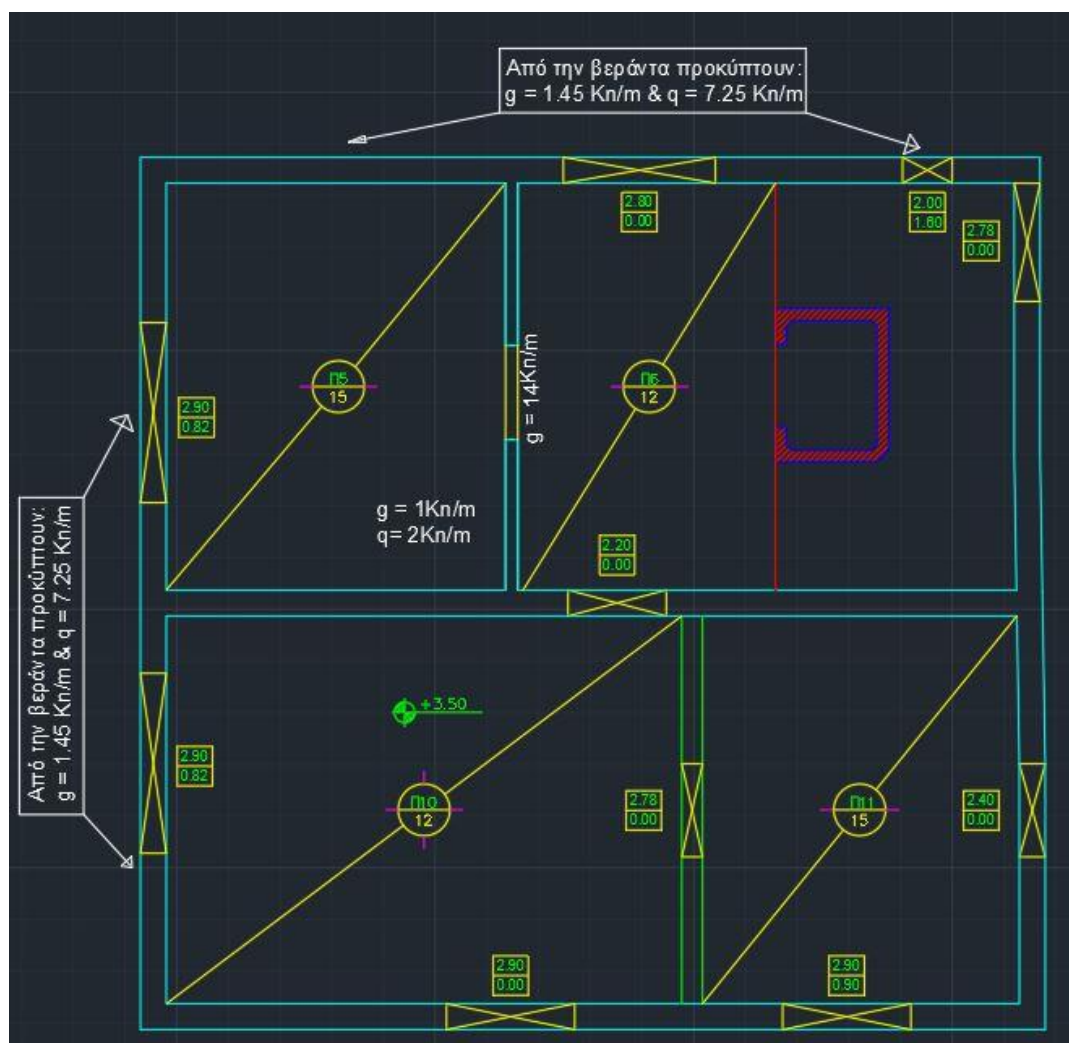
Ακολουθεί περιγραφή των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών του φορέα.

4.2 ΚΤΗΡΙΟ 1 – ΚΤΗΡΙΟ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

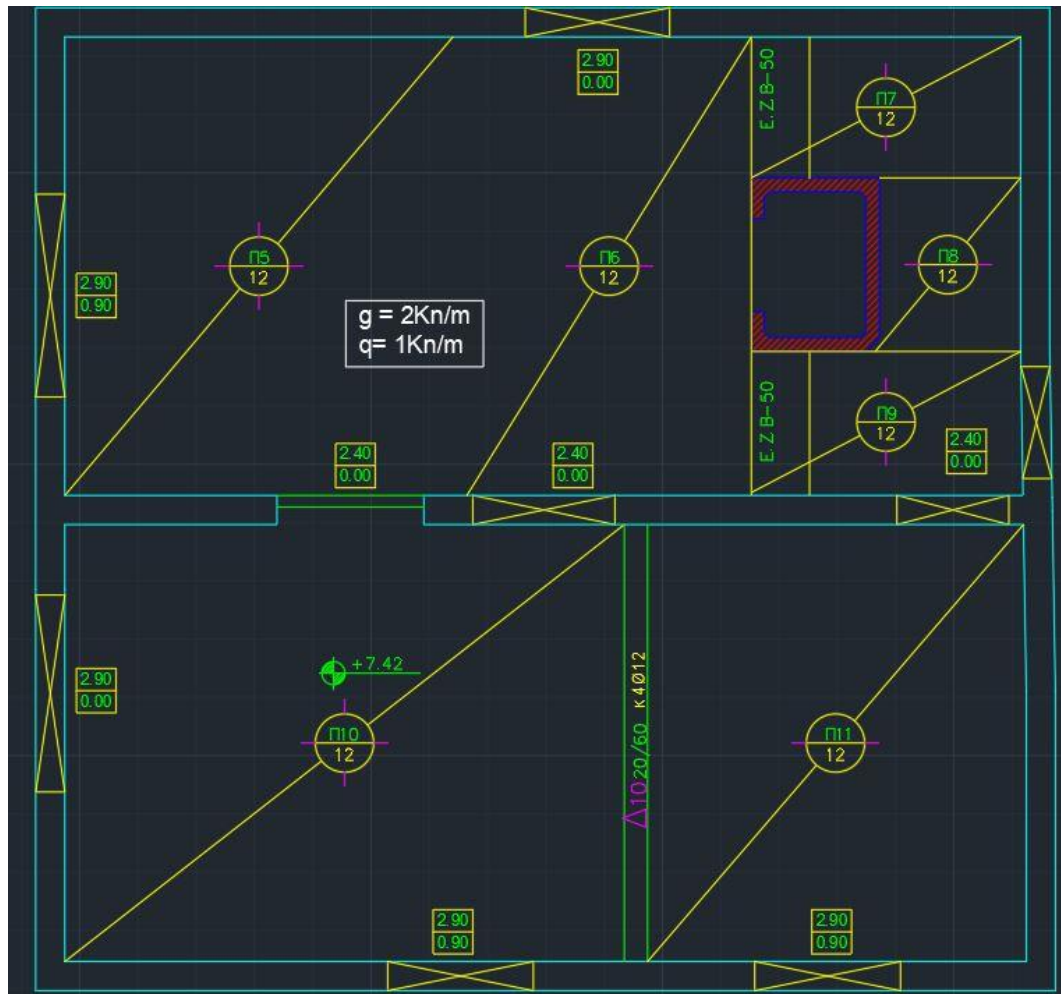
Το κτήριο 1 κατασκευασμένο από φέρουσα τοιχοποιία αποτελείται από τσιμεντόλιθους διαστάσεων $50*25*20\text{cm}^3$ και οπών 17.5cm . Το ειδικό βάρος του τσιμεντόλιθου είναι $\epsilon = 17\text{kN/m}^3$ και θλιπτική αντοχή $f_b = 5.5\text{MPa}$, ενώ το υπάρχον κονίαμα είναι κατηγορίας M1.

Το συγκεκριμένο κτήριο αποτελείται από ισόγειο και όροφο όπου το ύψος είναι 3.57m και 3.85m αντίστοιχα. Στην άνω και δυτική πλευρά το κτήριο πλαισιώνεται από έναν ξύλινο εξώστη ο οποίος στην ανάλυση έχει υπολογιστεί ως φορτίο στα αντίστοιχα μέλη του φορέα για ευκολότερη προσομοίωση του.

Τα φορτία που έχουν ληφθεί υπόψη αναφέρονται λεπτομερώς στις παρακάτω κατόψεις:



Σχήμα 4.1: Κατανομή φορτίων στο ισόγειο του κτηρίου 1. Όλος ο όροφος φορτίζεται με $g = 1\text{kN/m}$ & $q = 2\text{kN/m}$. Ενώ τα στοιχεία που έχουν επισημανθεί φορτίζονται επιπλέον με τα έξτρα φορτία που αναγράφονται.



Σχήμα 4.2: Κατανομή φορτίων στον όροφο του κτηρίου 1. Όλος ο όροφος φορτίζεται με $g = 2\text{kN/m}$ & $q = 1\text{kN/m}$.

4.3 ΚΤΗΡΙΟ 2 – ΚΤΗΡΙΟ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Το κτήριο 2 είναι κατασκευασμένο από ωπλισμένο σκυρόδεμα και είναι μεταγενέστερο από το κτήριο 1. Αποτελείται από ισόγειο και όροφο με ύψη αντίστοιχα του κτηρίου 1. Τα στοιχεία έχουν κατασκευαστεί με χάλυβα StI και σκυρόδεμα B160. Ακολουθούν οι πίνακες 1 και 2 όπου γίνεται η αντιστοίχιση των μηχανικών χαρακτηριστικών των προαναφερόμενων υλικών βάσει τους σημερινούς κανονισμούς.

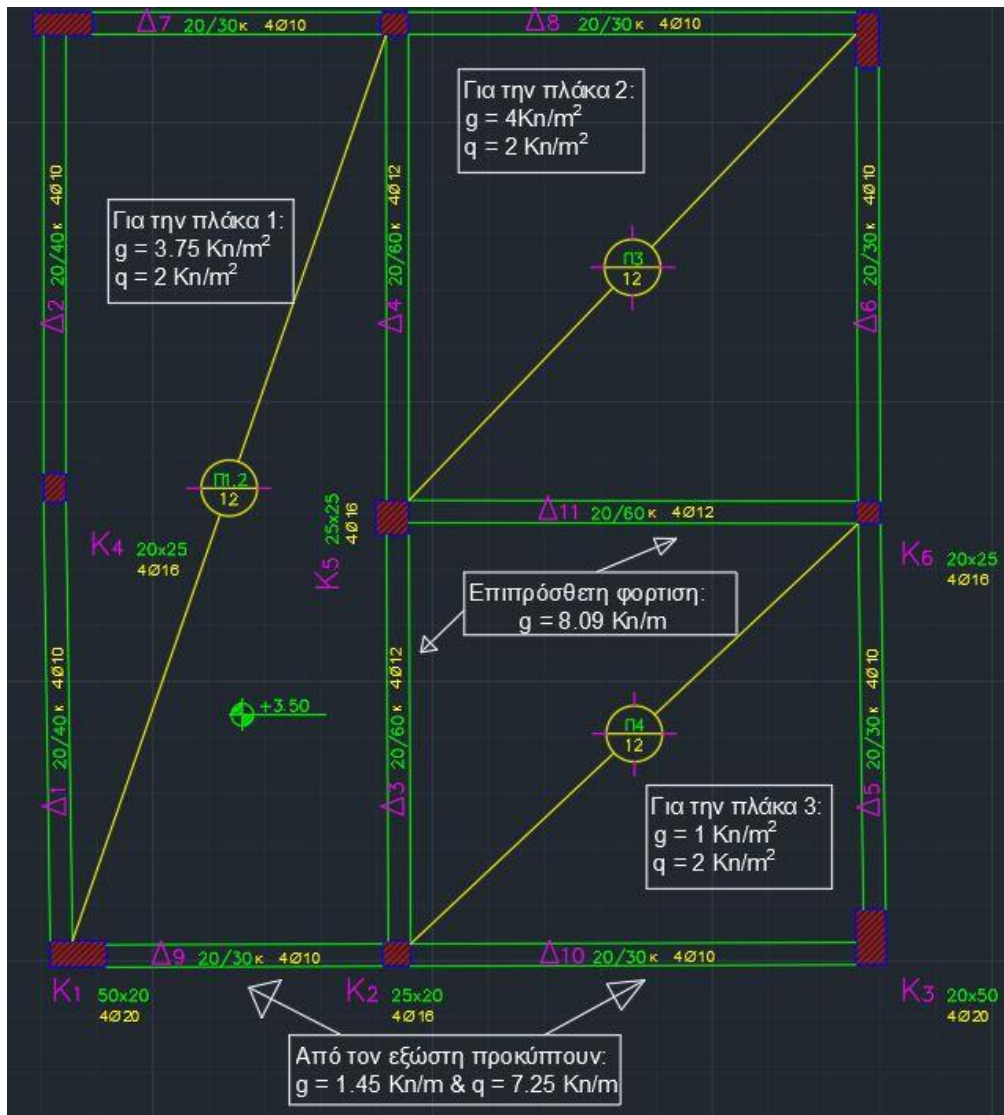
Πίνακας 4.1: «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Θλιπτικής Αντοχής Σκυροδέματος – ΚΑΝΕΠΕ, ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 3.1.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	«Ονομαστική» Μέση τιμή $f_{cm} (MPa)$	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση $f_{ck} (MPa)$
...<1954	10	6
1954<...<1985	12	8
1985<...<1995	16	12
1995<...	20	16

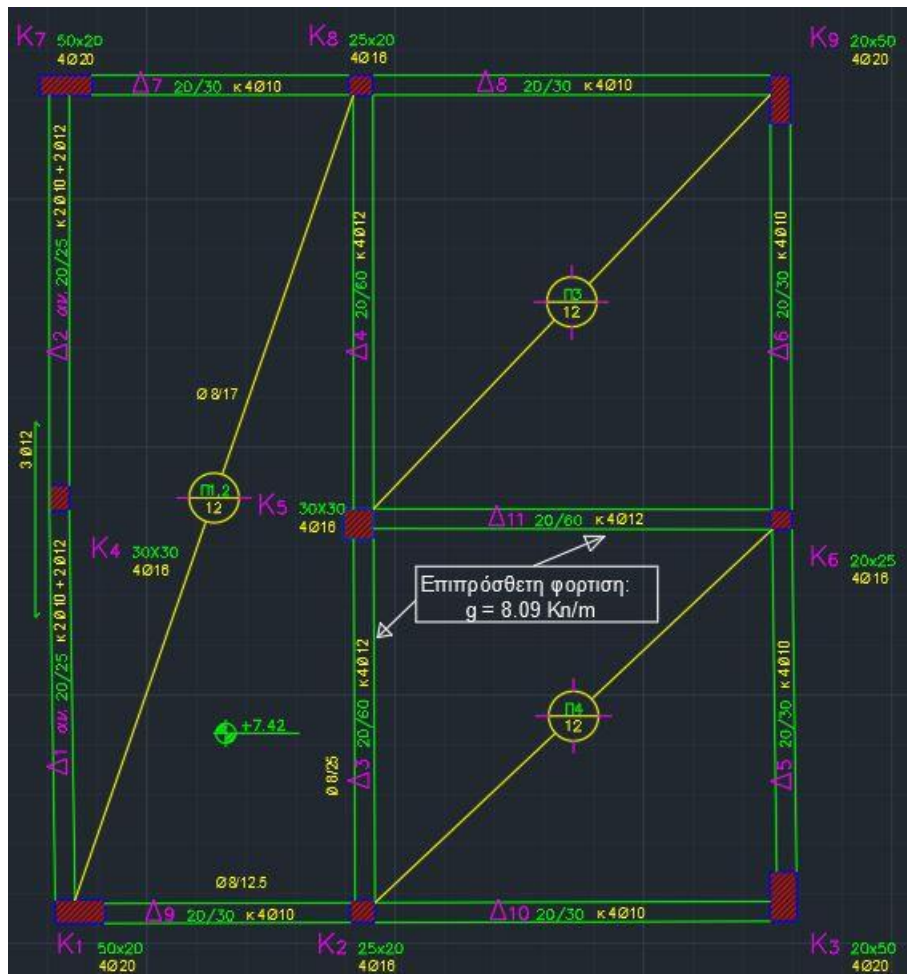
Πίνακας 4.2: «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Διαρροής Χάλυβα Οπλισμού. ΚΑΝΕΠΕ, ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 3.1.

Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	«Ονομαστική» Μέση τιμή $f_{ym} (MPa)$	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση $f_{yk} (MPa)$
S220 & Stahl I	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S500 & Stahl IV	520	500

Τα φορτία που έχουν ληφθεί υπόψη αναφέρονται λεπτομερώς στις κάτωθι κατόψεις:



Σχήμα 4.3: Κατανομή φορτίων στο ισόγειο του κτηρίου 2. Οι πλάκες και τα στοιχεία φορτίζονται με τις τιμές που αναγράφονται.



Σχήμα 4.4: Κατανομή φορτίων στον όροφο του κτηρίου 2. Οι πλάκες φορτίζονται με $g = 2 \text{ kN/m}^2$ και $q = 1 \text{ kN/m}^2$.

Αξίζει να σημειωθεί ότι τα περιμετρικά στοιχεία από τον φορέα του σκυροδέματος τόσο στο ισόγειο όσο και στον όροφο φορτίζονται με φορτίο ίσο με 14 kN/m .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

5.1 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ

Η παρούσα εργασία έχει ως στοιχείο μελέτης την ανάλυση του προαναφερόμενου φορέα με τα χαρακτηριστικά που περιγράφηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Οι αναλύσεις χωρίζονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες, τη στατική ανάλυση pushover και την δυναμική ανάλυση. Για κάθε μια από τις δύο αναλύσεις θα μελετηθεί ξεχωριστά η συμπεριφορά των κτηρίων όταν είναι ενωμένα διαφραγματικά και πως θα συμπεριφερόταν το κάθε κτήριο αν υφίστατο μόνο του, δηλαδή αν έλειπε η διαφραγματική λειτουργία. Παράλληλα, θα γίνει παρουσίαση των αποτελεσμάτων τόσο για τον άξονα του X όσο και για τον άξονα του Y για όλες τις αναλύσεις.

Συγκεκριμένα για την ανελαστική στατική ανάλυση pushover, θα παρουσιαστεί η μέθοδος με ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο και με τριγωνικό κατανεμημένο φορτίο. Στην δυναμική ανάλυση, μελετώνται τα δύο κτήρια τόσο μαζί όσο και ξεχωριστά ως προς τη συμπεριφορά τους για τους εξής τρεις σταθμούς (Σύνταγμα, Σεπόλια και ΚΕΔΕ) για τον σεισμό του 1999 της Αθήνας.

Στο τελευταίο κεφάλαιο θα γίνει η παρουσίαση των συμπερασμάτων των αναλύσεων που θα έχουν προηγηθεί και ο σχολιασμός τους.

5.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΥΛΙΚΩΝ – ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΤΟ SEISMOSTRUCT

Για την ακριβή αναπαράσταση του φορέα είναι απαραίτητο να γίνει καθορισμός των υλικών στο λογισμικό SeismoStruct και των μηχανικών παραμέτρων ώστε οι αναλύσεις να έχουν όσο το δυνατόν πιο ακριβή αποτελέσματα.

Το συγκεκριμένο λογισμικό έχει τη δυνατότητα της αναπαράστασης των κατασκευών από σκυρόδεμα μέσα από την λειτουργία του building modeler όπου έχοντας σαν κάνναβο την κάτοψη από ένα σχεδιαστικό πρόγραμμα π.χ. AutoCad η τοποθέτηση των υποστρωμάτων, δοκών και πλακών γίνεται αρκετά εύκολα. Όπως προαναφέρθηκε το κτήριο από σκυρόδεμα αποτελείται από σκυρόδεμα κατηγορίας B160 και χάλυβα οπλισμού St1, λόγω του ότι το πρόγραμμα βασίζεται στους σύγχρονους κανονισμούς όπως του Ευρωκώδικα 8, πρέπει να γίνει η αντιστοιχία της θλιπτικής αντοχής και της τάσης διαρροής του σκυροδέματος και του χάλυβα αντίστοιχα. Έτσι, στο πρόγραμμα η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι ίση με $f_{ck} = 8\text{MPa}$ και η τιμή διαρροής του χάλυβα είναι $f_{yk} = 240\text{MPa}$.

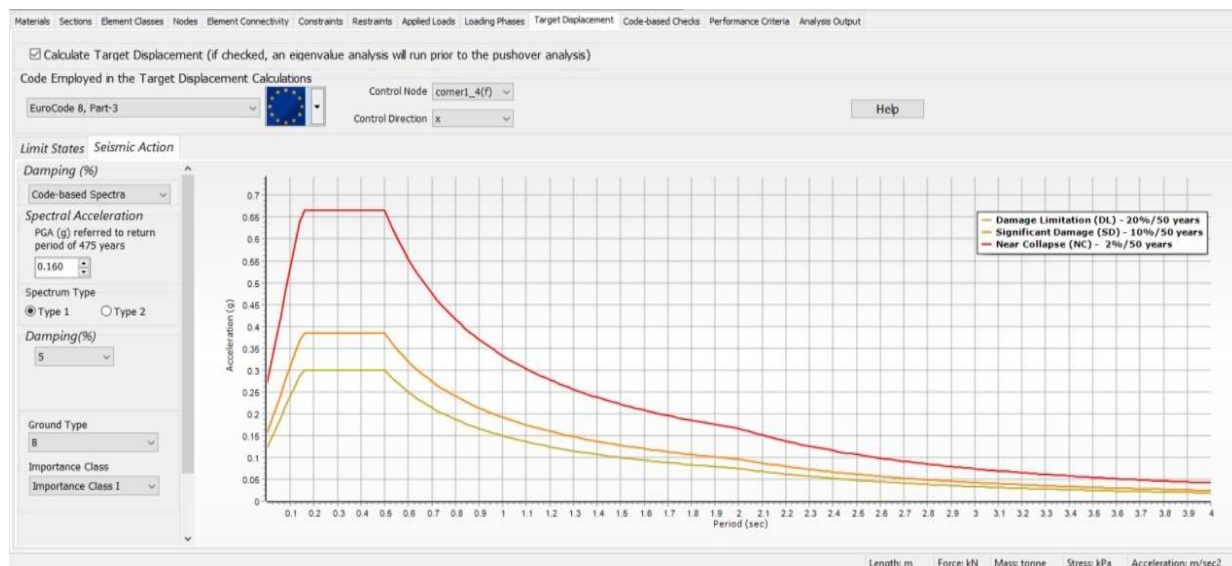
Σε αυτό το στάδιο αναπαράστασης γίνεται η εισαγωγή των φορτίων για κάθε πλάκα και στοιχείο του κτηρίου 2 όπως έχουν αναφερθεί στο 4^ο κεφάλαιο.

Για την αναπαράσταση της φέρουσας τοιχοποιίας θα κάνουμε εξαγωγή του μοντέλου που δημιουργήσαμε στο building modeler και θα εισαχθούν οι παράμετροι του υλικού της τοιχοποιίας στο SeismoStruct, όπου οι διαστάσεις για τους τσιμεντόλιθους είναι: 50*25*20cm³.

Για τον υπολογισμό των φορτίων σχεδιασμού για την φέρουσα τοιχοποιία, αρχικά έγινε ο υπολογισμός του ιδίου βάρους των πλακών και λαμβάνοντας υπόψη τα μόνιμα και κινητά φορτία που έχουν ήδη προαναφερθεί με τον βασικό συνδυασμό φόρτισης: $g + 0.3q$ υπολογίστηκε ένα συνολικό φορτίο σχεδιασμού. Έπειτα ανάλογα με τις συνθήκες στήριξης η πλάκα χωρίζεται με διαγώνιους και με γωνίες 30-60° ή 45-45° χωρίζοντας τη πλάκα σε μικρότερα κομμάτια. Συνεπώς, για κάθε τμήμα υπολογίζουμε το εμβαδόν που έχει προκύψει και από το συνολικό εμβαδόν το διαιρούμε ώστε να βρούμε το αντίστοιχο φορτίο.

Σε αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθεί ότι ο τρόπος στήριξης των υποστυλωμάτων στην βάση είναι πάκτωση.

Έχοντας εισάγει τα χαρακτηριστικά των υλικών, τις τιμές των φορτίων ακολουθεί η εισαγωγή δεδομένων για τα σεισμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, η κατηγορία εδάφους είναι B, η σεισμική ζώνη είναι I και η απόσβεση ορίζεται ίση με $\xi=5\%$.



Σχήμα 5.1: Παρουσίαση σεισμικών χαρακτηριστικών στο λογισμικό SeismoStruct της SeismoSoft.

Τέλος, εκτός από τα μηχανικά χαρακτηριστικά προσδιορίζουμε τα κριτήρια επιτελεσματικότητας όπου γίνεται πιο αντιληπτό σε ποιο σημείο οι διάφορες οριακές καταστάσεις ικανότητας επιτυγχάνονται. Στον εξεταζόμενο φορέα τα κριτήρια επιτελεσματικότητας για τα στοιχεία από σκυρόδεμα είναι τα εξής:

1. Αντοχή σε διάτμηση (Shear capacity)
2. Αντοχή σε κάμψη (Chord rotation capacity)
3. Διαρροή σε κάμψη (Chord rotation yielding)

Ενώ για τη φέρουσα ως κριτήριο επιτελεσματικότητας θα είναι μόνο η αντοχή σε διάτμηση (Masonry shear force).

The screenshot shows the 'Performance Criteria' tab in SeismoStruct. It is divided into two sections: 'Frame Elements' and 'Non Frame Elements'. Each section contains a table of criteria with columns for Criterion, Description, Type, Value, Elements, Strength, Notification, Parameters, Color, and Display. The 'Frame Elements' table lists criteria like b_y, c_y, b_c, c_c, b_s, and c_s. The 'Non Frame Elements' table lists criteria like mws_2, mws_1, and mss.

