

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ
ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**



**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ
ΑΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΕΣ, ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ
ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΚΑΙ ΤΟΥ EC8**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΒΛΑΧΟΥ ΔΙΚΑΤΕΡΙΝΗ
ΒΑΣΙΛΕΙΑΔΗΣ ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ
ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ**

ΑΘΗΝΑ 2022

Η Διπλωματική Εργασία έγινε αποδεκτή και βαθμολογήθηκε από την εξής τριμελή επιτροπή:

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΚΑΘΗΓΗΤΗ

ΥΠΟΓΡΑΦΗ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

(Επιβλέπων)

ΙΣΑΑΚ ΒΡΥΖΙΔΗΣ

(Εξεταστής)

ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΔΡΙΒΑΣ

(Εξεταστής)

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/η κάτωθι υπογεγραμμένος/η ΒΛΑΧΟΥ ΑΙΚΑΤΕΡΙΝΗ του ΝΙΚΟΛΑΟΥ, με αριθμό μητρώου 47810 φοιτητής/τρια του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ του Τμήματος ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

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

Ο/Η Δηλών/ούσα




ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/η κάτωθι υπογεγραμμένος/η ΒΑΣΙΛΕΙΑΔΗΣ ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ του ΕΥΑΓΓΕΛΟΥ, με αριθμό μητρώου 47229 φοιτητής/τρια του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ του Τμήματος ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

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

Ο/Η Δηλών/ούσα



ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην εργασία αυτή πραγματοποιείται η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων πολώροφων κτιρίων με την χρήση του λογισμικού Seismostruct της εταιρείας Seismosoft.

Σύμφωνα με τις διατάξεις των σύγχρονων κανονιστικών κειμένων του EC8 και του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και με χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης (ανελαστική στατική ανάλυση και δυναμική ανελαστική ανάλυση με χρονοϊστορία επιταχύνσεων) θα καταγραφούν και θα συγκριθούν εκ των υστέρων τα αποτελέσματα της αποτίμησης, με σκοπό την διερεύνηση παραγόντων που μπορεί να επηρεάζουν την ικανότητα τους.

Για την εκπόνηση, έχουν επιλεγεί δύο εξάωροφα κτίρια κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα τα οποία φέρουν ακανονικότητες. Η μελέτη και κατασκευή τους χρονολογείται την δεκαετία του 1960 οπότε και ο σχεδιασμός τους έγινε με τις παραδοχές που πραγματοποιούνται την αντίστοιχη περίοδο.

Αρχικά, γίνεται αναλυτική περιγραφή των υπό μελέτη κτιρίων με την κατάρτιση πινάκων (λογιστικών φύλλων excel) όπου αναγράφονται τα στοιχεία όλων των δομικών στοιχείων (διαστάσεις, οπλισμοί κ.τ.λ.) καθώς και παράθεση των σχεδίων των ξυλοτύπων τους. Στη συνέχεια, περιγράφεται λεπτομερώς η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των κρίσιμων διατομών των φερόντων δομικών στοιχείων της κατασκευής κατά την σεισμική τους καταπόνηση.

Συνοψίζοντας, με την διαδικασία της αποτίμησης προκύπτουν εν τέλει, εύλογα συμπεράσματα για την απομείνασα φέρουσα ικανότητα των κατασκευών και την γενική συμπεριφορά των εν λόγω κτιρίων μετά από συγκεκριμένες καταπονήσεις και διάφορες περιπτώσεις σεισμικών δονήσεων που έχουν πραγματοποιηθεί στον Ελλαδικό χώρο.

ABSTRACT

In this work, the bearing capacity of existing multi-storey buildings is evaluated using the Seismostruct software of SEISMOSOFT.

In accordance with the provisions of the modern regulatory texts of EC8 and the Greek Regulation of Interventions (KAN.EPE.) and using inelastic methods (pushover analysis and dynamic time-history analysis) the results of the assessment will be evaluated and compared retrospectively, with the aim of investigating factors that may affect their ability.

Two six-storey reinforced concrete buildings with irregularities have been selected for the design. Their study and construction dates back to the 1960s, when their design was made with the assumptions made in the corresponding period.

First, a detailed description of the buildings under study is made by drawing up tables (Excel spreadsheets) where the details of all structural elements (dimensions, reinforcements, etc.) are listed, as well as the structural plans. Then, the simulation of the inelastic behavior of the critical cross - sections of the load-bearing structural elements of the structure during their seismic stress is described in detail.

Summing up, with the assessment, reasonable conclusions are finally reached about the remaining bearing capacity of the structures and the general behavior of the buildings in question after specific stresses and various cases of seismic vibrations that have occurred in the Greek area.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον επιβλέποντα Καθηγητή μας κ. Ρεπαπή Κωνσταντίνο, για την ανάθεση του θέματος της διπλωματικής μας εργασίας, καθώς και για την εξαιρετική συνεργασία καθ' όλη την εκπόνηση της, την εποικοδομητική εποπτεία και την γενική καθοδήγηση.

Επιπλέον, θα επιθυμούσαμε να ευχαριστήσουμε την εταιρεία seismosoft για τη παραχώρηση του λογισμικού Seismostruct, το οποίο ήταν απαραίτητο για την πραγματοποίηση της διπλωματικής εργασίας.

Βλάχου Αικατερίνη

Βασιλειάδης Εμμανουήλ

Αθήνα, Ιανουάριος 2022

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<i>ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ</i>	iii
<i>ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ</i>	iv
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	v
ABSTRACT	vi
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	vii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	viii
Κεφάλαιο 1 : Εισαγωγή	1
1.1 ΓΕΝΙΚΑ	1
1.2 ΣΕΙΣΜΟΙ ΣΤΟΝ ΕΛΛΑΔΙΚΟ ΧΩΡΟ ΚΑΙ ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ	1
1.3 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ	2
1.4 ΣΤΟΧΟΣ ΚΑΙ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	3
Κεφάλαιο 2 : Κανονισμοί και μέθοδοι αποτίμησης	5
2.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ	5
2.2 ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	7
2.3 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ	16
Κεφάλαιο 3 : Ανελαστικές αναλύσεις	20
3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	20
3.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	22
3.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ	25
3.4 ΣΥΝΟΨΗ	25

Κεφάλαιο 4 : Ανελαστική προσομοίωση κτιρίων – προσδιορισμός απομένουσας ικανότητας μέσω του seismostruct.....	26
4.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ	26
4.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΟΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ & ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	27
4.3 ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	31
4.4 ΣΥΝΟΨΗ.....	35
Κεφάλαιο 5 : Αποτελέσματα αναλύσεων	36
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	36
5.2 ΣΥΝΟΠΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	36
5.3 ΣΥΝΟΠΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	65
Κεφάλαιο 6 : Συμπεράσματα	98
ΑΝΑΦΟΡΕΣ.....	100

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο σεισμός ως ένα ισχυρό φαινόμενο, είναι μια απότομη κίνηση - δόνηση του στερεού φλοιού της Γης, η οποία προέρχεται κυρίως από τη διάρρηξη γεωλογικών στρωμάτων ή και την ξαφνική μετατόπιση των δύο τμημάτων κάτω από την επιφάνεια της Γης. Πιο συγκεκριμένα, δημιουργούνται ρήγματα τα οποία συνδέονται άμεσα με τη δημιουργία των επιφανειακών σεισμών, γι' αυτό και χαρακτηρίζονται και ως σεισμογόνα. Η σεισμική δόνηση του εδάφους προκαλεί σεισμικές επιταχύνσεις στον εκάστοτε φορέα, και η σεισμική απόκρισή του, δηλαδή οι επιταχύνσεις επί του φορέα, κατά συνέπεια, του προκαλούν πολυάριθμες παραμορφώσεις και εντάσεις. Οι κατηγορίες των σεισμών ανάλογα με το εστιακό τους βάθος χωρίζονται σε επιφανειακούς ($h < 60$ km), σε ενδιάμεσου και σε μεγάλου βάθους ($h > 300$ km) ενώ σημειώνεται πως οι δύο τελευταίες κατηγορίες μπορούν να ονομαστούν και πλουτώνιοι (Μηχαϊλίδης, 2016).

1.2 ΣΕΙΣΜΟΙ ΣΤΟΝ ΕΛΛΑΔΙΚΟ ΧΩΡΟ ΚΑΙ ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ

Η Ελλάδα λόγω της γεωγραφικής θέσης και της γεωλογικής μορφολογίας είναι μια ιδιαίτερα σεισμογενής χώρα. Κατέχει την πρώτη θέση από πλευράς σεισμικότητας στην Ευρώπη και την έκτη παγκοσμίως (μετά την Ιαπωνία, τις Νέες Εβρίδες, Περού, τα νησιά Σολομώντα, και τη Χιλή). Η «σεισμικότητα» μίας περιοχής καθορίζεται από τη συχνότητα εμφάνισης των σεισμών καθώς και τα μεγέθη τους. Η πλειονότητα των σεισμών που εντοπίζονται στον ελλαδικό χώρο οφείλονται στην απότομη κίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών και, κατά συνέπεια, η κάθε ζώνη σεισμικής δράσης βρίσκεται να ταυτίζεται με τις αντίστοιχες παρυφές των πλακών (Λάμπρου, 2019).

Στον ελλαδικό χώρο κατά τα χρόνια εμφανίστηκαν πολυάριθμοι σεισμοί διαφόρων εντάσεων και μεγεθών οι οποίοι έχουν ως αποτέλεσμα πολλές υλικές καταστροφές ως βλάβες κτιρίων και υποδομών, όσο απώλειες ανθρωπίνων ζώων. Οι ισχυρότεροι σεισμοί στην Ελλάδα έχουν βρεθεί συνήθως να είναι εκείνοι που συνδέονται με το

Ελληνικό Τόξο. Ιστορικά, έχει υποστεί σεισμούς αρκετά μεγάλης έντασης και πιο συγκεκριμένα ο ισχυρότερος σεισμός που έχει καταγραφεί στην ιστορία της Ελλάδας θεωρείται εκείνος της Ρόδου, στις 26 Ιουνίου του 1926, έντασης 8 ρίχτερ. Ωστόσο τα πρότερα ιστορικά σεισμικά γεγονότα των 365 μ.Χ. και 1303 μ.Χ. πιθανόν να ήταν πολύ μεγαλύτερα από τις προαναφερόμενες σεισμικές καταμετρήσεις.

Όντας λοιπόν χώρα με την υψηλότερη σεισμικότητα στην Ευρώπη, ο παράγοντας αυτός χρήζει ιδιαίτερης προσοχής όσον αφορά το σχεδιασμό νέων κτιρίων και κατασκευών, καθώς και στη διατήρηση της ακεραιότητας των υφιστάμενων. Οι περισσότερες κατασκευές στην Ελλάδα έχουν ανεγερθεί πριν το 1980 το οποίο σημαίνει ότι δεν πληρούν τις σύγχρονες προδιαγραφές των κανονισμών έναντι σεισμού (ΕΑΚ2000, EC8) και έχουν μελετηθεί με τους κανονισμούς της εποχής που έχριζαν εμπλουτισμού και ανάλυσης. Το γεγονός αυτό δημιούργησε επιτακτική ανάγκη σύνταξης κανονισμών προκειμένου να εκτιμηθεί και να αυξηθεί η μειωμένη απομένουσα αντοχή των υφιστάμενων κατασκευών μέσω επεμβάσεων στα φέροντα στοιχεία του, για τη μέγιστη δυνατή αποφυγή καταστροφών περιουσιών και απωλειών. Βάση επίσης έχει δοθεί από τους μελετητές στην έγκαιρη πρόγνωση των σεισμών, με την οποία μπορεί να μην αποφευχθούν οι υλικές επιπτώσεις τους, ωστόσο θα μπορούσαν να περιοριστούν σημαντικά οι ανθρώπινες απώλειες.

1.3 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ

Η φιλοσοφία του σύγχρονου σχεδιασμού η επιλογή ενός σχεδιασμού που να είναι οικονομικός και να έχει αποδεκτές ζημιές στην κατασκευή για τον σεισμό σχεδιασμού, που να έχει κάποια μικρή πιθανότητα να έλθει στη διάρκεια ζωής της κατασκευής και να μην επιτραπεί η κατάρρευση της (Πνευματικός, 2018).

Είναι ευρέως γνωστό ότι τα περισσότερα κτίρια στην Ελλάδα, τα οποία έχουν κατασκευαστεί με παλαιότερους κανονισμούς, κρίνονται ανεπαρκή στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων. Με βάση την ανάγκη για προστασία και την διατήρηση των υφιστάμενων κατασκευών, δημιουργήθηκε ο Κανονισμός Επεμβάσεων [ΚΑΝ.ΕΠΕ.], ο οποίος αποτελεί ένα ολοκληρωμένο κείμενο στο οποίο αναλύεται η αποτίμηση

αλλά και η ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κατασκευών και ταυτόχρονα εναρμονίζεται με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8.

Η φιλοσοφία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. βασίζεται στο ότι οι κατασκευές πρέπει να ικανοποιούν όλα τα απαιτούμενα επίπεδα επιτελεστικότητας για ένα σύνολο επιπέδων σεισμικής επικινδυνότητας χαμηλής έντασης και μικρής περιόδου επαναφοράς έως και καταστροφικές σεισμικές διεγέρσεις με μεγάλες περιόδους επαναφοράς [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.2.1 και §2.2.2]. Συνδυάζοντας μια «στάθμης επιτελεστικότητας» και ενός «επιπέδου σεισμικής διεγερσης» προκύπτει τελικά ένας στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Βεντούρης, 2019)

1.4 ΣΤΟΧΟΣ ΚΑΙ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και η ανάλυση δύο εξαώροφων κτιρίων κατασκευασμένα την δεκαετία του 1960 με τους εκάστοτε κανονισμούς της εποχής.

Τα εξεταζόμενα κτίρια χρησιμοποιούνταν σαν επαγγελματικοί χώροι γραφείων ή σαν κατοικίες. Μελετήθηκαν για κατηγορία σεισμικής ζώνης I σε έδαφος τύπου A, με αντίστοιχο σεισμικό συντελεστή ε ίσο με 0.04.

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι τυπικά τα περιόδου με βάση το Β.Δ. του 1959 (Πρώτος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός) και συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας B160, χάλυβας οπλισμού StI καθώς και ο ίδιος χάλυβας χρησιμοποιήθηκε και για τους συνδετήρες. Στη συνέχεια τα υλικά και τα φορτία των υφισταμένων κτιρίων συγκεντρώνονται και καταγράφονται λεπτομερώς (πλήθος, διατομές κ.λπ.) σε υπολογιστικά φύλλα Excel. Με την βοήθεια του λογισμικού που έχει επιλεγεί δημιουργείται μία τρισδιάστατη απεικόνιση τους και προστίθενται δεδομένα σεισμικών φορτίσεων και κανονισμών ώστε εν τέλει να μελετηθεί η φέρουσα ικανότητα της κάθε κατασκευής και μέσω συγκρίσεως να προκύψουν εύλογα συμπεράσματα για την ποιότητά της, την αντοχή της, καθώς και για τα αποτελέσματα από την καταπόνηση των κτιρίων, ανάλογα με την κάθε περίπτωση που εξετάζεται (με πυλωτή, με τοιχοποιία κ.λπ.). Η σεισμική φόρτιση που επιλέχθηκε

για την συγκεκριμένη μελέτη είναι ο σεισμός της Αθήνας από πολυάριθμες εστίες και κέντρα σε διάφορα μέρη της Ελλάδας όπως η Καλαμάτα και το Αίγιο κ.λπ..).

Ύστερα, γίνεται εφαρμογή των διατάξεων του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 3η Αναθεώρηση, 2022) και του Ευρωκώδικα 8 Μέρος 3. Δεδομένου ότι τα κτίρια που προαναφέρθηκαν έχουν διαστασιολογηθεί με παλιότερο κανονισμό είναι αναμενόμενο ότι θα προκύψουν ορισμένες ανεπάρκειες. Η κύρια μέθοδος που έχει επιλεγεί για την αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας των κατασκευών για τους απαιτούμενους ελέγχους είναι η ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) η οποία είναι στην ουσία μια πλευρική ώθηση της κατασκευής όπου σταματά όταν δημιουργηθούν στον φορέα τόσες πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των μελών του ώστε να επέλθει η κατάρρευσή του, δηλαδή η αδυναμία του να παραλάβει τα κατακόρυφα φορτία. Η κατανομή της πλευρικής ώθησης που ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [§5.7.3.3] και τον ΕΚ8-1 προτείνει να χρησιμοποιούνται για την επίλυση Pushover ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή δυνάμεων καθ' ύψος (Βεντούρης, 2019).

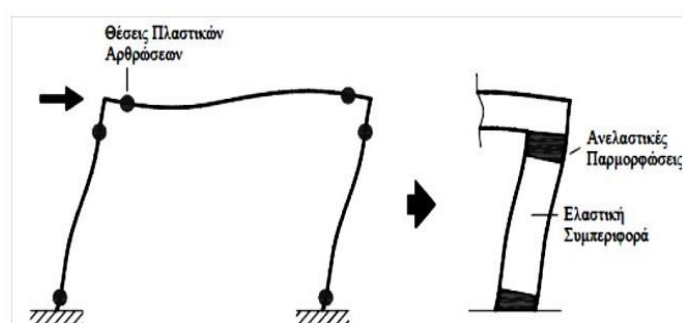
Στη συνέχεια διεξάγεται μια ακόμα δυναμική ανάλυση, η δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορία χρησιμοποιώντας τους σεισμούς της Αθήνας της Καλαμάτας και του Αιγίου ως σεισμικές δονήσεις και συγκεκριμένα στον σεισμό της Αθήνας λαμβάνονται και τρεις περιπτώσεις εστιών και τα αποτελέσματα συγκρίνονται μεταξύ τους, για ένα πιο ολοκληρωμένο πόρισμα σχετικά με την απομένουσα φέρουσα ικανότητα των κτιρίων και τις παραμορφώσεις που προκαλούνται στις δύο κατασκευές.

Κεφάλαιο 2: Κανονισμοί και μέθοδοι αποτίμησης

2.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ

Ανά τα χρόνια, στον Ελλαδικό χώρο καταγράφηκαν πλήθος σεισμών μερικών και ιδιαίτερα καταστρεπτικών, με αποτέλεσμα πολυάριθμες ζημιές και θύματα.

Στην Ελλάδα, όντας η χώρα με την μεγαλύτερη σεισμικότητα στην Ευρώπη, δημιουργήθηκε η επιτακτική ανάγκη να γίνει η θέσπιση επίσημων κανονισμών για την πρόληψη και την ελαχιστοποίηση των επιπτώσεων της σεισμικής καταπόνησης στην εκάστοτε κατασκευή. Συνήθως οι κατασκευές των τότε δεκαετιών παρουσιάζουν υψηλή σεισμική τρωτότητα, συνεπώς δεν μπορούν σε καμία περίπτωση να χαρακτηρισθούν ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές. Αυτό συμβαίνει διότι την εποχή εκείνη, έννοιες όπως ανελαστική συμπεριφορά, πλαστιμότητα, ικανοτικός σχεδιασμός κλπ., δεν ήταν οικείες στους μηχανικούς καθώς επίσης η ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιούνταν ήταν συχνά αρκετά χαμηλότερη. Τα περισσότερα από τα κτίρια αυτά έχουν μελετηθεί για χαμηλότερο σεισμικό συντελεστή, με απλοποιημένα προσομοιώματα για την ανάλυση και χωρίς τις ειδικές πρόσφατες διατάξεις για ικανοτικό σχεδιασμό και όπλιση των κρίσιμων περιοχών (Καματερή, 2012). Αναφορικά, κρίσιμες περιοχές θεωρούνται οι περιοχές ενός στοιχείου που τα τμήματα του εντός των οποίων αναμένεται ότι θα αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις κατά το σεισμό όπως φαίνεται και στο σχήμα παρακάτω.



Σχήμα 2.1 Σημεία πιθανών πλαστικών αρθρώσεων σε απλό πλαίσιο υπό σεισμική δράση

(Λάμπρου, 2019).

- *Αντισεισμικός κανόνας του 1959*

Ο πρώτος ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός, ήταν ο κανονισμός του 1959 ο οποίος έδωσε ένα υπόβαθρο για ενδότερη ανάλυση και μελέτη σεισμών και γενικής συμπεριφοράς κατασκευής, ώστε να καταλήξουμε εν τέλει στον σημερινό ισχύον κανονισμό τον ΕΑΚ 2000. Συγκεκριμένα, ο αντισεισμικός κανονισμός του 1959 γίνεται ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός υποχρεωτικής εφαρμογής για ολόκληρη την χώρα. Για αρχή, ξεκινάει κατηγοριοποιώντας τις περιοχές της Ελλάδας με βάση την σεισμικότητα τους σε τρεις κατηγορίες ασθενών, μετρίων και ισχυρών σεισμόπληκτων περιοχών ενώ ταυτόχρονα κατηγοριοποιεί τα εδάφη σε τέσσερις κατηγορίες μικρής, μέτριας, μεγάλης και εξαιρετικής σεισμικότητας. Ο σεισμός εισάγεται ως οριζόντια (στατική δύναμη) H_i στο κέντρο κάθε μάζας M_i ίση με σταθερό ποσοστό του βάρους της. Σε ειδικές περιπτώσεις εφαρμόζεται και κατακόρυφη δύναμη $V_i = 3\varepsilon(M_i \cdot g)$. Ο σεισμικός συντελεστής $\varepsilon = a/g$ (g%) προκύπτει από το συνδυασμό περιοχής σεισμικότητας και κατηγορίας εδάφους κυμαινόμενος από $\varepsilon = 0.04 - 0.16$ (όπου a η επιτάχυνση σεισμού) (Δουδούμης, 2018).

- *Αντισεισμικοί κανονισμοί*

Ο πρώτος κανονισμός του '59 υπέστη τροποποίηση το 1984 με προσθήκη βασικών άρθρων και διατάξεων που βελτίωσαν ιδιαίτερα την αντισεισμική προστασία των δομημάτων έναντι των επόμενων σεισμών που έλαβαν μέρος στη χώρα.

Ένα χρόνο μετά τέθηκε σε αποκλειστική εφαρμογή ο ΝΕΑΚ (νέος αντισεισμικός κανονισμός) μέχρι που κατοχυρώθηκε εν τέλει το 2001 (με αρκετές τροποποιήσεις και προσθήκες) ο ΕΑΚ2000. Στη συνέχεια κατοχυρώθηκε ο Ευρωκώδικας 8 που χρησιμοποιείται ευρέως μέχρι και σήμερα, και καταλήγοντας στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (3^η αναθεώρηση) το 2022 πλέον έχει ολοκληρωθεί το θεσμοθετικό πλαίσιο των αντισεισμικών κανονισμών. Επιπροσθέτως το 2014 έως και σήμερα, κατά την μελέτη οποιασδήποτε οικοδομής εφαρμόζεται πλέον αποκλειστικά ο ΕΑΚ2000 και ο EC8 (Δουδούμης, 2018).

2.2 ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

- Σκοπός αποτίμησης

Ο σκοπός της αποτίμησης μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι πρωτίστως η εκτίμηση της υπάρχουσας φέρουσας ικανότητάς της, αλλά και ο έλεγχος ικανοποίησης των απαιτήσεων και των αναγκών που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς. Αρχικά, η βασική πληροφορία που απαιτείται για την διαδικασία της αποτίμησης είναι η ύπαρξη ή όχι βλαβών στην κατασκευή. Όταν υπάρχουν βλάβες, τότε στην αποτίμηση θα συνεκτιμώνται για ορθότερο αποτέλεσμα, οι οποίες θα αποκατασταθούν εν τέλει εφόσον το κρίνει απαραίτητο ο αρμόδιος μηχανικός. Αντίθετα, όταν δεν υφίστανται βλάβες στο αποτέλεσμα της αποτίμησης θα προκύψει η ανάγκη για ενίσχυση ή όχι του κτιρίου προς μελέτη και μετέπειτα, τον ανασχεδιασμό του. Το σκέλος αυτό της αποτίμησης βέβαια πρακτικώς έχει εφαρμογή όταν οι βλάβες είναι περιορισμένες και κρίνεται αν η κατασκευή απαιτεί αποκλειστικά την επισκευή ή και την ενίσχυση των στοιχείων.

Τα βήματα που αφορούν τη διαδικασία αποτίμησης είναι τα ακόλουθα:

- Αυτοψία, έρευνα και συλλογή στοιχείων της υφιστάμενης κατασκευής, τα οποία όπου είναι δυνατόν πρέπει να διασταυρωθούν μεταξύ τους ώστε να βαθμονομηθούν καταλλήλως.
- Ανάλυση των δεδομένων που συλλέχθηκαν και έλεγχος της αξιοπιστίας τους.
- Διάκριση βλαβών γενικού ή τοπικού χαρακτήρα.
γενικού χαρακτήρα: Επηρεάζεται η γενική ευστάθεια του κτηρίου.
τοπικού χαρακτήρα: Δεν επηρεάζεται η γενική ευστάθεια του κτηρίου, ελαφριές βλάβες όπου το σύνολο τους δεν ξεπερνάει το 30% του συνόλου του κατακόρυφου στοιχείου της στάθμης.
- Έλεγχος οριακών καταστάσεων / απομένουσας φέρουσας ικανότητας του κτιρίου. Κατά την αποτίμηση εισάγονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών στην υφιστάμενη κατάσταση (Ευθυμάκη & Μαζαράκου, 2020; Στυλιανίδης, 2019).

- *Αρχές αποτίμησης*

Με απλές μεθόδους αποτίμησης διεξάγεται η αναδιαμόρφωση του φορέα, όταν στον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό προβλέπεται να γίνει ανάληψη μόνο των κατακόρυφων φορτίων. Όμως, όταν ο φέρον οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη και των κατακόρυφων αλλά και των σεισμικών φορτίων τότε η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους στις οποίες τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν αντιπροσωπεύουν επιμέρους δομικά στοιχεία ή το σύνολο του δομήματος. Η ακρίβεια των εφαρμοζόμενων μεθόδων πρέπει να είναι ανάλογη με την ακρίβεια των δεδομένων για ορθό αποτέλεσμα ενώ η χρήση εμπειρικών-αναλυτικών ή αμιγώς εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνο στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη υπεύθυνη Δημόσια Αρχή. Ωστόσο, η εφαρμοσμένη μέθοδος στην περίπτωση που στη κατασκευή υπάρχουν ήδη βλάβες, πρέπει να εντοπίσει τη θέση αλλά και την μορφή των βλαβών αυτών. Για την ανάλυση, τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων, την επαλήθευση του επιλεγέντος δείκτη συμπεριφοράς, τον έλεγχο των επιβαλλομένων μετακινήσεων και τους τοπικούς δείκτες, έχουν κατά αναλογία εφαρμογή οι διατάξεις των Παραγράφων 2.4.3 έως 2.4.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σε ορισμένες περιπτώσεις χρήσιμη μπορεί να είναι μια προ - εκτίμηση της απώλειας της φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής η οποία ίσως φέρει σημαντικές βλάβες (Ευθυμάκη & Μαζαράκου, 2020. Στυλιανίδης, 2019).

- *Στόχοι σεισμικής ικανότητας*

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης και μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης). Συγκεκριμένα, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Εφόσον καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να εκπονηθεί η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ακόμα και ο νέος σχεδιασμός μιας καινούργιας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό, όσο και στο

μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων. Στον παρακάτω πίνακα διακρίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάληψης του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3.

Πίνακας 2.1 Στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους

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

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Επιπλέον η πιθανότητα υπέρβασης 50 % (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών (Ψυχάρης, 2015).

Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένων δομημάτων, ορίζονται ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητάς του, σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα (πίνακας παράρτημα 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Πίνακας 2.2 Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένων δομημάτων κατά ΚΑΝΕΠΕ

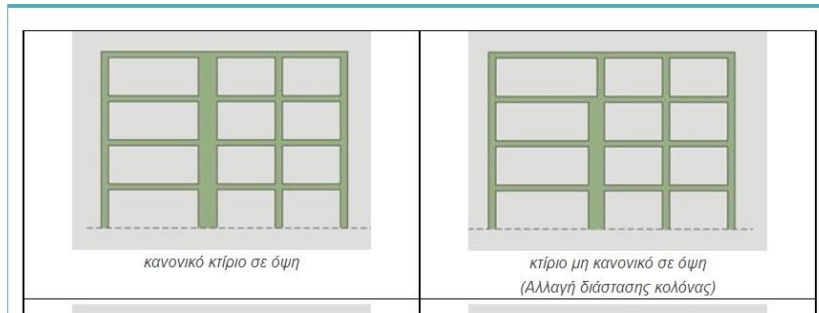
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεσματικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί Κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

- *Κανονικότητα στην κατασκευή*

Στην κανονικότητα ενός κτιρίου δίνει ιδιαίτερη βάση ο ΕΚ8, διότι επηρεάζει άμεσα την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που θα συμπεριληφθεί στον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Διακρίνονται δύο περιπτώσεις κανονικότητας: η κανονικότητα σε κάτοψη και η κανονικότητα σε όψη(καθ' ύψος).

Αναλυτικά, με βάση τον ΕΚ8 και για να θεωρηθεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους του παρακάτω όρους:

- Το κτίριο είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη από γεωμετρική και φορτιστική κατάσταση, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες όπως φαίνεται στο σχήμα.
- Το σύνολο των πλακών του ορόφου οριοθετείται με μία κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο, αυτές δεν θα πρέπει να επηρεάζουν τη δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της. Σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα, δεν υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.
- Η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους θα είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η απρόσκοπτη διαφραγματική λειτουργία. Ο όρος αυτός στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατά κανόνα ικανοποιείται.
- Η λυγηρότητα λ του κτιρίου θα είναι $\lambda = L_{\max}/L_{\min} \leq 4$
- Σε κάθε στάθμη θα πρέπει: $e_{ox} \leq 0.30 r_x$ & $e_{oy} \leq 0.30 r_y$
[εννοείται ότι ταυτόχρονα δεν θα είναι και εύστρεπτο, δηλαδή $\min(r_x, r_y) \geq l_s$]



Σχήμα 2.2 Κριτήρια κανονικότητας σε όψη (Κωνσταντινίδης, 2018)

Για να καταταχθεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη, απαραίτητο είναι να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

- Όλα τα συστήματα ανάλυσης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια θα είναι συνεχή, χωρίς διακοπή, από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.
- Δυσκαμψία και μάζα επιμέρους ορόφων παραμένουν σταθερές, ή μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές από τη βάση στην κορυφή του κτιρίου. Δυσκαμψία ενός ορόφου είναι ο λόγος της σεισμικής δύναμης που εξασκείται στον όροφο προς τη σχετική μεταφορική μετατόπιση του ορόφου(ή ισοδύναμα, με τη μετατόπιση του κέντρου ελαστικής στροφής του ορόφου).
- Αν και ο EC8 δεν αναφέρει συγκεκριμένα όρια αυξομείωσης των δυσκαμψιών και μαζών, θα μπορούσαν να ληφθούν ως εξής:

$$\text{Αύξηση μάζας } \Delta M_i = (M_{i+1} - M_i) \leq 0.35 M_i,$$

Μείωση μάζας $\Delta M_i = (M_i - M_{i+1}) \leq 0.50 M_i$, σε κάθε μία από τις κύριες διευθύνσεις x,y

$$\text{Αύξηση σχετικής δυσκαμψίας } \Delta K_i = (K_{i+1} - K_i) \leq 0.35 K_i,$$

$$\text{Μείωση σχετικής δυσκαμψίας } \Delta K_i = (K_i - K_{i+1}) \leq 0.50 K_i$$

Ο κρισιμότερος παράγοντας είναι το ύψος του κάθε ορόφου, που υπεισέρχεται άμεσα ή έμμεσα στη δυσκαμψία κάθε υποστυλώματος με την 3^η δύναμη, και η διακύμανση του ποσοστού των δυσκαμψιών είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη. Έτσι, για παράδειγμα δύο όροφοι με ίδια υποστυλώματα και

φορτία που ο ένας έχει ύψος 4.0 m ενώ ο άλλος 3.0 m, αυτός των 4.0 m είναι πιο εύκαμπτος κατά το λόγο $(4.0/3.0)^3=2.4$ και επομένως το κτίριο θα είναι μη κανονικό σε κάτοψη. Αν το ύψος του ορόφου είναι 6.0 m, τότε ο όροφος αυτός είναι πιο εύκαμπτος κατά το λόγο $(6.0/3.0)^3=8$. Οι όροφοι αυτοί ονομάζονται και μαλακοί όροφοι και η επιρροή τους δεν είναι μόνο δυσμενής στον καθορισμό της μη κανονικότητας του κτιρίου σε κάτοψη, αλλά και σε όλη την εντατική καθώς και την παραμορφωσιακή συμπεριφορά του κτιρίου. Ένα κτίριο όπου δύο επάλληλοι όροφοι έχουν τα ίδια τοιχώματα και πλαίσια, αλλά ένας από τους δύο έχει λιγότερες πλάκες π.χ. περίπτωση παταριών, τότε τα φορτία αυτού του ορόφου υπολείπονται των φορτίων του άλλου ορόφου κάτι το οποίο μπορεί να επηρεάζει αρνητικά το ποσοστό ανομοιομορφίας των μαζών, ώστε εν τέλει να χαρακτηρίζεται μη κανονικό σε κάτοψη.

Ειδικά σε πλαισιωτό σύστημα, ο λόγος της πραγματικής αντοχής των υποστυλωμάτων και δοκών προς τις αναγκαίες αντοχές από τους υπολογισμούς, σε κάθε όροφο δεν πρέπει να διαφέρει σημαντικά από τον αντίστοιχο λόγο υπεραντοχής του υπερκείμενου και του υποκείμενου ορόφου. Σε κάθε όροφο και σε κάθε κατεύθυνση αθροίζονται οι ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων ΣM_c , R_d κατά τις δύο κατευθύνσεις (+x, -x) και (+y, -y) και οι 2 αντίστοιχες ροπές αντοχής των δοκών ΣM_b , R_d .

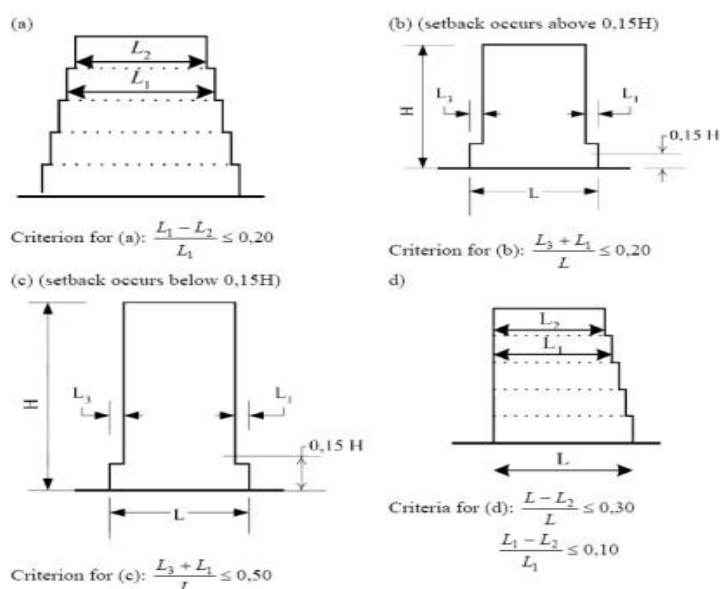
Σε περίπτωση εσοχών ισχύουν οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες κανονικότητας σε κάθε κατεύθυνση όπως και στο σχήμα που επισυνάπτεται: Εάν διατηρείται η αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της διάστασης του προηγούμενου ορόφου στη διεύθυνση της εσοχής.

Σε περίπτωση εσοχών ισχύουν οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες κανονικότητας σε κάθε κατεύθυνση:

Εάν διατηρείται η αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της διάστασης του προηγούμενου ορόφου στη διεύθυνση της εσοχής.

Στην ειδική περίπτωση μίας μόνο εσοχής (ή εξοχής) με ύψος όχι μεγαλύτερο του 15% του συνολικού ύψους του κτιρίου, τότε θα πρέπει το μήκος της εσοχής να μην είναι μεγαλύτερο του 50% της προηγούμενης διάστασης.

Σ' αυτή την περίπτωση θα πρέπει επιπλέον το τμήμα του κατώτερου ορόφου που περιλαμβάνεται στην προβολή του ορόφου σε εσοχή να αναλαμβάνει τουλάχιστον το 75% της τέμνουσας που θα αναπτυσσόταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους. (Ψυχάρης, 2014).



Σχήμα 2.3 Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος με εσοχές (Ευρωκώδικας 8)

➤ *Ικανοτικός σχεδιασμός*

Σε κτίρια με πλαισιωτό ή διπλό σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιωτό, για αποφυγή σχηματισμού μαλακού ορόφου, η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων γίνεται με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό των κόμβων μεταξύ πρωτεύοντων ή δευτερευουσών σεισμικών δοκών και πρωτεύοντων υποστυλωμάτων (πλην περιπτώσεων που ορίζεται διαφορετικά στα κεφάλαια 5 - 8 του ΕΚ8) (Βασικές διατάξεις ΕΚ8).

Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιδιώκει να εξασφαλιστεί στην κατασκευή η ικανότητα για τη μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας χωρίς ολική ή μερική αστοχία (κατάρρευση). [Βασικές αρχές (Κεφ. 4 ΕΑΚ, §4.1.4)].

Βασίζεται στη χρήση αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής, στη ιεράρχηση βλαβών με την εξασφάλιση της εκδήλωσης τους με την επιθυμητή σειρά και εν τέλει στη κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερο αριθμό δομικών στοιχείων. Η διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού εξαρτάται από την εξασφάλιση αξιόπιστου μηχανισμού απόκρισης καθώς επιδιώκεται η ανάπτυξη «μηχανισμού δοκών» και ταυτόχρονα αποφεύγεται η ανάπτυξη «μηχανισμού ορόφου». Η ανάπτυξη μηχανισμού δοκών επιτυγχάνεται με την εξασφάλιση μετελαστικής συμπεριφοράς τοιχωμάτων (§B.1.4 ΕΑΚ), την εξασφάλιση της ικανής διαθέσιμης πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές και την αποφυγή διατμητικής αστοχίας δοκών – υποστλωμάτων – τοιχωμάτων (τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού).

Επιπροσθέτως, η αποφυγή «μηχανισμού ορόφων» εξασφαλίζεται με τη μόρφωση του φορέα με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα και σχεδιασμό των υποστλωμάτων με ροπές του ικανοτικού σχεδιασμού. Ταυτόχρονα, με την περίσφιξη στις «πιθανές και ενδεχόμενες» θέσεις εξασφαλίζεται επαρκής τοπική πλαστιμότητας με εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό [§4.1.4 [4], §B.2, §5.2.2 [2].] (Σπυράκος, 2016).

➤ *Στάθμες επιτελεστικότητας*

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου βλαβών ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Συγκεκριμένα, η μέθοδος αυτή μελετά την συμπεριφορά της κατασκευής αναλόγως με την σεισμική δόνηση σχεδιασμού ώστε να επιτευχθεί εν τέλει ο βέλτιστος τρόπος κατασκευής από άποψη ασφαλείας και οικονομίας. Ωστόσο, η συνήθης μεθοδολογία σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με τις μεταγενέστερες επιπτώσεις που μπορεί να προκύψουν. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφαλείας

εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται κατά τη εκπόνηση της μελέτης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτήρια όπως και στη τρέχουσα περίπτωση. Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κ.λπ.). Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover), είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας) (Ψυχάρης, 2015).

Συνοψίζοντας, οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται ως επιθυμητές συμπεριφορές και περιγράφουν μια περιοριστική κατάσταση βλαβών που μπορεί να θεωρηθεί ικανοποιητική για δεδομένο κτίριο και εδαφική κίνηση. Η περιγραφή βασίζεται στις βλάβες, την απειλή για την ζωή των ενοίκων και τη λειτουργικότητα μετά στο σεισμό. Διακρίνονται σε στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη φέροντος οργανισμού, δηλαδή όπως προαναφέρθηκε, στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνδυασμός τους δίνει τελικά τις στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής. Αναλυτικά, στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού:

- «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό»: Δεν διακόπτεται καμία λειτουργία του κτιρίου, εκτός από σπάνιες ή δευτερευούσης σημασίας, κατά τη διάρκεια αλλά και μετά το σεισμό σχεδιασμού. Πιθανότητα ύπαρξης τριχοειδών καμπτικής ρωγμών στο Φ.Ο της κατασκευής.
- «Προστασία ζωής ενοίκων»: Ο σεισμός σχεδιασμού δημιουργεί επισκευάσιμες βλάβες στον Φ.Ο του κτιρίου αλλά χωρίς τραυματισμούς ή απώλειες ζώων και χωρίς ουσιώδεις φθορές σε οικοσκευή - αποθηκευόμενα υλικά.
- «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης»: Ο σεισμός σχεδιασμού αναμένεται να προκαλέσει εκτεταμένες, σοβαρές (πολλές μη επισκευάσιμες) βλάβες στον

Φ.Ο. αλλά διατηρεί την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, ενώ δεν υπάρχει περιθώριο ασφαλείας έναντι μερικής ή ολικής κατάρρευσης.

Στάθμες επιτελεστικότητας μη φέροντος οργανισμού:

- «Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα κατά το σεισμό»: Η κατάσταση των μη φερόντων στοιχείων και εγκαταστάσεων επιτρέπει την διατήρηση(σχεδόν) όλων των λειτουργιών.
- «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό»: Εμφάνιση βλαβών σε μη φέροντα στοιχεία ενώ προσβάσεις και συστήματα ασφαλείας λειτουργικά εφόσον υπάρχει ηλεκτροδότηση.
- «Προστασία ζωής και περιουσίας ενοίκων»: Εμφάνιση βλαβών σε μη φέροντα στοιχεία χωρίς κίνδυνο για τους νέο-εισερχόμενους στο κτίριο.
- «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης»: Σημαντικές βλάβες στα μη φέροντα στοιχεία που μπορεί να προκαλέσουν πτώση τους αλλά υψηλού κινδύνου μη φέροντα στοιχεία καταλλήλως στερεωμένα ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους (Ψυχάρης, 2015).

2.3 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Η πλαστιμότητα χαρακτηρίζει την μετελαστική συμπεριφορά του δομικού στοιχείου ή συστήματος και ορίζεται ως η ικανότητα ενός στοιχείου ή συστήματος να παραμορφώνεται πέραν της ελαστικής περιοχής χωρίς ουσιαστική μείωση της αντοχής.

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί διακρίνουν την πλαστιμότητα ανάμεσα στις εξής κατηγορίες:

- Διαθέσιμη Πλαστιμότητα (available ductility) ενός στοιχείου ή συστήματος έναντι συγκεκριμένης φόρτισης, η οποία είναι η πλαστιμότητα που παρουσιάζει όταν υφίσταται την εν λόγω φόρτιση.
- Απαιτούμενη Πλαστιμότητα(required ductility) ενός στοιχείου ή συστήματος, η οποία είναι η πλαστιμότητα που θέτει ο αντισεισμικός κανονισμός ως

προϋπόθεση για την επιθυμητή απόκριση του στοιχείου ή συστήματος υπό το σεισμό σχεδιασμού.

Έτσι, ο Αντισεισμικός κανονισμός θέτει ειδικές διατάξεις και κατασκευαστικές οδηγίες ώστε να επιτευχθεί η απαιτούμενη πλαστιμότητα (Σπυράκος, 2016).

Τα κτίρια από Ω.Σ. κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες πλαστιμότητας:

- ΚΠΜ (Κατηγορία Πλαστιμότητας Μεσαία) και
- ΚΠΥ (Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή),

ανάλογα με την ικανότητα απόδοσης ενέργειας μέσω υστερητικής συμπεριφοράς που διακατέχουν. Σημειώνεται ότι στην Ελλάδα δεν επιτρέπεται η κατασκευή κτιρίων κατηγορίας πλαστιμότητας X (χαμηλή πλαστιμότητα), τα οποία δεν διαθέτουν ικανότητα πλάστιμης συμπεριφοράς και διαστασιολογούνται μόνον σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ2.

Για την εξασφάλιση του κατάλληλου επιπέδου πλαστιμότητας στις κατηγορίες πλαστιμότητας Μ και Υ, εφαρμόζονται ειδικοί έλεγχοι και διατάξεις για κάθε κατηγορία. Η αυξημένη πλαστιμότητα που διαθέτουν τα κτίρια που σχεδιάζονται για ΚΠΥ, έναντι αυτών που σχεδιάζονται για ΚΠΜ, εξασφαλίζεται από το γεγονός ότι, σε αυτή την περίπτωση, εφαρμόζονται περισσότεροι και αυστηρότεροι έλεγχοι και διατάξεις. Γι' αυτό, κατασκευές κατηγορίας πλαστιμότητας Υ διαθέτουν μεγαλύτερα περιθώρια ασφάλειας έναντι τοπικών ή γενικών αστοχιών σε περίπτωση σεισμικών διεγέρσεων μεγαλύτερων από το σεισμό σχεδιασμού. Αντίθετα, κατασκευές κατηγορίας πλαστιμότητας Μ εξασφαλίζουν καλή σεισμική συμπεριφορά μόνο για σεισμούς ανάλογης ισχύος του σεισμού σχεδιασμού, αλλά έχουν το πλεονέκτημα ευκολότερης κατασκευής, λόγω των μειωμένων ειδικών διατάξεων που εφαρμόζονται. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, δεν επιτρέπεται η εφαρμογή ΚΠΜ σε κτίρια σπουδαιότητας III ή IV που κατασκευάζονται σε ζώνες Z2 ή Z3. Λόγω της διαφορετικής ικανότητας πλάστιμης συμπεριφοράς των δύο κατηγοριών, χρησιμοποιούνται διαφορετικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q για κάθε κατηγορία (στην ΚΠΜ χρησιμοποιούνται μικρότερες τιμές q απ' ό,τι στην ΚΠΥ). Συστήματα με μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα δεν επιτρέπεται να

σχεδιάζονται για κατηγορία υψηλής πλαστιμότητας (ΚΠΥ), αλλά μόνο για μεσαία πλαστιμότητα (ΚΠΜ) (Ψυχάρης, 2015).

- *Συντελεστής συμπεριφοράς q*

Οι φορείς οπλισμένου σκυροδέματος, μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων τους διακατέχουν την ικανότητα απόδοσης ενέργειας. Η επιρροή της πλαστιμότητας του φορέα, μειώνει την σεισμική απόκριση του και η μείωση αυτή λαμβάνεται υπόψη μετέπειτα στο συντελεστή συμπεριφοράς q , ο οποίος αρχικά εξαρτάται από τον τύπο του φορέα και την κανονικότητα του και σε κάτοψη αλλά και σε όψη, όπως επίσης και από την κατηγορία πλαστιμότητας.

Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q , που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση εξαρτάται από το στατικό σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας και προκύπτει από τη σχέση: $q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5$

Όπου q_0 = βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς για κανονικά σε όψη συστήματα.

Για συστήματα μη κανονικά σε όψη, οι τιμές του q_0 μειώνονται κατά 20%.

$k_w = 1$ για πλαισιωτά συστήματα ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά

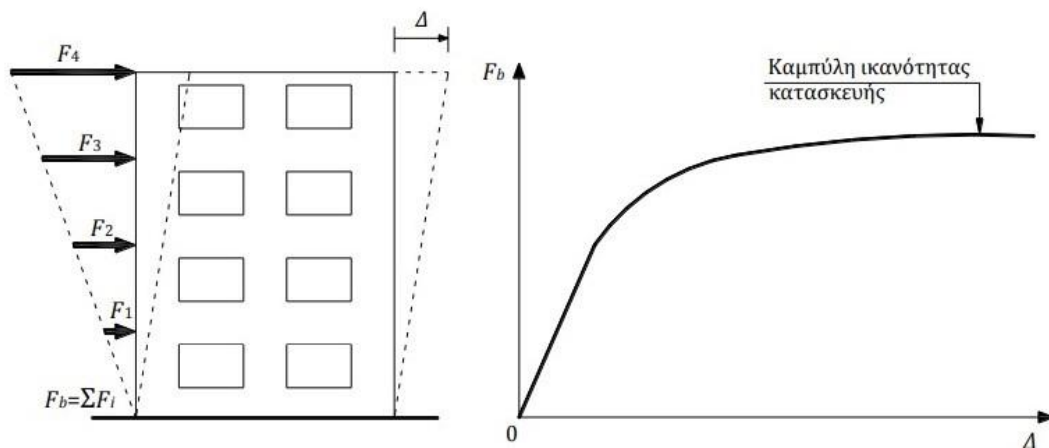
$k_w = (1+a_0)/3 \leq 1$ αλλά όχι < 0.5 για τοιχωματικά συστήματα ή συστήματα που συμπεριφέρονται ως τοιχωματικά και για στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα.

$k_w = a_0$ ο επικρατών λόγος διαστάσεων ύψους προς μήκος διατομής, $a_0 = h_w / \lambda_w$, στα τοιχώματα του στατικού συστήματος.

- *Καμπύλη ικανότητας (capacity curve)*

Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής εκφράζει τη σχέση ανάμεσα στο επιβαλλόμενο φορτίο και της μετατόπισης της κορυφής, μια σχέση μη-γραμμική η οποία επι της καμπύλης ορίζονται και οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Η σχέση φόρτισης-μετακίνησης υπολογίζεται βηματικά με ένα πλήθος στατικών αναλύσεων για πολυάριθμες τιμές του οριζόντιου φορτίου που ασκείται

κατανεμημένο σε κάθε όροφο. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας επιτυγχάνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Η διαδικασία αυτή είναι η «μη γραμμική στατική υπερωθητική ανάλυση» ονομαζόμενη και ως «ανάλυση Pushover» (Ψυχάρης, 2015; Επιτροπάκης, 2016).



Σχήμα 2.4 Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής (Ψυχάρης, 2015)

Κεφάλαιο 3: Ανελαστικές αναλύσεις

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα στην δομοστατική μηχανική είναι η αδυναμία υπολογισμού της απόκρισης των ελαστοπλαστικών φορέων κατά την στατική ή δυναμική φόρτιση. Τα προηγούμενα έτη, οι ισοδύναμες στατικές αναλύσεις προτείνονταν από τους κανονισμούς αλλά όπως έχει αποδειχθεί αδυνατούσαν να υπολογίσουν την πραγματική συμπεριφορά του κτηρίου. Με το πέρας των χρόνων και την ανάπτυξη της τεχνολογίας, την ραγδαία ανάπτυξη των αλγορίθμων και των Η/Υ, η πραγματοποίηση των μεθόδων ανελαστικών αναλύσεων καθίσταται εφικτή για τους μηχανικούς. Η μη γραμμική ανάλυση κατασκευών έχει πλέον εξελιχθεί για τους δομοστατικούς σχεδιασμούς ως ένα αναγκαίο εργαλείο (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

Σύμφωνα με όλους τους σύγχρονους κανονισμούς όπως ο Ευρωπαϊκός κανονισμός (Ευρωκώδικας 8, 2004), τα πρότυπα Αμερικανικού συλλόγου για την σεισμική αποκατάσταση υπαρχουσών κατασκευών (ASCE, 2007) και ο Ελληνικός κανονισμός (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2017) προτείνεται ο υπολογισμός της πλαστιμότητας μιας κατασκευής να πραγματοποιείται μέσω μιας στατικής, ανελαστικής ανάλυσης pushover (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

Οι κανονισμοί εκφράζουν μια προτίμηση στην ανελαστική στατική ανάλυση για τους εξής δύο λόγους. Α) Μέσω ενσωμάτωσης μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών αποδίδει ακριβέστερη προσέγγιση συμπεριφοράς των μελών. Β) Η ανελαστική στατική ανάλυση εκφράζει την σεισμική ένταση απλά μέσω μιας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά με την κατάρρευση του δομήματος. Ως κατάρρευση ονομάζεται η δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, ή η αδυναμία του φέροντος οργανισμού να αναλάβει τα κατακόρυφα βαρυντικά φορτία. Οι προκύπτουσες παραμορφώσεις της κατασκευής συγκρίνονται έπειτα, με τα όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

Η στατική ανελαστική ανάλυση είναι μια απλοποιημένη μέθοδος μη γραμμικής ανάλυσης. Σύμφωνα με την μέθοδο, η κατασκευή φορτίζεται με οριζόντιες δυνάμεις

ανά τον όροφο ανάλογες με την μάζα του ορόφου και μελετάται η συμπεριφορά του κτιρίου για τις οριζόντιες φορτίσεις. Κατά την συνεχή και σταδιακή αύξηση των οριζόντιων δυνάμεων μελετάται η συμπεριφορά της κατασκευής. Η αύξηση των φορτίων επιφέρει αύξηση της έντασης των μελών πράγμα που τα οδηγεί στην διαρροή. Με τα πρώτα σημάδια πλαστικών αρθρώσεων (αφού διαρρεύσει) στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, γίνεται ανακατανομή των φορτίων στα υπόλοιπα μέσα της κατασκευής που δεν έχουν διαρρεύσει, ενώ τα στοιχεία που έχουν ξεπεράσει το όριο διαρροής τους λαμβάνονται στοιχεία με μηδενική δυσκαμψία. Η διαδικασία αυτή, επαναλαμβάνεται μέχρι την ολική κατάρρευση της κατασκευής η οποία δηλώνει και το τέλος της ανάλυσης (Χατζήνα, 2006).

Επίσης η Pushover ανάλυση μας παρέχει πολύτιμες πληροφορίες οι οποίες δεν μπορούν να δοθούν από ελαστικές αναλύσεις. Κάποια από τα πλεονεκτήματα είναι τα εξής:

- Το μέγεθος των πλαστικών παραμορφώσεων (θ_p) στα στοιχεία που διαρρέουν (σε υφιστάμενα κτίρια μπορεί να είναι και κατακόρυφα).
- Ρεαλιστική εκτίμηση των δυνάμεων σε σχετικώς ψαθυρά στοιχεία, πχ. Αξονικές δυνάμεις σε υποστυλώματα, ροπές και τέμνουσες κόμβων κλπ.
- Αναγνώριση των συνεπειών της μειώσεως της αντοχής («αστοχία») των πιο αδύνατων στοιχείων στην απόκριση του φορέα ως σύνολο.
- Δυνατότητα ελέγχου της πληρότητας και επάρκειας του τρόπου ροής των δυνάμεων στον φορέα (load path), προσομοιώνοντας όλα τα στοιχεία που την επηρεάζουν (και τις τοιχοποιίες, αν απαιτείται).
- Αναγνώριση των αδύνατων-κρίσιμων περιοχών καθ' ύψος ή σε κάτοψη (ασυνέχειες αντοχής) όπου συγκεντρώνονται και οι απαιτήσεις θ_p .