Criterion ...	Descri...	Type	Value	M...	Elements	Strengt...	Notifica...	Parame...	Color	Display...
b_y	(Fram...	Frame Element Chord Rotation Yielding	auto		B10_1 B10_2 ...	Keep S...	Notify	EC8_...	dGreen	Slight_...
c_y	(Fram...	Frame Element Chord Rotation Yielding	auto		C10_1 C10_2 ...	Keep S...	Notify	EC8_...	dGreen	Slight_...
b_c	(Fram...	Frame Element Chord Rotation Capacity	auto		B10_1 B10_2 ...	Keep S...	Notify	EC8_...	80080...	Very_S...
c_c	(Fram...	Frame Element Chord Rotation Capacity	auto		C10_1 C10_2 ...	Keep S...	Notify	EC8_...	80080...	Very_S...
b_s	(Fram...	Frame Element Shear Capacity	auto		B10_1 B10_2 ...	Keep S...	Notify	EC8_...	dLime	Seriou...
c_s	(Fram...	Frame Element Shear Capacity	auto		C10_1 C10_2 ...	Keep S...	Notify	EC8_...	dLime	Seriou...

Criterion ...	Description	Type	Direction	Value	Elements	Strengt...	Notifica...	Parame...	Color	Display...
mws_2	(Masonr...	Expected Masonry Shear Force	F2	auto	IN2L_up IN2R...	Keep S...	Notify	EC8_C...	800A0...	Seriou...
mws_1	(Masonr...	Expected Masonry Shear Force	F2	auto	W1_1 W1_2 ...	Keep S...	Notify	EC8_C...	800A0...	Seriou...
mss	(Masonr...	Expected Masonry Shear Force	F2	auto	10_Door 11_...	Keep S...	Notify	EC8_C...	800A0...	Seriou...

Σχήμα 5.2: Παρουσίαση κριτηρίων επιτελεσματικότητας στο λογισμικό SeismoStruct της SeismoSoft.

5.3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ – PUSHOVER

Η ανελαστική στατική ανάλυση είναι η πιο διαδεδομένη μορφή προσομοίωσης της μη γραμμικής ανελαστικής απόκρισης του φορέα υπό τη δράση οριζόντιων δυνάμεων για τον έλεγχο ως προς τη σεισμική φόρτιση. Αξίζει να σημειωθεί ότι η ποιότητα και η κατηγορία που χρησιμοποιούνται παίζουν σημαντικό ρόλο στην διαμόρφωση της καμπύλης ανελαστικής συμπεριφοράς.

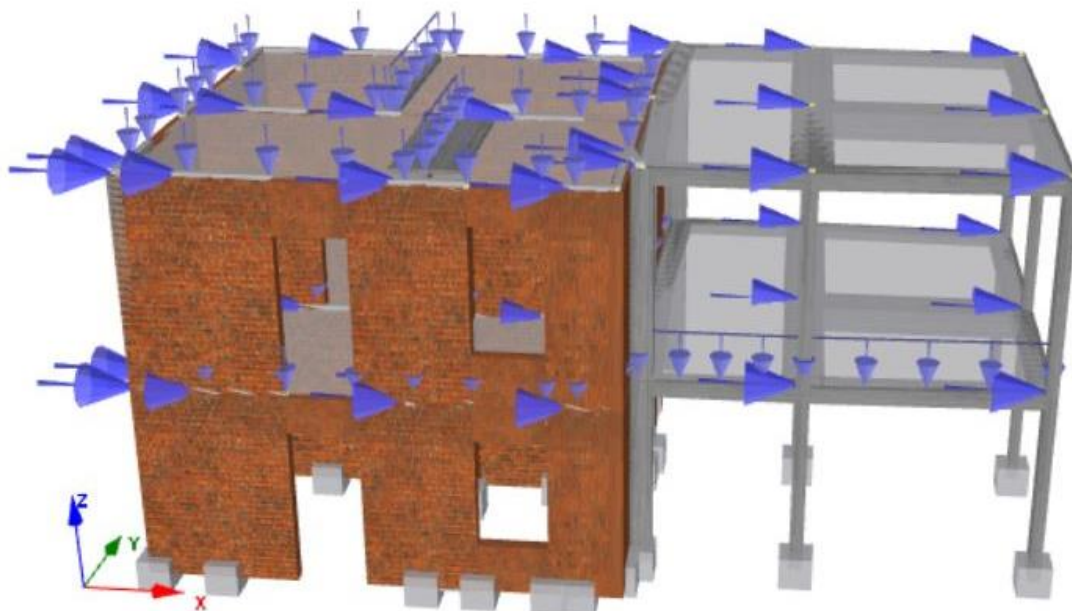
Στην παρούσα ενότητα γίνεται η παρουσίαση των αποτελεσμάτων της pushover ανάλυσης κατά την διεύθυνση των δύο αξόνων X και Y, αρχικά για όταν τα δύο κτήρια είναι ενωμένα και στη συνέχεια όταν λειτουργούν σαν ξεχωριστοί φορείς. Για να διερευνηθεί η επιρροή της προσθήκης στο προϋπάρχον κτίριο φέρουσας τοιχοποιίας, μελετώνται τρεις περιπτώσεις. Μια περίπτωση το κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία να είναι μόνο του (όπως ήταν πριν την προσθήκη του κτιρίου από σκυρόδεμα), μια περίπτωση να είναι μόνο του το κτίριο από ωπλισμένο σκυρόδεμα, για να διερευνηθεί η αντοχή του στην περίπτωση που δεν λειτουργούσε ενιαία με το κτίριο της φέρουσας τοιχοποιίας αν υπήρχε αρμός και τέλος η πραγματική κατάσταση που τα δύο κτήρια είναι ενωμένα με κοινό διάφραγμα.

5.3.1. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ

ΚΑΤΑΝΟΜΗ – ΑΞΟΝΑΣ X

Η πρώτη ανάλυση που θα εξεταστεί στην παρούσα ενότητα είναι η μη γραμμική στατική ανάλυση με ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο κατά τη διεύθυνση του άξονα X.

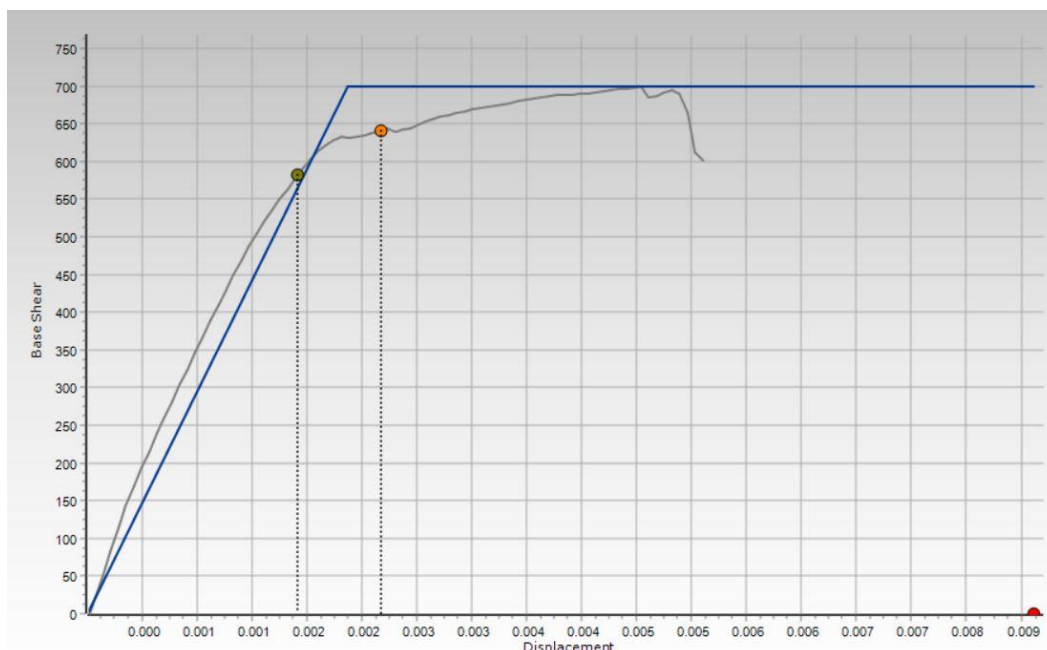
Σε πρώτο στάδιο θα γίνει παρουσίαση των αποτελεσμάτων για όταν τα **δύο κτήρια είναι ενωμένα**.



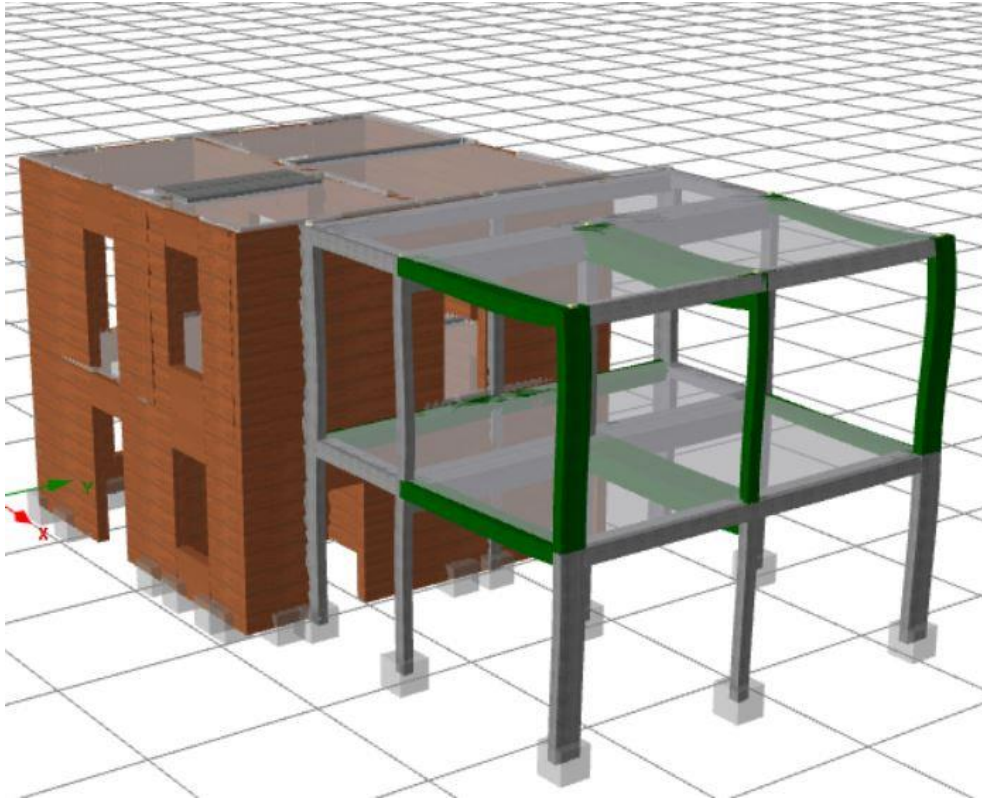
Σχήμα 5.3: Τελική απεικόνιση των δύο κτηρίων στο λογισμικό της Seismosoft – SeismoStruct.

Συνολικά η ανάλυση έφτασε τα 81 βήματα ενώ η στοχευόμενη μετακίνηση για στάθμη επιτελεστικότητας περιορισμένες βλάβες παρουσιάζεται στο βήμα 29 με

συντελεστή φόρτισης 2.3587 και μετακίνηση $d = 0.00196m$ υπάρχουν ανεπάρκειες.. (Σχήμα 5.4). Πιο συγκεκριμένα, παρατηρούνται έντονες μετακινήσεις των δύο κτηρίων. Παράλληλα, μέχρι αυτό το στάδιο έχουν διαρρεύσει κάποια στοιχεία από το κτήριο από σκυρόδεμα, κυρίως τα οριζόντια. (Σχήμα 5.5). Αντίθετα, από διάτμηση για το κτήριο από σκυρόδεμα έχουν αστοχήσει οι δοκοί B10_1, B10_2, B6_1, B8_1 και B8_2 (Σχήμα 5.6) και αντίστοιχα για το κτήριο από φέρουσα παρατηρείται διατμητική αστοχία κυρίως στην πλαϊνή όψη και στα υπέρθυρα (Σχήμα 5.7).

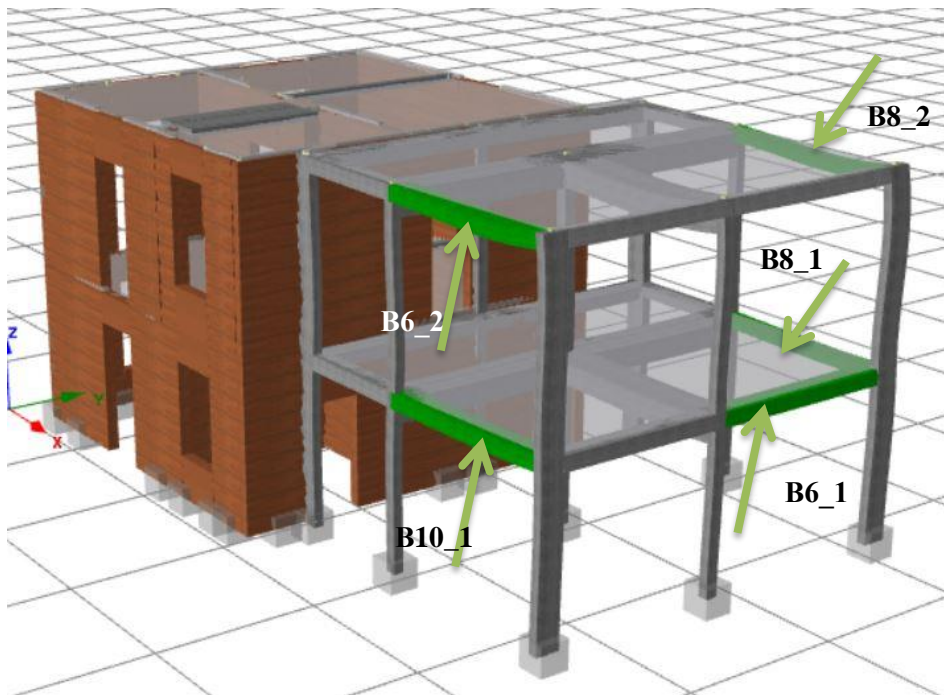


Σχήμα 5.4: Διάγραμμα μετακίνησης – διάτμησης (Με πράσινο απεικονίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας για περιορισμένες βλάβες και με πορτοκαλί για σημαντικές βλάβες).

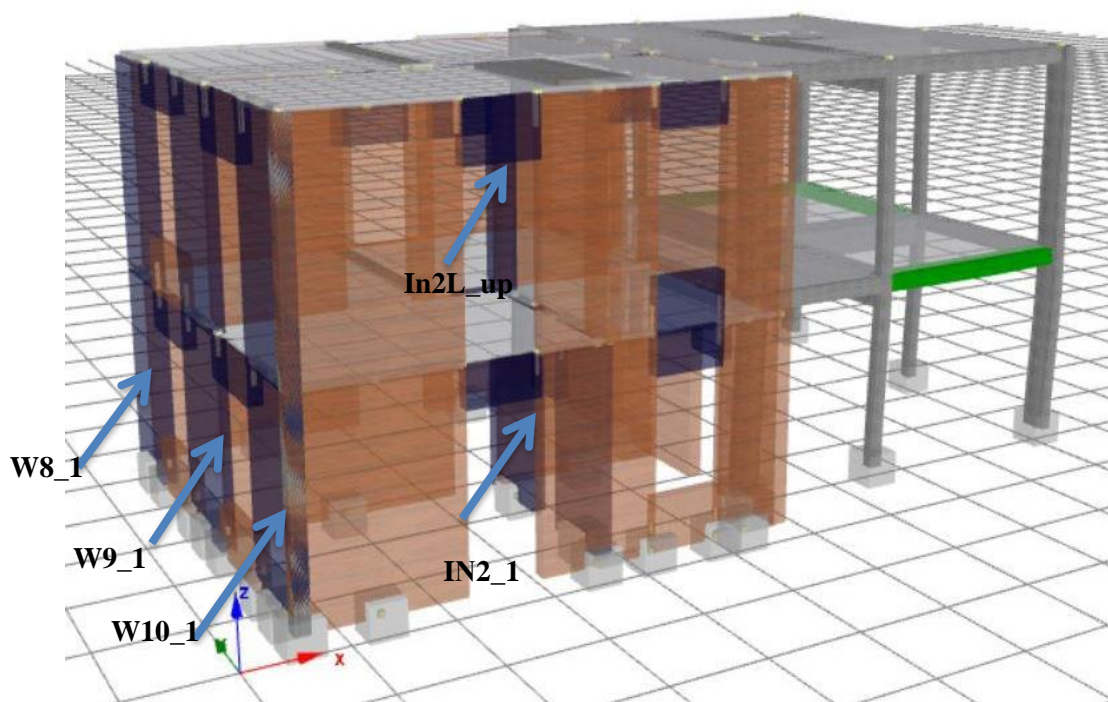


Σχήμα 5.5: Διαρροή οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων του κτηρίου 2

Με πράσινο χρώμα απεικονίζονται τα στοιχεία του κτηρίου 2 που έχουν αστοχήσει σε διάτμηση (Σχήμα 5.6) ενώ με μπλε τα στοιχεία της φέρουσας τοιχοποιίας (Σχήμα 5.7).

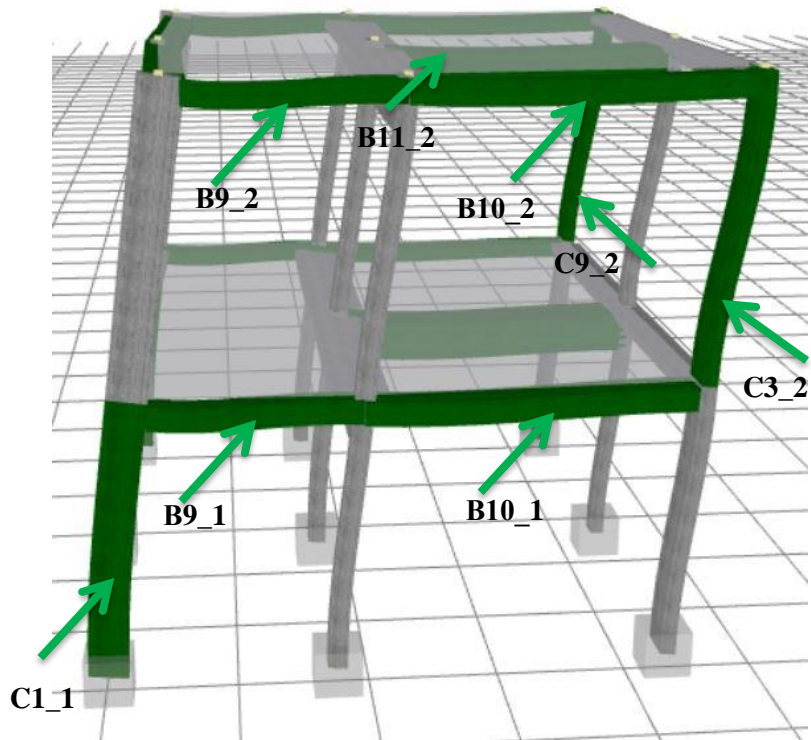


Σχήμα 5.6: Διατμητική αστοχία οριζόντιων στοιχείων του κτηρίου 2

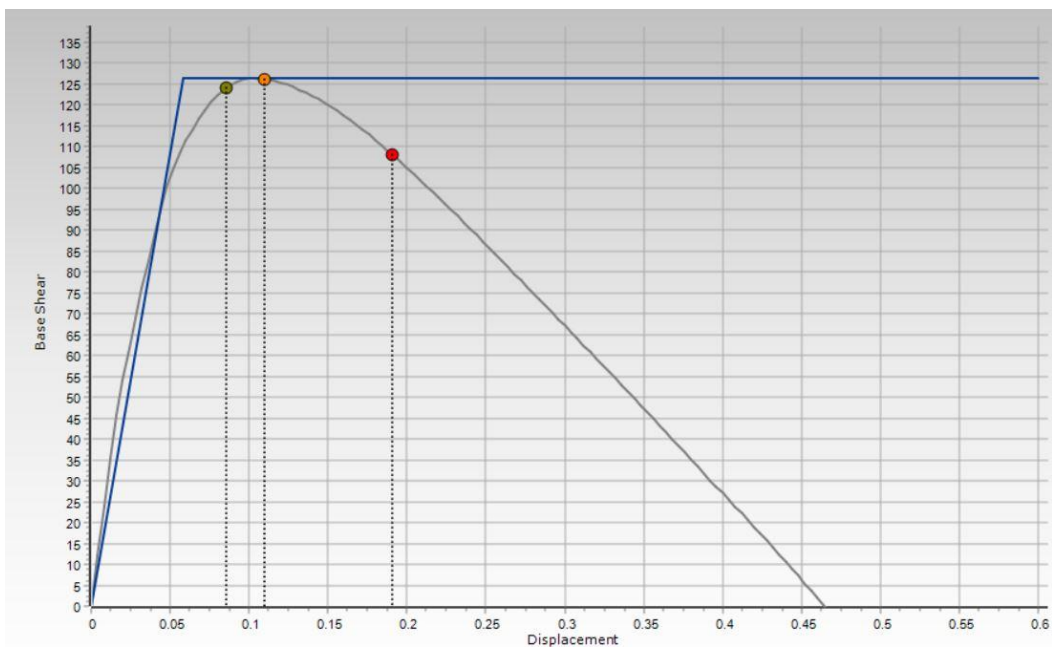


Σχήμα 5.7: Διατμητική αστοχία των υπέρθρων και της όψης του κτηρίου 1

Σε αντίθεση με τα δύο κτήρια όταν το κτήριο από σκυρόδεμα (κτήριο 2) **μελετάται μόνο του**, παρατηρούνται μεγαλύτερες μετακινήσεις. Στο βήμα 13 αντιστοιχεί η στάθμη επιτελεστικότητας για **περιορισμένες βλάβες** με συντελεστή φόρτισης 1.2373 όπου η αντίστοιχη μέγιστη μετακίνηση είναι ίση με $d = 0.084\text{m}$. Στο στάδιο αυτό έχουν διαρρεύσει τα περισσότερα στοιχεία λόγω κάμψης όπως απεικονίζονται στο **Σχήμα 5.8**, ενώ στο **Σχήμα 5.9** απεικονίζονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις συναρτήσει των διατμητικών μεγεθών για τις στάθμες επιτελεστικότητας.

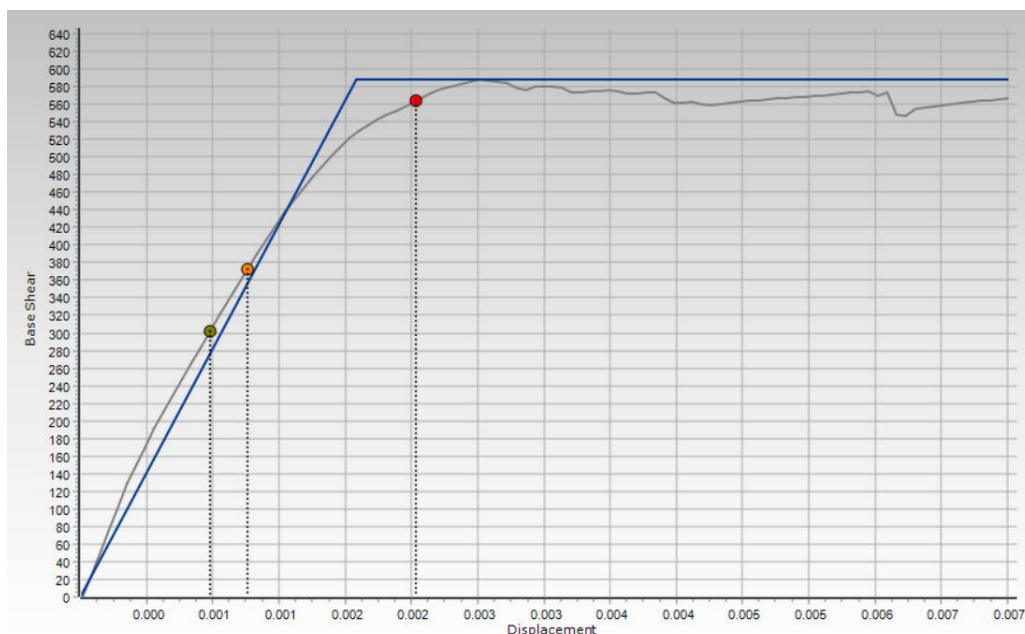


Σχήμα 5.8: Διαρροή στοιχείων κτηρίου 2 στο βήμα 13.



Σχήμα 5.9: Διάγραμμα μετακίνησης – διάτμησης για το κτήριο 2 (άξονας X).

Συγκριτικά με το κτήριο 2 το κτήριο 1 είναι πιο δύσκαμπτο και η στατική ανάλυση φτάνει τα 101 βήματα όπου η στάθμη επιτελεστικότητας για περιορισμένες βλάβες (**damage limitation**) παρουσιάζεται στο βήμα 15 με στοχευόμενη μετακίνηση $d = 0.00098\text{m}$ και συντελεστή φόρτισης (**load factor**) 2.0146 (**Σχήμα 5.10**). Αξιοσημείωτη παρατήρηση στην ανάλυση αυτή είναι ότι τα στοιχεία ενίσχυσης δεν αστοχούν και δεν διαρρέουν καθώς οι μετακινήσεις που σημειώνονται είναι πολύ μικρές. Τέλος, διατμητικά έχουν παρουσιάσει βλάβες τα υπέρθυρα της κατασκευής μέχρι το βήμα 15.