Από την άλλη πλευρά, πρέπει να είναι σαφές πως η ανελαστική στατική ανάλυση είναι εκ φύσεως προσεγγιστική, καθώς βασίζεται σε στατική φόρτιση. Ως τέτοια, δεν μπορεί να προσομοιώσει επαρκώς τα δυναμικά φορτία, συγκεκριμένα υπάρχουν οι εξής περιορισμοί:

- Σε ψηλά κτίρια ή με κακές μορφολογίες, όταν η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι σημαντική, οι υπολογιζόμενες παραμορφώσεις είναι αρκετά ανακριβείς.

- Με την χρήση πολλών κατανομών δυνάμεων (συμπεριλαμβανομένων των ιδιομορφών) περιορίζεται, αλλά δεν εξαλείφεται η ανακρίβεια.
- Δυσχερής εφαρμογή σε χωρικούς φορείς με προβλήματα κανονικότητας.
- Αδυναμία να αναγνωρίσει μηχανισμούς αστοχίας που δημιουργούνται μετά τον αρχικό (Παναγόπουλος).

3.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

- *Στόχος της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης*

Η μια εκ των δύο ειδών ανάλυσης κατασκευών που προτείνονται στους σύγχρονους κανονισμούς είναι η ανελαστική στατική ανάλυση. Η χρήση της μεθόδου έχει μια σειρά στόχων οι οποίοι είναι οι εξής:

- Την τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής στο κτίριο (λόγος a_u/a_1).
- Την εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται η αποτύπωση της κατανομής των βλαβών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος - ασθενούς δοκού.
- Τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει την μη-γραμμική σχέση μεταξύ της μετατόπιση κορυφής και του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου. Η καμπύλη αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας.

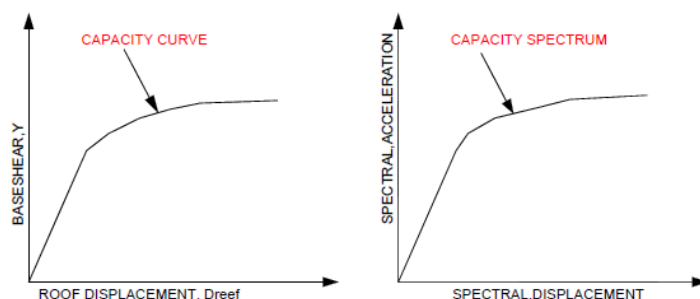
Η μέθοδος Pushover μπορεί να χρησιμοποιηθεί από τον μελετητή μηχανικό τόσο στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό παλαιότερων κτιρίων όπως στην παρούσα εργασία, όσο και στην ανάλυση νέων κατασκευών (LH ΛΟΓΙΣΤΙΚΗ, 2013).

- *Περιγραφή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης*

Βασιζόμενοι στις προδιαγραφές των κανονισμών ATC-40 και FEMA 273 θα γίνει περιγραφή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Η μέθοδος της ανελαστικής

ανάλυσης περιλαμβάνει τη μέθοδο ικανοτικού φάσματος (Capacity spectrum Method) και τη μέθοδο συντελεστών (Coefficient Method).

Η μέθοδος του ικανοτικού φάσματος χρησιμοποιεί το σημείο μεταξύ του ικανοτικού φάσματος (Capacity Spectrum) της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και ενός μειωμένου φάσματος αποκρίσεων (Reduced Response Spectrum) για την εκτίμηση της μέγιστης επιτρεπόμενης πλευρικής μετατόπισης των κατασκευών. Το ικανοτικό φάσμα είναι η καμπύλη που απεικονίζει το λόγο της φασματικής επιτάχυνσης προς την επιτάχυνση της βαρύτητας (Spectral acceleration) σε σχέση με τις φασματικές μετατοπίσεις της κατασκευής (Spectral Displacement). Το ικανοτικό φάσμα (Capacity Spectrum) προκύπτει από την καμπύλη της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Capacity Curve), η οποία περιγράφει την τέμνουσα βάσης (Base shear, V) σε σχέση με την πλευρική μετατόπιση της κατασκευής (Roof displacement, D_{roof}), ύστερα από μετατροπή της τέμνουσας βάσης σε φασματική επιτάχυνση. Η ικανοτική καμπύλη (Pushover Curve ή Capacity Curve) περιγράφει τη συμπεριφορά της κατασκευής, όταν αυτή υποβάλλεται σε συγκεκριμένη κατά την ελαστική περιοχή αλλά και μετά από αυτή. Το μειωμένο φάσμα αποκρίσεων βασίζεται σε σεισμικές αποκρίσεις βάσει κανονισμών και συνήθως μειώνεται λόγω μη γραμμικών επιρροών και αποσβέσεων. Στο σχήμα 3.1. φαίνονται σε γραφήματα οι καμπύλες ικανοτικής καμπύλης (Capacity Curve) και ικανοτικού φάσματος (Capacity Spectrum).



Σχήμα 3.1 Ικανοτική καμπύλη (Capacity curve) & ικανοτικό φάσμα (Capacity spectrum)
(Χατζήνα,2006)

Η μέθοδος συντελεστών υπολογίζει την ανώτατη επιτρεπόμενη μετατόπιση της οροφής της κατασκευής μέσω μιας αριθμητικής διαδικασίας η οποία δεν θα

3.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ

Η δυναμική ανάλυση με χρονοιστορία επιταχύνσεων προβλέπεται από τους κανονισμούς ΕΚ8 (εθνικό Προσάρτημα του EC8 §4.3.3.1(4) και ΕΑΚ 2000 §3.1.2[2]) και ως μια συμπληρωματική διαδικασία σχεδιασμού υπο κατάλληλες πάντα προϋποθέσεις, η οποία αφορά την καταγραφή της απόκρισης ενός φορέα όταν σε αυτόν επιβληθεί ως δύναμη το επιταχυνσιογράφημα ενός σεισμού, η πραγματική του δηλαδή σεισμική κίνηση κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Ή αλλιώς περιγράφεται και ως η απόκριση του φορέα ως συνάρτηση του χρόνου που λαμβάνεται με αριθμητική ολοκλήρωση των διαφορικών εξισώσεων της κίνησης χρησιμοποιώντας κατάλληλα επιταχυνσιογραφήματα. Επιταχυνσιογραφήματα τέτοιας μορφής υπάρχουν τόσο από πραγματικές καταγραφές σεισμικών γεγονότων, αλλά και τεχνητά ώστε με τα κατάλληλα χαρακτηριστικά να αντιμετωπιστούν εν τέλει ορισμένα πιο συγκεκριμένα προβλήματα (Κίρτας & Παναγόπουλος, 2015).

3.4 ΣΥΝΟΨΗ

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφεται η μη-γραμμική στατική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση και η δυναμική εν χρόνω ανάλυση. Αφού γίνει μια αναλυτική περιγραφή των μεθόδων, παρουσιάζονται τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της κάθε ανάλυσης. Τεκμηριώνεται ο λόγος ο οποίος οι ανελαστικές εν χρόνο αναλύσεις είναι ένα ισχυρό εργαλείο στα χέρια των μηχανικών, καθώς μας παρέχουν πληθώρα πληροφοριών που αφορούν υφιστάμενες ή νέες κατασκευές, τις οποίες οι μέθοδοι ελαστικών αναλύσεων δεν είναι σε θέση να μας δώσουν ή στην καλύτερη περίπτωση να υπολογίσουν με ανεκτή ακρίβεια. Ακολούθως, περιγράφονται οι στόχοι της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης, με σημαντικότερο από όλους την δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει την σχέση μεταξύ του οριζόντιου επιβαλλόμενου φορτίου και την μετατόπιση της κορυφής του κτηρίου. Τέλος, με την απαραίτητη βοήθεια της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη, διαπιστώνεται αν υπάρχουν τυχούσες υπερβάσεις πέρα από τα όρια της κατασκευής και αν αυτή πληροί τα κριτήρια που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

Κεφάλαιο 4: Ανελαστική προσομοίωση κτιρίων – προσδιορισμός απομένουσας ικανότητας μέσω του seismostruct

4.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

Τα εξεταζόμενα κτίρια είναι κατασκευασμένα την περίοδο της δεκαετίας του '60 και ο σχεδιασμός τους έγινε με τις παραδοχές που χρησιμοποιούνται την αντίστοιχη περίοδο κατασκευής. Χρησιμοποιήθηκε ο αντισεισμικός Β.Δ. 1959 και θεωρούνται ότι είναι συνήθη κτίρια κατοικιών ή γραφείων. Επίσης, και οι δύο κατασκευές είναι επταώροφες και συμμετρικές ως προς την κάτοψη. Τα κτίρια μας μελετήθηκαν για κατηγορία σεισμικής ζώνης I σε έδαφος τύπου A, με αντίστοιχο σεισμικό συντελεστή ϵ ίσο με 0.04. Τέλος, η επικάλυψη των οπλισμών που χρησιμοποιήθηκε ισούται με 2 cm.

- *Υλικά*

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι τυπικά της περιόδου και κατά την ανάλυση των κτιρίων, χρησιμοποιούνται μέσες τιμές για τα χαρακτηριστικά των εξής υλικών:

- Σκυρόδεμα B160 (μέση τιμή 16MPa)
- Διαμήκης χάλυβας ST 1 (μέση τιμή 310MPa)
- Χάλυβας συνδετήρων ST 1 (μέση τιμή 310MPa)

- *Φορτία*

Τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση είναι τα εξής:

Επικάλυψη = 1.5KN/m²

Κινητό = 2.0 KN/m²

Η εσωτερική τοιχοποιία λαμβάνεται ως φορτίο ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλες τις πλάκες ίσο με 1.0 KN/m², ενώ το φορτίο της εξωτερικής τοιχοποιίας (ανά m² όψεως) είναι ίσο με 3.6 KN/m²

Τελικά τα φορτία είναι τα εξής:

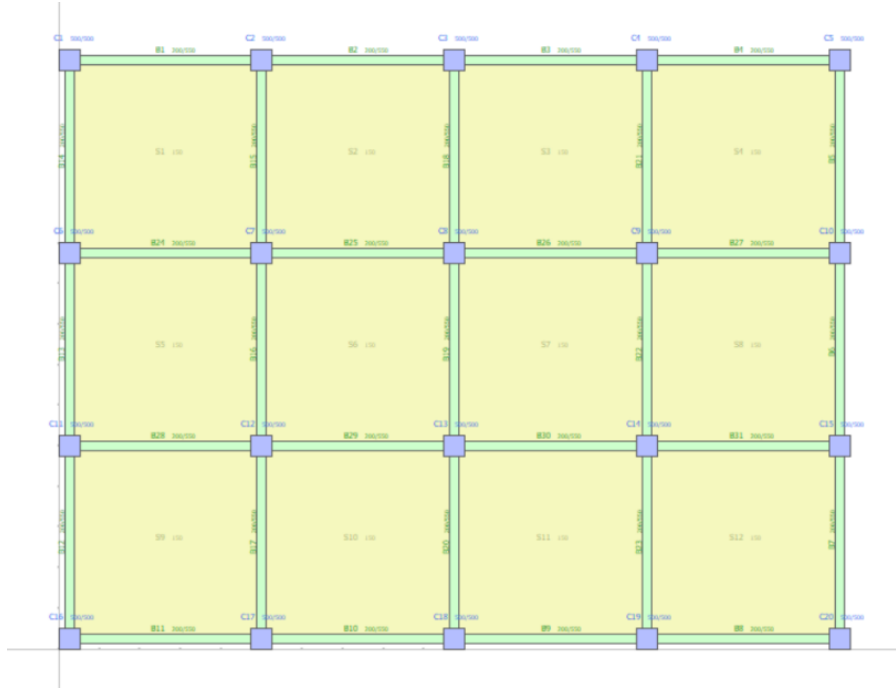
Μόνιμα: 2.5 KN/m^2 (1.5 KN/m^2 επικάλυψη + 1.0 KN/m^2 επιπλέον για την εσωτερική τοιχοποιία)

Κινητά: 2.0 KN/m^2

Επίσης, στις περιμετρικές δοκούς μόνο, υπάρχει γραμμικό φορτίο λόγω εξωτερικής τοιχοποιίας 9.00 KN/m .

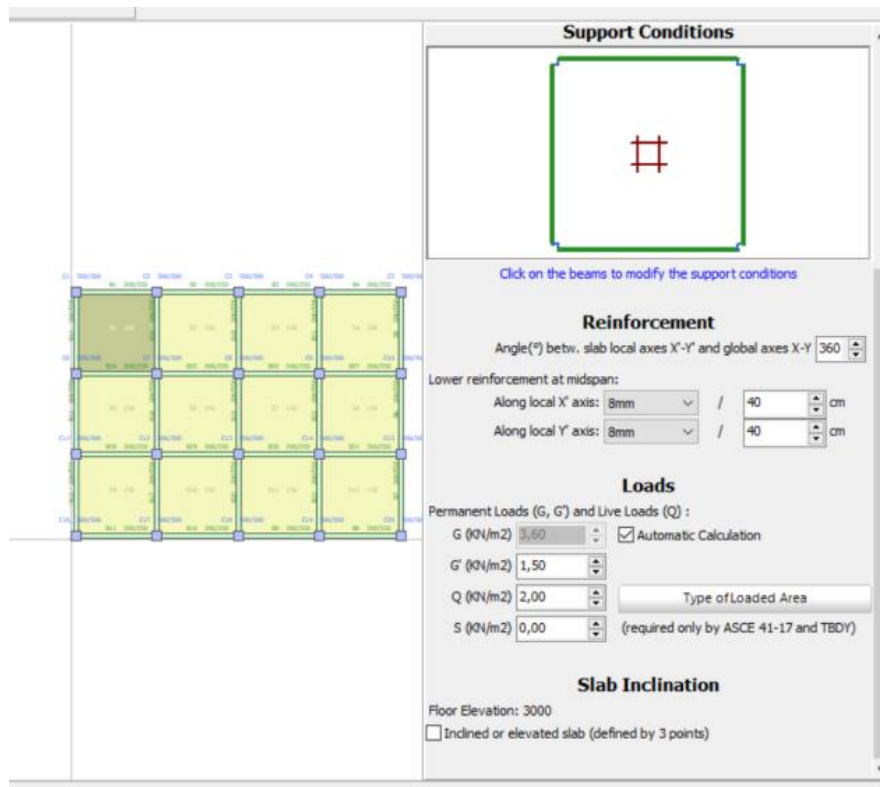
4.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ & ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Αρχικά δημιουργήθηκε μια πλήρη απεικόνιση των υπό εξέταση κτιρίων στο λογισμικό σχεδιάζοντας ξεχωριστά τον κάθε όροφο. Αφού τοποθετήθηκαν όλα τα επιμέρους δομικά στοιχεία, προστέθηκαν οι οπλισμοί και οι συνδετήρες σε κάθε ένα στοιχείο ξεχωριστά, όπως φαίνεται και στα επισυναπτόμενα σχήματα. Ταυτόχρονα προστέθηκαν τα φορτία με τιμές των μόνιμων και κινητών, όπως και της εσωτερικής και εξωτερικής τοιχοποιίας και των δοκών που αναφέρθηκαν παραπάνω όπως και οι υπόλοιπες παραδοχές που συμπεριελήφθησαν στην εκτέλεση αναλύσεων. Για να ολοκληρωθεί η έναρξη των αναλύσεων απαραίτητη ήταν και η προσθήκη εφαρμοζόμενου κανονισμού που όπως φαίνεται και στο σχήμα, έχει επιλεγθεί για τις συγκεκριμένες περιπτώσεις ο ΕΚ8.

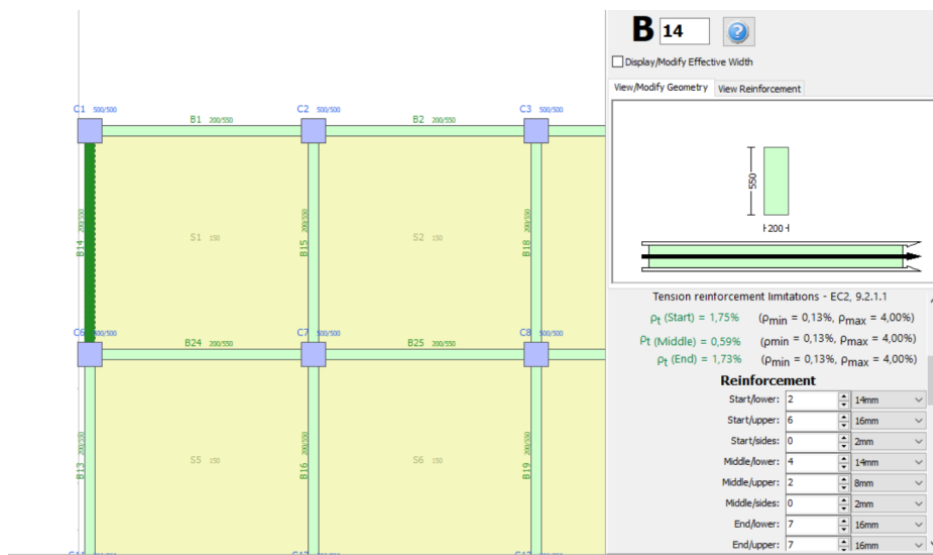


Σχήμα 4.1 Αποτύπωση κτιρίου - κάτω ισογείου ορόφου

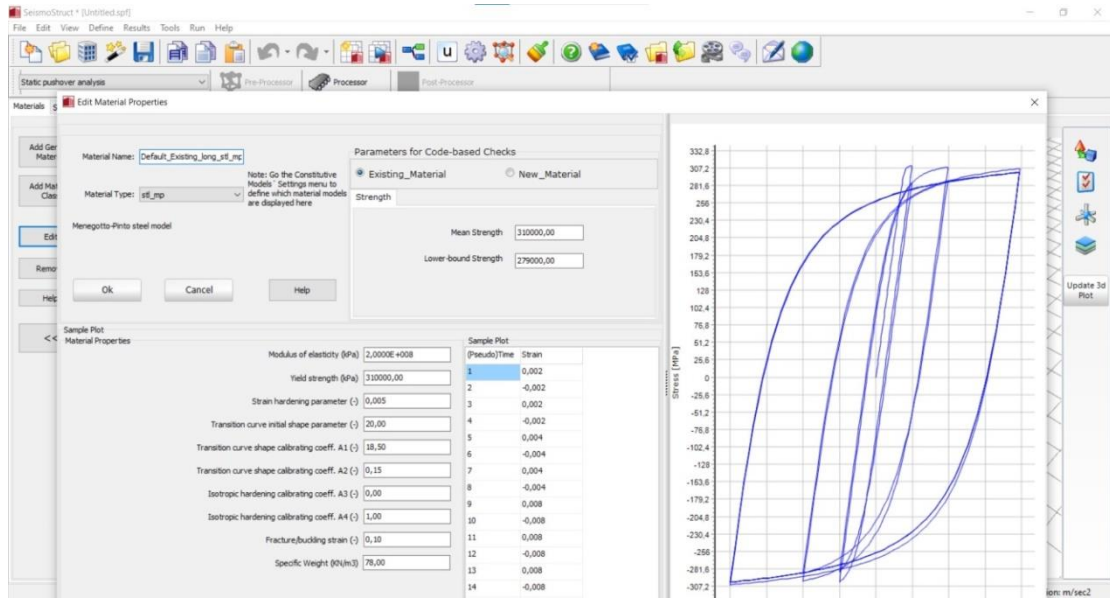
Σχήμα 4.2 Προσθήκη σπλισμών και προσδιορισμός διατομής στα υποστυλώματα



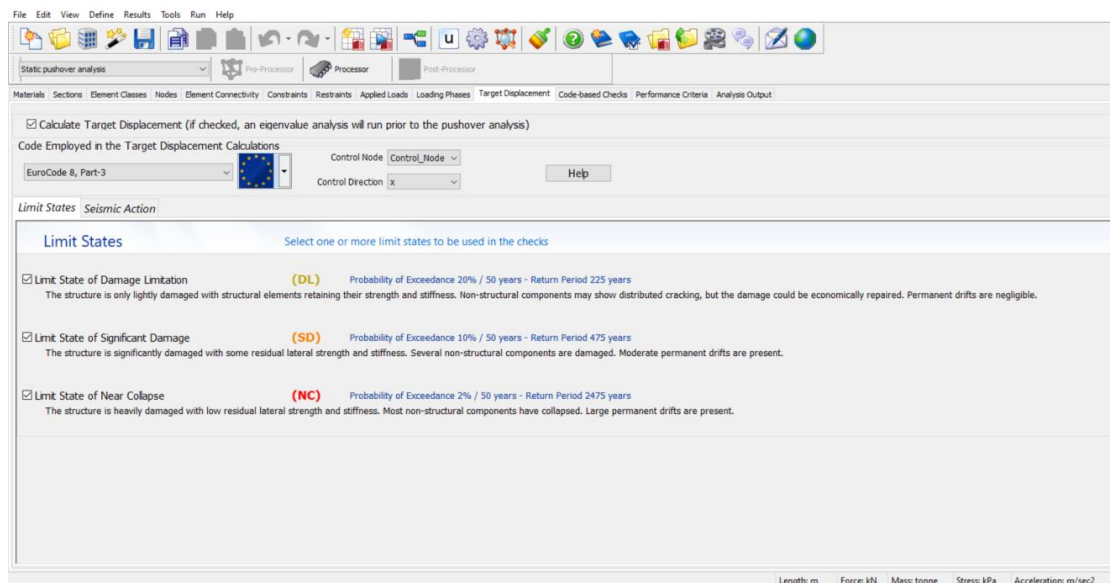
Σχήμα 4.3 Προσθήκη φορτίων και οπλισμών στις πλάκες



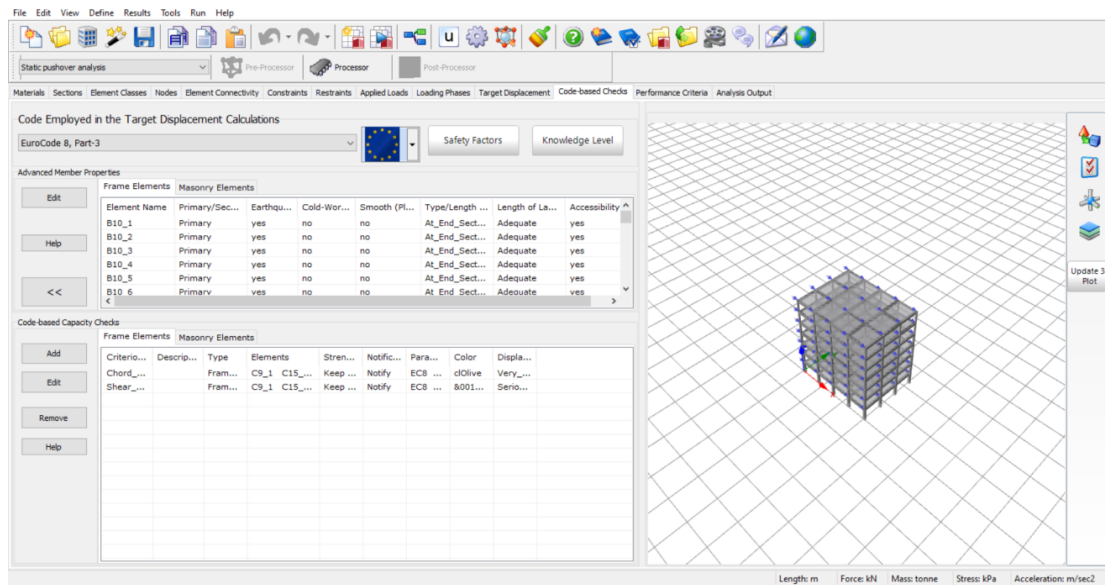
Σχήμα 4.4 Προσθήκη οπλισμών και προσδιορισμός διατομής σε δοκούς



Σχήμα 4.5 Τροποποίηση των υλικών των κτιρίων



Σχήμα 4.6 Προσθήκη εφαρμοζόμενου κανονισμού και ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας



Σχήμα 4.7 Προσθήκη ΕΚ8 για τον προσδιορισμό των σταθμών επιτελεσματικότητας της στοχευόμενης μετακίνησης.

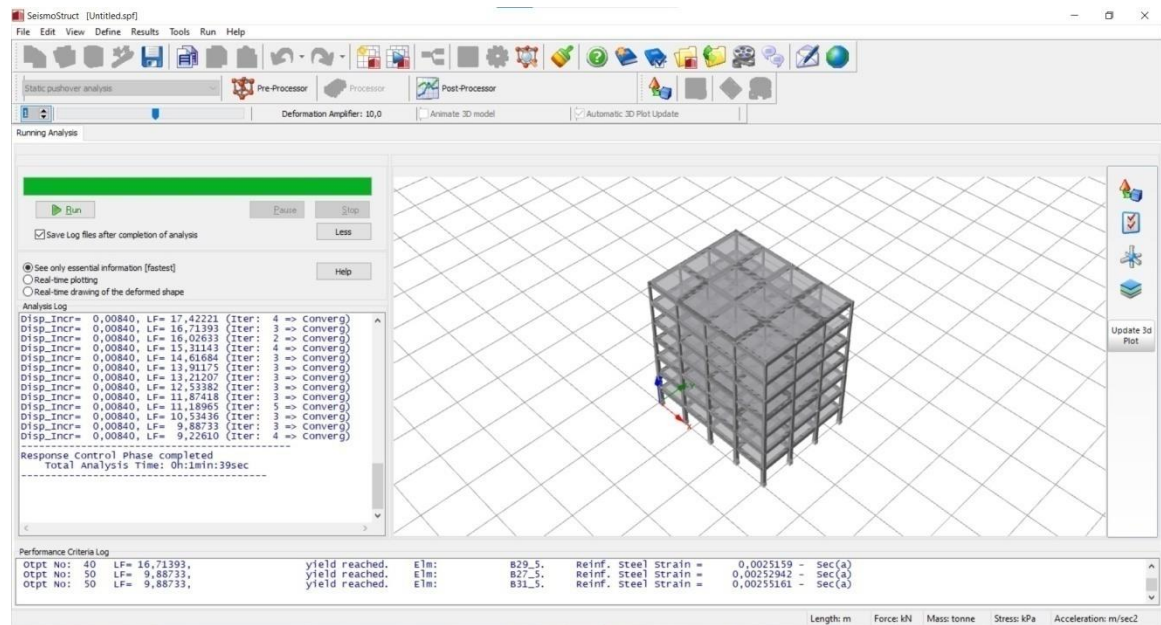
4.3 ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Αρχικά επιλέγεται μια στρατηγική φόρτιση για να ξεκινήσει η ανάλυση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) όπως είναι: τα βήματα της ανάλυσης, ο τύπος της φάσης, οι στοχευόμενες μετακινήσεις, διεύθυνση φόρτισης και ο κόμβος ελέγχου. Η εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης γίνεται ταυτόχρονα με τις συμβατικές (ελαστικές) αναλύσεις. Η εικόνα του προγράμματος κατά την ολοκλήρωση της ανάλυσης φαίνεται στο Σχήμα 4.8. Στο τέλος της ανάλυσης, το μοντέλο της κατασκευής έχει δεχθεί παραμορφώσεις και συγκεκριμένα στο Σχήμα 4.9 φαίνονται και τα στοιχεία που έχουν δεχθεί την μεγαλύτερη παραμόρφωση ή έχουν υπερβεί την αντοχή τους, καθώς και ποια είναι η τελική μορφή του συνολικού κτιρίου μετά την καταπόνηση.

Στο παρακάτω Σχήμα 4.8 φαίνεται επίσης η διαδικασία της ανάλυσης της κατασκευής με τα κριτήρια και τις προϋποθέσεις που έχουν επιλεγεί καθώς και τυχόν επισημάνσεις αστοχίας του κτιρίου με τα στοιχεία που έχουν διαρρεύσει ή απλώς έχουν δεχθεί παραμόρφωση.