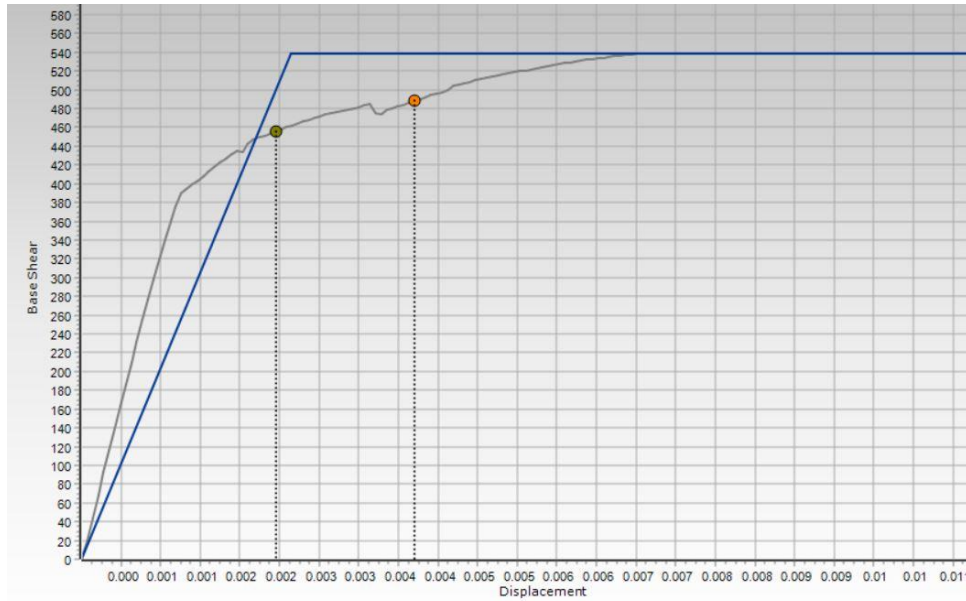


Σχήμα 5.10: Διάγραμμα μετακίνησης – διάτμησης για το κτήριο 1 (άξονας X).

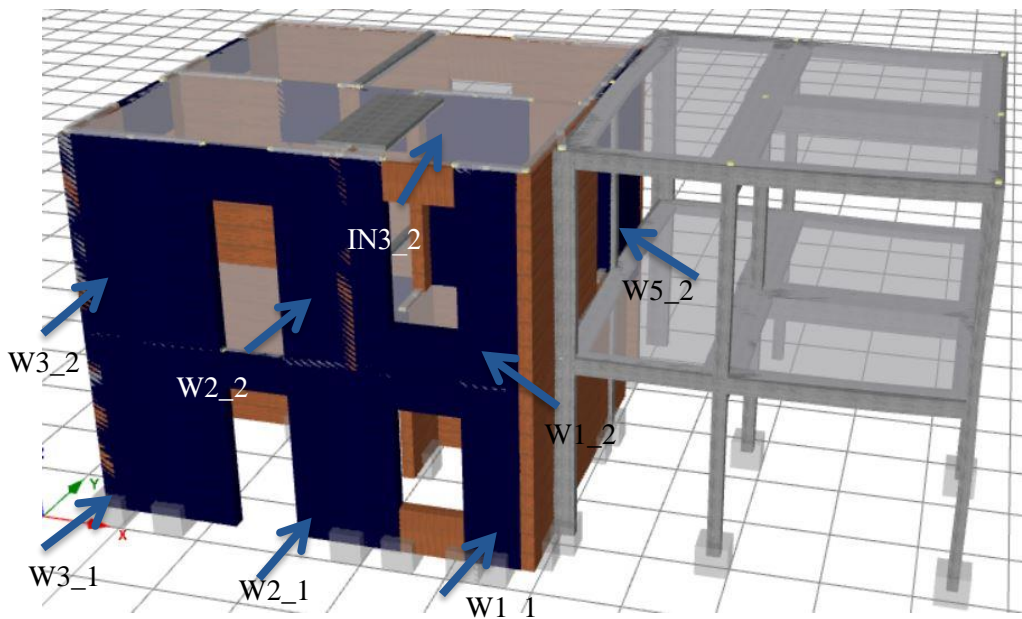
5.3.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ

– ΑΞΟΝΑΣ Y

Η ανάλυση όταν τα δύο κτήρια είναι ενωμένα μεταξύ τους φτάνει τα 101 βήματα όπου η στάθμη επιτελεστικότητας για **περιορισμένες βλάβες (damage limitation)** αντιστοιχεί στο βήμα 61 με στοχευόμενη μετακίνηση $d = 0.0042\text{m}$ και συντελεστή φόρτισης 1.9519 (**Σχήμα 5.11**). Το κτήριο 2 έχει παρόμοια συμπεριφορά με την ανάλυση κατά τον άξονα X, ενώ το κτήριο 1 παρουσιάζει αρκετές διατμητικές αστοχίες κυρίως στην κύρια όψη του κτηρίου και στις εσωτερικές τοιχοποιίες. (**Σχήμα 5.12**) με πρώτη αστοχία να συμβαίνει για $d=0.00091\text{m}$.



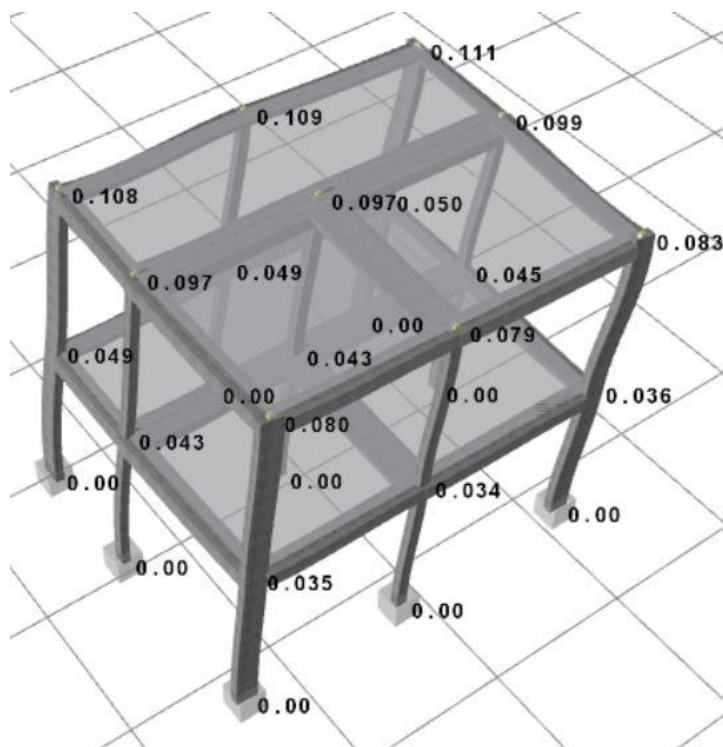
Σχήμα 5.11: Διάγραμμα μετακίνησης – διάτμησης (άξονας Y).



Σχήμα 5.12: Τα στοιχεία W1_1, W1_2, W2_1, W2_2, W3_1, W3_2, W5_2 και IN3_2 έχουν αστοχήσει σε διάτμηση.

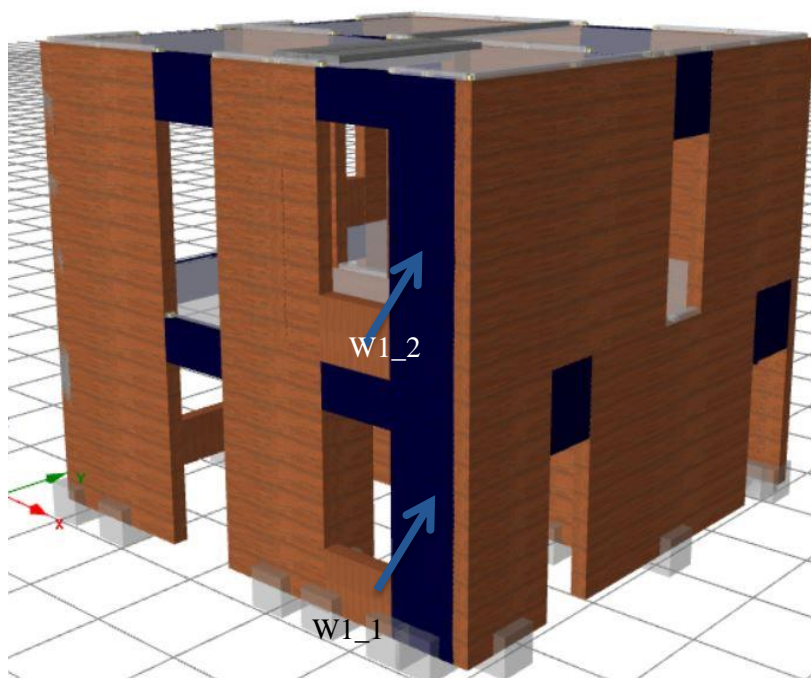
Σε αντίθεση με τα δύο κτήρια όταν το κτήριο από σκυρόδεμα (κτήριο 2) **μελετάται μόνο του** παρατηρούνται μεγαλύτερες μετακινήσεις, ενώ τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση κατά τον άξονα Y είναι όμοια με αυτά της ανάλυσης του άξονα X. Στο βήμα 19 αντιστοιχεί η στάθμη επιτελεστικότητας για περιορισμένες

βλάβες, (**damage limitation**) με συντελεστή φόρτισης 1.6038 όπου η στοχευόμενη μετακίνηση είναι ίση με $d = 0.108\text{m}$, για την οποία παρουσιάζονται ανεπάρκειες. Στο **σχήμα 5.13** φαίνονται οι μετακινήσεις την περίοδο εκείνη.



Σχήμα 5.13: Μετακινήσεις φορέα στη στάθμη επιτελεσματικότητας για περιορισμένες βλάβες.

Τέλος, το κτήριο 1 όταν μελετάται ανεξάρτητα κατά τη διεύθυνση Y η στάθμη επιτελεσματικότητας για περιορισμένες βλάβες (**damage limitation**) παρουσιάζεται στο βήμα 13 από τα 100 της ανάλυσης με στοχευόμενη μετακίνηση $d = 0.00084\text{m}$ και συντελεστή φόρτισης 1.999. Για τη συγκεκριμένη στάθμη παρουσιάζονται ανεπάρκειες και ειδικότερα τα υπέρθυρα και τα στοιχεία W1_1 και W1_2 αστόχησαν σε διάτμηση. Ενώ τα στοιχεία από σκυρόδεμα αναλαμβάνουν τις ροπές κάμψης (**Σχήμα 5.14**).



Σχήμα 5.14: Στοιχεία κτηρίου 1 που έχουν υποστεί διάτμηση.

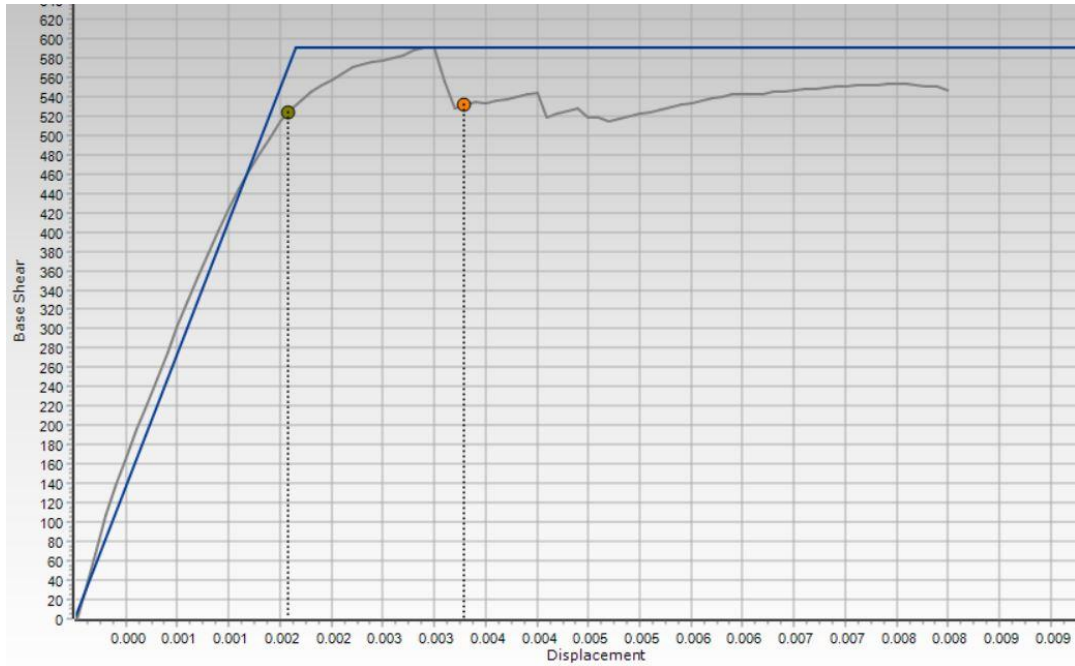
5.3.3. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ –

ΛΕΩΝΑΣ Χ

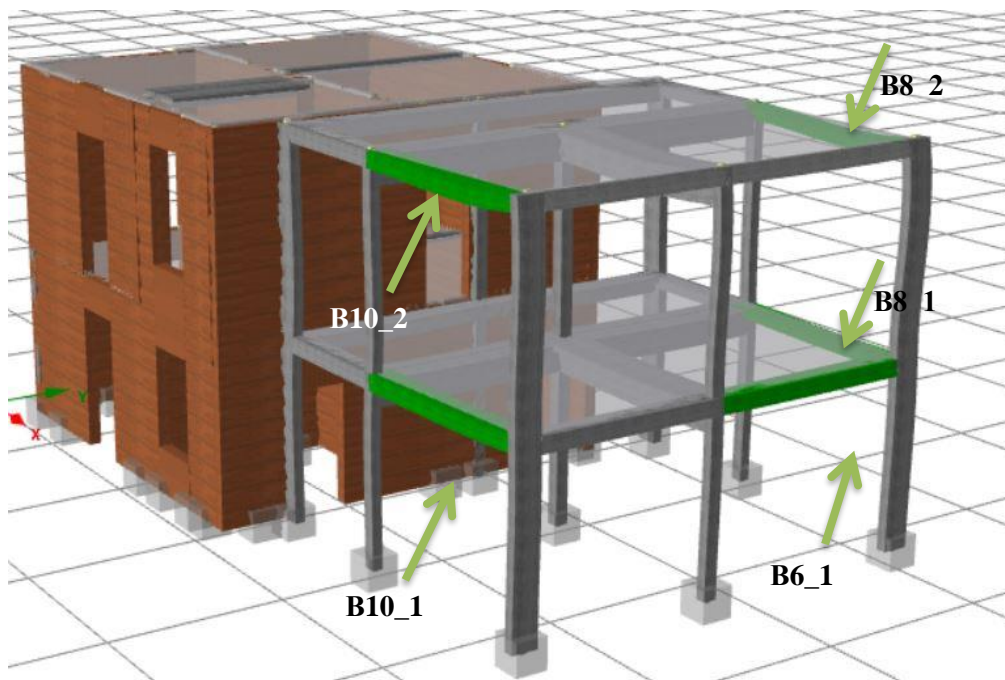
Στην τριγωνική κατανομή φορτίου παρατηρήθηκε ότι και στα δύο κτήρια οι κόμβοι του 1^{ου} επιπέδου φορτίζονται με περίπου μισό φορτίο από τους κόμβους του 2^{ου} επιπέδου.

Αρχικά τα δύο κτήρια μελετήθηκαν με τις ίδιες προδιαγραφές όπως και στην ομοιόμορφη κατανομή. Στο βήμα 22 αναπτύσσεται η στάθμη επιτελεστικότητας για περιορισμένες βλάβες με στοχευόμενη μετακίνηση $d = 0.0022$ m και συντελεστή φόρτισης 1.9977 (**Σχήμα 5.15**). Μέχρι το συγκεκριμένο βήμα τα περισσότερα οριζόντια στοιχεία από σκυρόδεμα έχουν παραλάβει τις δράσεις από τη ροπή κάμψης, ενώ σε διάτμηση έχουν υποβληθεί τα κάτωθι στοιχεία:

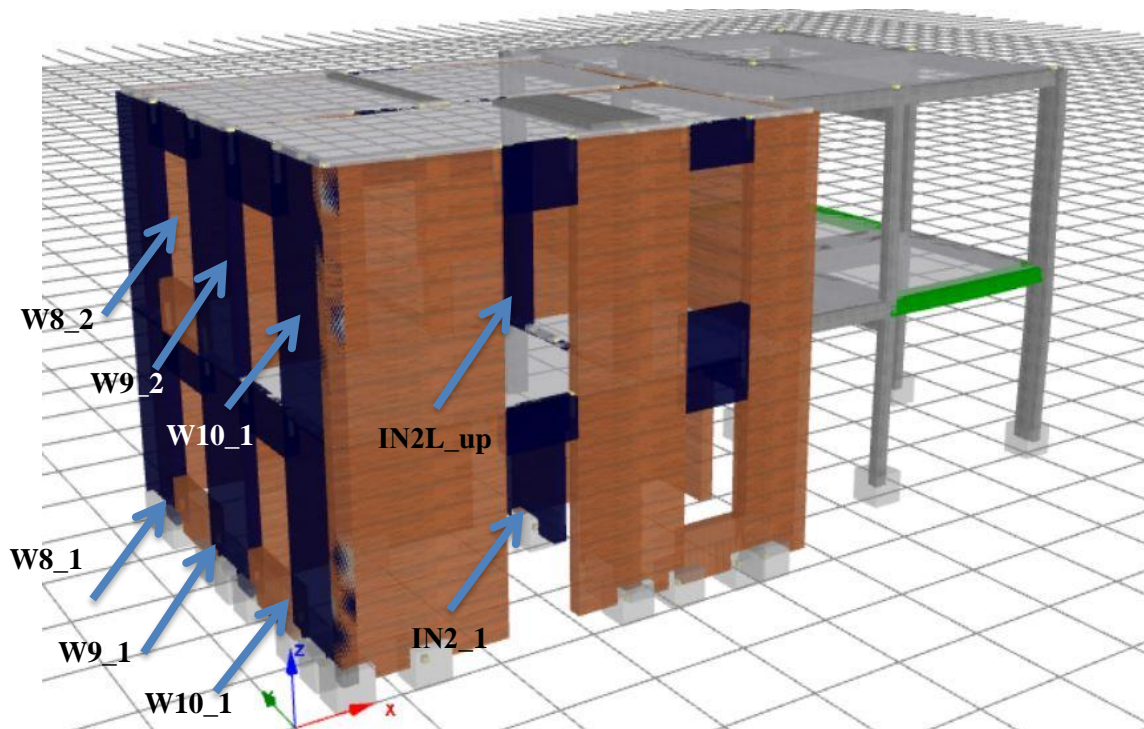
- Για το κτήριο 2: B6_1, B8_1, B8_2, B10_1 και B10_2 (**Σχήμα 5.16**)
- Για το κτήριο 1: Όλα τα υπέρθυρα και από τις όψεις του κτηρίου τα στοιχεία: W8_1, W8_2, W9_1, W9_2, W10_1, W10_2, IN_2_1 και IN2L_up (**Σχήμα 5.17**)



Σχήμα 5.15: Διάγραμμα μετακίνησης – διάτμησης

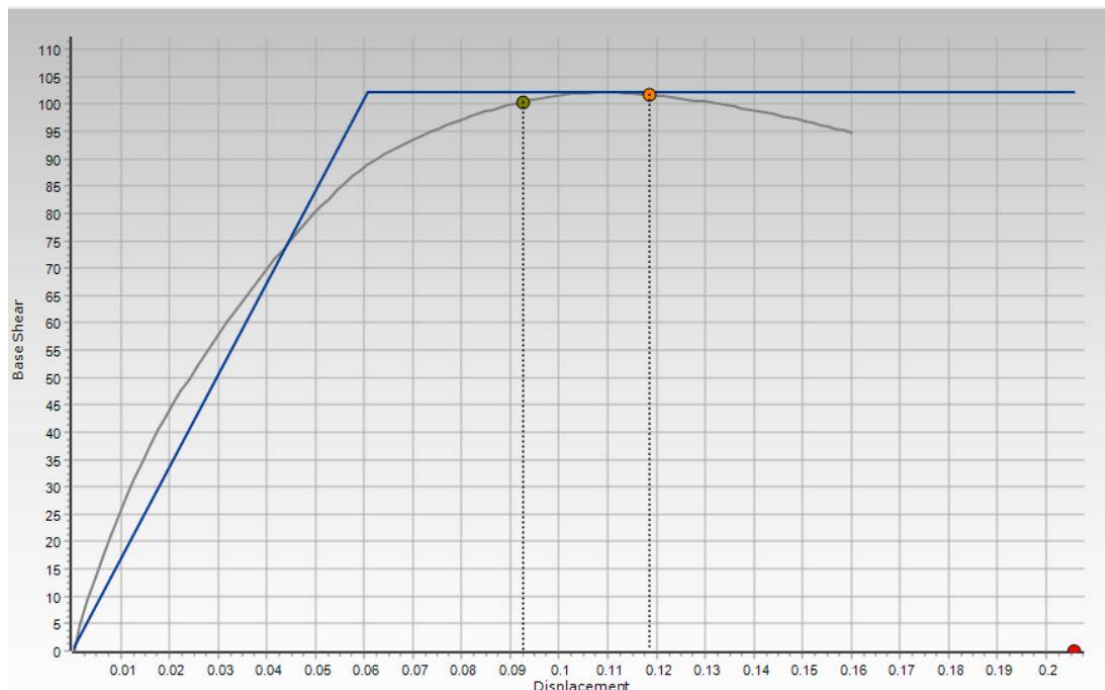


Σχήμα 5.16: Στοιχεία κτηρίου 2 που έχουν υποστεί διάτμηση.

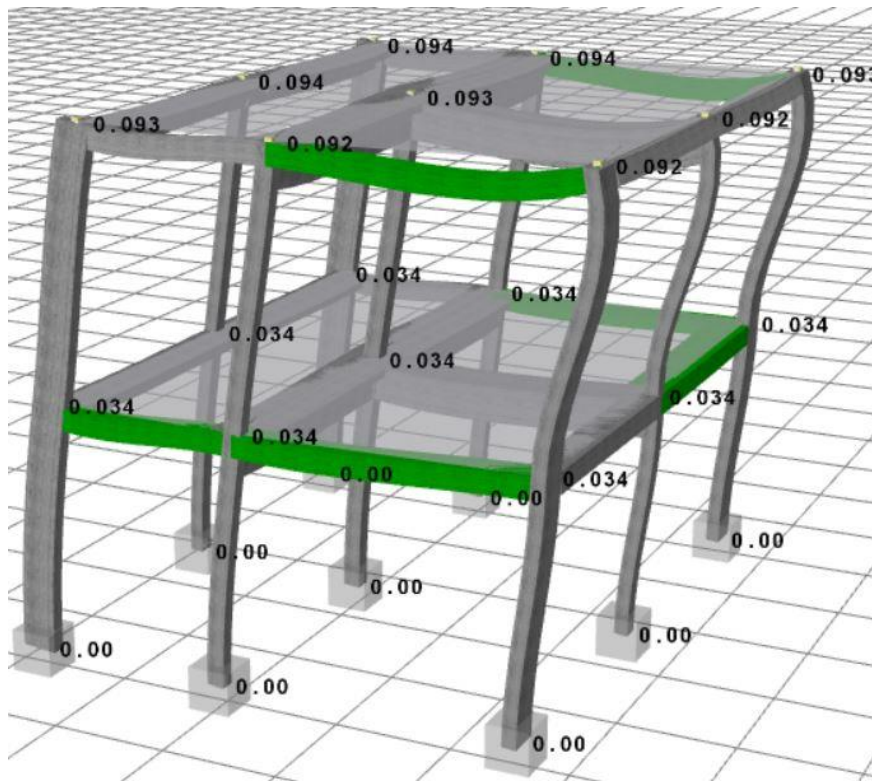


Σχήμα 5.17: Στοιχεία κτηρίου 1 που έχουν υποστεί διάτμηση.