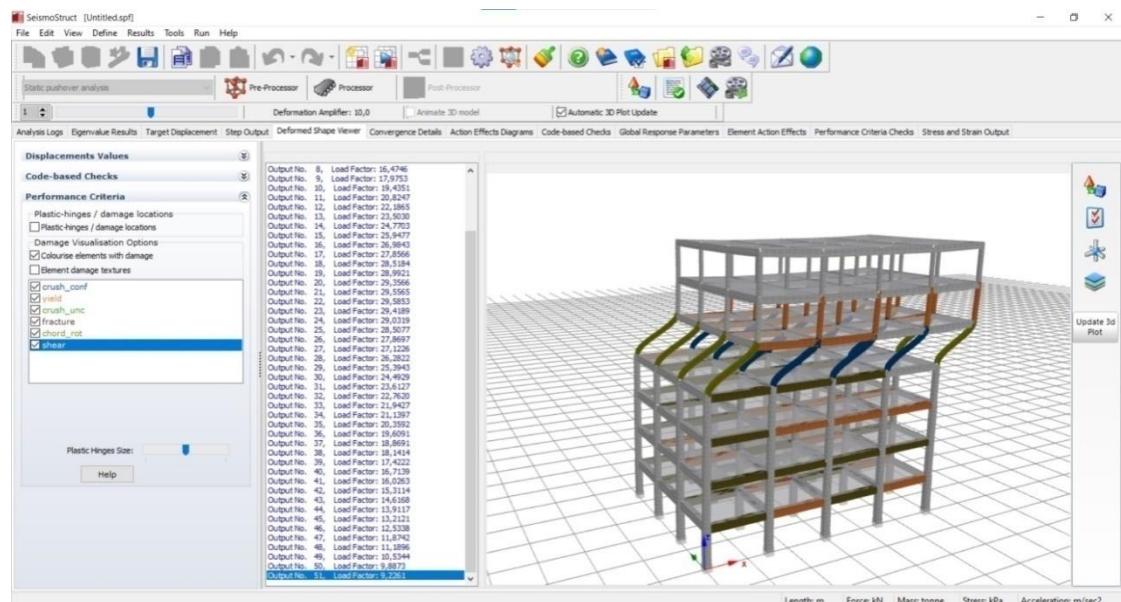
Με την ολοκλήρωση της στατικής ανάλυσης, δημιουργείται ταυτόχρονα και ένας φάκελος δεδομένων όπου αποθηκεύεται το αρχείο και είναι δυνατή η εξέταση

σφαλμάτων (errors) που σημειώθηκαν κατά τη διάρκεια της επίλυσης και τυχόν προειδοποιήσεις για τον πρόωρο τερματισμό της ανάλυσης.

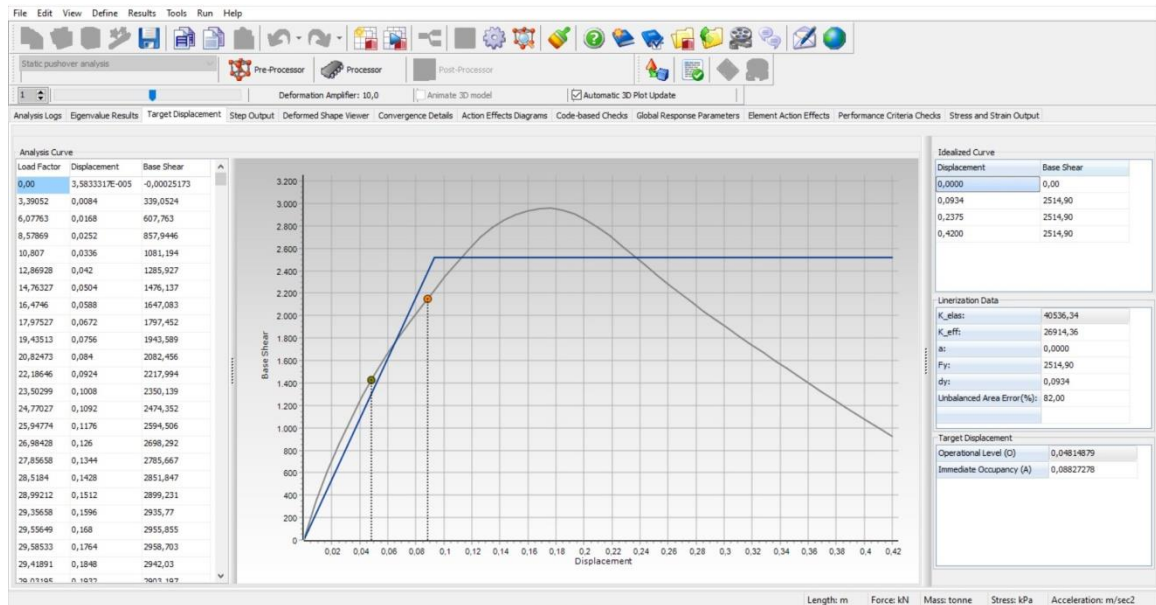


Σχήμα 4.8 Παράθυρο του λογισμικού κατά την επίλυση της ανάλυσης

Τέλος στο σχήμα 4.10, εμφανίζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης με τις τιμές των παραμέτρων και των στοχευόμενων μετακινήσεων για τις στάθμες που έχουν οριστεί.



Σχήμα 4.9 Δομικά στοιχεία που έχουν παραμορφωθεί ή αστοχήσει.

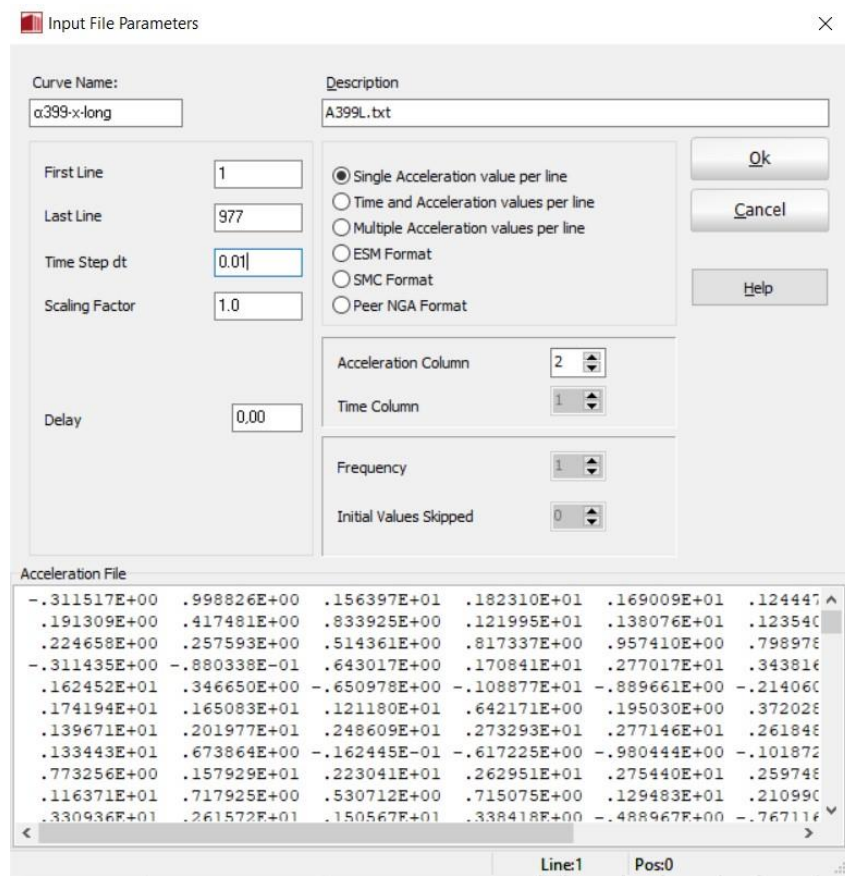


Σχήμα 4.10 Καμπύλη ικανότητας, τιμές στοχευόμενης μετακίνησης και αποτελέσματα ανάλυσης

- Εκτέλεση δυναμικής ανάλυσης με χρονοϊστορία

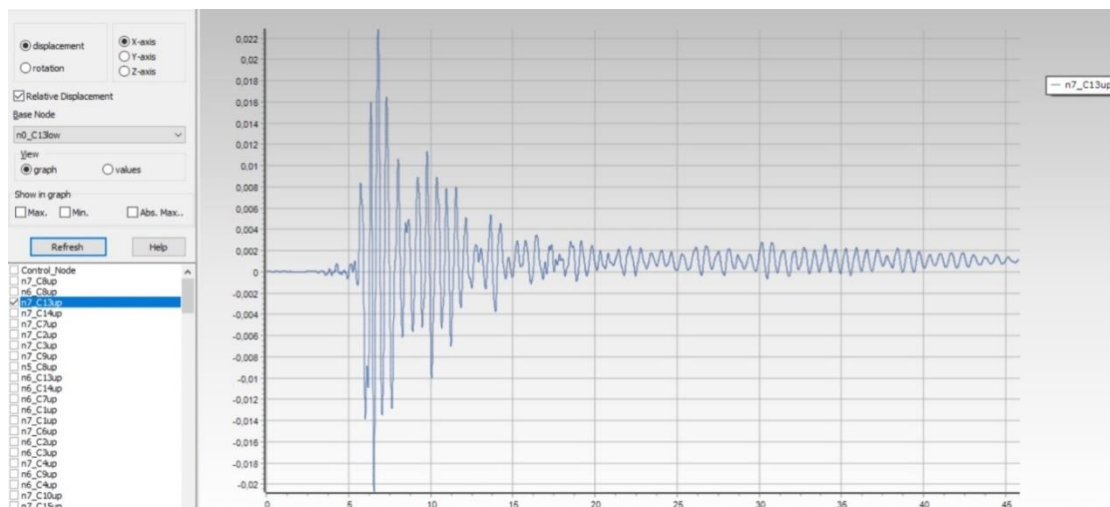
Μετά το τέλος των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων, χρησιμοποιήθηκαν τα προαναφερόμενα δεδομένα για την εκτέλεση και των δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας. Για την διαδικασία αυτή αρχικά επιλέγεται το επιταχυνσιογράφημα που αφορά την σεισμική δόνηση για την οποία οι κατασκευές θα καταπονηθούν και στη συνέχεια καθορίζονται οι εισαγωγικές παράμετροι όπως είναι ο αριθμός των σταδίων, το χρονικό βήμα dt και ο συντελεστής κλιμάκωσης.

Η εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 4.11. Το πρόγραμμα εφαρμόζει αυτόματα το επιταχυνσιογράφημα στην βάση του κτιρίου στην διεύθυνση x .



Σχήμα 4.11 Παράμετροι αρχείου εισαγωγής-επιταχυνσιογραφήματος

Τέλος, πατώντας να ξεκινήσει η ανάλυση, με το πέρας των αποτελεσμάτων δημιουργείται και η χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων για τη δεδομένη σεισμική φόρτιση.



Σχήμα 4.12 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

4.4 ΣΥΝΟΨΗ

Σε αυτό το κεφάλαιο αναφέρθηκαν οι παραδοχές που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση των κτιρίων που αναλύονται στην παρούσα εργασία καθώς και η διαδικασία που ακολουθήθηκε κατά την εκπόνηση των δυναμικών αναλύσεων στο φορέα. Στο επόμενο κεφάλαιο ακολουθούν αναλυτικά τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων και για τα δύο κτίρια.

Κεφάλαιο 5: Αποτελέσματα αναλύσεων

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Για το σύνολο των επιλεγέντων κτιρίων πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις (Μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover) και δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορία) με στόχο την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας τους και την μελέτη τους με βάσει τις παραμορφώσεις που έχουν δεχθεί με βάση δεδομένων σταθμών επιτελεστικότητας.

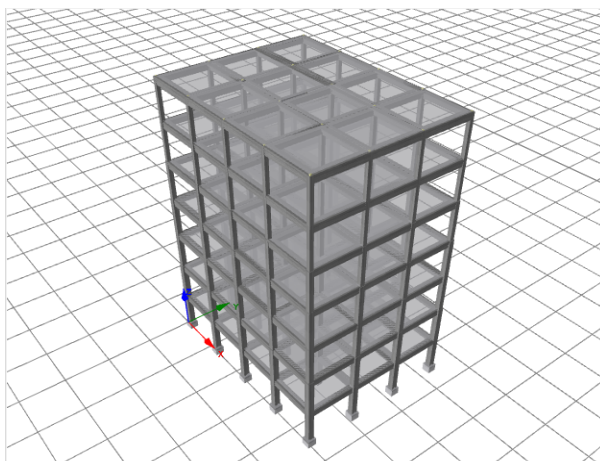
5.2 ΣΥΝΟΠΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Στο σύνολο των υφισταμένων κτιρίων πραγματοποιούνται μη γραμμικές στατικές ανελαστικές αναλύσεις υπό αυξανόμενη ένταση, για ομοιόμορφη και για τριγωνική κατανομή της οριζόντιας φόρτισης. Παρακάτω παρουσιάζονται συνοπτικά τα ακόλουθα αποτελέσματα :

- Για το κτίριο A:

Ύψος ορόφου = 3.00 μέτρα

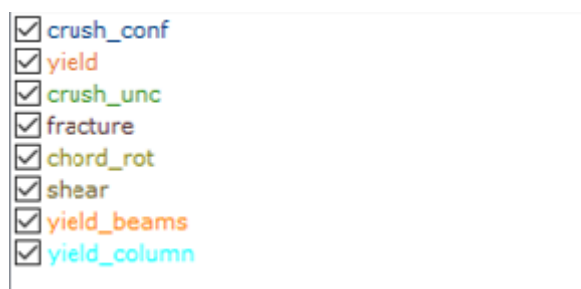
Απόσταση υποστυλωμάτων = 3.50 μέτρα άνοιγμα



Σχήμα 5.1 Απεικόνιση A κτιρίου στο λογισμικό.

Κατά την ολοκλήρωση της ανάλυσης δημιουργείται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.3. Πάνω στην καμπύλη βρίσκονται οι αναμενόμενες μετακινήσεις για τον σεισμό που έχουν επιλεγθεί.

Το πρώτο σημείο δείχνει την μετακίνηση για την στάθμη επιτελεστικότητας A η οποία αναφέρεται στην άμεση χρήση του κτιρίου μετά τον σεισμό ενώ το δεύτερο σημείο πάνω στην καμπύλη είναι η μετακίνηση για στάθμη επιτελεστικότητας B, η οποία αναφέρεται στην προστασία ζωής των ενοίκων. Στη συνέχεια εξετάζονται τα κτίρια σε αυτό το σημείο, με σκοπό να εντοπιστούν οι βλάβες που έχουν προκύψει κατά την καταπόνηση της κατασκευής, το μηχανισμό αστοχίας της και αν έχουν ξεπεραστεί τα όρια που θέτουν οι εφαρμοζόμενοι κανονισμοί. Στο Σχήμα 5.2 φαίνεται ποια βλάβη-αστοχία αντιστοιχεί σε ποιο χρωματισμό που εμφανίζει το λογισμικό κατά την ανάλυση πάνω στα στοιχεία που την έχουν υποστεί κατά την καταπόνηση. Στο Σχήμα 5.3.a εμφανίζονται οι βλάβες που έχουν προκύψει στην κατασκευή όταν αυτή βρίσκεται σε μετατόπιση ίση με την στάθμη επιτελεστικότητας B. Τέλος, στο Σχήμα 5.3.b η ανάλυση έχει ολοκληρωθεί και εντοπίζονται συνολικά οι βλάβες που προέκυψαν κατά την ανάλυση.

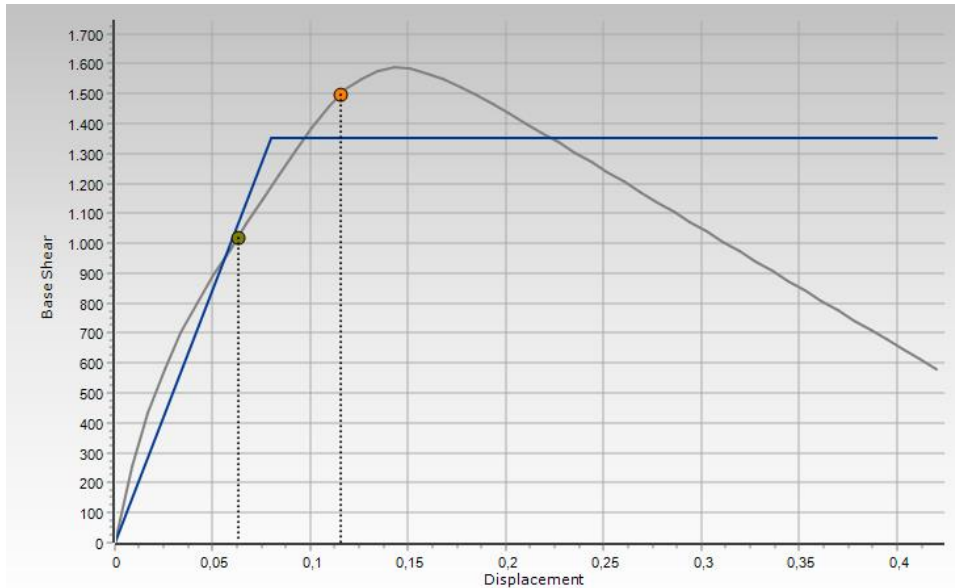


Σχήμα 5.2 Υπόμνημα χρωμάτων- βλαβών στο λογισμικό

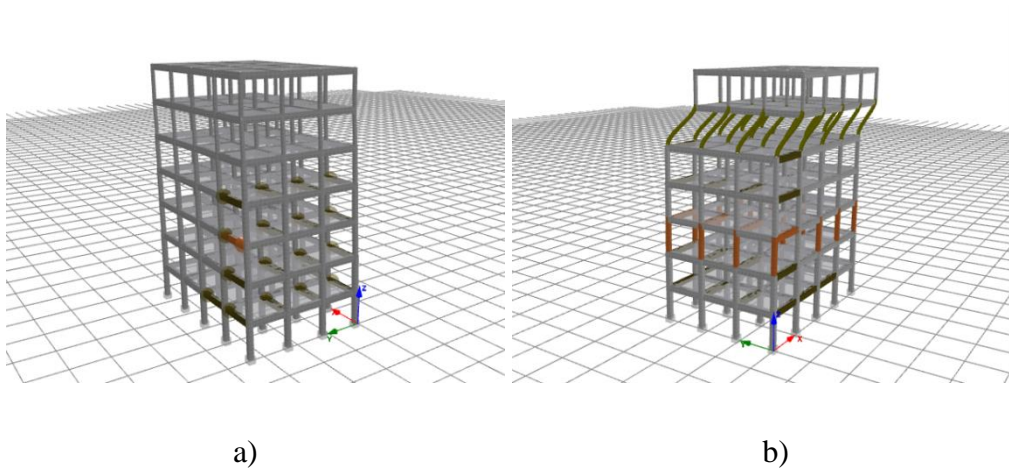
Αποτελέσματα κτιρίου δίγως τοιχοποιία

A) Κατά τον x άξονα

i) Ομοιόμορφη κατανομή

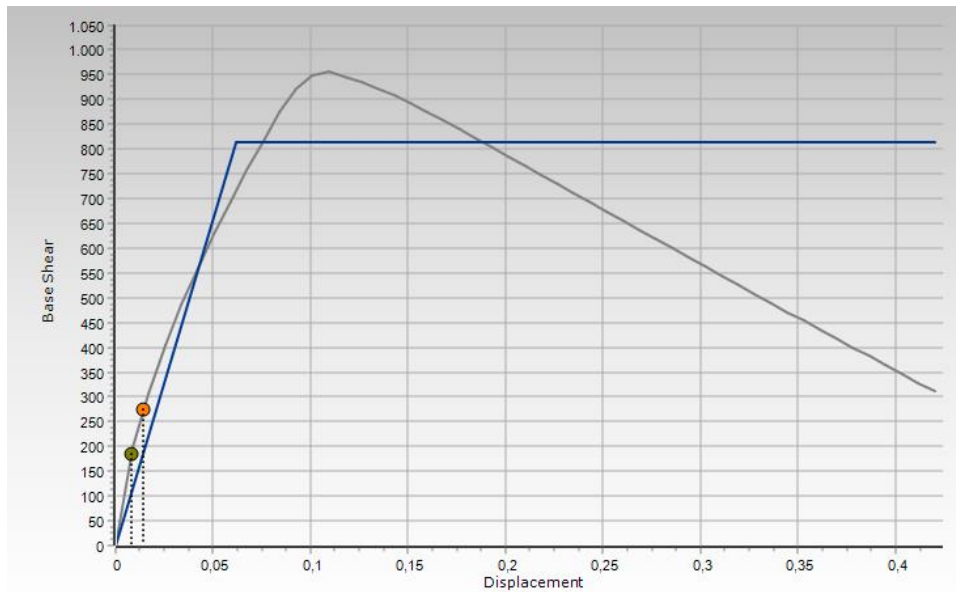


Σχήμα 5.3 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση x

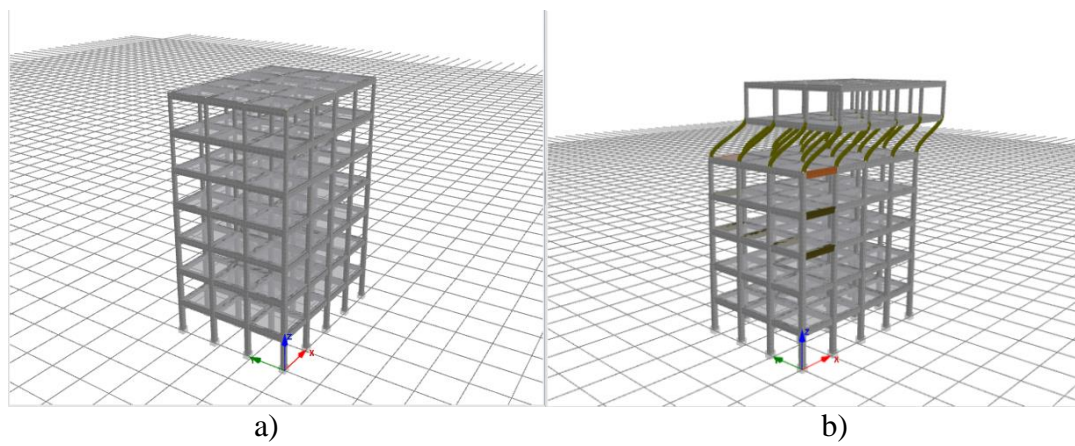


Σχήμα 5.4 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεσματικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



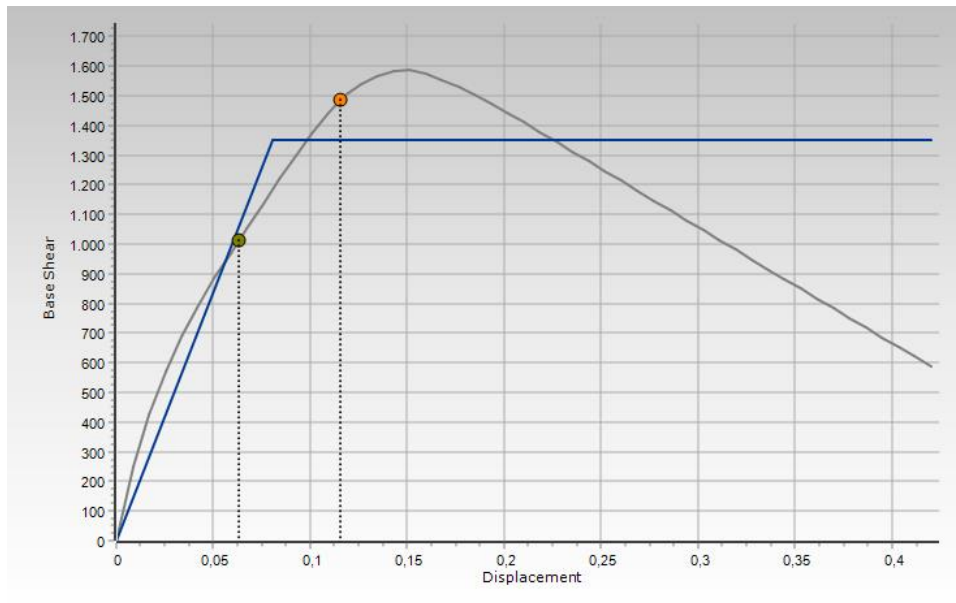
Σχήμα 5.5 Καμπύλη ικανότητας για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση x



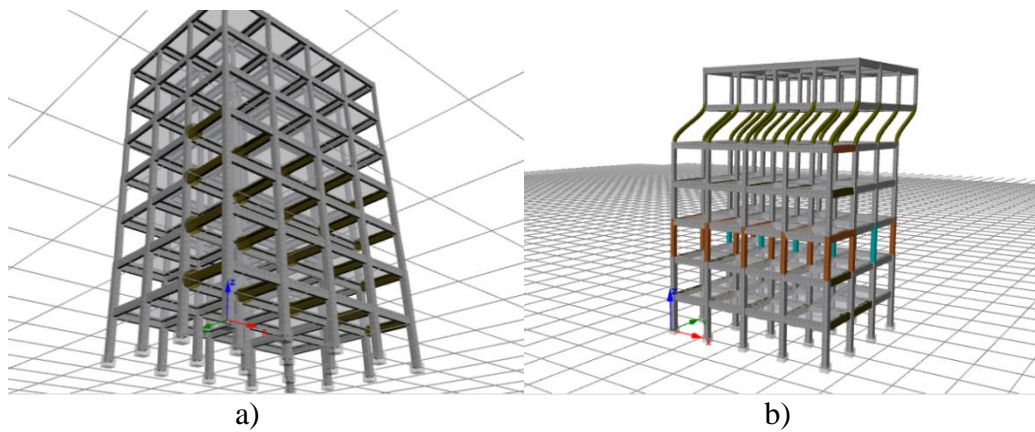
Σχήμα 5.6 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

B) Κατά τον y άξονα

i) Ομοιόμορφη κατανομή

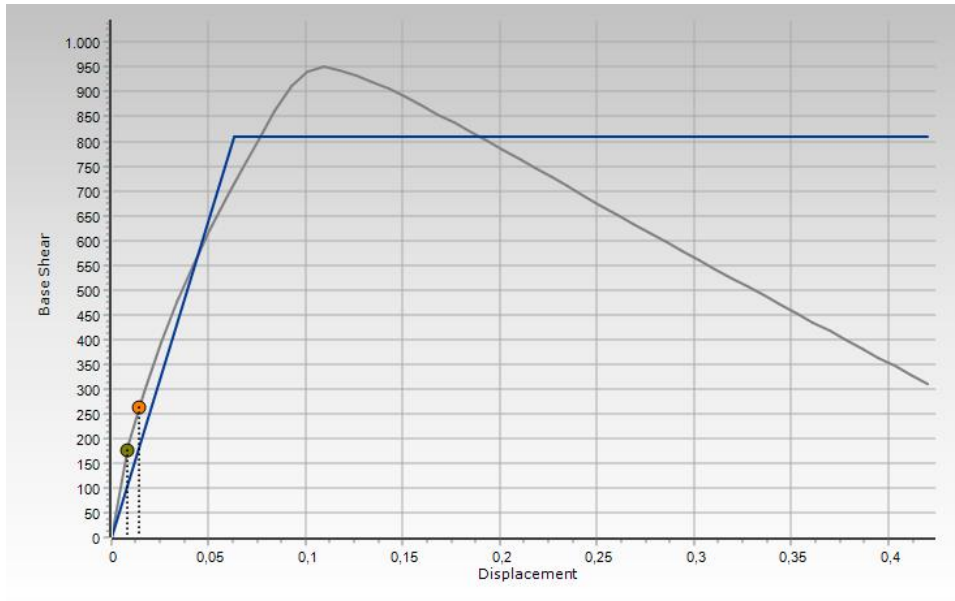


Σχήμα 5.7 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y

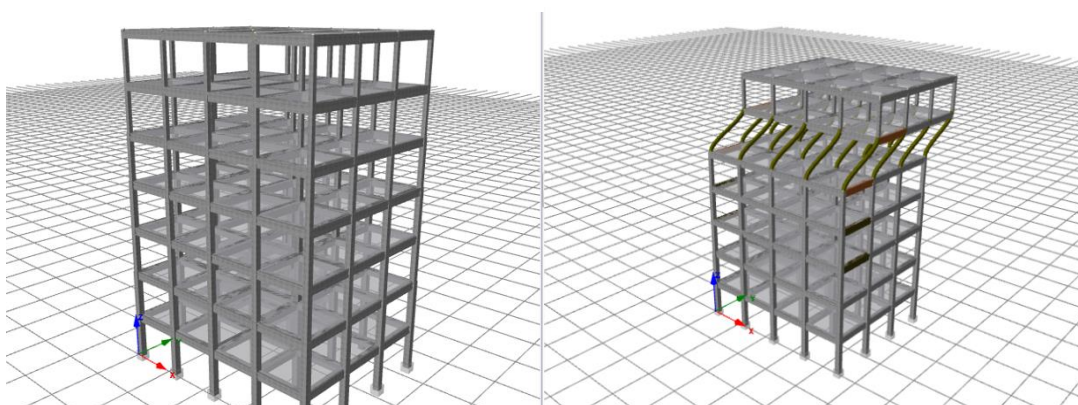


Σχήμα 5.8 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



Σχήμα 5.9 Καμπύλη ικανότητας για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y



a)

b)

Σχήμα 5.10 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

Εξετάζοντας το κτίριο για την στάθμη επιτελεστικότητας B, στην περίπτωση της ανάλυσης του κτιρίου δίχως καθόλου τοιχοποιία, για τον δεδομένο σεισμό παρατηρούνται τα εξής: Στην ομοιόμορφη κατανομή του σεισμού, σε x και y άξονα, το κτίριο δέχεται στην οροφή του μετατοπίσεις περίπου ίσες με 12cm. Επιπλέον,

διατμητικές αστοχίες έχουν εμφανιστεί σε αρκετές δοκούς του κτιρίου χωρίς να παρατηρηθεί κάποια βλάβη στα υποστυλώματα.