Το κτήριο 2 όταν μελετάται μόνο του στην τριγωνική φόρτιση κατά τον άξονα X, στη στοχευόμενη μετακίνηση $d = 0.09 \text{ m}$ με συντελεστή φόρτισης 1.005 για στάθμη επιτελεσματικότητας **περιορισμένων βλαβών** προκύπτουν ανεπάρκειες (Σχήμα 5.18). Πιο συγκεκριμένα, τα στοιχεία που διαρρέουν και αστοχούν διατμητικά είναι τα ίδια με αυτά όταν τα δύο κτήρια μελετώνται σαν ενιαίος φορέας. (Σχήμα 5.19)

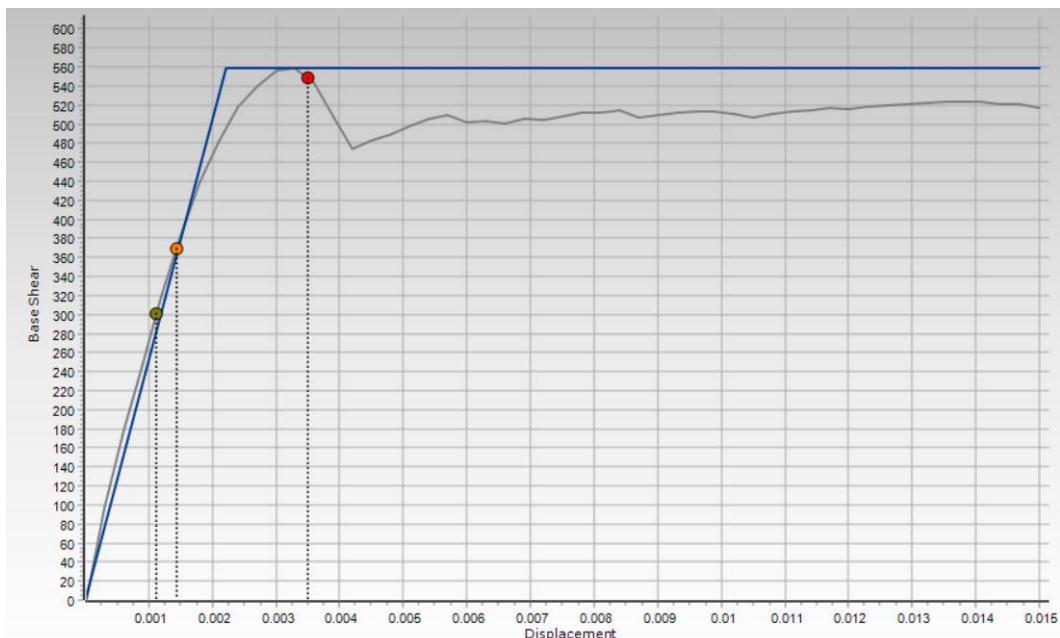


Σχήμα 5.18: Διάγραμμα μετακίνησης – διάτμησης για το κτήριο 2 (Άξονας X)

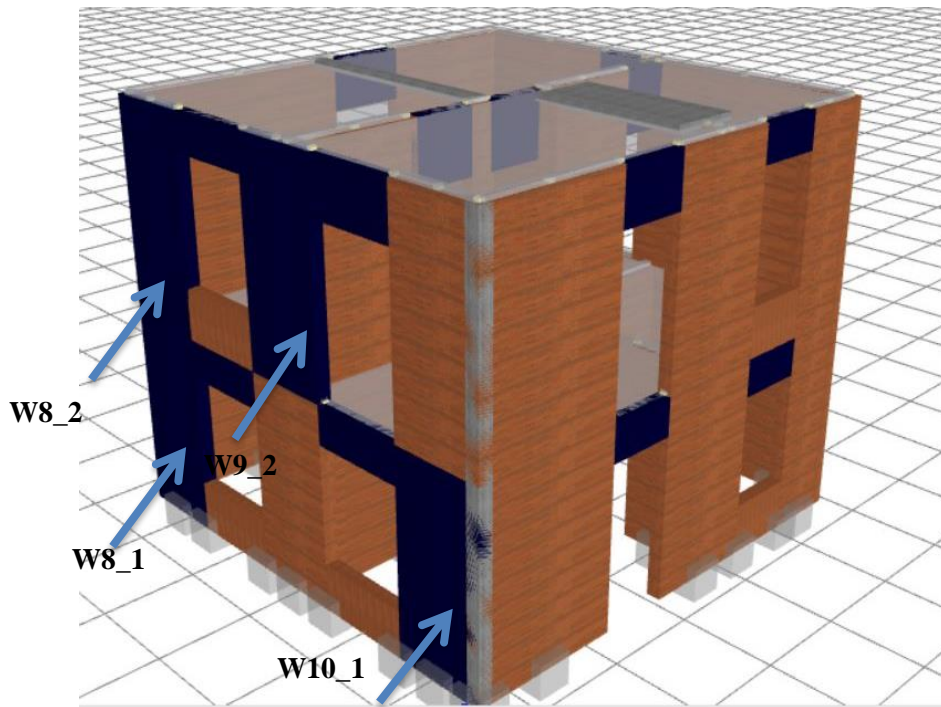


Σχήμα 5.19: Διάτμηση και μετακινήσεις στοιχείων κτηρίου 2

Αντιθέτως για το κτήριο 1 η στάθμη επιτελεστικότητας για περιορισμένες βλάβες με στοχευόμενη μετακίνηση $d=0.0011\text{m}$ και συντελεστή φόρτισης 1.9504 παρουσιάζει ανεπάρκειες (Σχήμα 5.20) και (Σχήμα 5.21).



Σχήμα 5.20: Διάγραμμα μετακίνησης – διάτμησης κτήριο 1 (άξονας X)

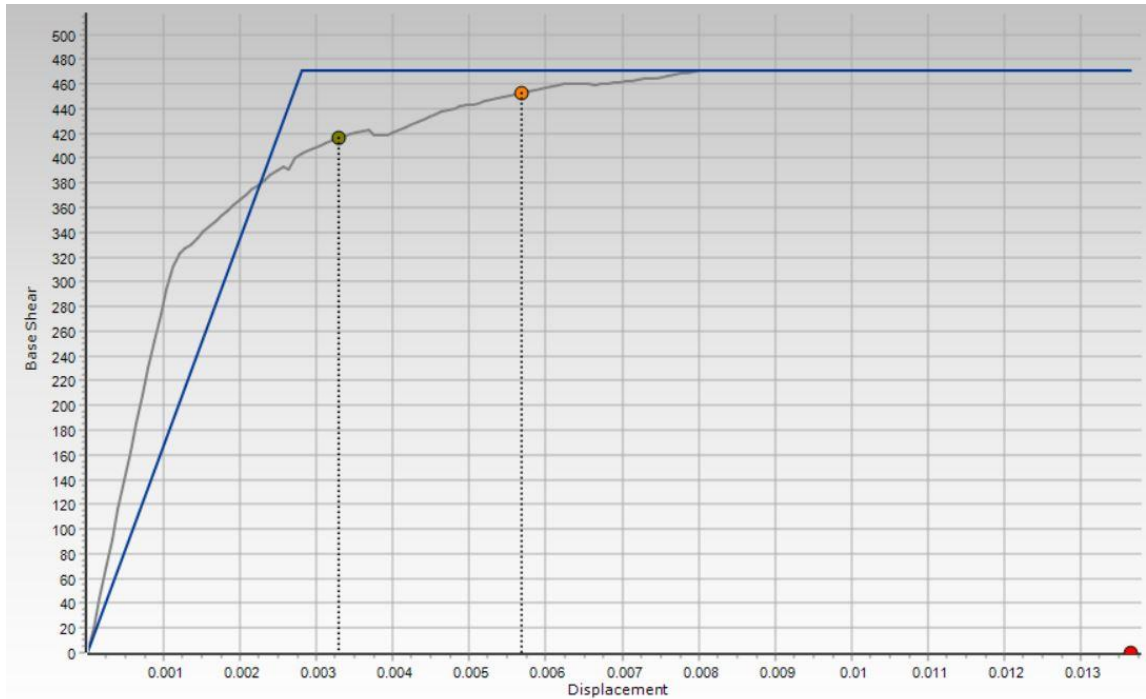


Σχήμα 5.21: Στοιχεία κτηρίου 1 που έχουν αστοχήσει από διάτμηση στην τριγωνική φόρτιση.

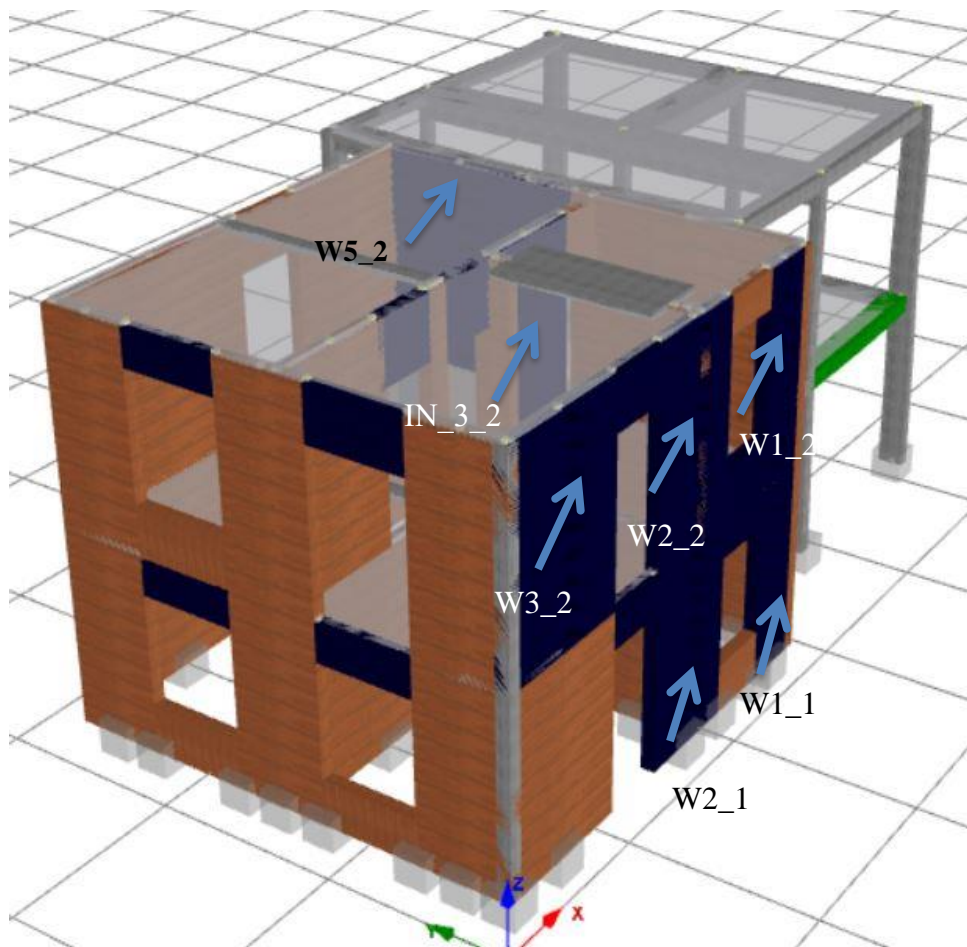
5.3.4. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ – **ΑΞΟΝΑΣ Υ**

Κατά την ανάλυση της τριγωνικής φόρτισης του φορέα κατά τον άξονα Υ, η στάθμη επιτελεσματικότητας για περιορισμένες βλάβες αναπτύχθηκε στο 42° βήμα, όπου ο συντελεστής φόρτισης είναι 1.5810 και η στοχευόμενη μετακίνηση $d=0.0033m$ (Σχήμα 5.22), τα δύο κτήρια εμφάνισαν αστοχίες κυρίως ως προς τη διάτμηση και πιο συγκεκριμένα:

- Για το κτήριο 1 όπως έχει προαναφερθεί και στις προηγούμενες αναλύσεις τα υπέρθυρα σχεδόν αστοχούν καθώς δεν μπορούν να παραλάβουν μεγάλες δυνάμεις. Αλλά παράλληλα αστοχεί και η κύρια όψη του κτηρίου. (Σχήμα 5.23).
- Για το κτήριο 2 οι αστοχίες των μελών είναι ίδιες με αυτές από την ανάλυση της τριγωνικής κατανομής κατά τον Άξονα Χ.

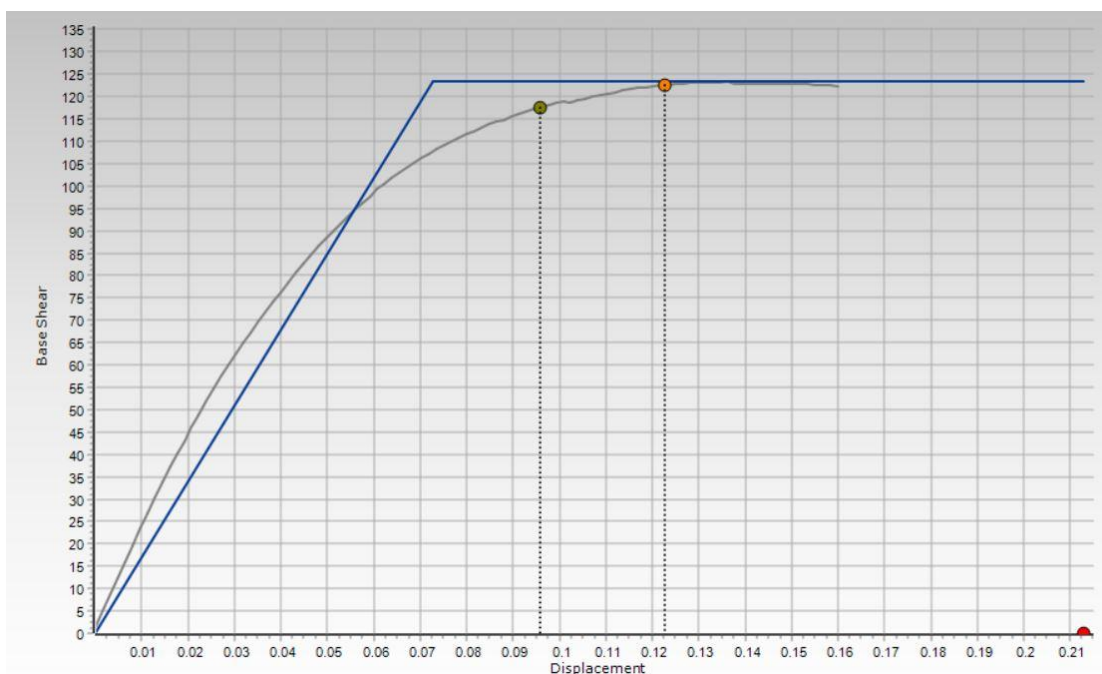


Σχήμα 5.22: Διάγραμμα μετακίνησης – διάτμησης



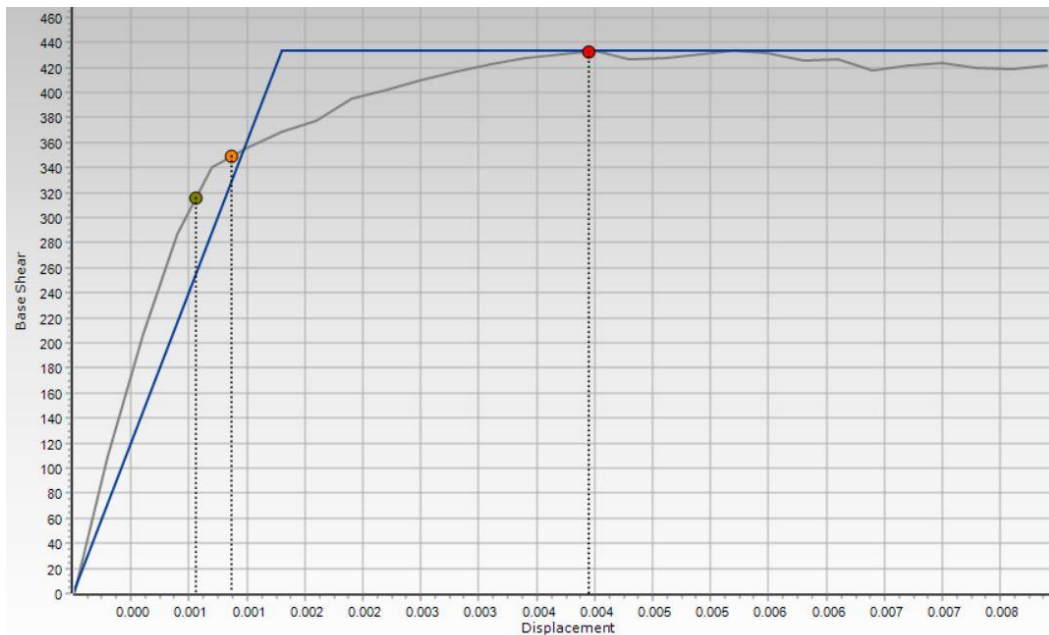
Σχήμα 5.23: Τα στοιχεία: W1_1, W1_2, W2_1, W2_2, W3_2, W5_2 και IN_3_2 αστοχούν διατμητικά.

Μελετώντας το κτήριο 2 ξεχωριστά κατά την τριγωνική φόρτιση παρατηρείται ότι το κτήριο έχει μερική διαρροή λόγω κάμψης όπως και στις προηγούμενες αναλύσεις. Στη στοχευόμενη μετακίνηση $d=0.123\text{m}$ για στάθμη επιτελεστικότητας για περιορισμένες βλάβες με συντελεστή φόρτισης 0.3038 παρουσιάζονται ανεπάρκειες λόγω διαρροής στη δεξιά πλευρά του κτηρίου. (Σχήμα 5.24)

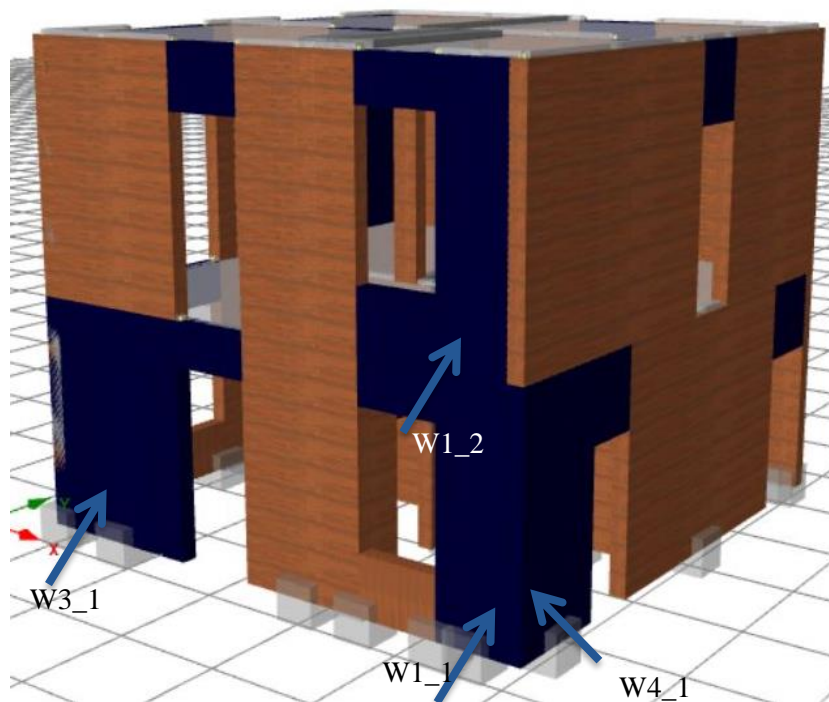


Σχήμα 5.24: Διάγραμμα μετακίνησης – διάτμησης για το κτήριο 2 (Άξονας Y)

Σε αντίθεση με το κτήριο 2, το κτήριο 1 κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση $d=0.0012\text{m}$ για στάθμη επιτελεστικότητας περιορισμένων βλαβών με συντελεστή φόρτισης 2.0915 παρουσιάζει ανεπάρκειες. (Σχήμα 5.25) Αναλυτικότερα, έχουν αστοχήσει διατμητικά στοιχεία από την κύρια όψη και τη μια πλαϊνή όψη. (Σχήμα 5.26)



Σχήμα 5.25: Διάγραμμα μετακίνησης – διάτμησης κτήριο 1 (άξονας Y)



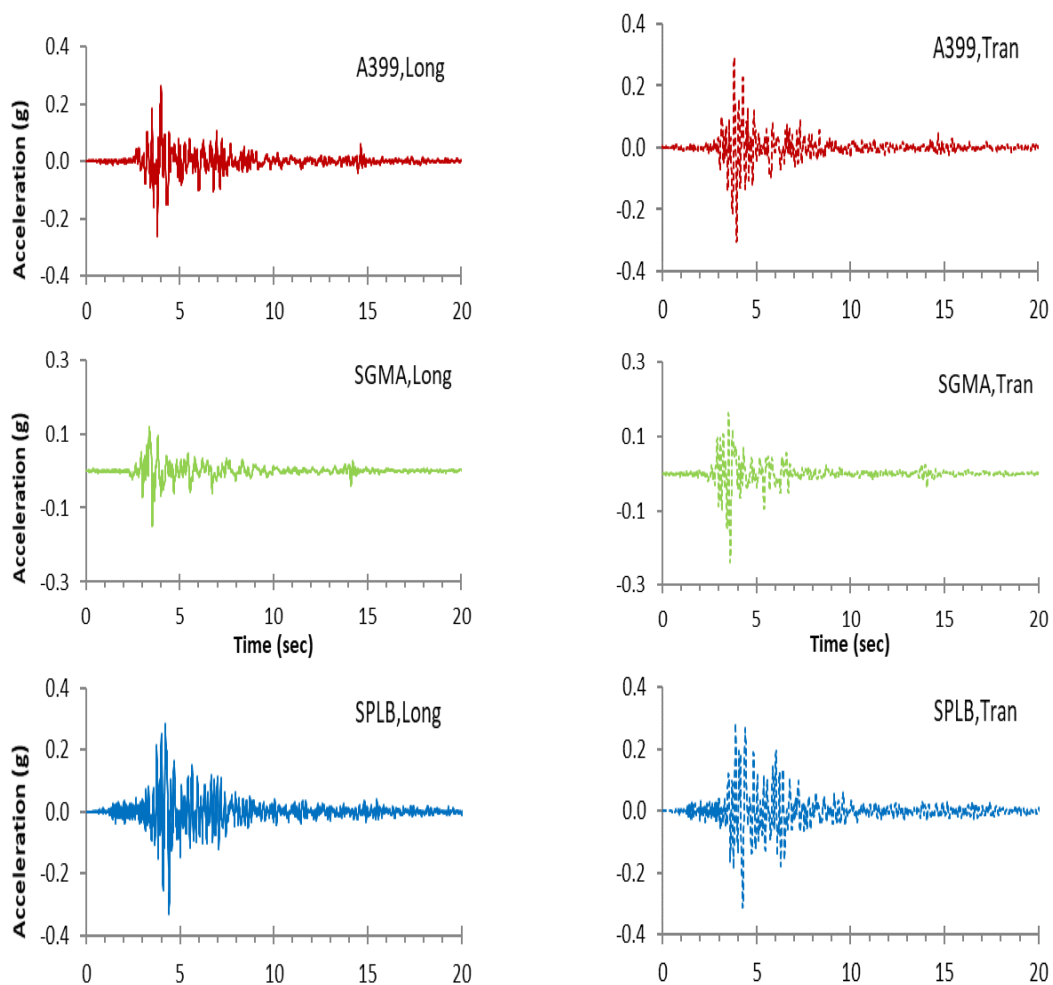
Σχήμα 5.26: Στοιχεία που καταπονούνται σε διάτμηση κατά την τριγωνική φόρτιση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:

ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Η δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορία επιταχύνσεων αφορά την καταγραφή της απόκρισης ενός φορέα όταν σε αυτόν επιβληθεί το επιταχυνσιογράφημα ενός σεισμού, η πραγματική δηλαδή σεισμική κίνηση κατά τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος. [Κίρτας, 2015]

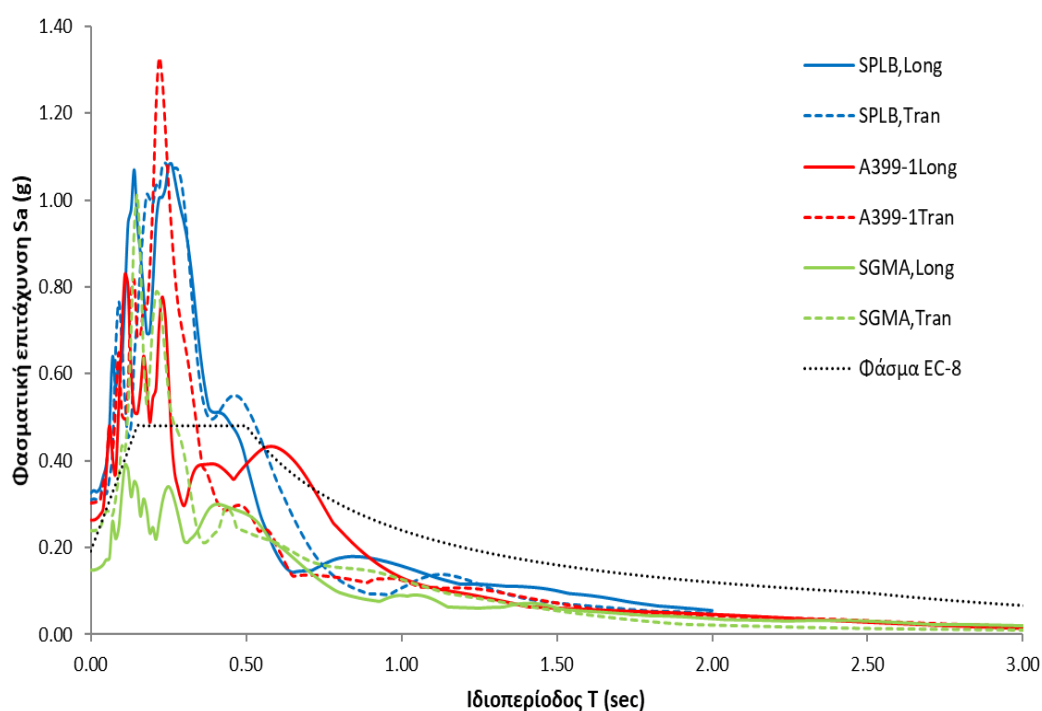
Στο παρόν κεφάλαιο θα γίνει η παρουσίαση των αποτελεσμάτων των δυναμικών αναλύσεων από τρεις σταθμούς (Σύνταγμα, Σεπόλια και ΚΕΔΕ) για τον σεισμό του 1999 της Αθήνας. Όπως και στο προηγούμενο κεφάλαιο θα γίνει η παρουσίαση των αποτελεσμάτων και για τα δύο κτήρια ενωμένα μεταξύ τους αλλά και όταν θα ήταν ανεξάρτητα το ένα από το άλλο.



Σχήμα 6.1 Σεισμικές καταγραφές από τον σεισμό της Αθήνας του 1999 από τους σταθμούς στο Κ.Ε.Δ.Ε. (A399-1), στο Σύνταγμα (SGMA-1) και στα Σεπόλια (SPLB-1) (διαμήκης (L) και εγκάρσια (T) συνιστώσα) (Κουνενιδάκης 2020).

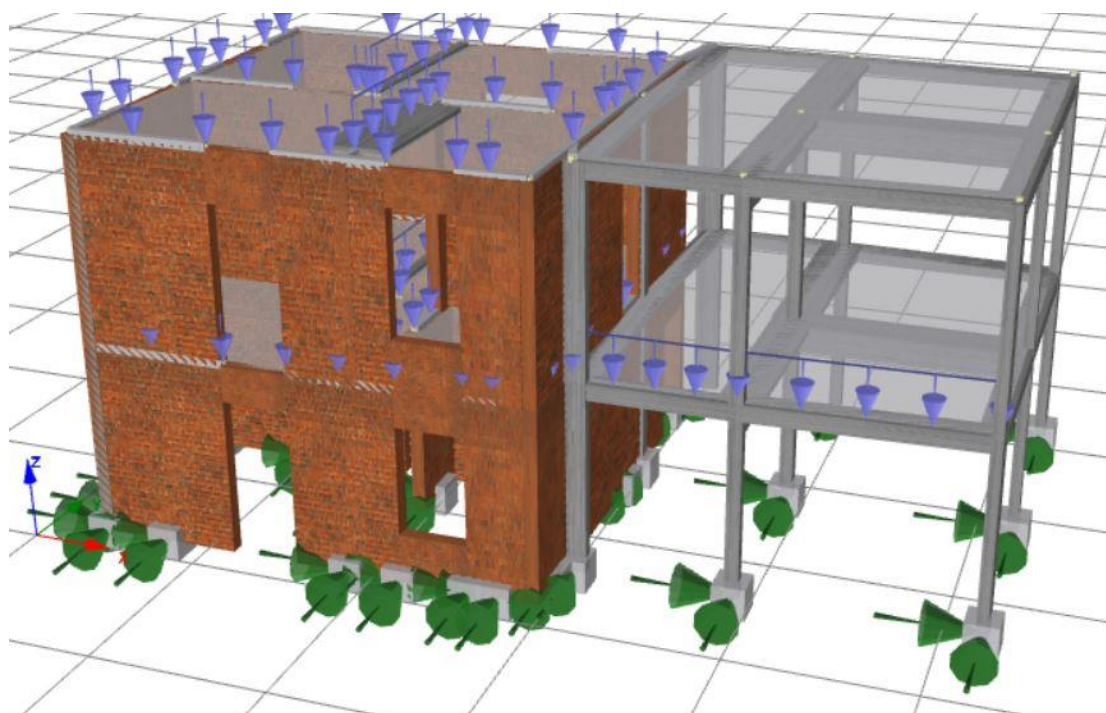
Τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στο **Σχήμα 6.1**. Στο **Σχήμα 6.2** φαίνονται τα ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων (με απόσβεση $\zeta=5\%$) μαζί με το φάσμα του Ευρωκώδικα (EC8-3, 2005) για ζώνη σεισμικότητας I και έδαφος B.

Επιβάλλονται στο κτίριο ταυτόχρονα οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του κάθε επιταχυνσιογραφήματος. Γίνονται δύο επιλύσεις, στην πρώτη ανάλυση η διαμήκης συνιστώσα (L) της καταγραφής επιβάλλεται στην διεύθυνση x του κτιρίου και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στην διεύθυνση y, ενώ στην δεύτερη ανάλυση οι συνιστώσες επιβάλλονται στις διευθύνσεις y και x αντίστοιχα.



Σχήμα 6.2: Ελαστικά φάσματα των επιλεγμένων καταγραφών για 5% απόσβεση μαζί με το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα (EC8, 2005) για ζώνη σεισμικότητας I και έδαφος B) (Κουνενιδάκης 2020).

6.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – 1^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 1^η

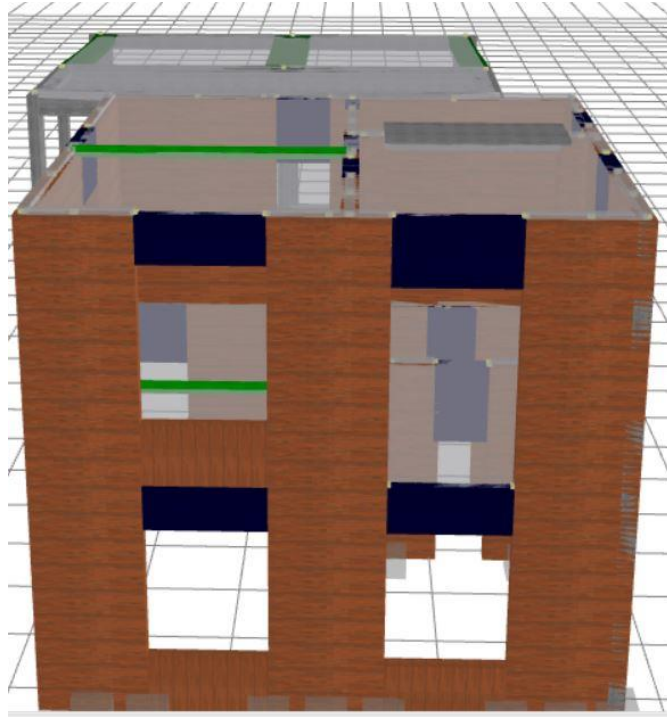


Σχήμα 6.3: Τελική απεικόνιση του φορέα για την δυναμική ανάλυση. Στους κόμβους όπου εδράζεται ο φορέας απεικονίζονται με πράσινα βέλη οι επιταχύνσεις του σεισμού.

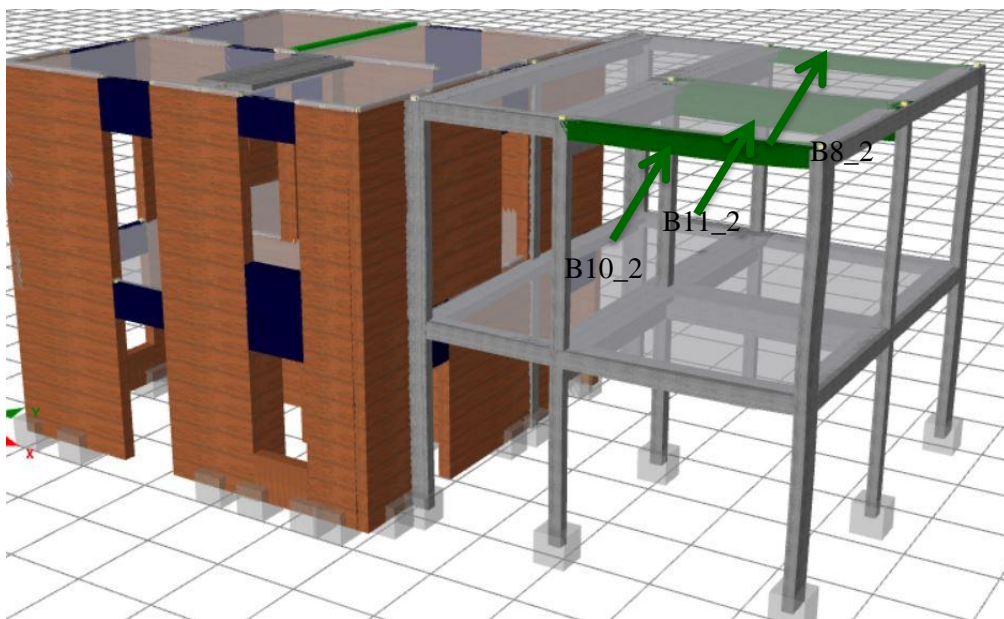
Επιβάλλονται στο κτίριο ταυτόχρονα οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του επιταχυνσιογραφήματος A399-1 από τον σταθμό της Αθήνας για τον σεισμό του 1999. Στην συγκεκριμένη ανάλυση επιβάλλεται η διαμήκης συνιστώσα (L) της καταγραφής στην διεύθυνση x του κτιρίου και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στην διεύθυνση y.

Μελετώντας τα δύο κτήρια μαζί προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Κατά την έναρξη της ανάλυσης όπως ήταν αναμενόμενο τα υπέρθυρα από το κτήριο 1 παρουσιάζουν βλάβες λόγω διάτμησης (**Σχήμα 6.4**), ενώ στο κτήριο 2 διαρρέουν λόγω κάμψης οι κεντρικοί δοκοί του 2^{ου} επιπέδου (**Σχήμα 6.5**)

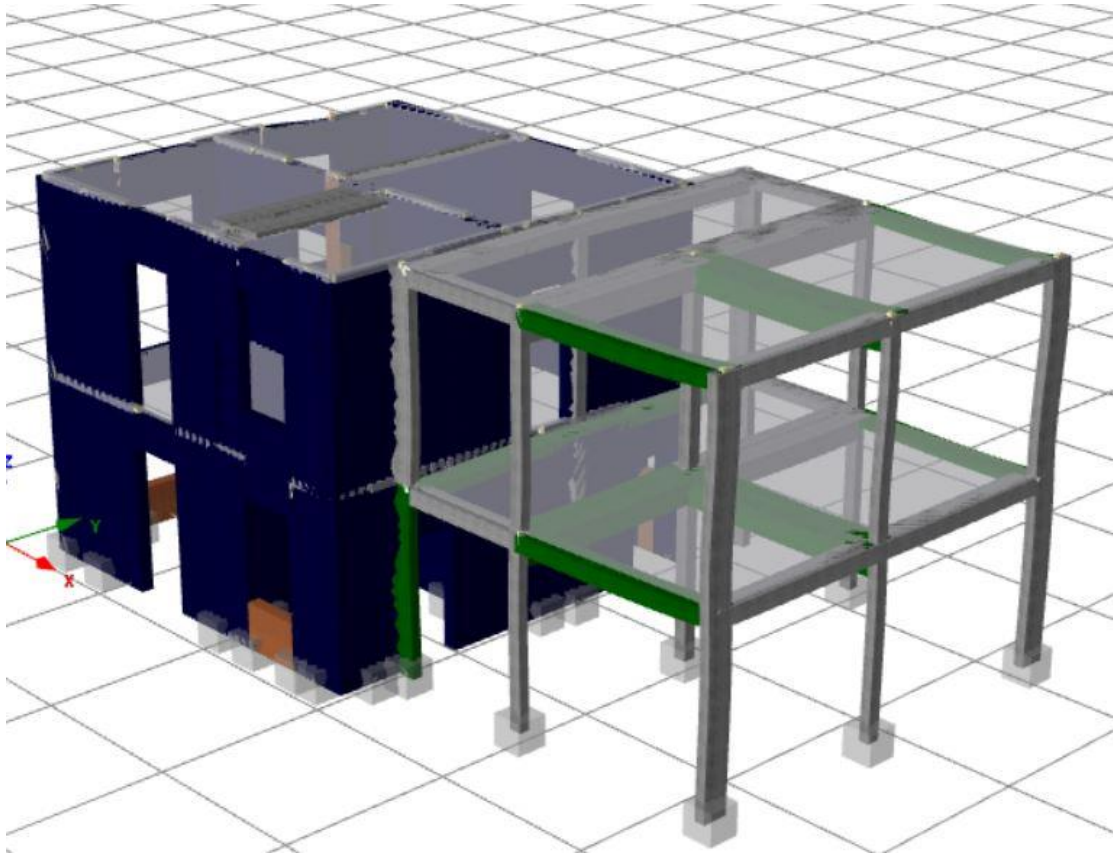


Σχήμα 6.4: Στοιχεία που έχουν υποβληθεί σε διάτμηση κατά τη χρονική στιγμή $t_i=0.01\text{sec}$. Με μπλε χρώμα παρουσιάζονται τα υπέρθυρα που έχουν αστοχήσει.

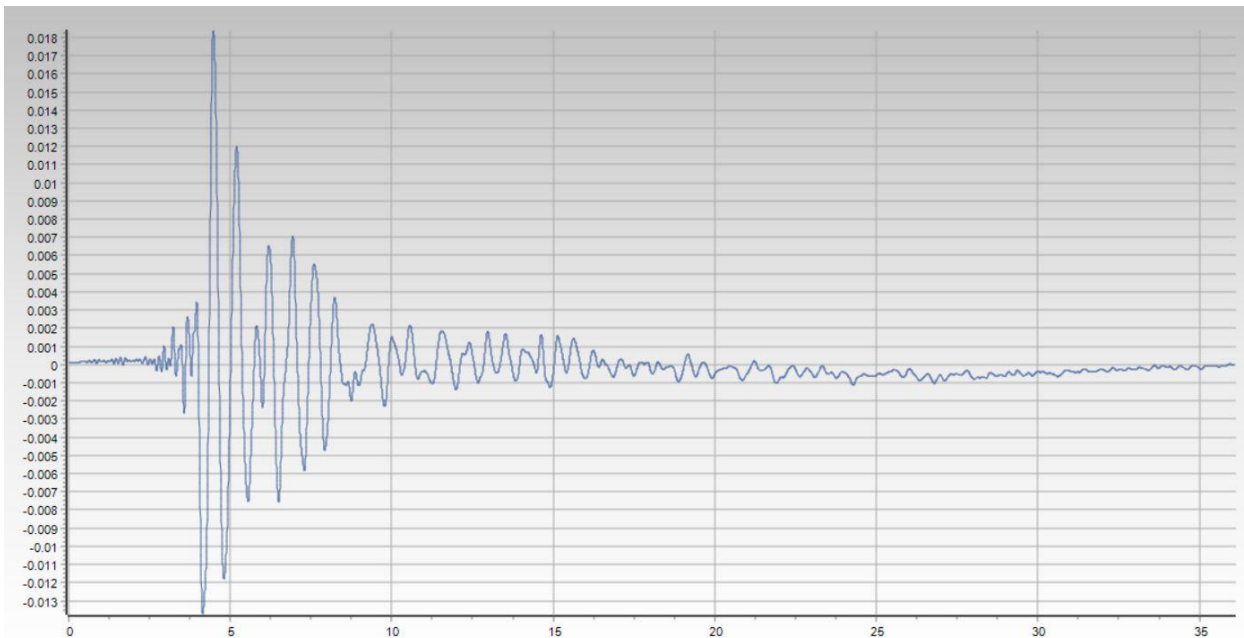


Σχήμα 6.5: Στοιχεία κτηρίου 1 που έχουν διαρρεύσει

Η ανάλυση ολοκληρώνεται με διατμητικές αστοχίες στο κτήριο από φέρουσα ενώ το κτήριο από σκυρόδεμα έχει υποστεί βλάβες λόγω καμπτικών ροπών (Σχήμα 6.6). Το σχήμα 6.7 παρουσιάζει τη σχέση μετακίνησης – χρόνου.



Σχήμα 6.6: Στοιχεία που έχουν αστοχήσει στο τέλος της ανάλυσης.

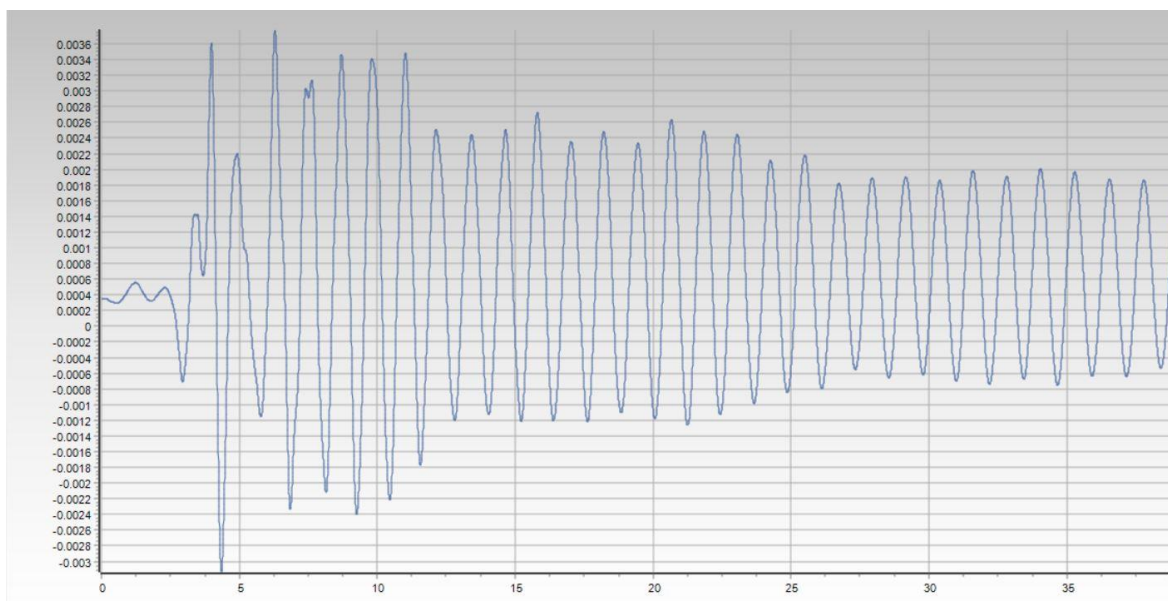


Σχήμα 6.7: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου

Μελετώντας τα κτήρια ξεχωριστά για τον επιταχυνσιογράφο της Αθήνας παρατηρήθηκε ότι το κτήριο 2 ολοκληρώνει την ανάλυση διάρκειας $d=39.00\text{sec}$ και η

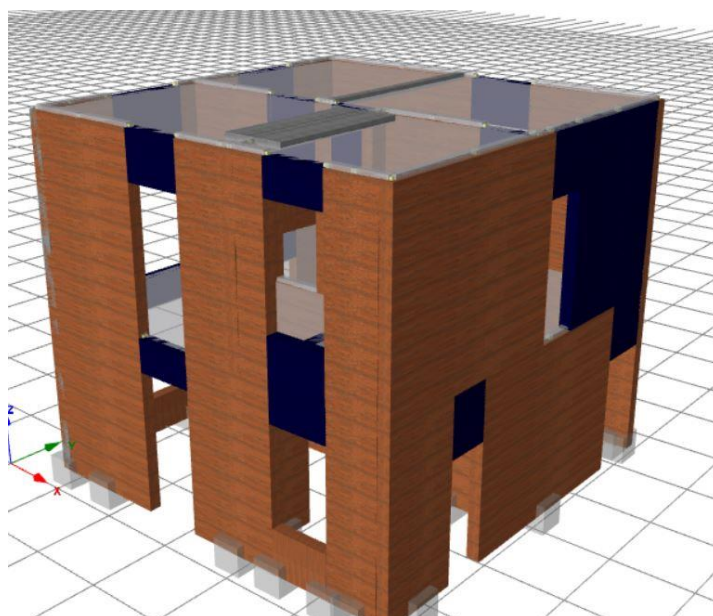
πρώτη βλάβη λόγω κάμψης εμφανίζεται για $dt = 2.80\text{sec}$, αλλά το κτήριο παρουσιάζει μεγάλη αντοχή και στο τέλος της ανάλυσης έχει υποστεί μικρές βλάβες.

Ακολουθεί το **σχήμα 6.8** με τις μετακινήσεις του φορέα συναρτήσει του χρόνου.

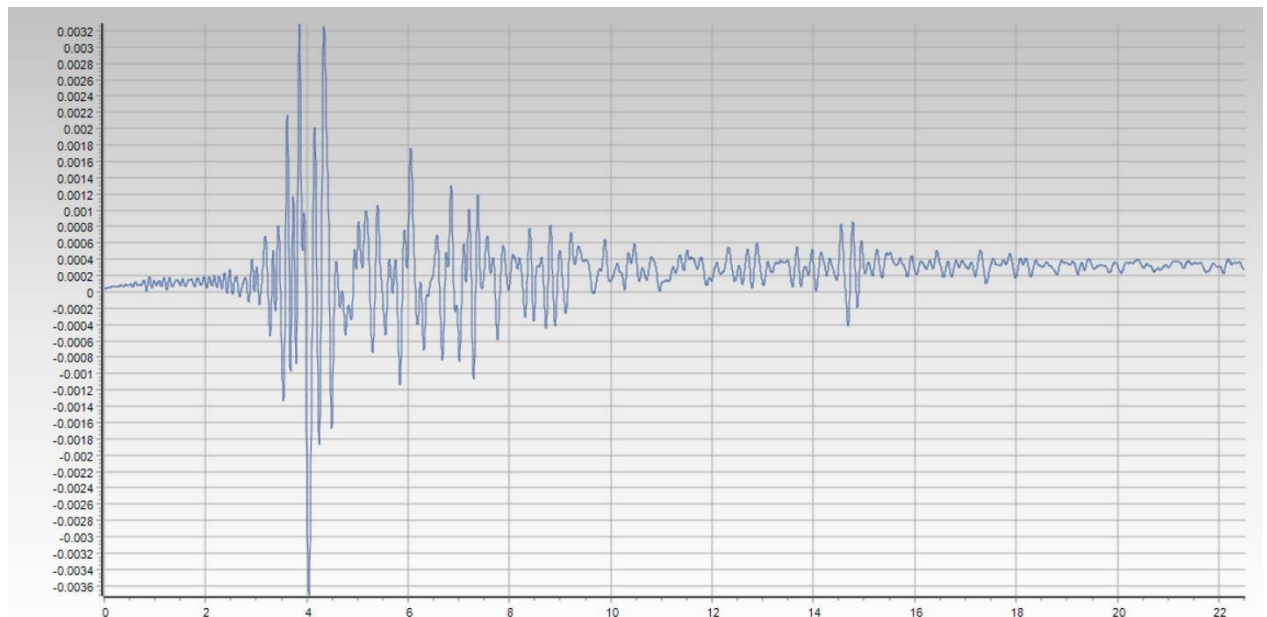


Σχήμα 6.8: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 2

Αντιθέτως το κτήριο 1, εκτός από τα υπέρθυρα που αστοχούν στην αρχή της ανάλυσης, οι πρώτες βλάβες από διάτμηση στα υπόλοιπα στοιχεία εκδηλώνονται τη χρονική στιγμή $d_t = 1.80\text{sec}$. (**Σχήμα 6.9**). Ενώ η ανάλυση δεν καταφέρνει να ολοκληρωθεί λόγω της συνολικής διατμητικής αστοχίας του κτηρίου. Στο **σχήμα 6.10** απεικονίζεται και η σχέση μετακίνησης – χρόνου.



Σχήμα 6.9: Πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου στοιχείου τη χρονική στιγμή $d_t=1.80\text{sec}$.

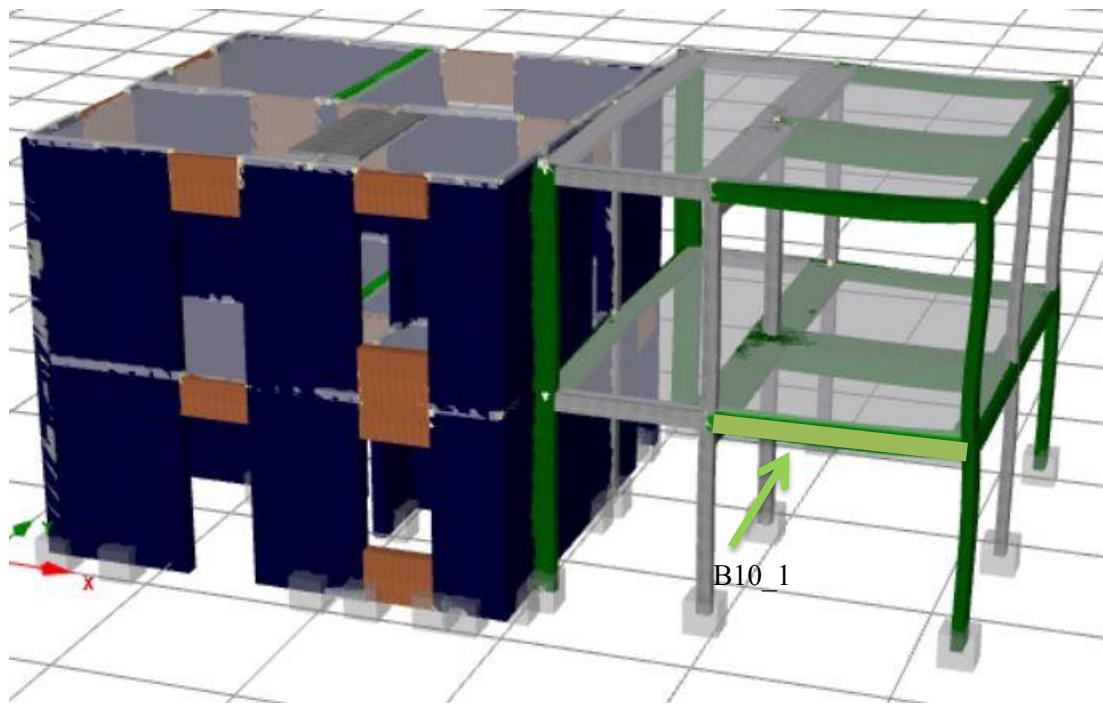


Σχήμα 6.10: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 1

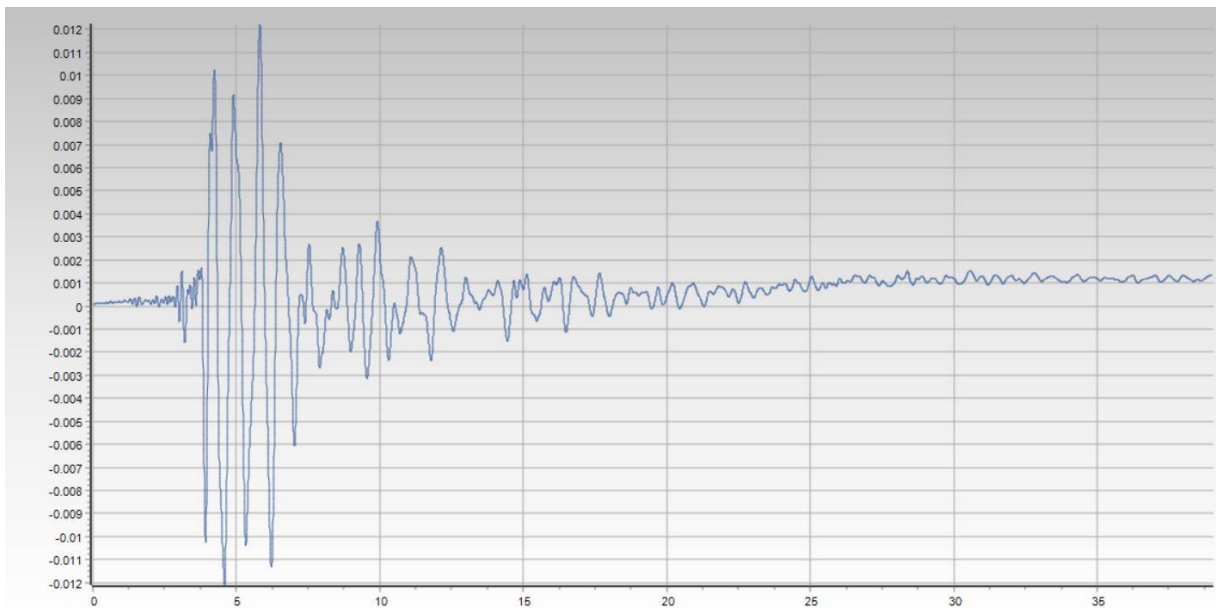
6.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – 1^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 2^η

Στην συγκεκριμένη ανάλυση επιβάλλεται η διαμήκης συνιστώσα (L) της καταγραφής A399-1 από τον σεισμό της Αθήνας (1999) στην διεύθυνση y του κτιρίου και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στην διεύθυνση x.