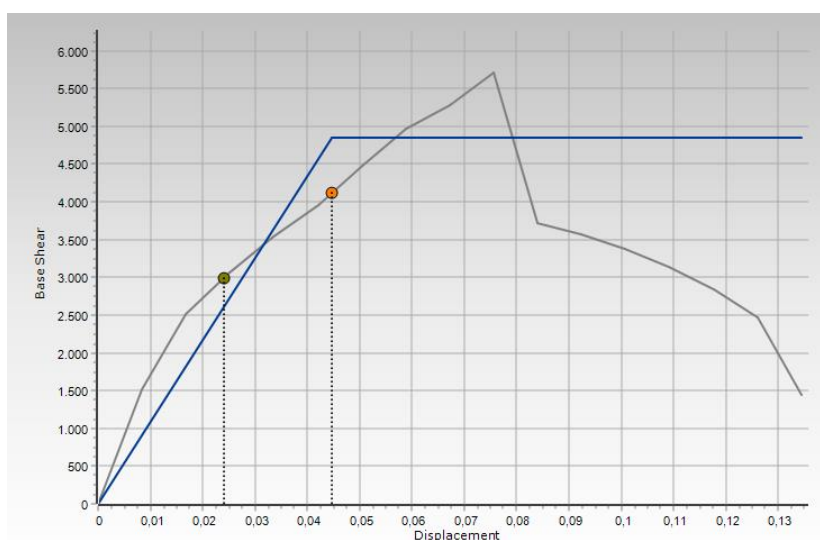
Συμπερασματικά θεωρείται ότι καλύπτονται και οι απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού. Αντιθέτως, για τριγωνική κατανομή του σεισμού, για x και y άξονα, οι μετατοπίσεις οροφής είναι αρκετά μικρότερες σε σχέση με την ομοιόμορφη κατανομή και ισούνται περίπου με 1.5cm. Για τιμή μετατόπισης τόσο χαμηλή, όπως είναι αναμενόμενο, το κτίριο δεν έχει αστοχήσει, αλλά ούτε και έχει διαρρεύσει.

Στο πέρας της ανάλυσης, μπορούμε να παρατηρήσουμε τον μηχανισμό αστοχίας της κατασκευής, ο οποίος είναι η δημιουργία μαλακού ορόφου λόγω αστοχίας όλων των υποστυλωμάτων στον 6^ο όροφο.

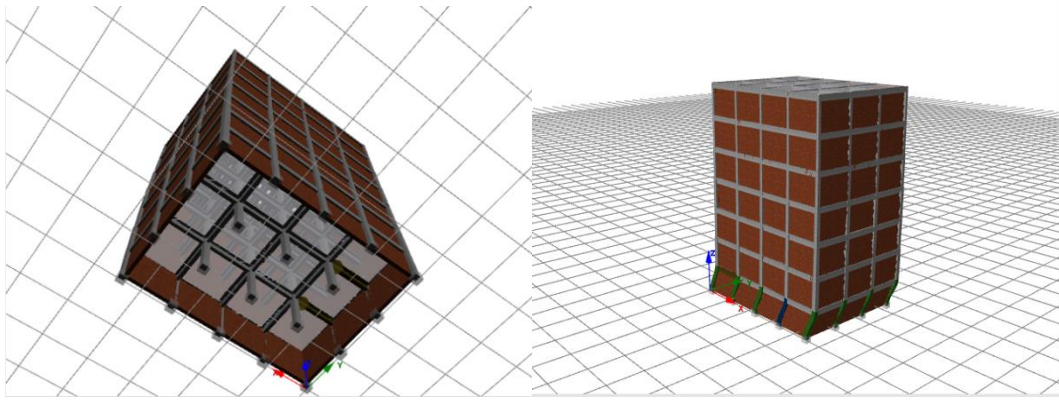
Αποτελέσματα κτιρίου με τοιχοποιία

A) Κατά τον x άξονα

i) Ομοιόμορφη κατανομή



Σχήμα 5.11 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση x

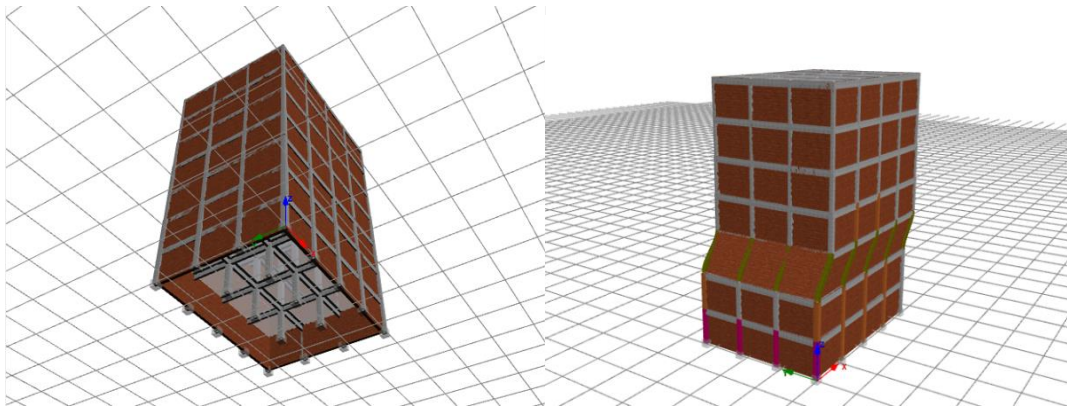


a)

b)

Σχήμα 5.12 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



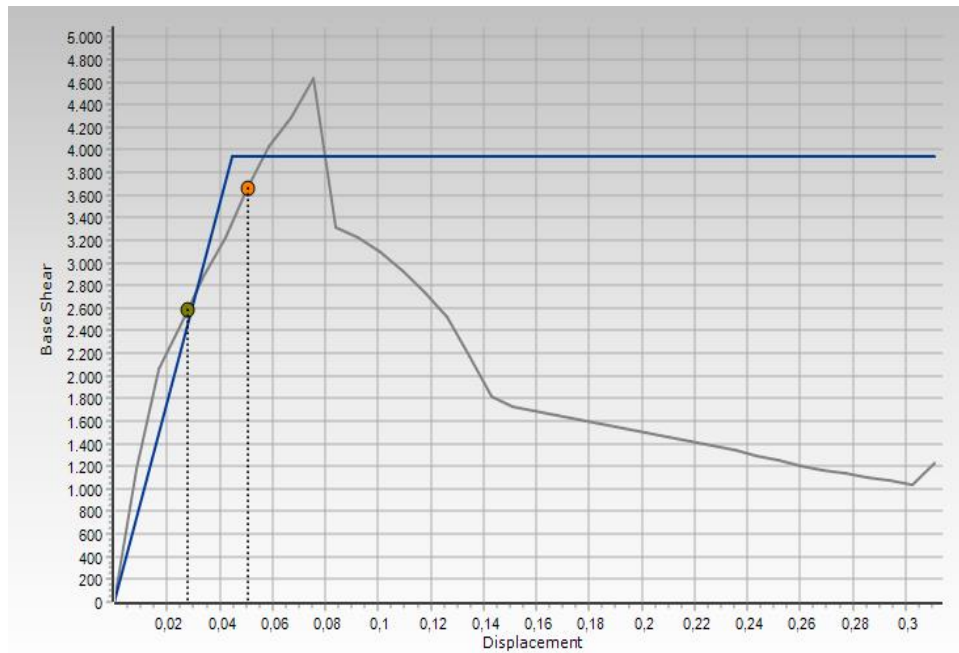
a)

b)

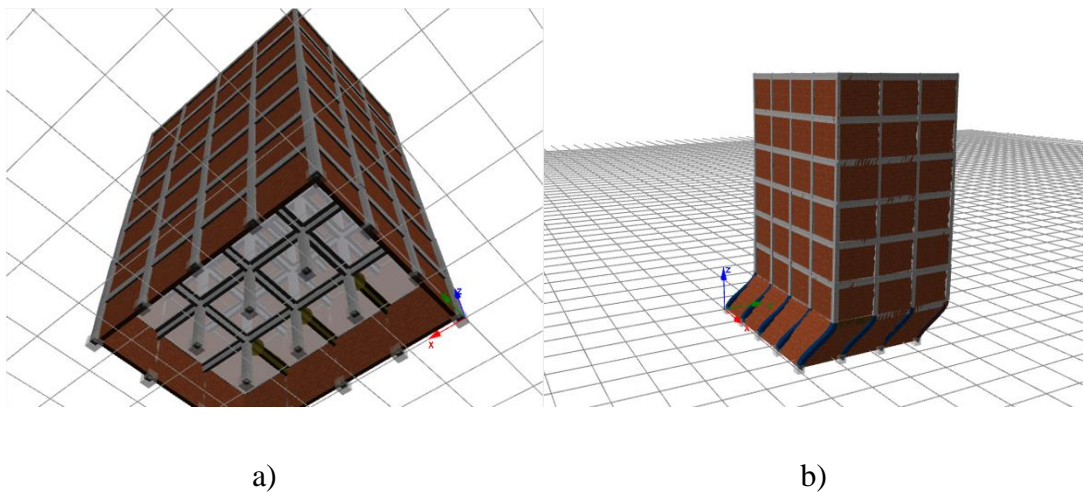
Σχήμα 5.13 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

A) Κατά τον y άξονα

i) Ομοιόμορφη κατανομή

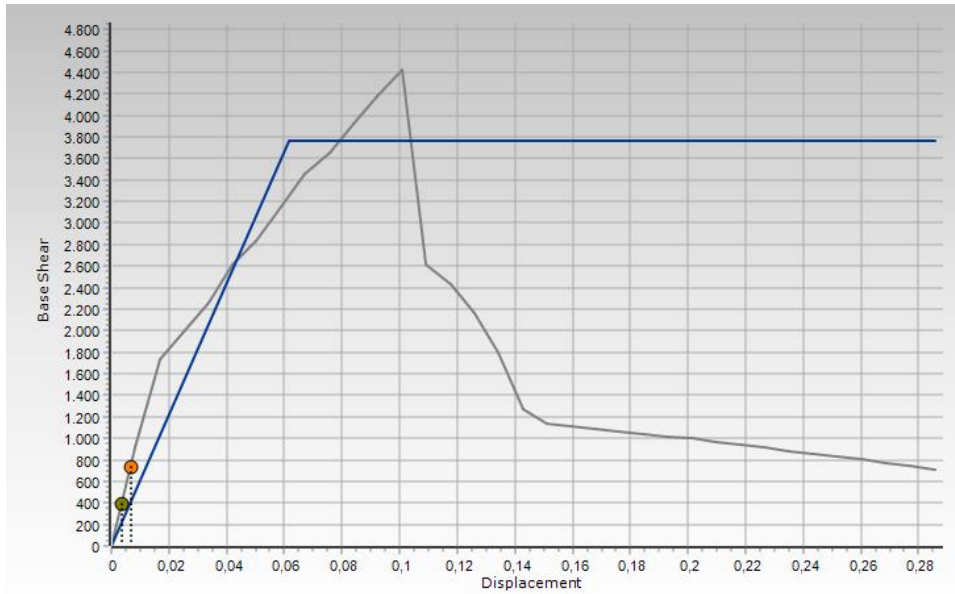


Σχήμα 5.14 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y

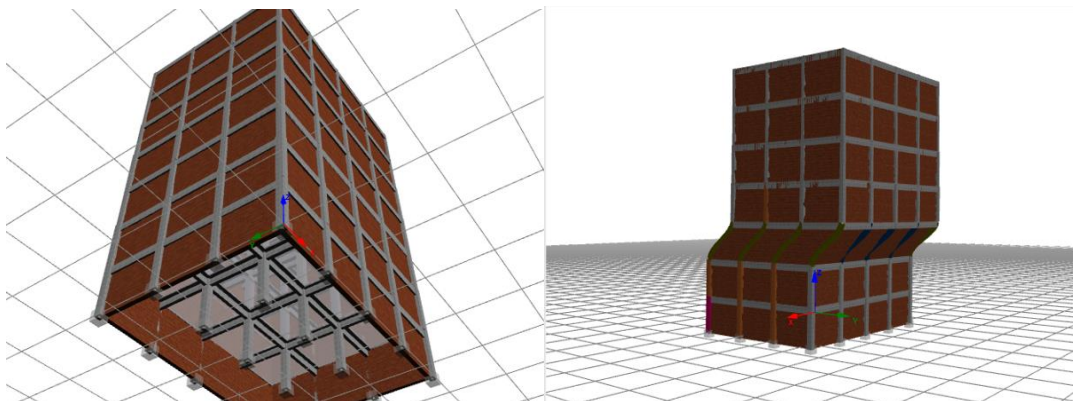


Σχήμα 5.15 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



Σχήμα 5.16 Καμπύλη ικανότητας για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y



a)

b)

Σχήμα 5.17 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

Εξετάζοντας το κτίριο για την στάθμη επιτελεστικότητας B, στην περίπτωση της ανάλυσης του κτιρίου με τοιχοποιία, για τον συγκεκριμένο σεισμό παρατηρείται ότι: στην ομοιόμορφη κατανομή του σεισμού, σε x και y άξονα, το κτίριο δέχεται στην οροφή του μετατοπίσεις περίπου ίσες με 4.5cm και 5cm αντίστοιχα.

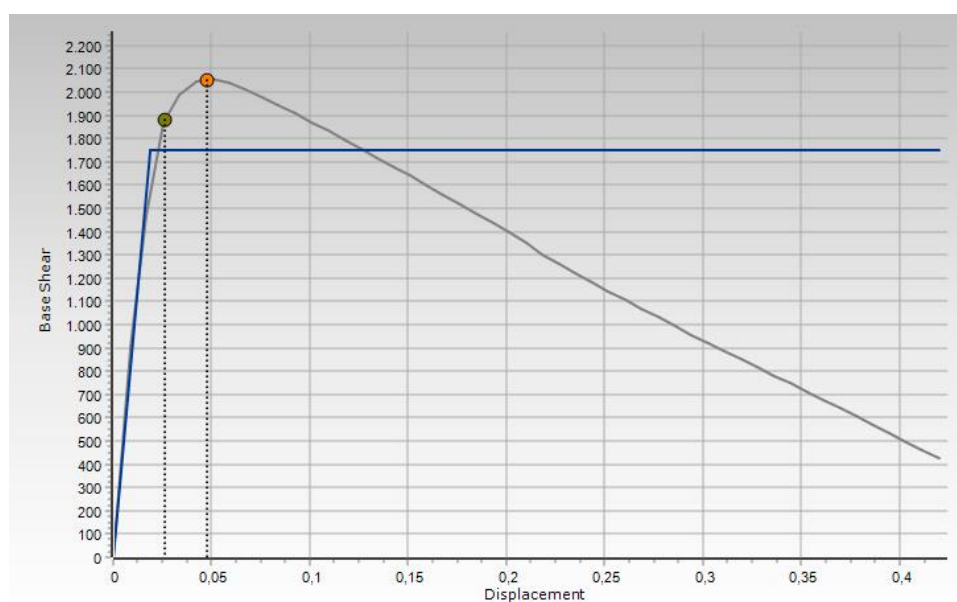
Επίσης, διατμητικές αστοχίες έχουν εμφανιστεί σε μερικές δοκούς του ισογείου χωρίς να παρατηρείται κάποια βλάβη στα υποστυλώματα. Επομένως εύλογα συμπεραίνεται ότι καλύπτονται και οι απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού. Από την άλλη πλευρά, για τριγωνική κατανομή του σεισμού, για x και y άξονα, οι μετατοπίσεις οροφής είναι αρκετά μικρότερες σε σχέση με την ομοιόμορφη κατανομή και ισούνται περίπου με 1cm. Για τιμή μετατόπισης τόσο χαμηλή, όπως είναι λογικό, το κτίριο δεν έχει ούτε αστοχήσει, αλλά ούτε και διαρρέυσει.

Ολοκληρώνοντας την μη-γραμμική ανάλυση στην ομοιόμορφη κατανομή της πλευρικής φόρτισης, παρατηρείται μηχανισμός μαλακού ορόφου στο ισόγειο της κατασκευής. Ο μηχανισμός αστοχίας οφείλεται στην διαρροή των υποστυλωμάτων του ισογείου. Από την άλλη πλευρά, στην περίπτωση της τριγωνικής κατανομής με πλήρη τοιχοποιία, ο μηχανισμός μαλακού ορόφου εμφανίζεται στην **3^η στάθμη του κτηρίου**.

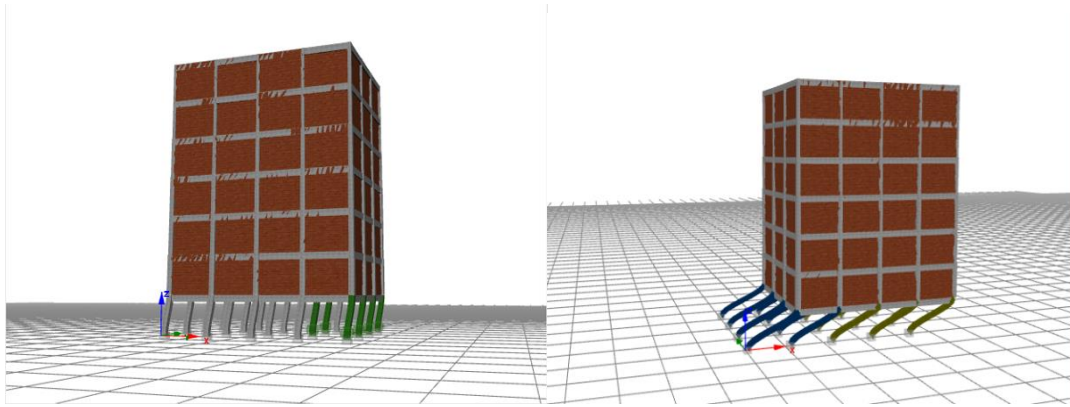
Αποτελέσματα κτιρίου με πυλωτή:

A) Κατά τον x άξονα

i) Ομοιόμορφη κατανομή



Σχήμα 5.18 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση x

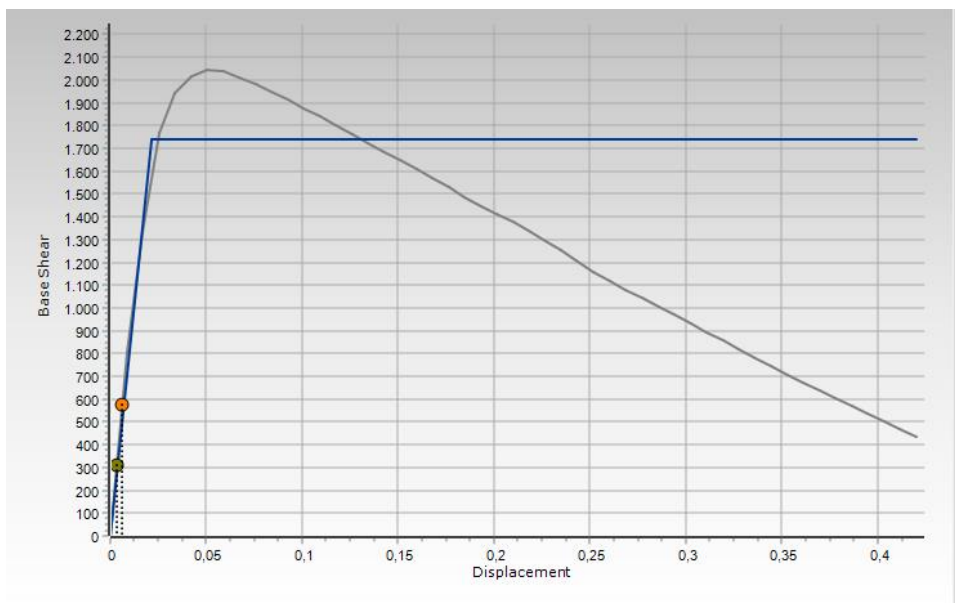


a)

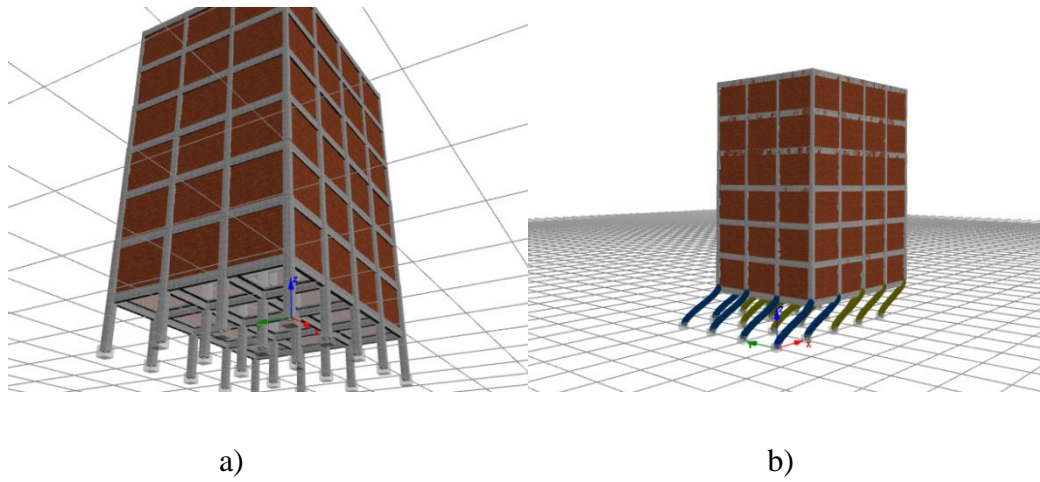
b)

Σχήμα 5.19 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



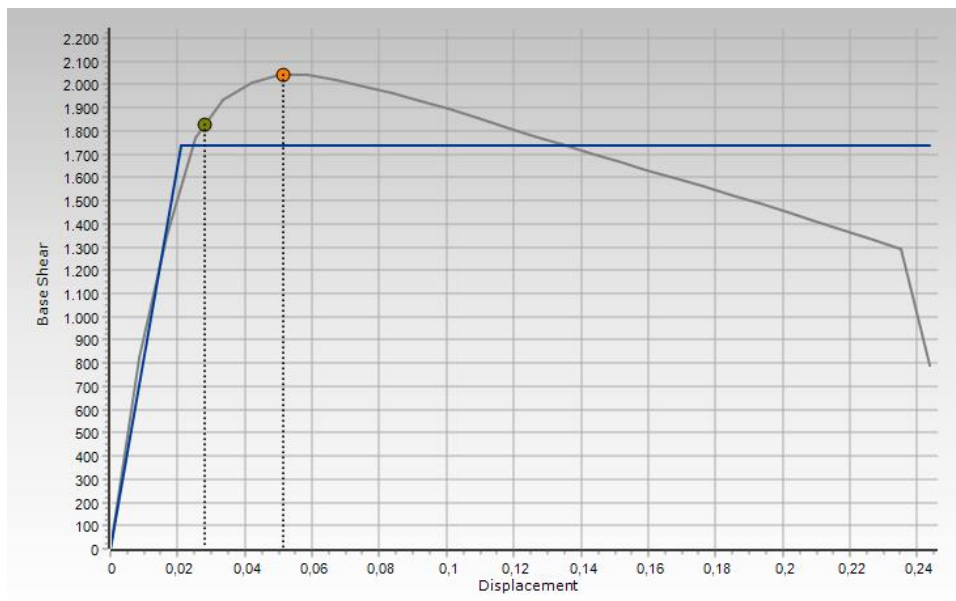
Σχήμα 5.20 Καμπύλη ικανότητας για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση x



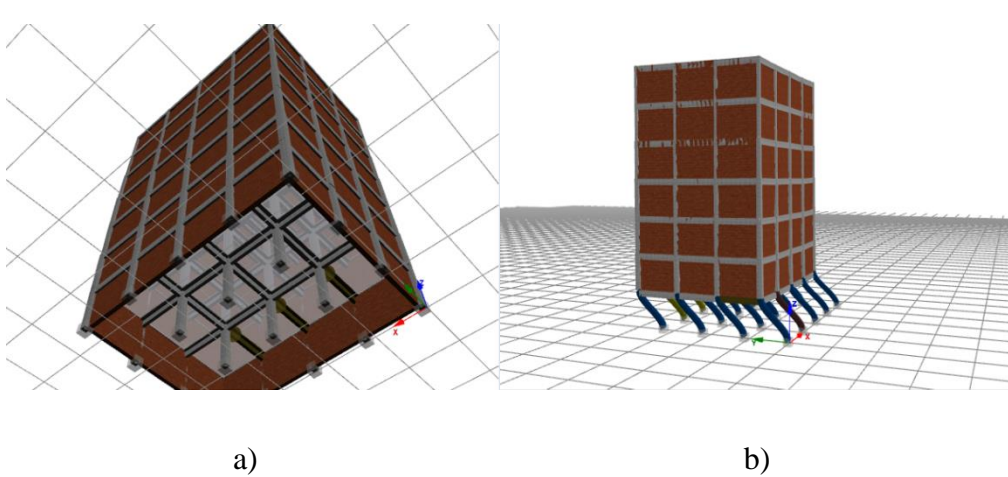
Σχήμα 5.21 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