Εξετάζοντας το πρώτο σενάριο όπου τα 2 κτήρια είναι ενωμένα μεταξύ τους παρατηρούμε ελάχιστες αποκλίσεις από την προηγούμενη ανάλυση στην οποία η διαμήκης συνιστώσα (L) επιβάλλεται στον άξονα X. Όσον αφορά το κτήριο από σκυρόδεμα οι αστοχίες για τη χρονική στιγμή $d_t = 0.01\text{sec}$ είναι ίδιες, ενώ το κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία παρουσιάζει διατμητικές αστοχίες στα υπέρθυρα. Τη χρονική στιγμή $d_t = 1.60\text{sec}$ παρουσιάζονται διατμητικές αστοχίες στην πίσω όψη του κτηρίου από φέρουσα, σταδιακά υποβάλλονται και τα υπόλοιπα κατακόρυφα στοιχεία έως τη στιγμή $d_t = 4.00\text{sec}$ όπου όλο το κτήριο έχει αστοχήσει διατμητικά. Στο τέλος της ανάλυσης, το κτήριο από φέρουσα έχει αστοχήσει πλήρως, ενώ το κτήριο από σκυρόδεμα έχει υποστεί βλάβες λόγω κάμψης και διάτμησης. (**Σχήμα 6.11**) Ακολουθεί το **σχήμα 6.12** όπου φαίνεται η χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του φορέα.

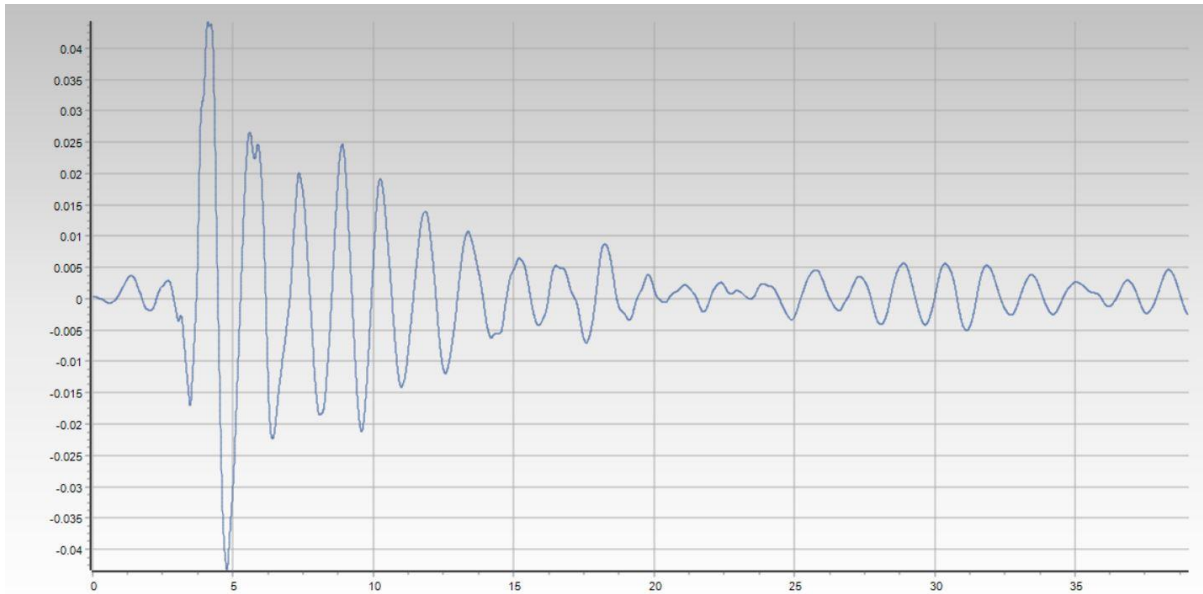


Σχήμα 6.11: Αστοχίες στα δύο κτήρια στο τέλος της ανάλυσης. Με μπλε χρώμα απεικονίζονται οι διατμητικές αστοχίες στη φέρουσα, ενώ με ανοιχτό πράσινο η διατμητική αστοχία στα στοιχεία από σκυρόδεμα. Με πράσινο σκούρο απεικονίζονται οι διαρροές των στοιχείων.



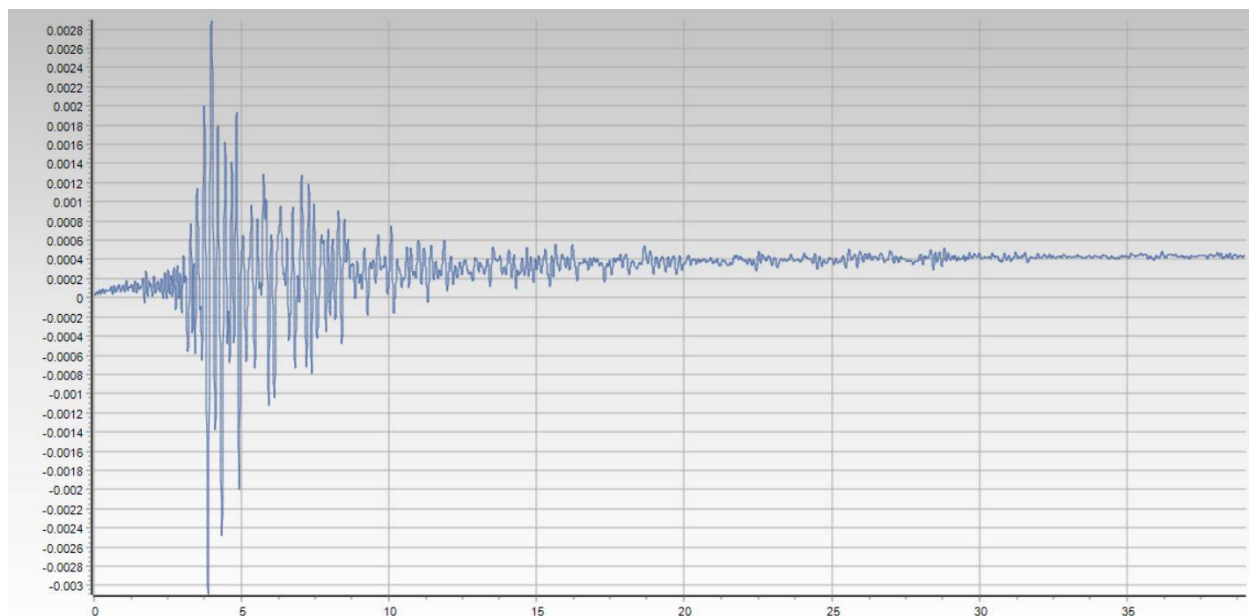
Σχήμα 6.12: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής

Στη συνέχεια το κτήριο 2 κατά την δυναμική ανάλυση όπου η διαμήκης συνιστώσα (L) της καταγραφής A399-1 επιβάλλεται στην διεύθυνση του άξονα Y παρουσιάστηκαν μεγαλύτερες ροπές κάμψης και μεγαλύτερες μετακινήσεις λόγω ότι η φορά της ανάλυσης γίνεται στον ασθενή άξονα. Αναλυτικότερα, οι μετακινήσεις φαίνονται στο **σχήμα 6.13**.



Σχήμα 6.13: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 2

Τέλος, το κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία τη χρονική στιγμή $t_i = 0.01\text{sec}$ όπως αναμενόταν τα υπέρθυρα έχουν αστοχήσει από διάτμηση. Τη χρονική στιγμή $t_i = 1.75\text{sec}$ αρχίζει η διατμητική αστοχία των κατακόρυφων στοιχείων στη πίσω όψη και σταδιακά αστοχούν και τα υπόλοιπα στοιχεία. Στη συγκεκριμένη ανάλυση παρατηρήθηκαν μικρότερες μετακινήσεις από την 1^η περίπτωση ανάλυσης. (**Σχήμα 6.14**).



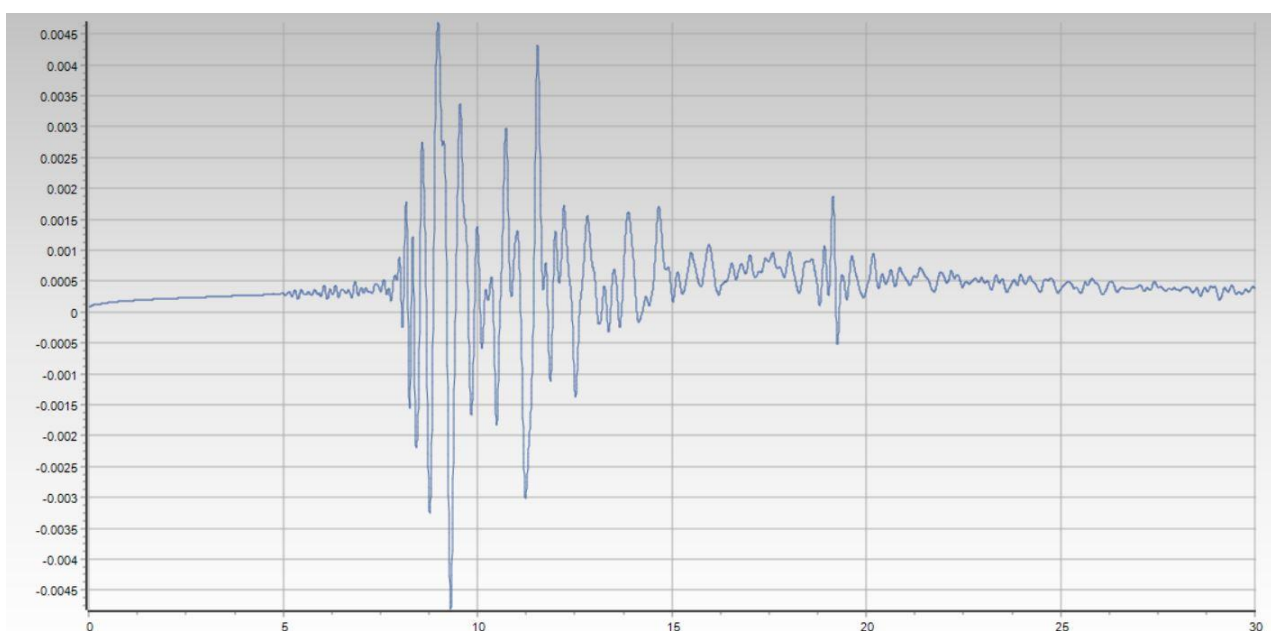
Σχήμα 6.14: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 1

6.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – 2^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 1^η

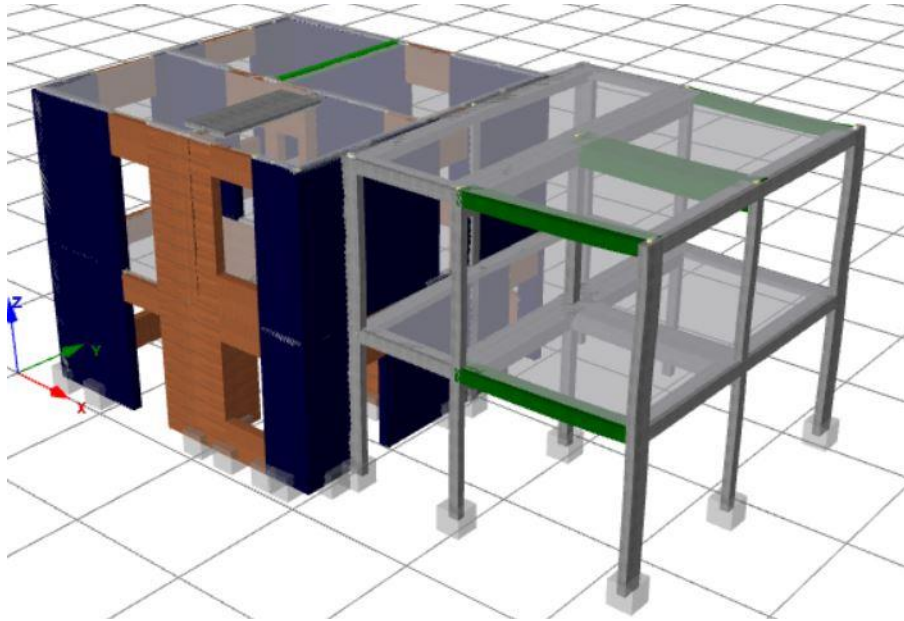
Στην συγκεκριμένη ανάλυση επιβάλλεται η διαμήκης συνιστώσα (L) της καταγραφής SGMA-1 από τον σεισμό της Αθήνας (1999) στην διεύθυνση X του κτιρίου και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στην διεύθυνση Y.

Μελετώντας τα δύο κτήρια μαζί προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Η συνολική διάρκεια του σεισμού είναι 30sec συγκριτικά με τον σταθμό της Αθήνας όπου είχε διάρκεια 39sec. Οι πρώτες αστοχίες σημειώνονται στην αρχή της ανάλυσης για τα υπέρθυρα στο κτήριο από φέρουσα όπως ήταν αναμενόμενο από τις προηγούμενες αναλύσεις. Συγκριτικά με την αντίστοιχη ανάλυση από το σταθμό της Αθήνας παρατηρούνται μεγαλύτερες μετακινήσεις (**Σχήμα 6.15**) και οι πρώτες σημαντικές βλάβες λόγω διάτμησης εμφανίζονται για $d_t = 8.00\text{sec}$. Λίγες περιόδους μετά το κτήριο από φέρουσα έχει υποστεί σοβαρές ζημιές από διάτμησης ενώ οριζόντια στοιχεία από το κτήριο του σκυροδέματος έχουν διαρρεύσει. (**Σχήμα 6.16**).

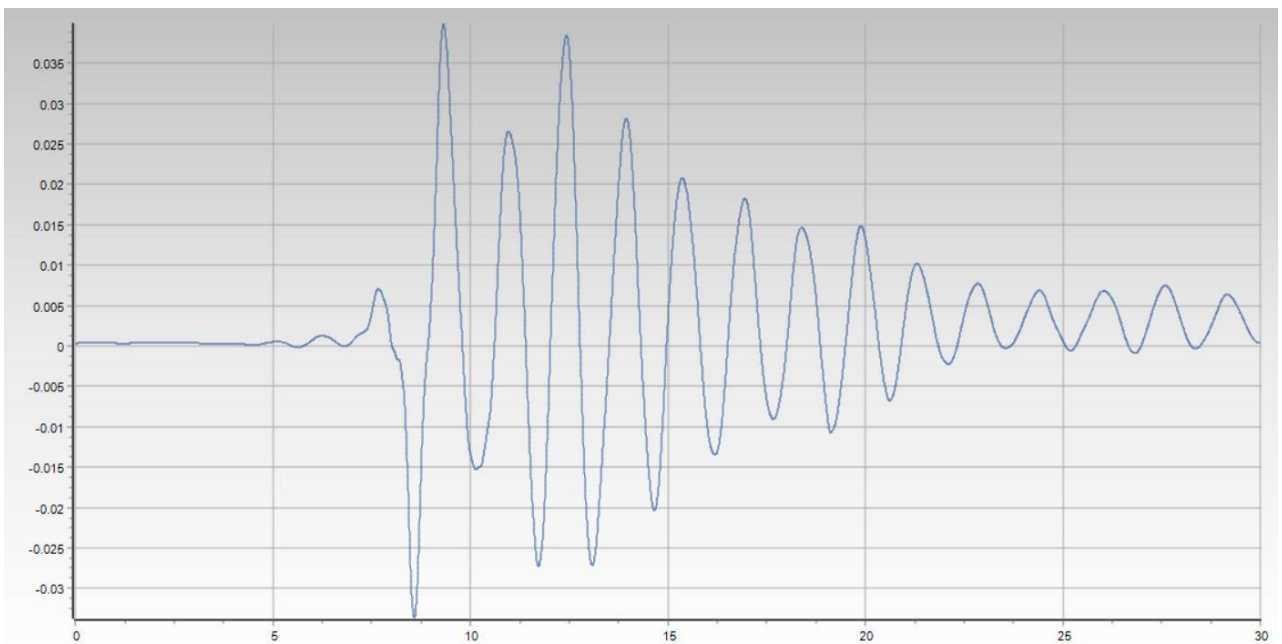


Σχήμα 6.15: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του φορέα των 2 κτηρίων

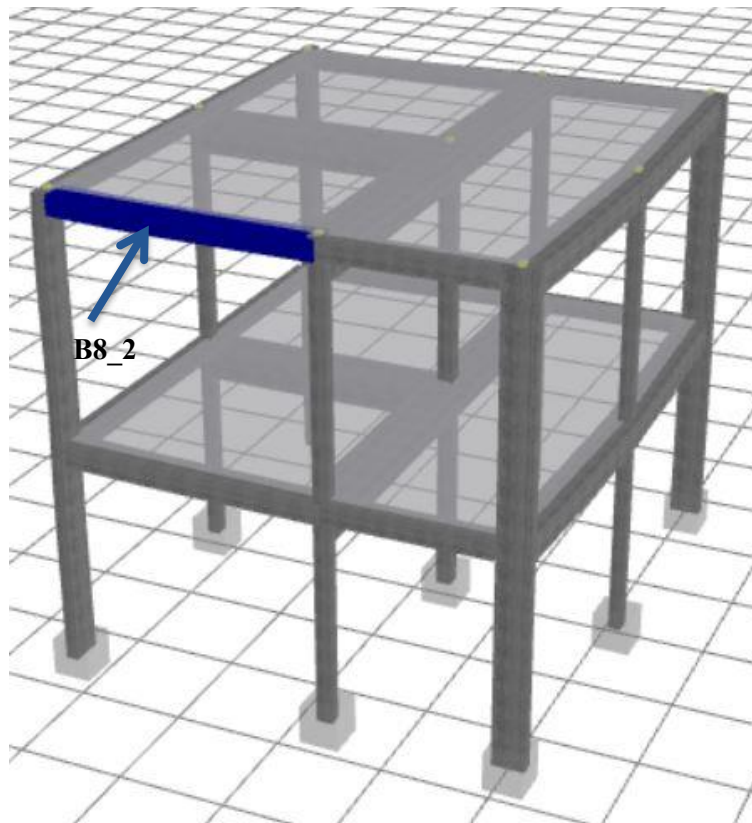


Σχήμα 6.16: Βλάβες στοιχείων τη χρονική στιγμή $t_i = 8.50\text{sec}$

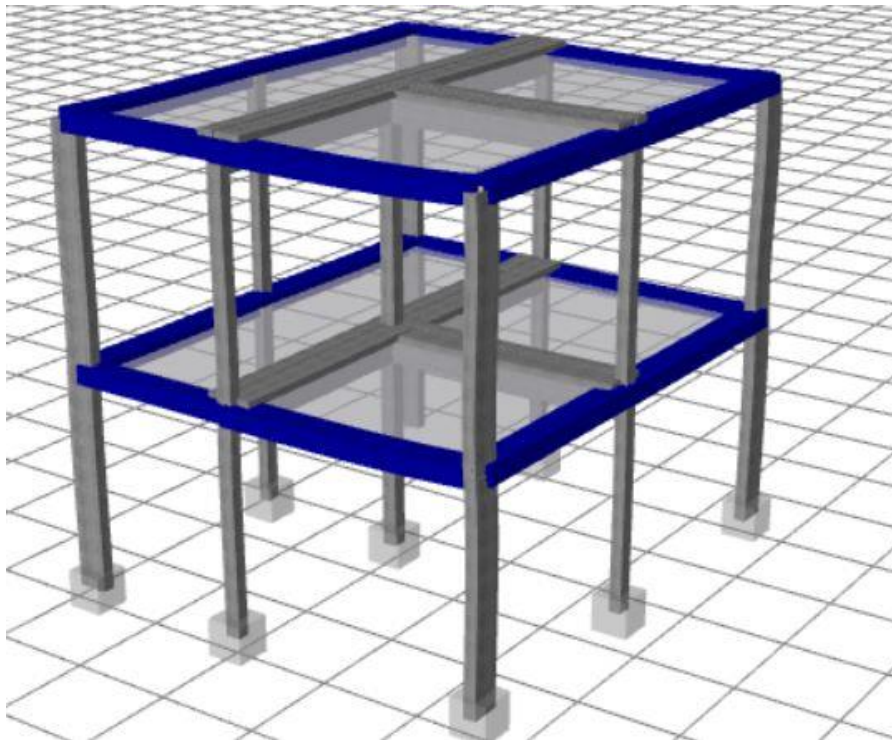
Στη συνέχεια, εξετάζοντας το κτήριο δύο κατά την δυναμική ανάλυση του σταθμού του Συντάγματος διαπιστώθηκε οι πρώτες βλάβες από διαρροή σε κάμψη των στοιχείων παρατηρήθηκε για $t_i = 8.00\text{sec}$ για το στοιχείο B8_2 (**Σχήμα 6.18**). Παρόλο που στο τέλος της ανάλυσης δηλαδή για $t_i = 30.00\text{sec}$ το κτήριο έχει υποβληθεί σε μεγάλες ροπές, οι αστοχίες δεν επηρεάζουν την παραμόρφωση του κτηρίου σε μεγάλο βαθμό καθώς αυτό επανέρχεται σταδιακά στην αρχική του μορφή. (**Σχήμα 6.19**). Ακολουθεί το σχήμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 2. (**Σχήμα 6.20**).



Σχήμα 6.20: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 2

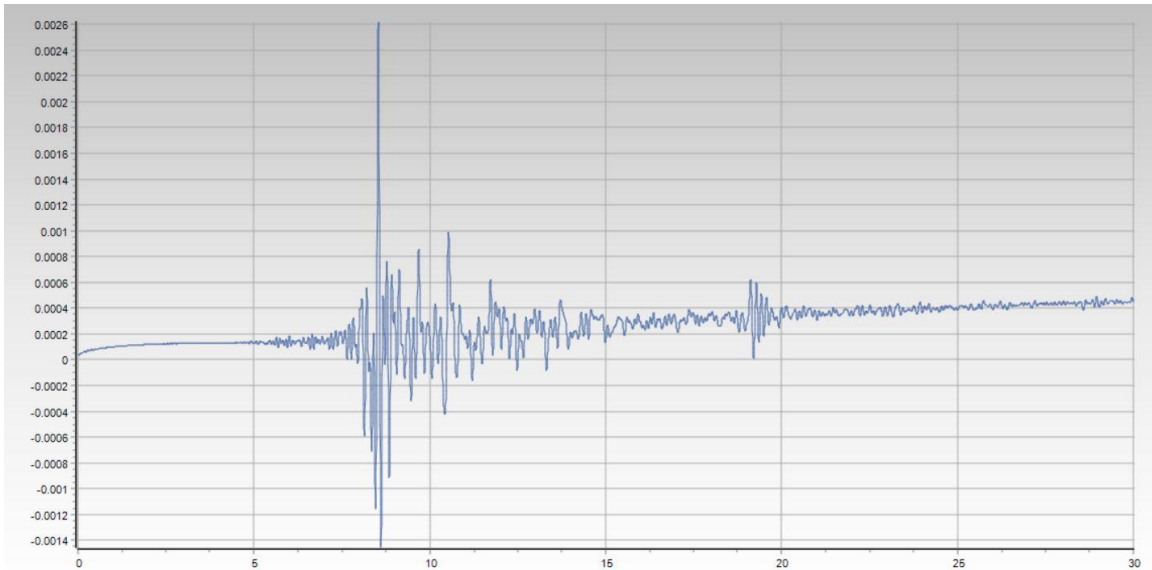


Σχήμα 6.18: Στοιχεία που έχουν υποβληθεί σε κάμψη κατά τη χρονική στιγμή $d_t=8.00\text{sec}$.

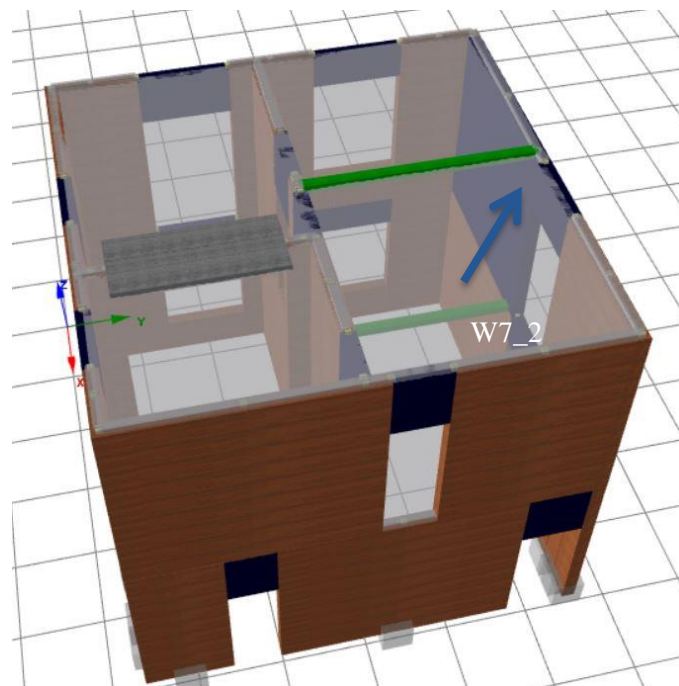


Σχήμα 6.19: Στοιχεία που έχουν υποβληθεί σε κάμψη κατά τη χρονική στιγμή $d_t=30.00\text{sec}$.