B) Κατά τον y άξονα

i) Ομοιόμορφη κατανομή

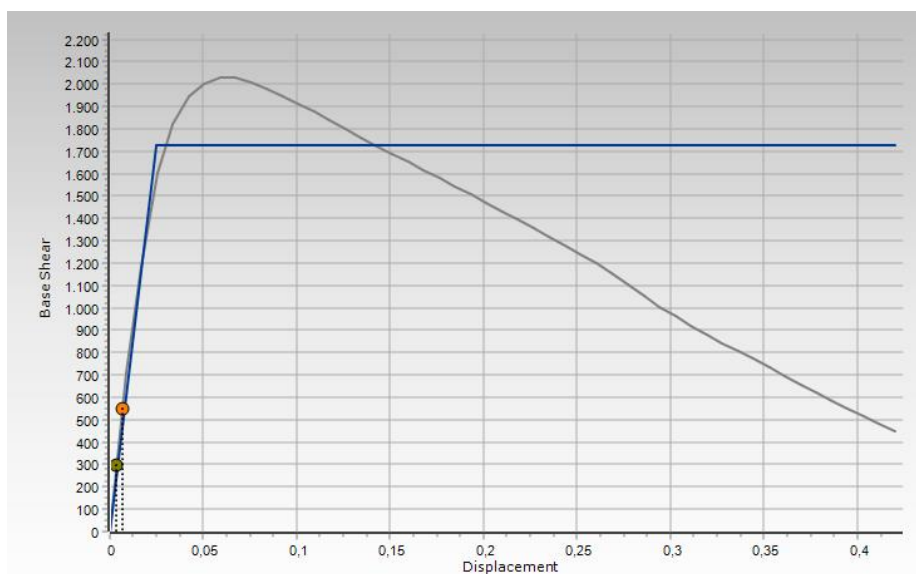


Σχήμα 5.22 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y

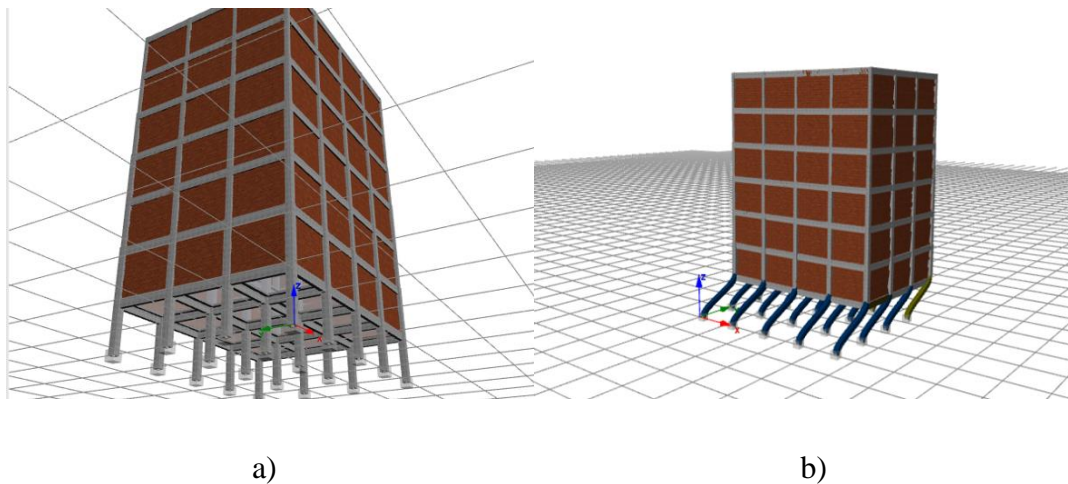


Σχήμα 5.23 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



Σχήμα 5.24 Καμπύλη ικανότητας για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y



Σχήμα 5.25 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

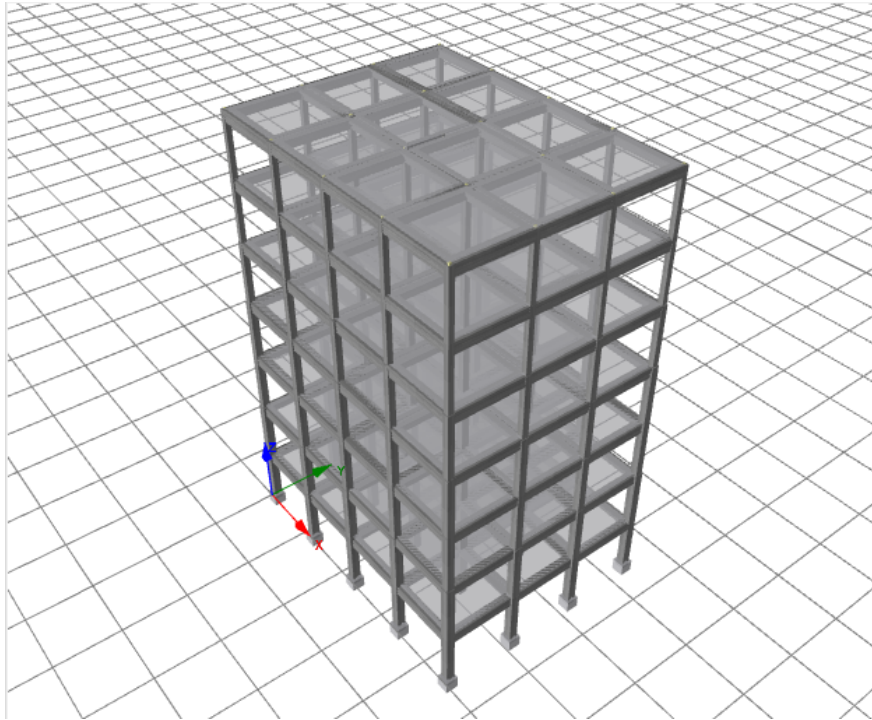
Εξετάζοντας το κτίριο με πυλωτή, για τον συγκεκριμένο σεισμό παρατηρείται ότι στην ομοιόμορφη κατανομή του σεισμού, σε x και y άξονα, το κτίριο δέχεται στην οροφή του μετατοπίσεις περίπου ίσες με 5cm. Επιπροσθέτως, κατά τον x άξονα αρκετά υποστυλώματα του ισόγειου έχουν φτάσει σε αστοχία ενώ κατά τον y άξονα διατμητικές τάσεις έχουν εμφανιστεί σε ορισμένες δοκούς του ισόγειου χωρίς να παρατηρείται κάποια σημαντική βλάβη στα υποστυλώματα. Ωστόσο, για τριγωνική κατανομή του σεισμού, για x και y άξονα, οι μετατοπίσεις οροφής είναι αρκετά μικρότερες σε σχέση με την ομοιόμορφη κατανομή και ισούνται περίπου με 1cm. Για τιμή μετατόπισης τόσο μικρή, όπως είναι λογικό, το κτίριο δεν έχει αστοχήσει, ούτε καν διαρρεύσει.

Εξετάζοντας τον μηχανισμό αστοχίας της κατασκευής, ολοκληρώνοντας την ανάλυση, είναι φανερή η διαρροή όλων των υποστυλωμάτων του ισόγειου, δημιουργώντας μαλακό όροφο στο ισόγειο.

- Για το κτίριο B:

Ύψος ορόφου = 3.00 μέτρα

Απόσταση υποστυλωμάτων = 4.75 μέτρα άνοιγμα

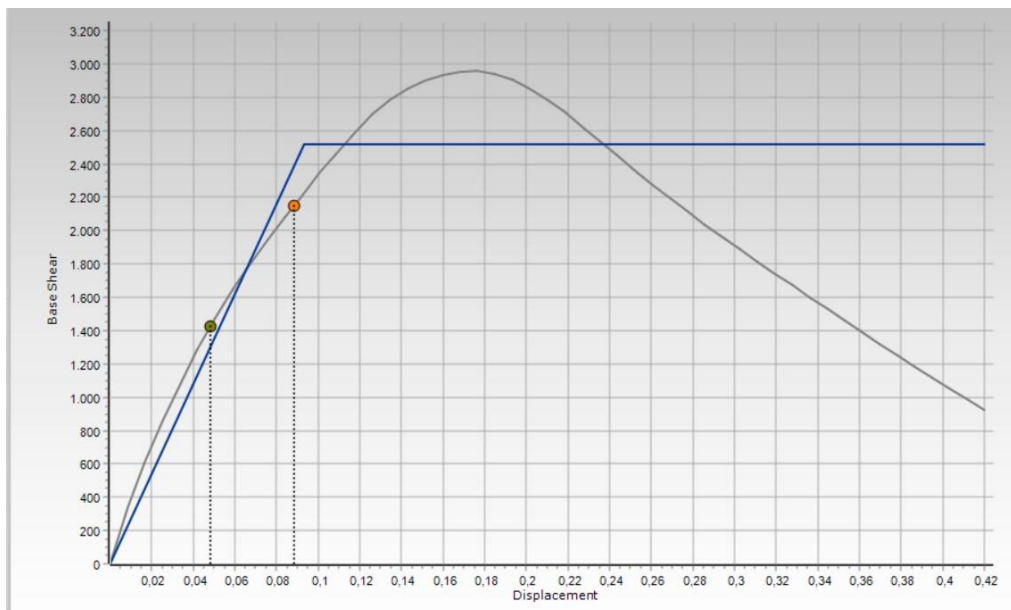


Σχήμα 5.26 Απεικόνιση Β κτιρίου στο λογισμικό

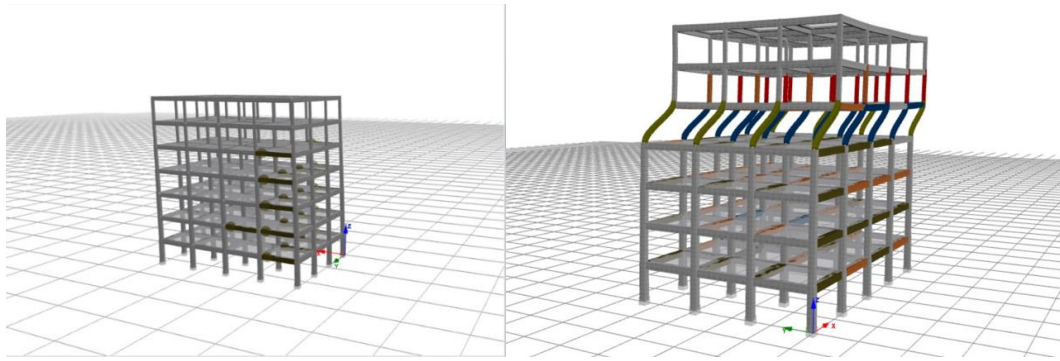
Αποτελέσματα κτιρίου δίχως Τοιχοποιία

A) Κατά τον x άξονα

i) Ομοιόμορφη κατανομή



Σχήμα 5.27 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση x

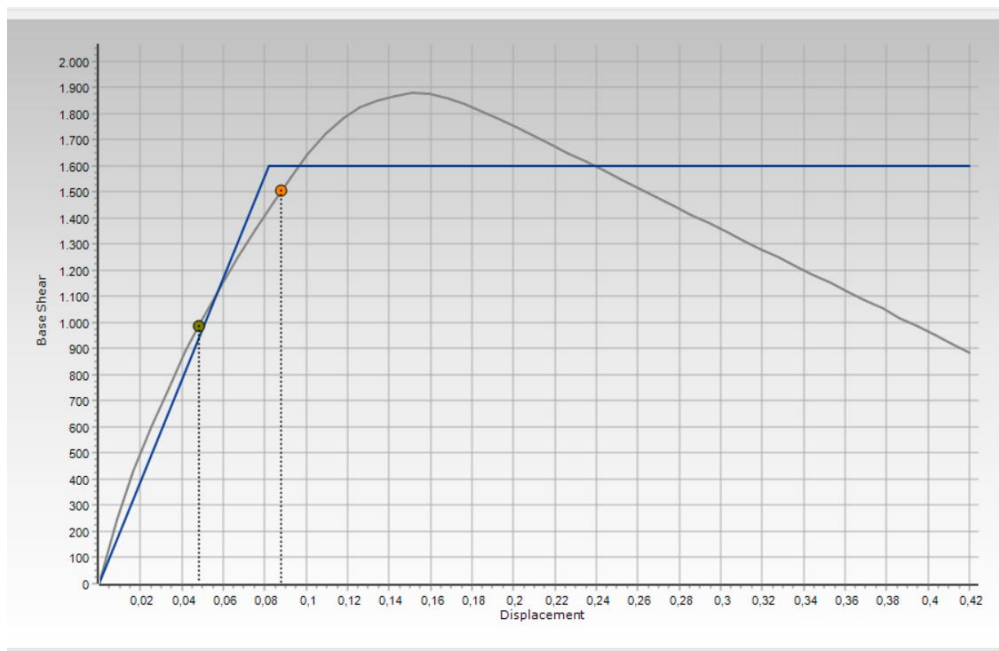


a)

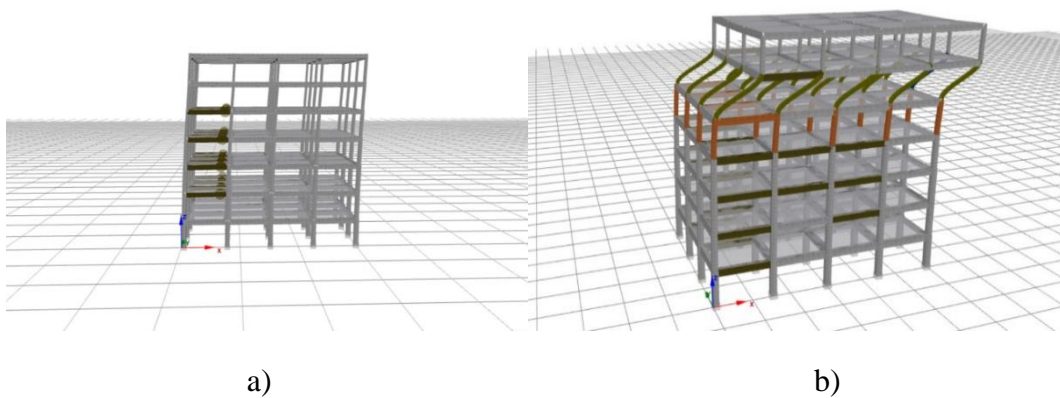
b)

Σχήμα 5.28 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



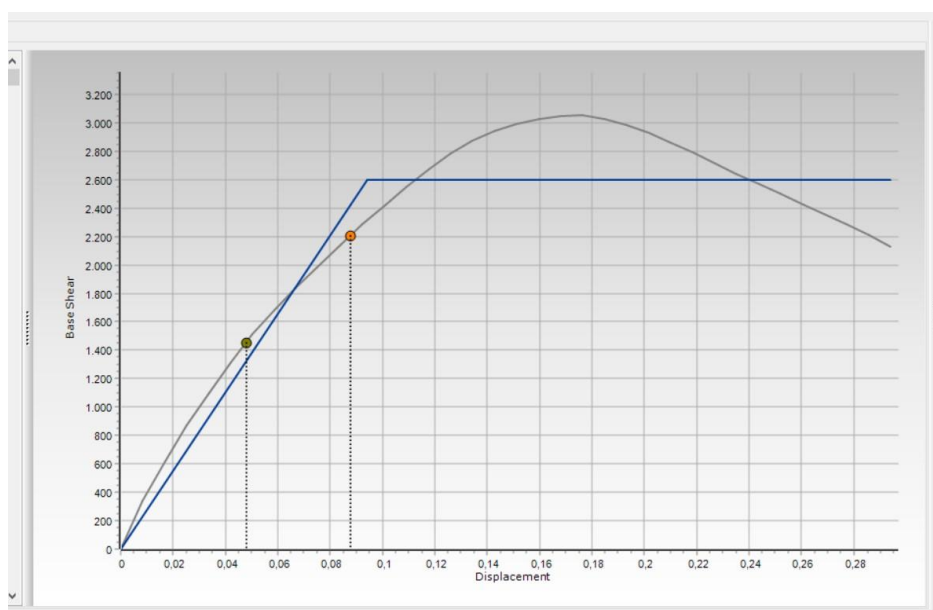
Σχήμα 5.29 Καμπύλη ικανότητας για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση x



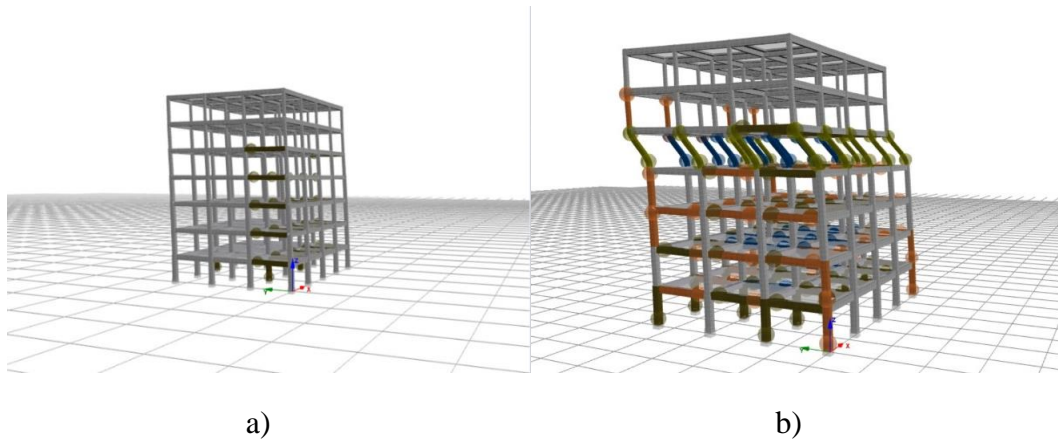
Σχήμα 5.30 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

B) Κατά τον y άξονα

i) Ομοιόμορφη κατανομή.

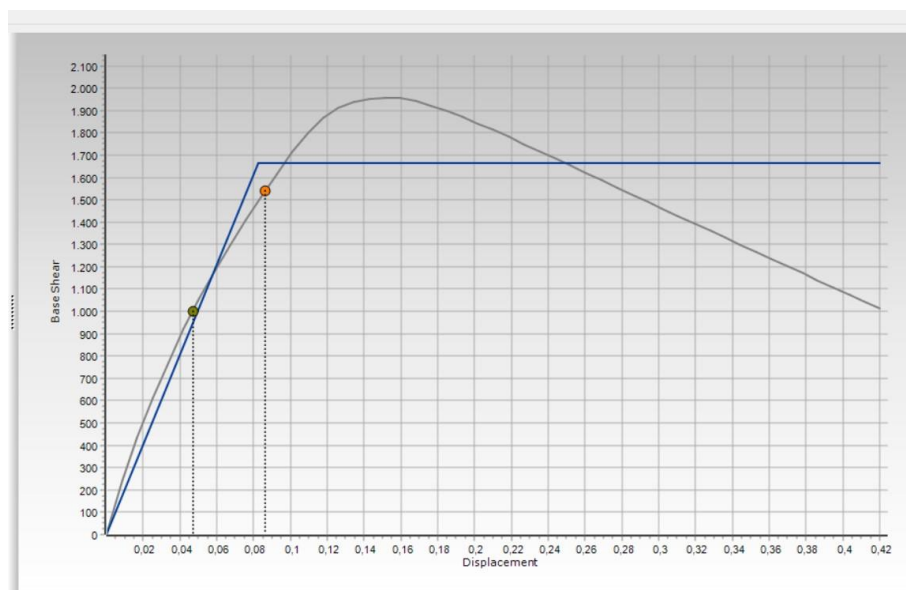


Σχήμα 5.31 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y

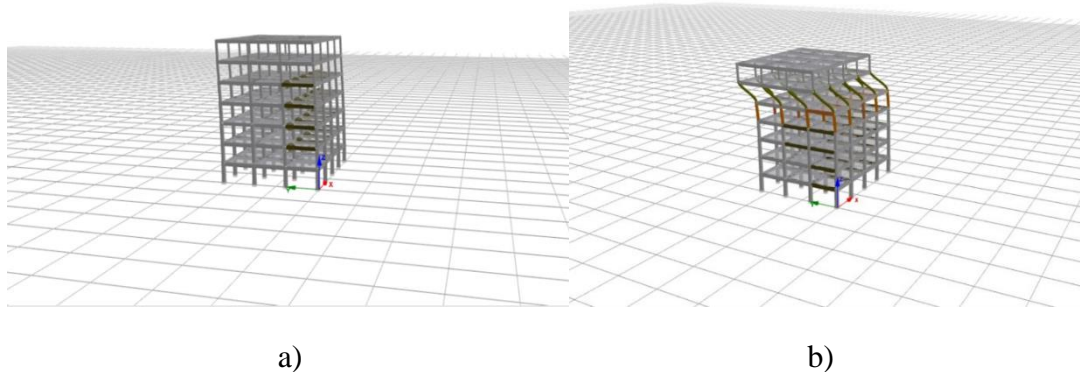


Σχήμα 5.32 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



Σχήμα 5.33 Καμπύλη ικανότητας για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y



Σχήμα 5.34 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

Μελετώντας το κτίριο για την στάθμη επιτελεστικότητας B, στην περίπτωση της ανάλυσης του κτιρίου χωρίς τοιχοποιία, για τον δεδομένο σεισμό παρατηρείται ότι: στην ομοιόμορφη κατανομή του σεισμού, σε x και y άξονα, το κτίριο δέχεται στην οροφή του μετατοπίσεις περίπου ίσες με 9cm.

Επιπλέον, κατά τον x άξονα σε αρκετές δοκούς σχεδόν σε όλους τους ορόφους έχουν αναπτυχθεί διατμητικές τάσεις χωρίς να παρατηρείται κάποια σημαντική βλάβη στα υποστυλώματα, ενώ κατά τον y άξονα διατμητικές τάσεις έχουν εμφανιστεί σε μερικές δοκούς του κτιρίου και σε μερικά υποστυλώματα του ισογείου ορόφου.

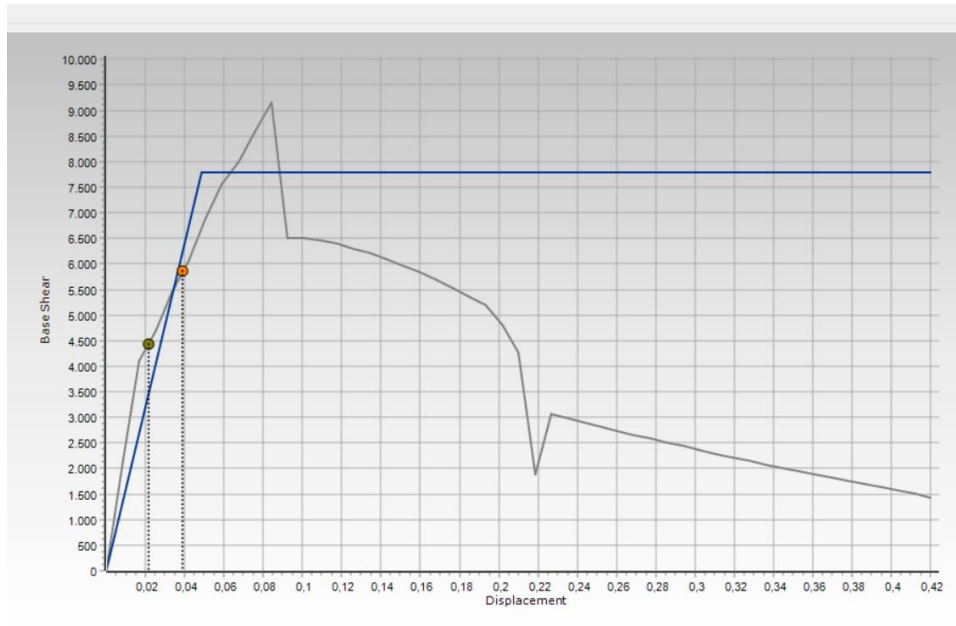
Αντιθέτως, για τριγωνική κατανομή του σεισμού, για x και y άξονα, οι μετατοπίσεις οροφής είναι περίπου με 9cm. Δημιουργώντας αστοχίες λόγω διάτμησης σε διάφορες δοκούς της κατασκευής. Συμπερασματικά, για την τριγωνική κατανομή θα μπορούσε να ειπωθεί πως ο ικανοτικός σχεδιασμός του κτιρίου ικανοποιείται.

Στο πέρας της ανάλυσης, μπορούμε να παρατηρήσουμε τον μηχανισμό αστοχίας της κατασκευής, ο οποίος είναι η δημιουργία μαλακού ορόφου λόγω αστοχίας όλων των υποστυλωμάτων στον 4ο όροφο για την ομοιόμορφη κατανομή. Σε αντίθεση με την τριγωνική κατανομή στην οποία οι διαρροή των υποστυλωμάτων την συναντάμε στον 5ο όροφο.