Στο κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία από την αρχή της δυναμικής ανάλυσης κατά την επιβολή της συνιστώσας L κατά τον άξονα X, για $d_t = 0.01\text{sec}$ τα ενισχυμένα μέλη παραλαμβάνουν μεγάλες διατμητικές τάσεις. Το κτήριο από φέρουσα αν και είναι αρκετά δύσκαμπτο, παρουσιάζει ευαισθησία στη διάτμηση όπου εκτός από την αστοχία των υπέρθυρων, τη χρονική στιγμή $d_t = 1.77\text{sec}$ η πίσω όψη αρχίζει να παρουσιάζει διατμητικές αστοχίες εξίσου (**Σχήμα 6.22**). Στο τέλος της ανάλυσης, έχουν αστοχήσει διατμητικά κυρίως η πρόσοψη, η πίσω όψη και οι εσωτερικές τοιχοποιίες. Στο **σχήμα 6.21** παρουσιάζονται οι αντίστοιχες μετακινήσεις συναρτήσει του χρόνου.



Σχήμα 6.21: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 1



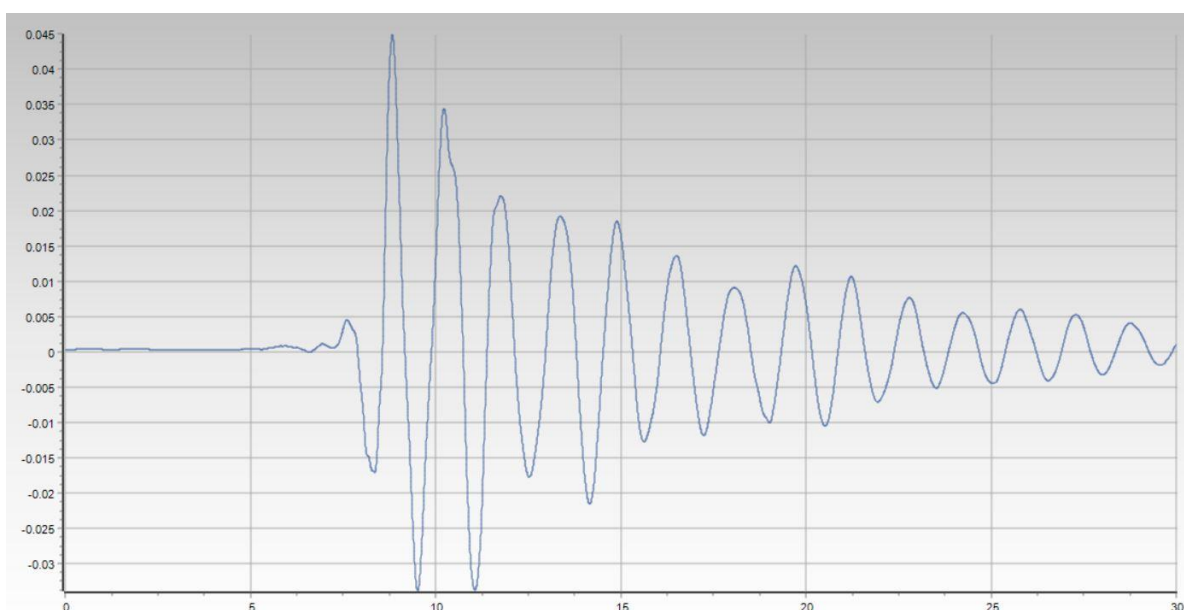
Σχήμα 6.22: Στοιχεία που έχουν υποβληθεί σε διάτμηση κατά τη χρονική στιγμή $d_t=1.77\text{ sec}$

6.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – 2^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 2^η

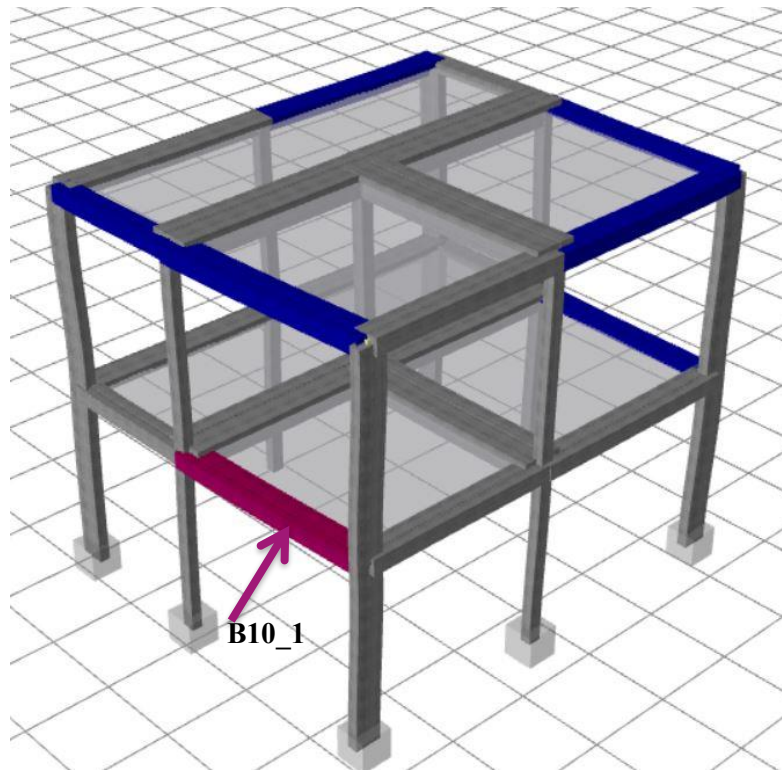
Στην συγκεκριμένη ανάλυση επιβάλλεται η διαμήκης συνιστώσα (L) της καταγραφής SGMA-1 από τον σεισμό της Αθήνας (1999) στην διεύθυνση Y του κτιρίου και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στην διεύθυνση X.

Κατά την παρούσα ανάλυση παρατηρήθηκαν οι ίδιες αστοχίες και βλάβες στο φορέα όπως είχαν προκύψει και στην δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας στην πρώτη περίπτωση για τον σταθμό του Συντάγματος για τα δύο κτήρια.

Παρόμοια αποτελέσματα με αυτά από την ανάλυση της 1^{ης} περίπτωσης προκύπτουν όταν εξετάζουμε κατά τον άξονα Y την διαμήκη συνιστώσα το κτήριο από σκυρόδεμα ανεξάρτητα από το κτήριο από φέρουσα. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι μετακινήσεις που παρατηρήθηκαν είναι μεγαλύτερες. (Σχήμα 6.23) Επιπλέον, έχουμε και διατμητικές αστοχίες σε στοιχεία τη χρονική στιγμή $t_i = 8.70\text{sec}$ (Σχήμα 6.24).

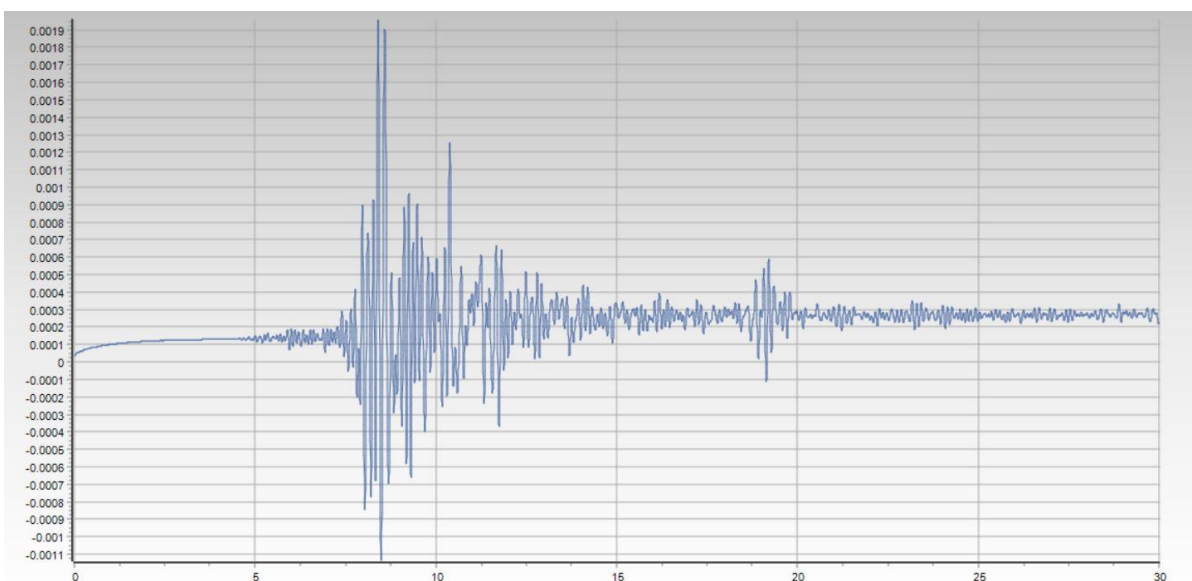


Σχήμα 6.23: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 2



Σχήμα 6.24: Στοιχεία που έχουν υποστεί βλάβες κατά τη χρονική στιγμή $t_i=8.70\text{sec}$. Με μπλε απεικονίζονται τα στοιχεία που έχουν διαρρεύσει και με ροζ τα στοιχεία που έχουν υποβληθεί διατμητικά.

Κατά την ανάλυση για το κτήριο σημειώνονται μικρότερες μετακινήσεις σχετικά με την ανάλυση της 1^{ης} περίπτωσης (**Σχήμα 6.25**). Οι διατμητικές αστοχίες παρατηρούνται αρχικά στην πίσω όψη και σταδιακά αστοχούν και οι πλαϊνές όψεις. Στο τέλος της ανάλυσης η κύρια όψη και οι εσωτερικές τοιχοποιίες έχουν μείνει χωρίς βλάβες.



Σχήμα 6.25: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 1

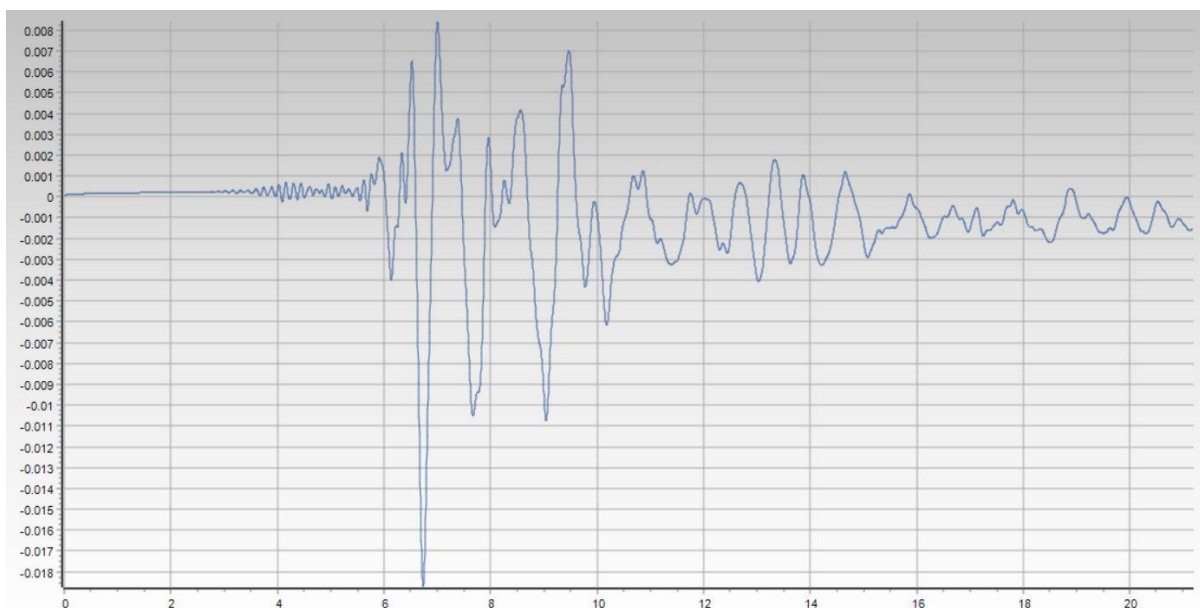
6.5 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – 3^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 1^η

Εισάγοντας στο λογισμικό το επιταχυνσιογράφημα, από τον σταθμό στα Σεπόλια (καταγραφή SPLB-1) για το σεισμό της Αθήνας του 1999 και μελετώντας τα δύο μαζί κτήρια όπου η διαμήκης συνιστώσα (L) επιβάλλεται κατά τη διεύθυνση του άξονα X και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στην διεύθυνση Y τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι τα εξής:

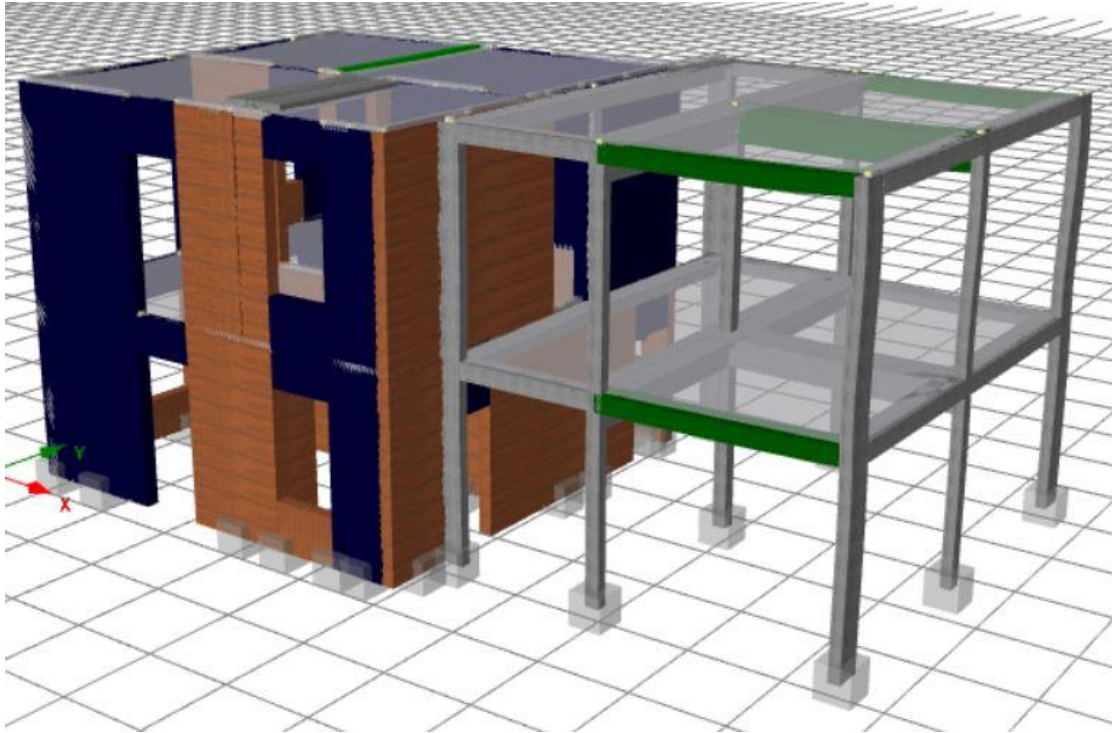
Η ανάλυση δεν καταφέρνει να ολοκληρωθεί και σταματάει στη μέση περίπου ($d_t=21.17\text{sec}$) όπου στο σημείο αυτό έχουν αστοχήσει διατμητικά όλα τα μέλη του κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία και έχουν διαρρεύσει στοιχεία από το κτήριο του σκυροδέματος. (Σχήμα 6.28).

Παράλληλα, οι πρώτες σοβαρές αστοχίες εμφανίζονται στα στοιχεία των δύο κτηρίων, τη χρονική στιγμή $d_t = 6.00\text{sec}$ (Σχήμα 6.27)

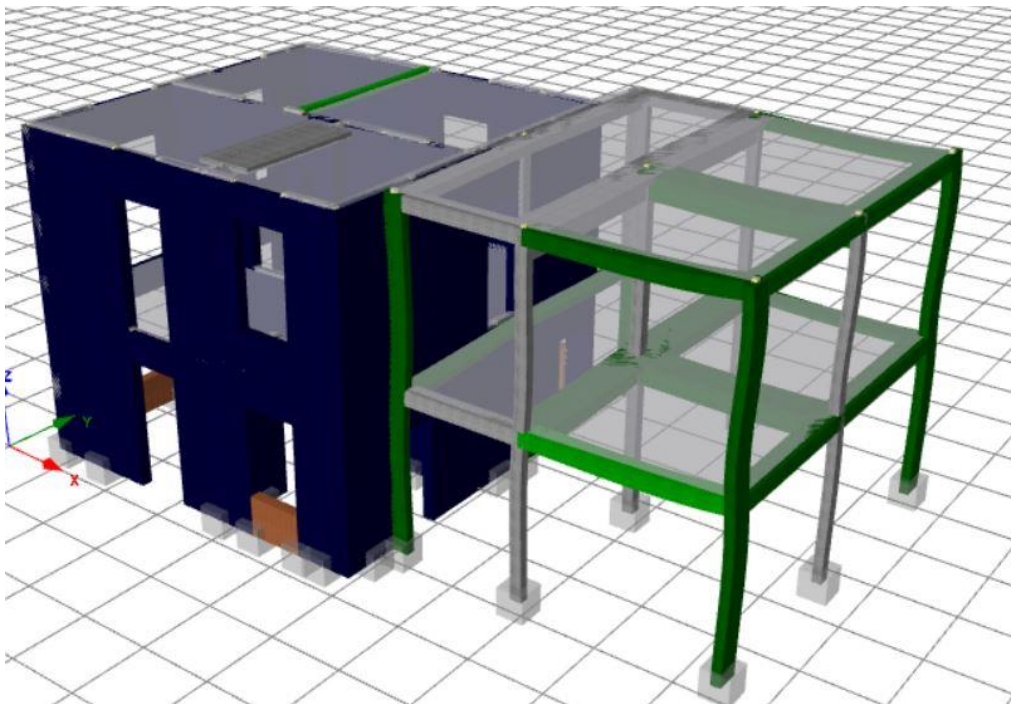
Συγκριτικά με τις αναλύσεις του σταθμού του Συντάγματος σημειώνονται μεγαλύτερες μετακινήσεις. (Σχήμα 6.26).



Σχήμα 6.26: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του φορέα των 2 κτηρίων



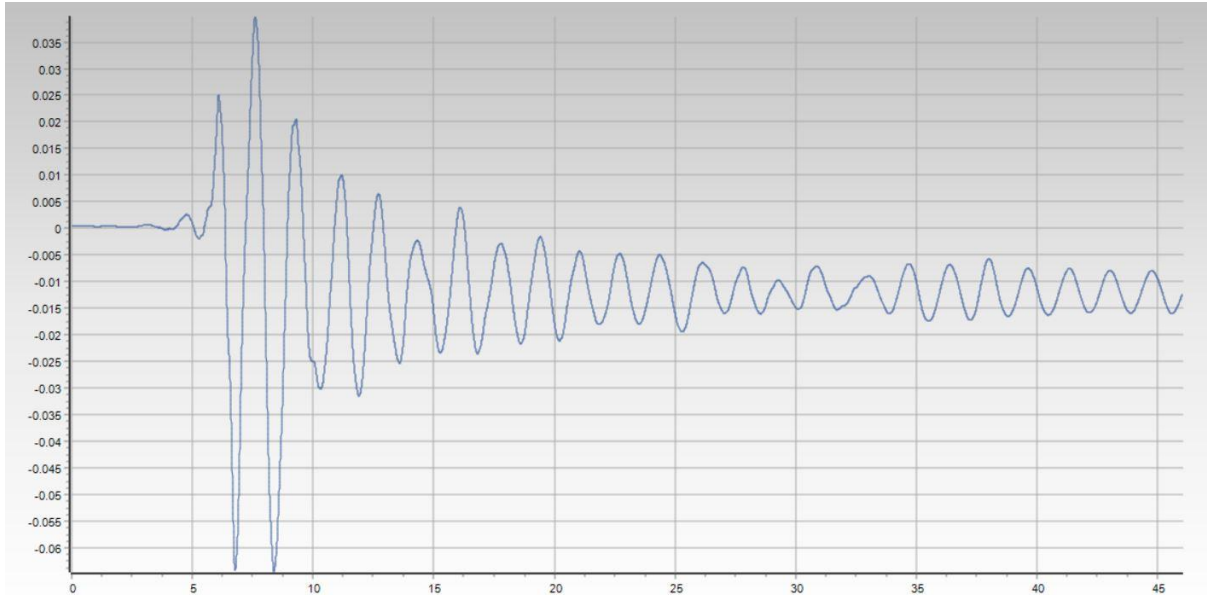
Σχήμα 6.27: Στοιχεία που έχουν υποστεί βλάβες κατά τη χρονική στιγμή $t_i=6.00\text{sec}$.



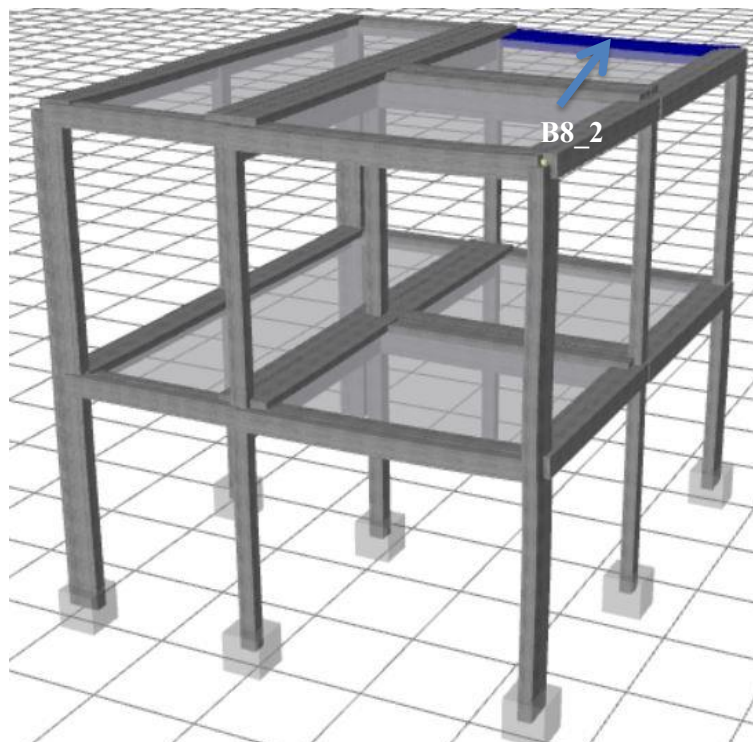
Σχήμα 6.28: Στοιχεία που έχουν υποστεί βλάβες κατά τη χρονική στιγμή $t_i=21.17\text{sec}$.

Αναλύοντας το κτήριο από σκυρόδεμα για τον ίδιο σταθμό διαπιστώθηκε ότι η ανάλυση ολοκληρώθηκε με $t_i=46.00\text{ sec}$. Οι μετακινήσεις που δέχτηκαν τα στοιχεία

είναι παρόμοιες με αυτές από τις προηγούμενες αναλύσεις όταν το κτήριο μελετάται μόνο του. (Σχήμα 6.29) Η πρώτη διαρροή εμφανίζεται στο στοιχείο B8_2 τη χρονική στιγμή $t_i=5.15\text{sec}$. (Σχήμα 6.30). Στο τέλος της ανάλυσης κυρίως έχουν διαρρεύσει τα οριζόντια στοιχεία του 1^{ου} επιπέδου.

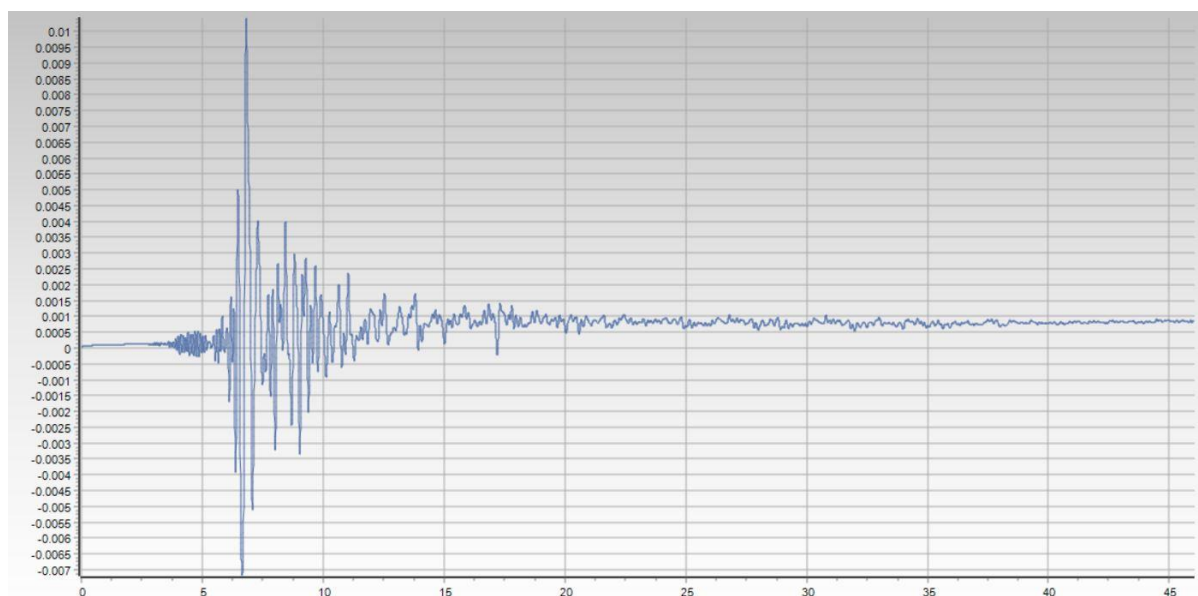


Σχήμα 6.29: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 2



Σχήμα 6.30: Το κτήριο 2 κατά τη χρονική στιγμή $t_i=5.15\text{sec}$ υποβαλλόμενο σε κάμψη

Η ανάλυση για το κτήριο 1 έχει διάρκεια εξίσου 46sec, όπου οι πρώτες βλάβες που πραγματοποιούνται είναι οι αναμενόμενες όπως διάτμηση στα υπέρθυρα. Ενώ σταδιακά αστοχώντας πρώτα η πίσω όψη του κτηρίου και μεταγενέστερα οι υπόλοιπες πλευρές το κτήριο υποβάλλεται στο σύνολο σε διάτμηση. Στο **σχήμα 6.31** παρουσιάζονται οι μετακινήσεις συναρτήσει του χρόνου.