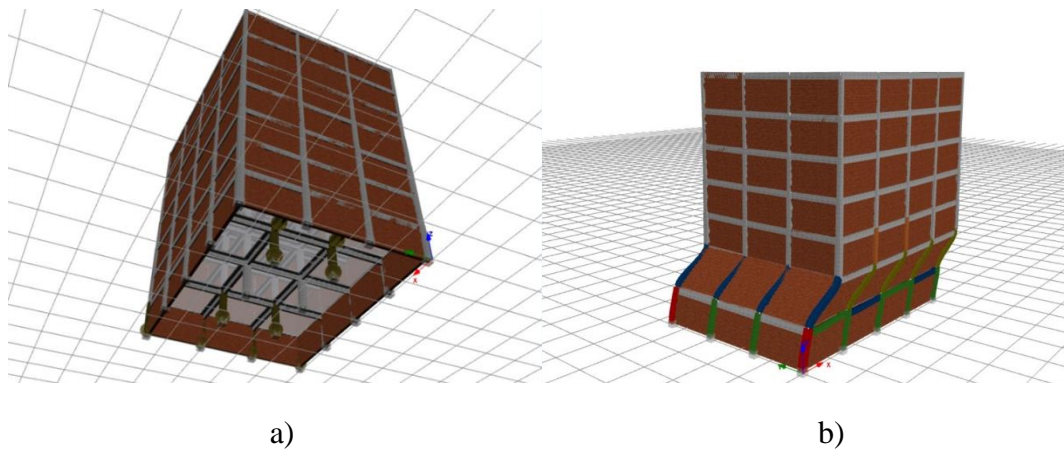
Αποτελέσματα κτιρίου με τοιχοποιία

A) Κατά τον x άξονα

i) Ομοιόμορφη κατανομή

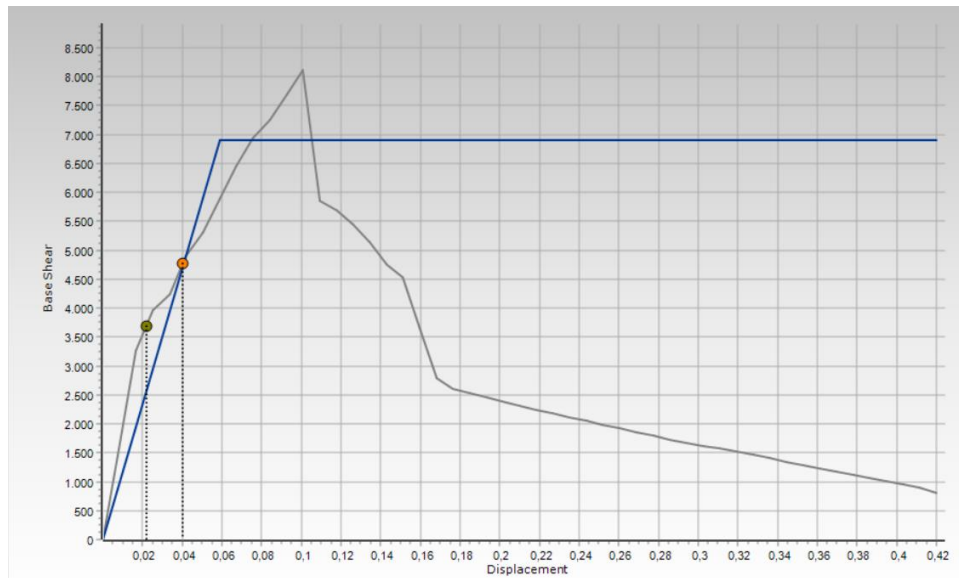


Σχήμα 5.35 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση x



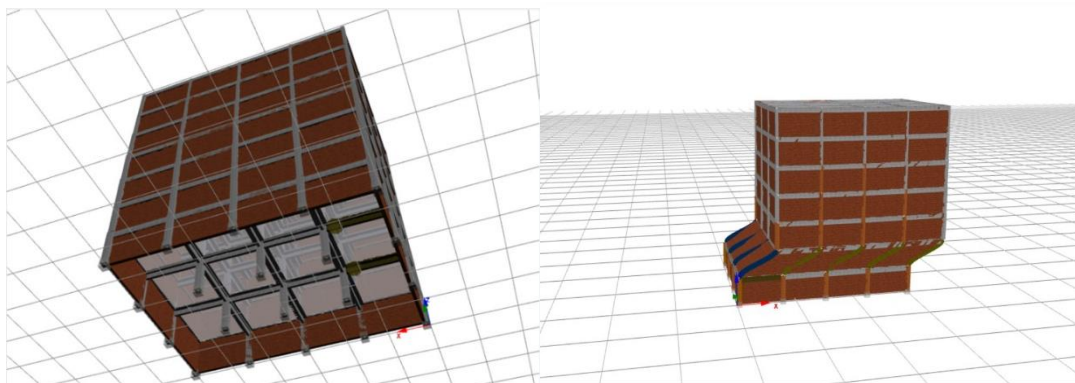
Σχήμα 5.36 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



Σχήμα 5.37 Καμπύλη ικανότητας για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση x

ii) Τριγωνική κατανομή



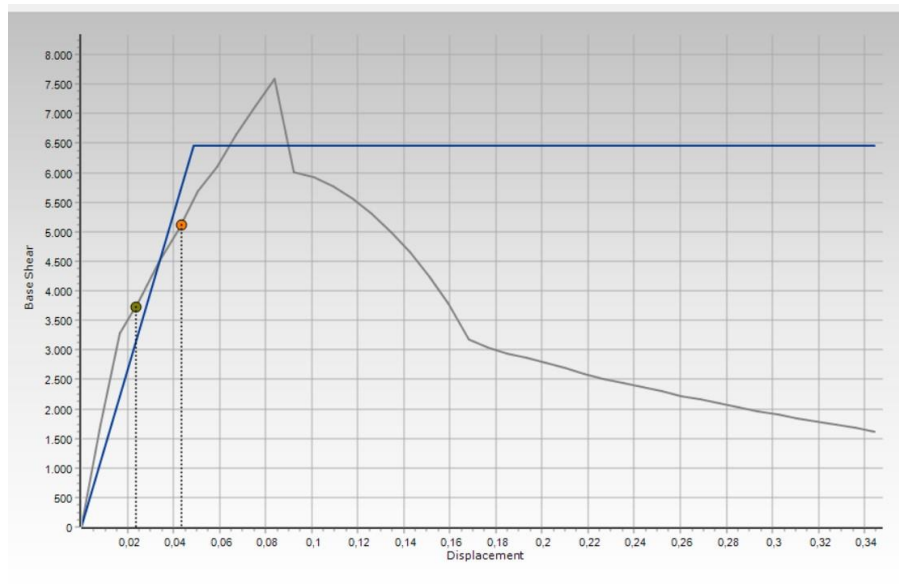
a)

b)

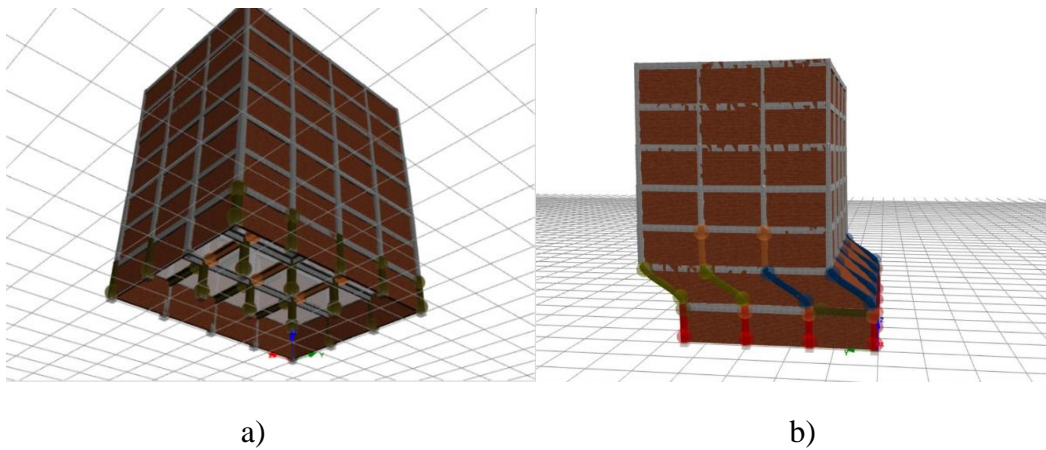
Σχήμα 5.38 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

B) Κατά τον y άξονα

i) Ομοιόμορφη κατανομή

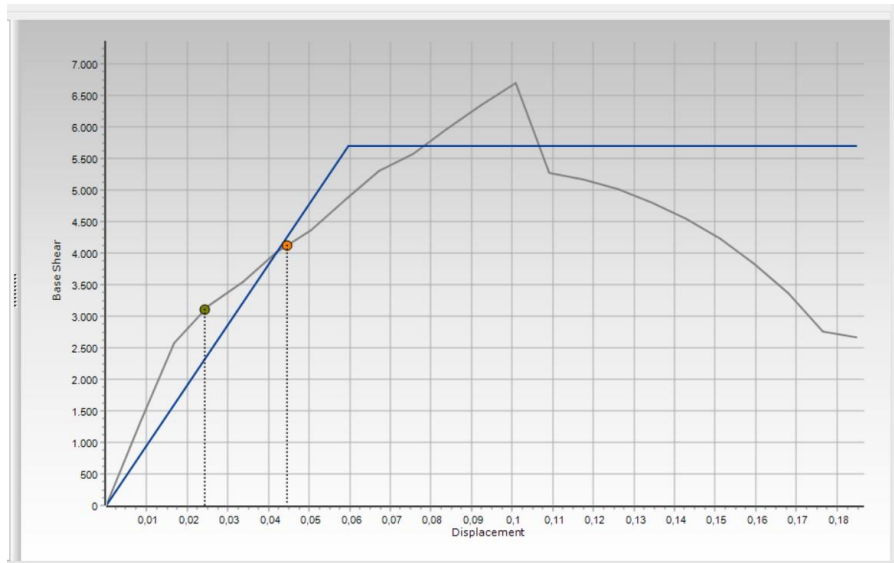


Σχήμα 5.39 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y

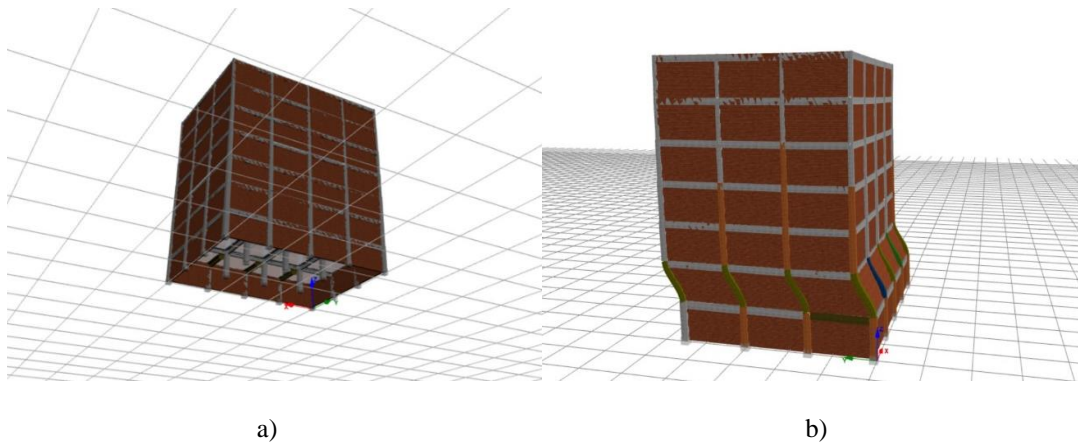


Σχήμα 5.40 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



Σχήμα 5.41 Καμπύλη ικανότητας για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y



Σχήμα 5.42 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεσματικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

Εξετάζοντας το κτίριο για την στάθμη επιτελεσματικότητας B, στην περίπτωση της ανάλυσης του κτιρίου με τοιχοποιία, για τον συγκεκριμένο σεισμό παρατηρείται ότι στην ομοιόμορφη κατανομή του σεισμού, σε x και y άξονα, το κτίριο δέχεται στην οροφή του μετατοπίσεις περίπου ίσες με 4cm. ενώ διατμητικές τάσεις έχουν εμφανιστεί σε αρκετά υποστυλώματα του κτηρίου στον ισόγειο όροφο. Από την άλλη πλευρά, για τριγωνική κατανομή του σεισμού, για x και y άξονα, οι μετατοπίσεις

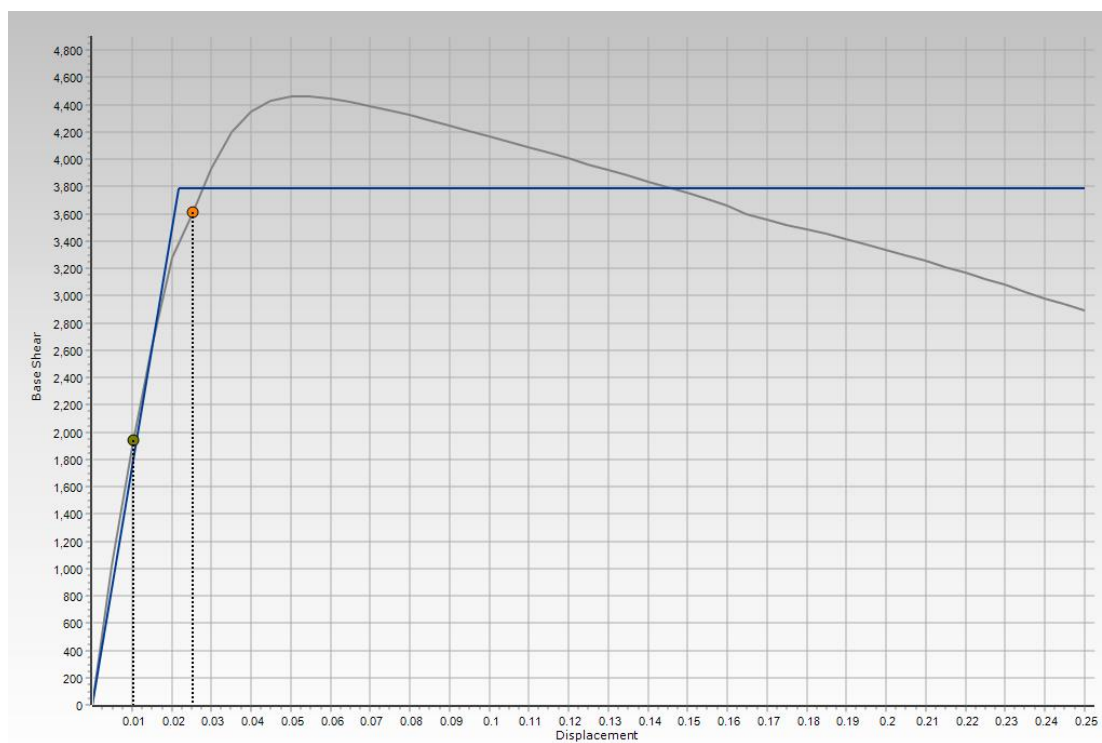
οροφής ισούνται περίπου με 4cm και 5cm αντίστοιχα, ωστόσο στον x άξονα δεν έχουν εμφανιστεί βλάβες και διαρροές, ενώ στον y άξονα υπάρχουν αστοχίες λόγω διάτμησης στις δοκούς του ισογείου.

Ολοκληρώνοντας την μη-γραμμική ανάλυση στην ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή της πλευρικής φόρτισης, παρατηρείται μηχανισμός μαλακού ορόφου στην **2^η στάθμη του κτιρίου**. Ο μηχανισμός αστοχίας οφείλεται στην διαρροή των υποστλωμάτων του ορόφου.

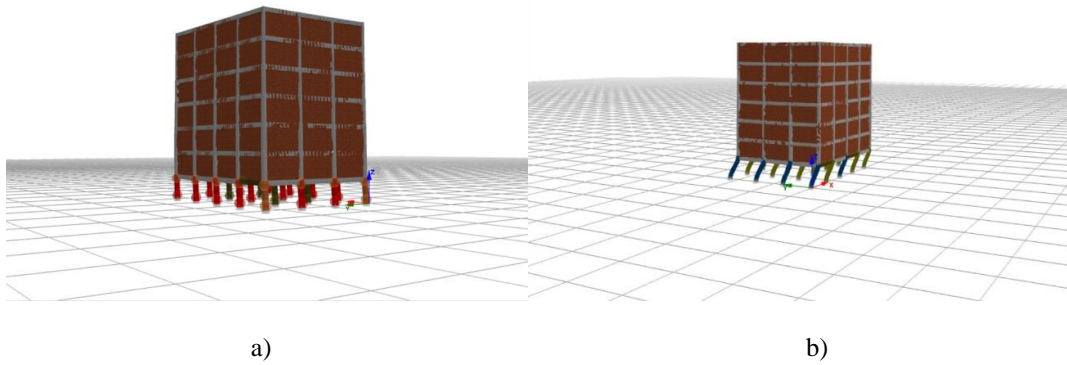
Αποτελέσματα κτιρίου με πυλωτή:

A) Κατά τον x άξονα.

i) Ομοιόμορφη κατανομή

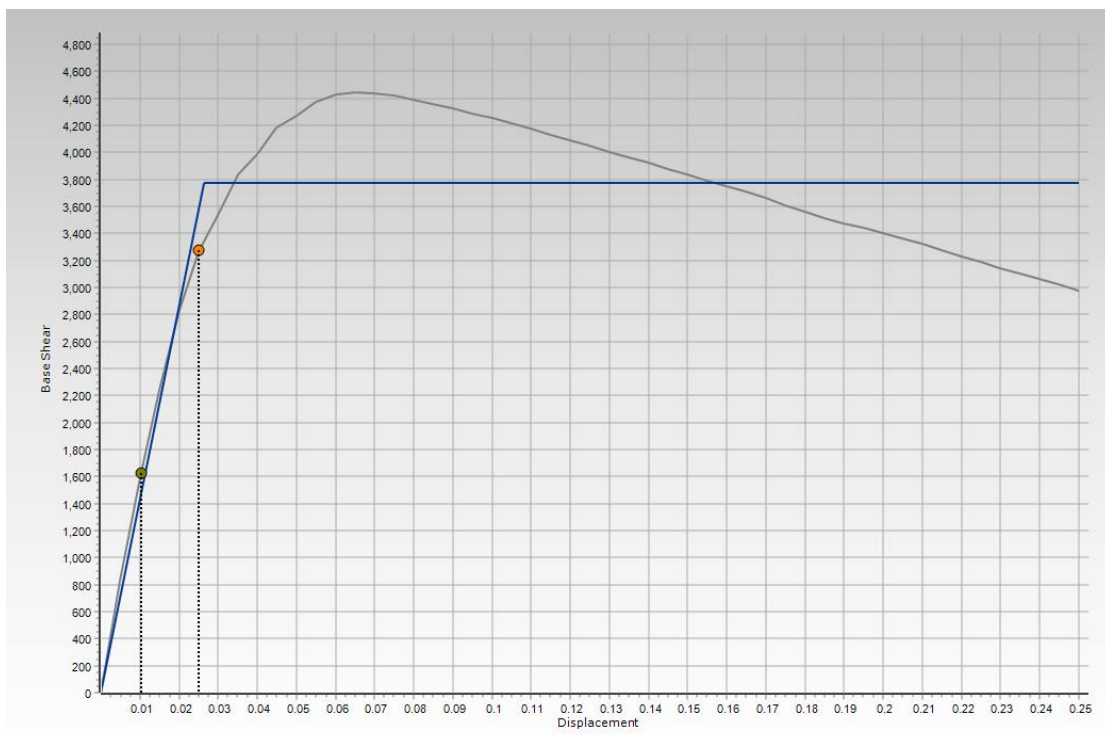


Σχήμα 5.43 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση x



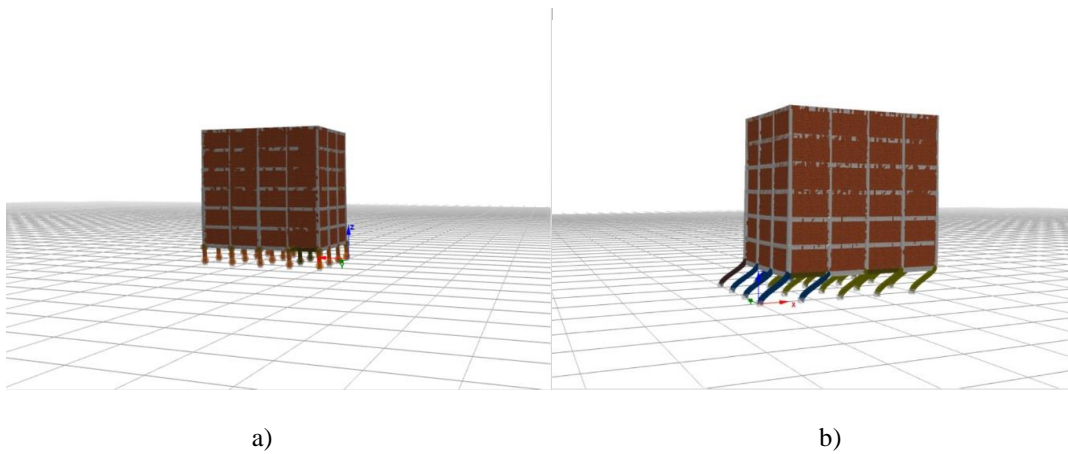
Σχήμα 5.44 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



Σχήμα 5.45 Καμπύλη ικανότητας για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση x

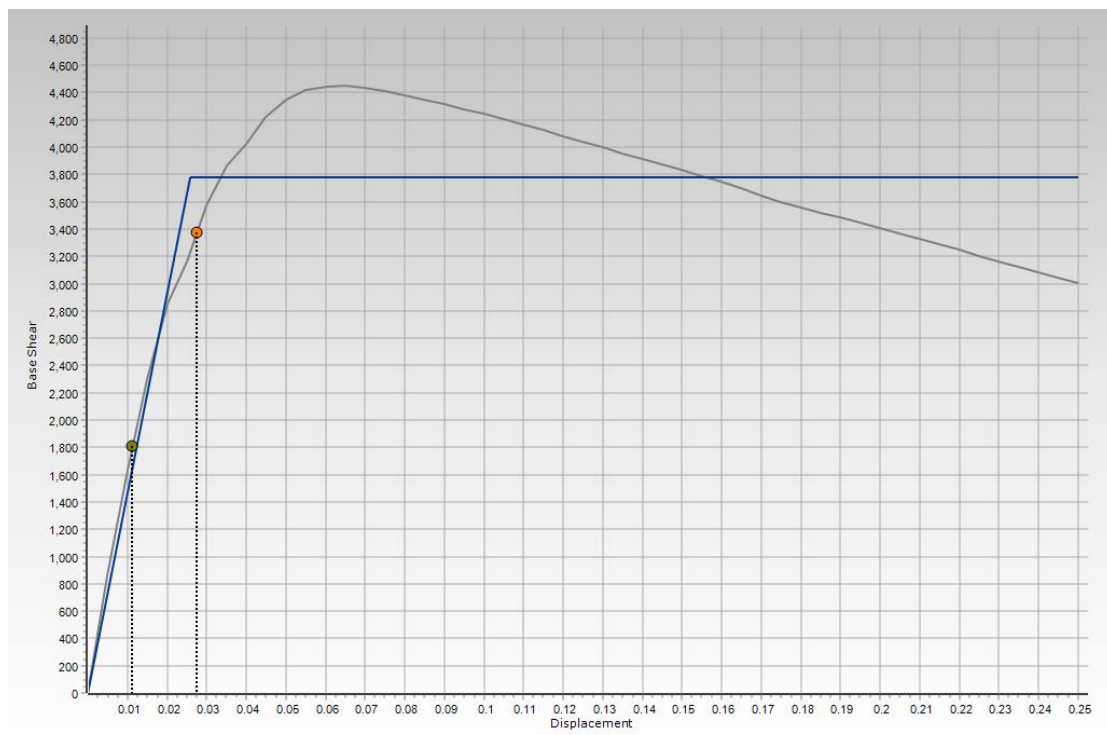
ii) Τριγωνική κατανομή



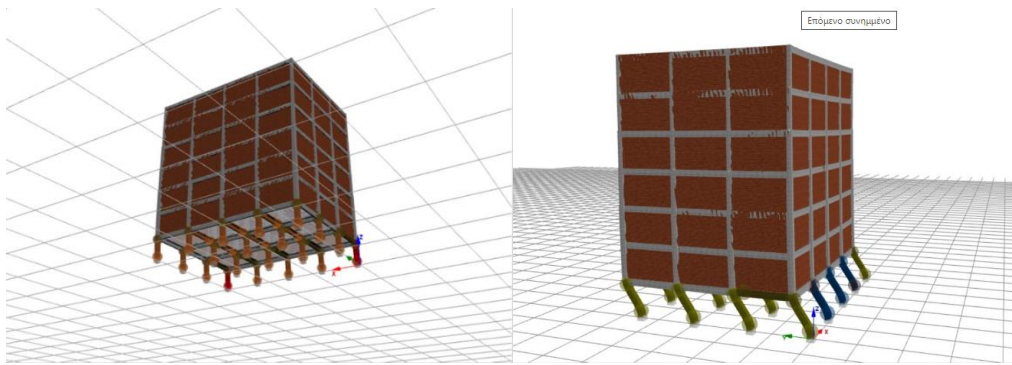
Σχήμα 5.46 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B b) Στο τέλος της ανάλυσης

B) Κατά τον y άξονα

i) Ομοιόμορφη κατανομή



Σχήμα 5.47 Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y

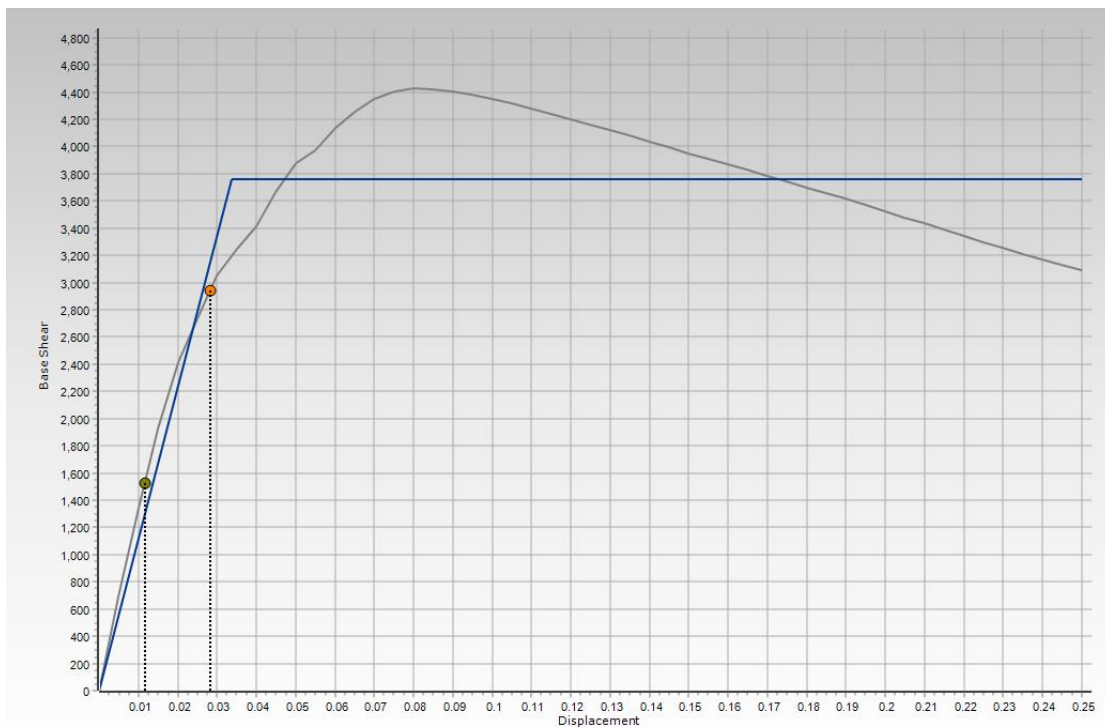


a)

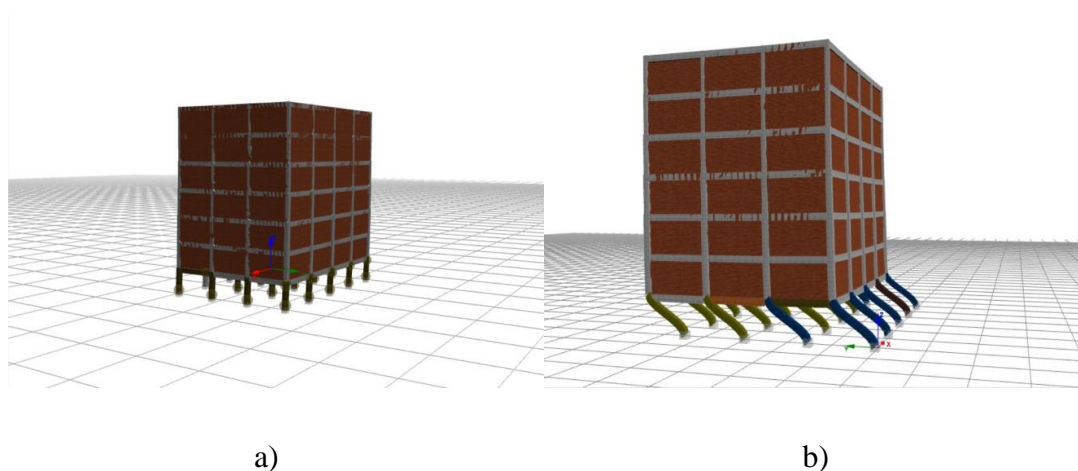
b)

Σχήμα 5.48 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

ii) Τριγωνική κατανομή



Σχήμα 5.49 Καμπύλη ικανότητας για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης στην διεύθυνση y



Σχήμα 5.50 Κατανομή των βλαβών κατά την μη-γραμμική στατική ανάλυση: a) για σημείο επιτελεστικότητας B, b) Στο τέλος της ανάλυσης

Αναλύοντας το κτίριο για την στάθμη επιτελεστικότητας B, στην περίπτωση της ανάλυσης του κτιρίου με πλωτή, για την δεδομένη σεισμική φόρτιση παρατηρείται ότι: στην ομοιόμορφη κατανομή του σεισμού, σε x και y άξονα, το κτίριο δέχεται στην οροφή του μετατοπίσεις περίπου ίσες με 4cm. Επιπροσθέτως, διατμητικές τάσεις έχουν εμφανιστεί σε ορισμένες δοκούς του ισογείου ορόφου και σχεδόν όλα τα υποστυλώματα του ισογείου έχουν διαρρεύσει. Από την άλλη πλευρά, για τριγωνική κατανομή του σεισμού, για x και y άξονα, οι μετατοπίσεις οροφής ισούνται περίπου με 4cm. και παρατηρείται επίσης διαρροή σχεδόν σε όλα τα υποστυλώματα του ισογείου.