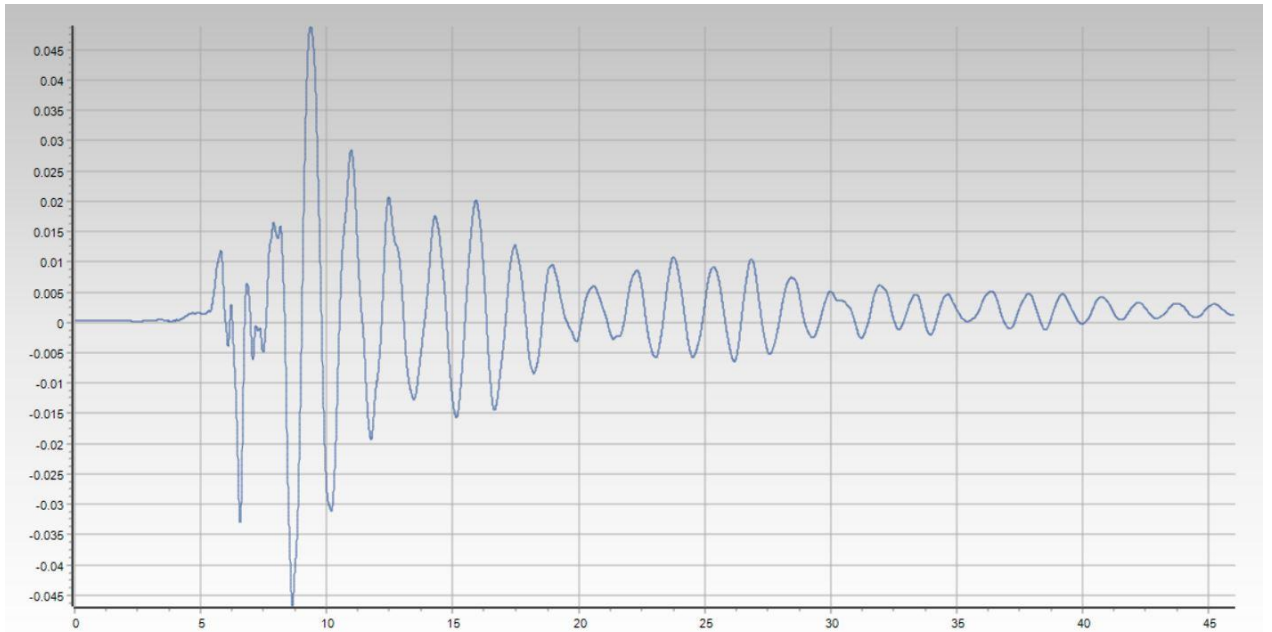
Σχήμα 6.31 Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 1

6.6 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ – 3^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 2^η

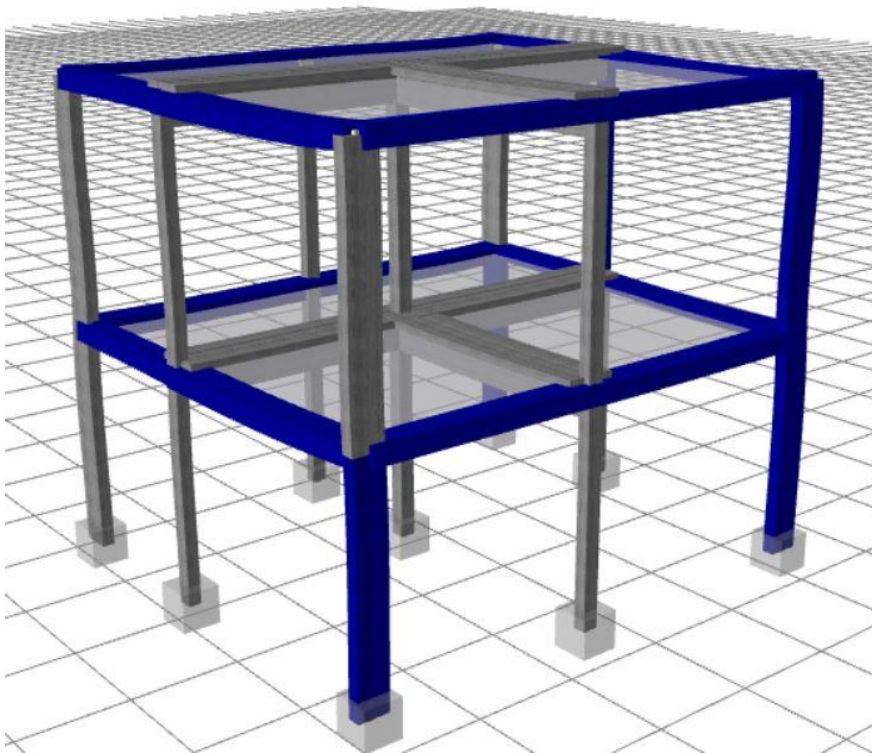
Στην συγκεκριμένη ανάλυση επιβάλλεται η διαμήκης συνιστώσα (L) της καταγραφής SPLB-1 από τον σεισμό της Αθήνας (1999) στην διεύθυνση Y του κτιρίου και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στην διεύθυνση X.

Εξετάζοντας τα δύο κτήρια μαζί διαπιστώνουμε ότι η ανάλυση δεν καταφέρνει να ολοκληρωθεί και τερματίζεται απρόοπτα καθώς παρουσιάζονται διατμητικές αστοχίες και στα δύο κτήρια από την αρχή της ανάλυσης. Η ανάλυση ολοκληρώνεται για $d_t=6.68\text{sec}$.

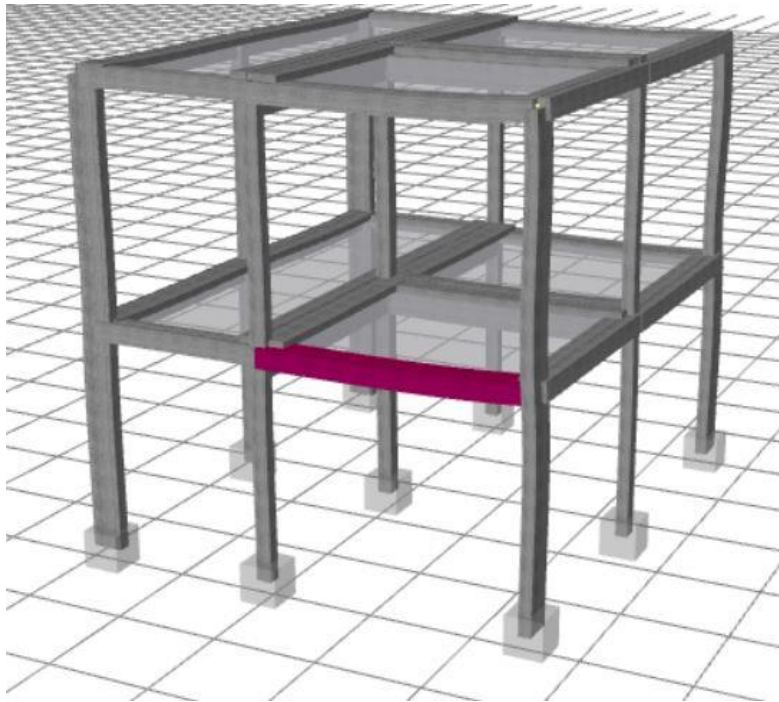
Το κτήριο 2 στο τέλος της ολοκλήρωσης της ανάλυσης παρατηρούνται κυρίως καμπτικές αστοχίες στα οριζόντια στοιχεία του κτηρίου. (**Σχήμα 6.33**) Εκτός από κάμψη παρατηρήθηκε και διάτμηση σε ένα από τα στοιχεία ενώ έντονη είναι και η παραμόρφωση που έχουν δεχθεί τα κατακόρυφα στοιχεία λόγω μετακίνησης. (**Σχήμα 6.34**). Ακολουθεί και το **σχήμα 6.32** όπου φαίνεται η χρονοϊστορία οροφής του κτηρίου 2.



Σχήμα 6.34 Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 2

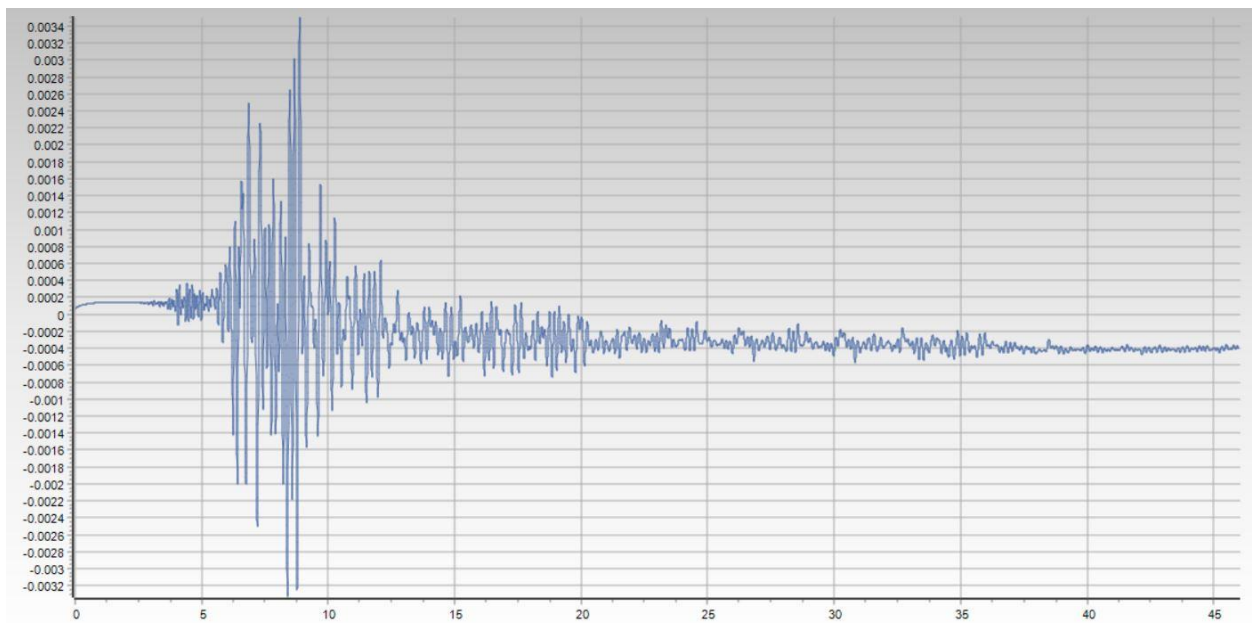


Σχήμα 6.33: Στοιχεία που έχουν καμφθεί στο τέλος της ανάλυσης.



Σχήμα 6.34: Στοιχεία που έχουν υποστεί διάτμηση στο τέλος της ανάλυσης.

Για την ανάλυση που πραγματοποιήθηκε για το κτήριο 1 κατά την επιβολή της διαμήκης συνιστώσα (L) στην διεύθυνση Y τα αποτελέσματα ήταν όμοια με αυτά της του άξονα X . Έτσι, στην αρχή της ανάλυσης παρατηρείται διατμητική αστοχία στα υπέρθυρα. Ενώ, σταδιακά θα σημειωθούν και αστοχίες στις όψεις του. Αξίζει να τονισθεί ότι οι μετακινήσεις που δέχτηκαν τα στοιχεία είναι μικρότερες από τον άξονα X . (Σχήμα 6.34)



Σχήμα 6.34: Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής του κτηρίου 1

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7:

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία είχε ως στόχο τη μελέτη δύο κτηρίων το ένα από φέρουσα τοιχοποιία και το δεύτερο από σκυρόδεμα. κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία και πιο συγκεκριμένα από τσιμεντόλιθους το οποίο χρονολογείται τη δεκαετία του '50 και του '60, ενώ το δεύτερο είναι ένα κτήριο από ωπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο κατασκευάστηκε ως προσθήκη στις αρχές της δεκαετίας του '70. Μην έχοντας κατασκευαστεί σύμφωνα με τις προδιαγραφές των νέων αντισεισμικών κανονισμών, τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την μελέτη και ανάλυση τους βάσει τον Ευρωκώδικα 8 δίνουν αρκετά σημαντικές πληροφορίες για την αστοχία των κτηρίων σε φυσικές καταπονήσεις.

Όπως έχει περιγραφεί και σε προηγούμενα κεφάλαια, ο φορέας στην αρχή εξετάζεται όπως είναι στην πραγματικότητα, με τα δύο κτήρια ενωμένα με διάζωμα, ενώ στη συνέχεια εξετάζονται τα δύο κτήρια ξεχωριστά για να διερευνηθεί η επιρροή της σύνδεσης των δύο κτιρίων.

Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover) και για τις δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας που βασίζονται σε τρεις σεισμικές διεγέρσεις για το σεισμό της Αθήνας το 1999, ήταν το SeismoStruct, προϊόν της εταιρείας SeismoSoft.

7.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΓΙΑ ΤΙΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση ομοιόμορφης κατανομής φορτίου παρατηρήθηκαν τα εξής:

- Κατά τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν κατά την διεύθυνση του άξονα Y τόσο για τα κτήρια μαζί όσο και για όταν μελετώνται ανεξάρτητα παρατηρήθηκε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη για τον ίδιο.
- Οι μετακινήσεις του κτηρίου από σκυρόδεμα ήταν μεγαλύτερες όταν αναλυόταν σαν ανεξάρτητος φορέας συγκριτικά με την ανάλυση στην οποία εξετάζονται τα δύο κτήρια μαζί σαν ενιαίο φορέα.
- Το κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία τόσο κατά την ανάλυση του άξονα X όσο και κατά την ανάλυση στον άξονα Y είχε παρόμοια συμπεριφορά. Κύρια

διαφορά ήταν ότι κατά την ανάλυση στον άξονα Y κατά το βήμα 16 όπου είχε σημειωθεί η στάθμη επιτελεστικότητας για περιορισμένες βλάβες εκτός από τα υπέρθυρα είχαν αστοχήσει και στοιχεία του σκελετού του κτηρίου στην κύρια και τη μία πλαϊνή όψη του.

- Οι πρώτες αστοχίες σε κάμψη που εμφανίζονται στα αρχικά στάδια όλων των αναλύσεων, είναι στα στοιχεία από ωπλισμένο σκυρόδεμα πιο συγκεκριμένα εμφανίζονται στον σκελετό του κτηρίου 2 .
- Η κατασκευή από φέρουσα τοιχοποιία παρουσιάζει αρχικά αστοχίες στην κύρια όψη της, ενώ σταδιακά αστοχούν διατμητικά και τα άλλα στοιχεία.
- Το κτήριο από σκυρόδεμα όταν μελετάται σαν ενιαίος φορέας με το κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία παρουσιάζει μικρότερες βλάβες από όταν μελετάται ανεξάρτητα.

Κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυσης τριγωνικής κατανομής φορτίου παρατηρήθηκαν τα εξής:

- Κατά την ανάλυση κατά τη διεύθυνση του άξονα X το κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία αστοχεί διατμητικά κυρίως στην πλάγια όψη και στα υπέρθυρα. Ενώ κατά την ανάλυση στον άξονα Y μεγάλες αστοχίες σημειώνονται στην κύρια όψη του κτηρίου.
- Μελετώντας το κτήριο από σκυρόδεμα ανεξάρτητα από το κτήριο 1 και κατά τις δύο διευθύνσεις αστοχεί κυρίως λόγω καμπτικών ροπών, ενώ στην ανάλυση κατά τον άξονα X παρουσιάζονται και διατμητικές αστοχίες κυρίως σε στοιχεία του πρώτου επιπέδου
- Τέλος, το προαναφερθέν κτήριο παρουσιάζει τις μεγαλύτερες μετακινήσεις στα στοιχεία του συγκριτικά με το κτήριο από φέρουσα, όπως ακριβώς παρατηρήθηκε και στην ανάλυση της ομοιόμορφης κατανομής.

7.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΓΙΑ ΤΙΣ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ

Η πρώτη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας έγινε με την καταγραφή A399-1 του σεισμού της Αθήνας για το σεισμό του 1999 κατά την οποία παρατηρήθηκαν τα εξής:

- Το κτήριο από σκυρόδεμα παρουσίασε βλάβες λόγω κάμψης, ενώ οι μετακινήσεις που καταγράφηκαν ήταν μεγαλύτερες από όταν τα δύο κτήρια μελετήθηκαν μαζί. Συγκεκριμένα, η μεγαλύτερη μετακίνηση που παρατηρήθηκε ήταν στη βάση του κτηρίου από σκυρόδεμα με τιμή $d =$

0.044m στην ανάλυση όπου η διαμήκης συνιστώσα (L) επιβάλλεται κατά τον άξονα Y.

- Οι περισσότερες αστοχίες παρουσιάζονται στο κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία η διαμήκης συνιστώσα (L) επιβάλλεται κατά τον άξονα X, όπου αρχικά αστοχούν σε διάτμηση οι πλαϊνές όψεις και σταδιακά το κτήριο καταρρέει. Παράλληλα, κατά την ανάλυση κατά τον άξονα Y το κτήριο παρουσιάζει μεγάλες διατμητικές αστοχίες που οδηγούν εξίσου στην κατάρρευση του.
- Η μεγαλύτερη μετακίνηση που σημειώθηκε για το κτήριο από φέρουσα είναι $d = 0.012\text{m}$ κατά την επιβολή της διαμήκης συνιστώσας κατά τον άξονα Y.

Στη δεύτερη ανάλυση χρονοϊστορίας μελετώντας τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την καταγραφή SGMA-1 του σεισμού της Αθήνας διαπιστώθηκαν τα εξής:

- Η χρονική διάρκεια της ανάλυσης είναι 30sec και μελετώντας τα δύο κτήρια μαζί διαπιστώθηκαν αστοχίες στα υπέρθυρα της φέρουσας τοιχοποιίας από την αρχή της ανάλυσης, ενώ στο κτήριο από ωπλισμένο σκυρόδεμα οι κεντρικοί δοκοί του 2^{ου} επιπέδου έχουν διαρρεύσει.
- Για το κτήριο από ωπλισμένο σκυρόδεμα οι αναλύσεις είχαν παρόμοια αποτελέσματα στις δύο κατευθύνσεις. Αξιοσημείωτο είναι ότι κατά την ανάλυση όπου η εγκάρσια συνιστώσα (T) επιβαλλόμενη κατά τον άξονα X παρατηρήθηκαν μεγαλύτερες μετακινήσεις συγκριτικά με την αντίστοιχη ανάλυση κατά τον άξονα Y.
- Το κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία όταν μελετάται ανεξάρτητα τόσο στη 1^η περίπτωση (όταν η διαμήκης συνιστώσα επιβάλλεται στον άξονα X) όσο και κατά τη 2^η περίπτωση (όταν η διαμήκης συνιστώσα επιβάλλεται στον άξονα Y) παρουσιάζει αστοχίες λόγω διάτμησης στην πίσω όψη και στις ενισχυμένες ζώνες του.
- Η μέγιστη μετακίνηση του κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία στην 1^η περίπτωση είναι $d = 0.0026\text{m}$ τη χρονική στιγμή $t_i = 8.70\text{sec}$ και $d = 0.0019\text{m}$ τη χρονική στιγμή $t_i = 8.25\text{sec}$ για την ανάλυση της 2^{ης} περίπτωσης.
- Η μέγιστη μετακίνηση του κτηρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα στην 1^η περίπτωση είναι $d = 0.037\text{m}$ τη χρονική στιγμή $t_i = 8.20\text{sec}$ και $d = 0.045\text{m}$ τη χρονική στιγμή $t_i = 8.75\text{sec}$ για την ανάλυση της 2^{ης} περίπτωσης.

Στη τρίτη και τελευταία ανάλυση χρονοϊστορίας μελετώντας τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την καταγραφή του SPLB-1 παρατηρήθηκαν τα εξής:

- Συγκριτικά με τα αποτελέσματα των δύο προηγούμενων επιταχυνσιογράφων η ανάλυση και στις δύο διευθύνσεις όταν ο φορέας αποτελείται από τα δύο κτήρια ενωμένα δεν διαφέρουν με τα αποτελέσματα του τελευταίου επιταχυνσιογράφου. Η διάρκεια του σεισμού στη συγκεκριμένη ανάλυση είναι $d=46\text{sec}$.
- Η μέγιστη μετακίνηση που καταγράφηκε για το κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία ήταν $d=0.0096\text{m}$ όταν η εγκάρσια συνιστώσα επιβάλλεται ακτά τον άξονα Y, ενώ κατά τον άξονα X καταγράφηκε μετακίνηση ίση με $d=0.0034\text{m}$ για $d_t = 8.00\text{sec}$.
- Παράλληλα, η μέγιστη μετακίνηση στη θεμελίωση του κτηρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα στην 1^η περίπτωση είναι $d=0.061\text{m}$ τη χρονική στιγμή $d_t = 6.55\text{sec}$ και $d=0.045\text{m}$ τη χρονική στιγμή $d_t = 8.75\text{sec}$ για την ανάλυση της 2^{ης} περίπτωσης.

Συνοπτικά από τις αναλύσεις με τις τρεις καταγραφές συμπεραίνονται τα εξής:

1. Το κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία από την αρχή των αναλύσεων είχε διατμητικές αστοχίες στα υπέρθυρα.
2. Το κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία ήταν αυτό που παρουσίασε τις περισσότερες βλάβες και αστοχίες κυρίως σε διάτμηση.
3. Το κτήριο από σκυρόδεμα παρουσίασε παρόμοια αποτελέσματα στις αναλύσεις όπου η διαρροή σε κάμψη ξεκινούσε σταδιακά από την αρχή της ανάλυσης.
4. Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις παρατηρήθηκαν στο κτήριο από σκυρόδεμα.
5. Το κτήριο από φέρουσα είναι πιο δύσκαμπτο.
6. Τα διαφορετικά αποτελέσματα από τους τρεις σταθμούς προκύπτουν λόγω διαφορετικού σημείου μελέτης και λόγω διαφορετικού εδάφους.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1) Αβραμίδης Ι, Αθανατοπούλου Α, Μορφίδης Κ, Σέξτος Α. « Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων Ο/Σ και Αριθμητικά Παραδείγματα Ανάλυσης & Διαστασιολόγησης Σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες» Εκδόσεις: σοφία, ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ 2017
- 2) Αδάμη Χ. Ε. « Σημειώσεις για το μάθημα: Κατασκευές από Φέρουσα Τοιχοποιία» Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, Μάρτιος 2020
- 3) Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
- 4) Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία
- 5) Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός
- 6) Δρίτσος, Σ., Τοιχοποιίες, Παρουσίαση, Πανεπιστήμιο Πατρών. <http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΕΙΣ ΣΟΣ/ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ.pdf>
- 7) Ιγνατάκης Χ., Στυλιανίδης, Κ. (). «Κατασκευές από Φέρουσα Τοιχοποιία. Κανονισμός – Βλάβες – Αποκατάσταση» Σεμινάριο Μικρής Διάρκειας, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας.
- 8) Καραγιάννης Χ. « Σύγχρονες Αντιλήψεις και Ευρωκώδικες» Εκδόσεις: σοφία, ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ 2019
- 9) Κίρτας Εμμανουήλ – Παναγόπουλος Γεώργιος «Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα Η/Υ» [ebook] Athens: Hellenic Academic Libraries Link. Available Online at: <http://hdl.handle.net/11419/1607>
- 10) Κουνενιδάκης, Θ.Ν. (2020). Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση Τετραώροφης Οικοδομής υπό Σεισμική Δράση, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής.
- 11) Ντούρας, Θ. (2015) Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία, Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- 12) Μπούσιας Ε. «Σημειώσεις για το μάθημα: Σχεδιασμός Επίπεδων Στοιχείων Ωπλισμένου Σκυροδέματος» Πανεπιστήμιο Πατρών, 2020
- 13) Ρεπαπής Κ. « Σημειώσεις για το μάθημα: Αντισεισμικός Σχεδιασμός ΙΙ» Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, Σεπτέμβριος 2020
- 14) Τριανταφύλλου Αθ. Χ. «Σημειώσεις για το μάθημα: Ενισχύσεις κατασκευών ωπλισμένου σκυροδέματος και Τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά» Πανεπιστήμιο Πατρών
- 15) Σπυράκος Κ. «Κατασκευές από τοιχοποιία: αποτίμηση & επεμβάσεις για σεισμικά φορτία» Εκδόσεις: ΕΡΓΟΝΟΜΟΣ ΙΚΕ, ΑΘΗΝΑ 2019
- 16) Τσώνος Αλέξανδρος Δημήτριος «Σχεδιασμός κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες», Εκδόσεις: σοφία, Θεσσαλονίκη, 2017
- 17) Ο.Α.Σ.Π. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2^η Αναθεώρηση 2017