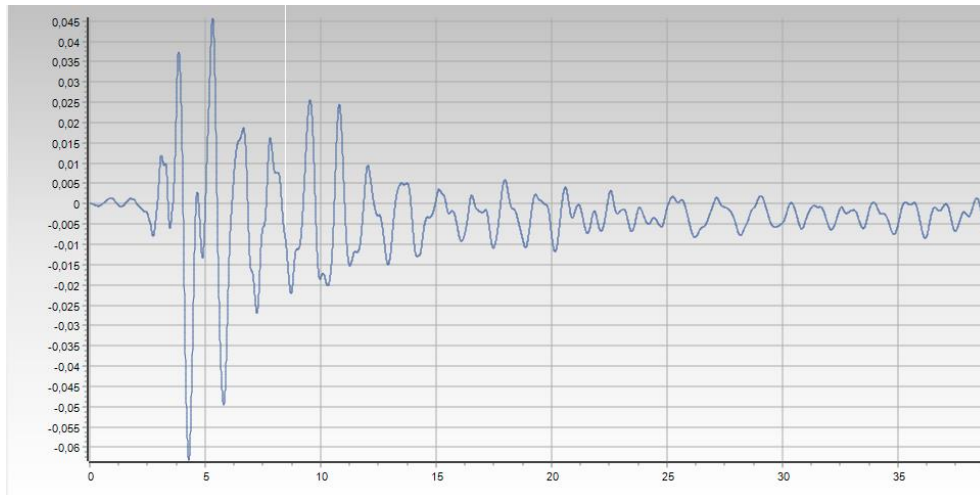
Εξετάζοντας τον μηχανισμό αστοχίας της κατασκευής, ολοκληρώνοντας την ανάλυση, είναι φανερή η διαρροή όλων των υποστυλωμάτων του ισογείου, δημιουργώντας μαλακό όροφο στο ισόγειο.

5.3 ΣΥΝΟΠΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

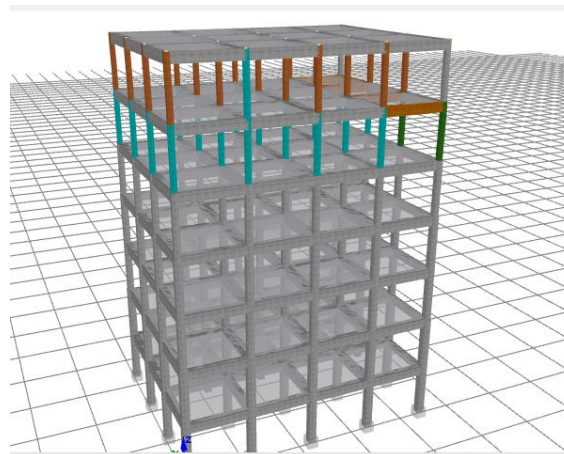
- Για το κτίριο A:

Αποτελέσματα κτιρίου δίχως τοιχοποιία

A) A399

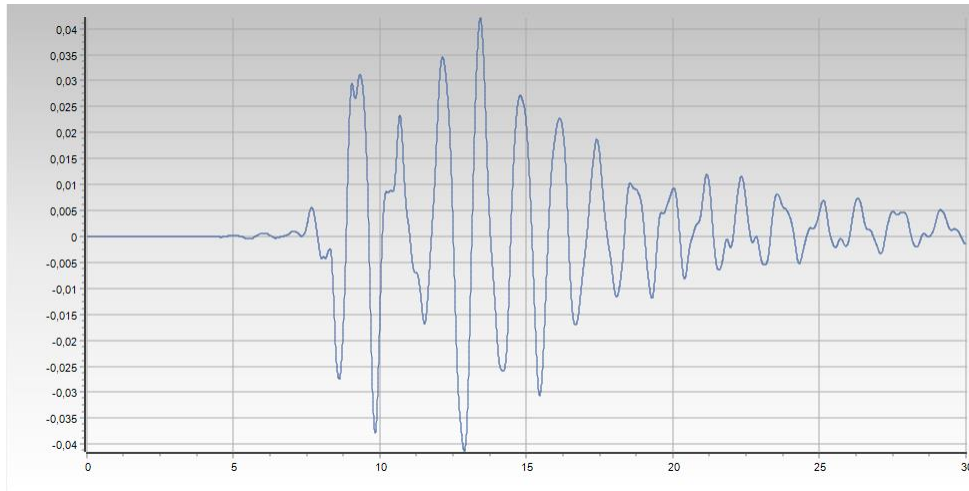


Σχήμα 5.51 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

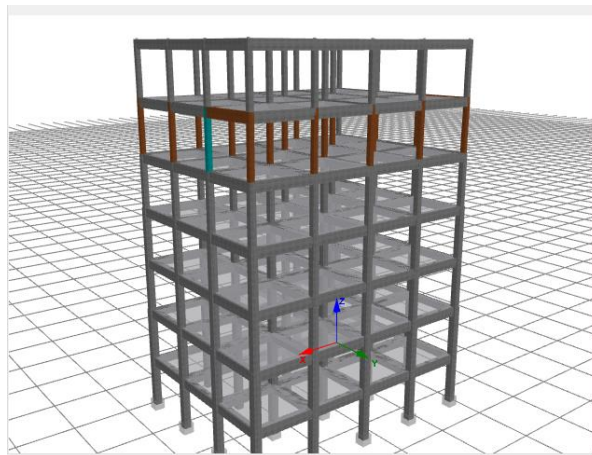


Σχήμα 5.52 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

B) SGMA

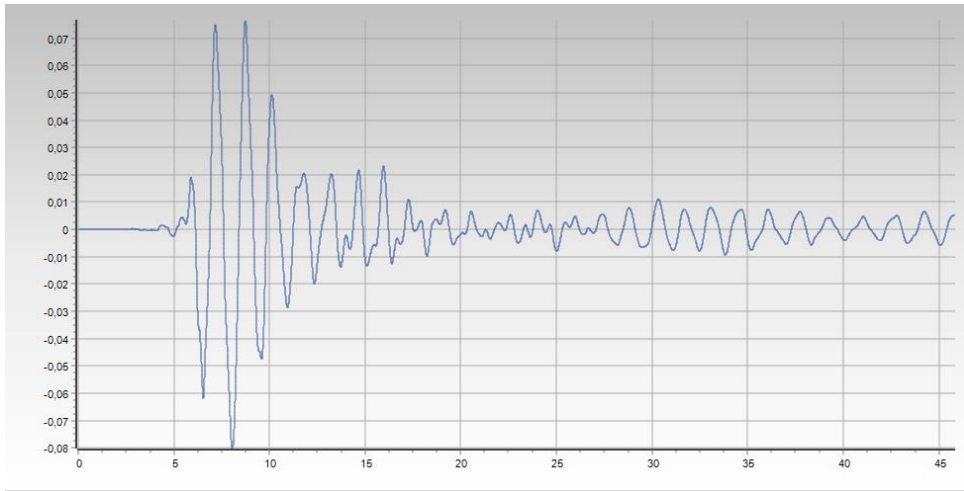


Σχήμα 5.53 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

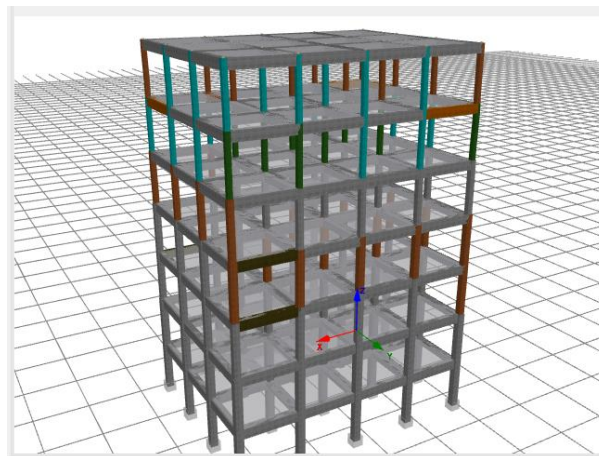


Σχήμα 5.54 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Γ) SPLB

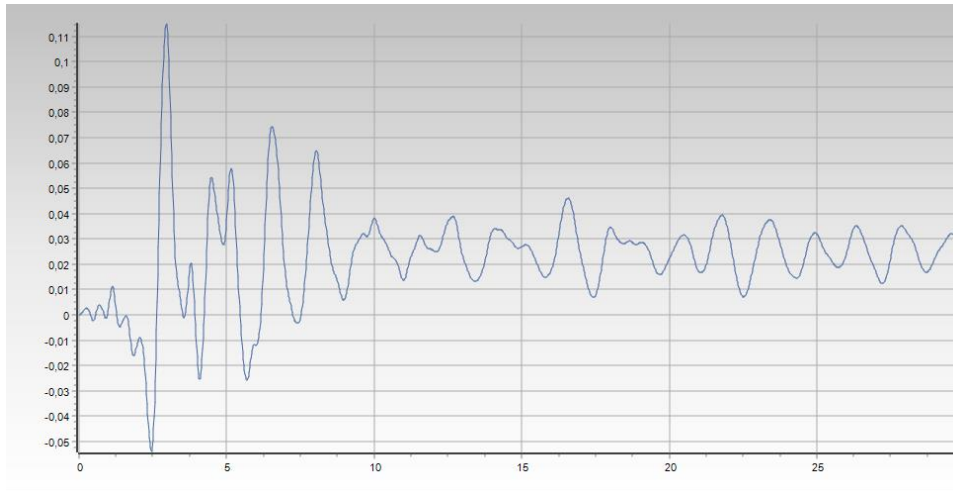


Σχήμα 5.55 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

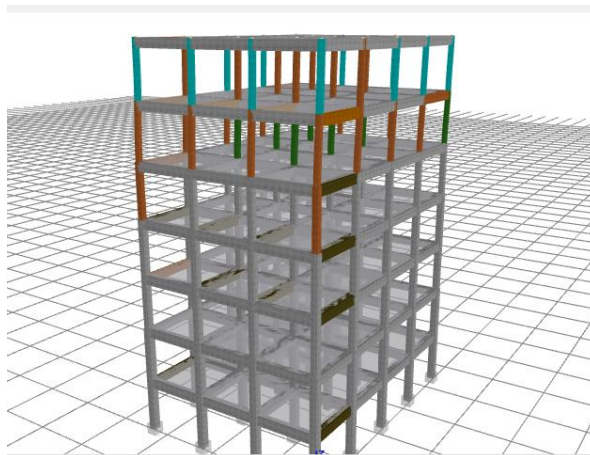


Σχήμα 5.56 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Δ) ΑΙΓΙΟ

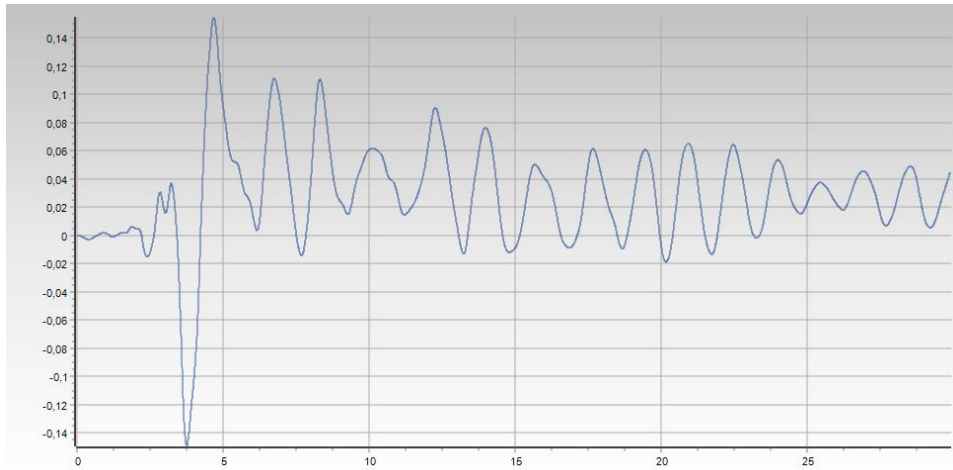


Σχήμα 5.57 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

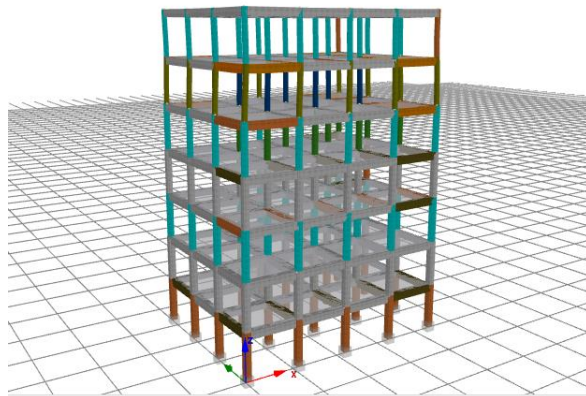


Σχήμα 5.58 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Ε) ΚΑΛΑΜΑΤΑ



Σχήμα 5.59 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

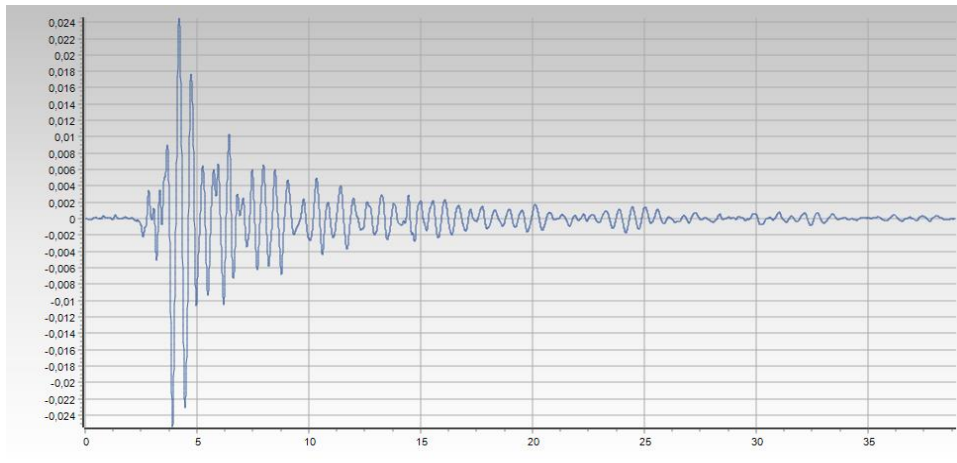


Σχήμα 5.60 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

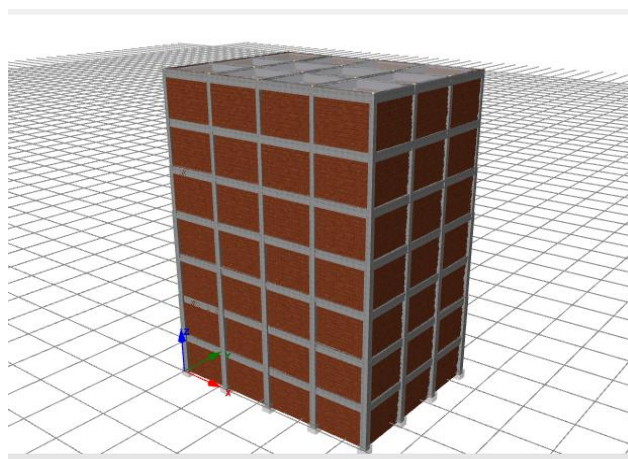
Παρατηρώντας τα αποτελέσματα του κτιρίου A, στην περίπτωση χωρίς τοιχοποιία, η αστοχία και η εμφάνιση των περισσότερων βλαβών, επικεντρώνεται στα υποστρώματα των τελευταίων ορόφων όπου οι διατομές είναι μικρότερες. Επιπλέον και ορισμένες δοκούς φαίνεται να έχουν επίσης διαρρέυσει. Ωστόσο στο σεισμό της Καλαμάτας έντονες αστοχίες φαίνονται να παραλαμβάνουν και τα δομικά στοιχεία του ισογείου ορόφου.

Αποτελέσματα κτιρίου με τοιχοποιία:

A) A399

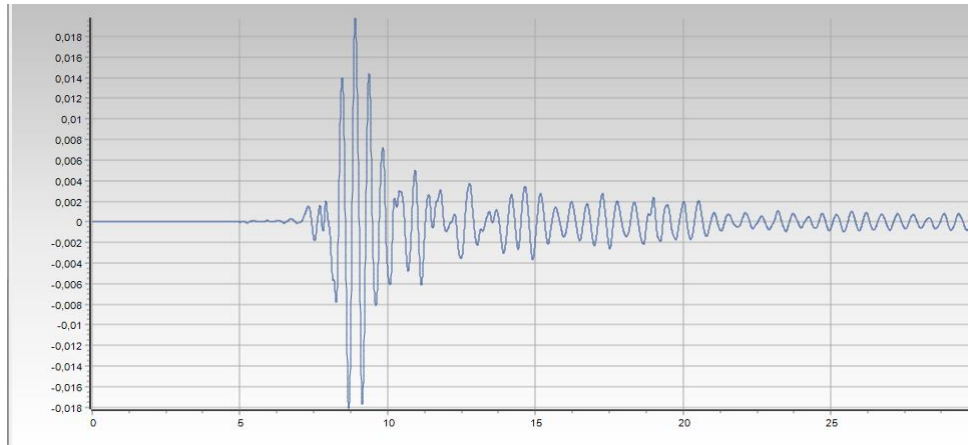


Σχήμα 5.61 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

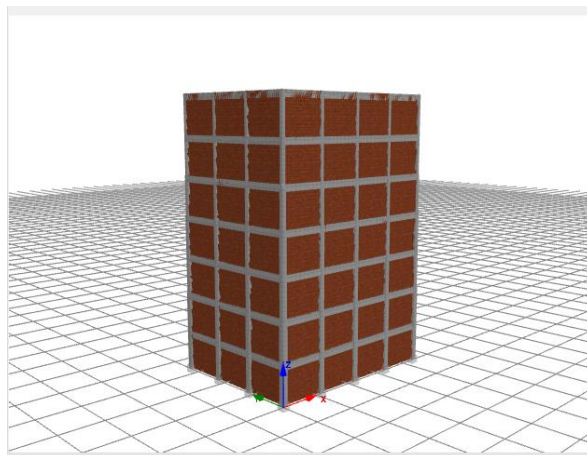


Σχήμα 5.62 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

B) SGMA

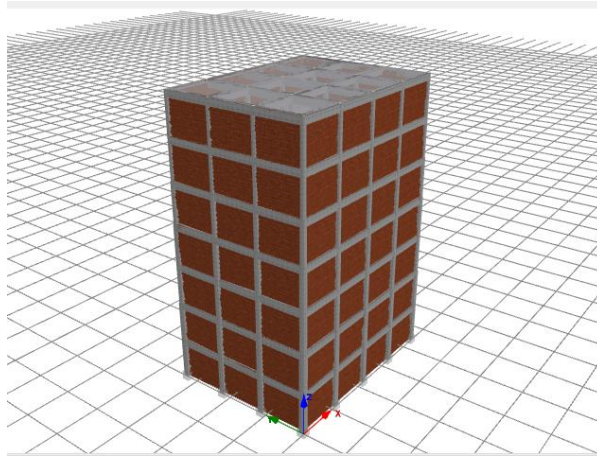


Σχήμα 5.63 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων



Σχήμα 5.64 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Γ) SPLB

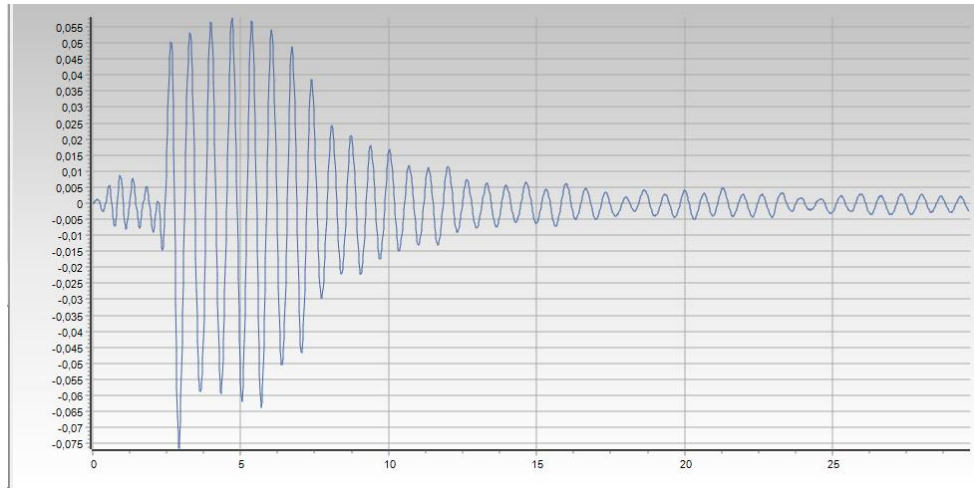


Σχήμα 5.65 Τρισδιάστατο προσομοίωμα για δυναμική ανάλυση χρονιοστορίας

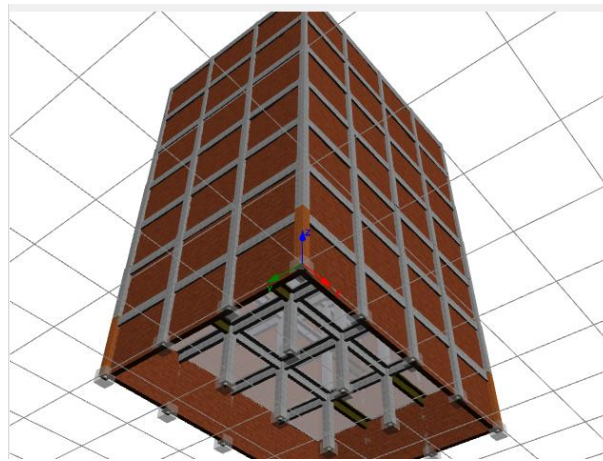
Στην συγκεκριμένη περίπτωση σεισμού η ανάλυση τελειώνει στα 3 δευτερόλεπτα. Παρατηρώντας στο τέλος της ανάλυσης, το κτίριο δεν έχει εμφανίσει βλάβες επομένως η περίπτωση να αστόχησε πριν καν ολοκληρωθεί η ανάλυση απορρίπτεται.

Ενδέχεται το σφάλμα να έχει υπάρξει λόγω ανθρώπινου παράγοντα κατά την εισαγωγή των δεδομένων για τον σεισμό στο πρόγραμμα, αλλά παρόλο τους ελέγχους δεν παρατηρήθηκε κάτι προς διόρθωση.

Δ) ΑΙΓΙΟ

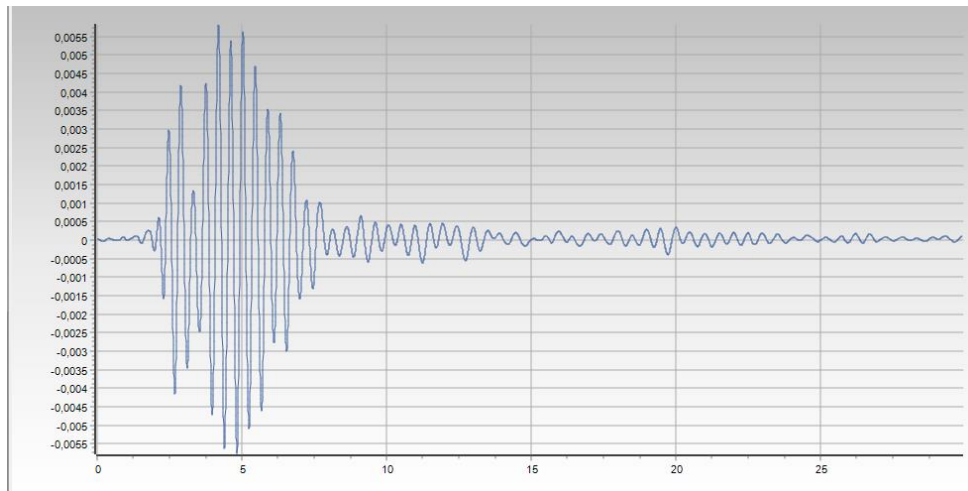


Σχήμα 5.66 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

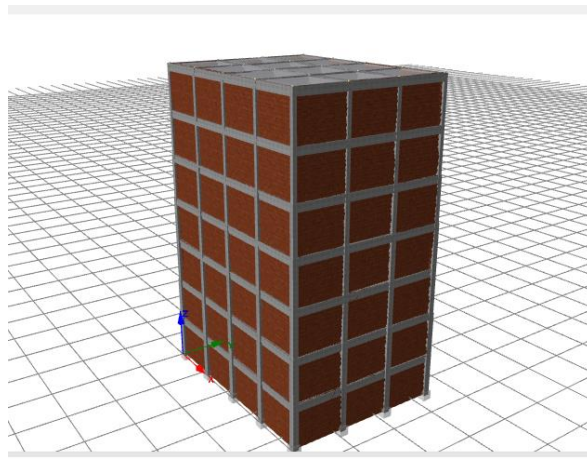


Σχήμα 5.67 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Ε) ΚΑΛΑΜΑΤΑ



Σχήμα 5.68 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

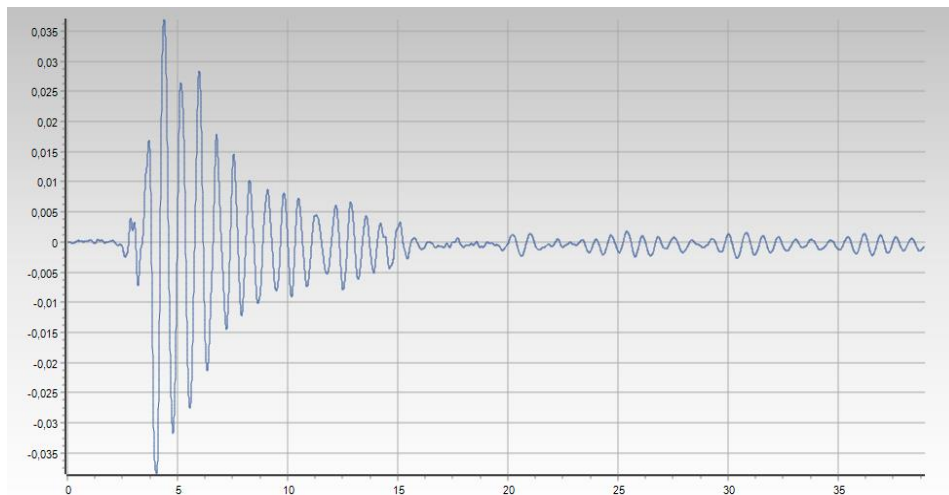


Σχήμα 5.69 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

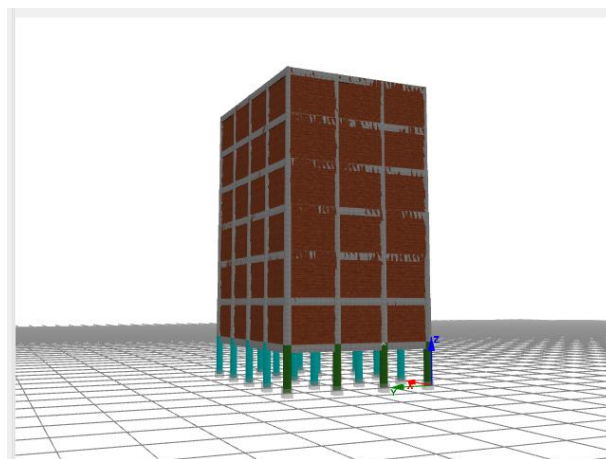
Μετά το πέρας των αναλύσεων για την περίπτωση των κτιρίων με πλήρη τοιχοποιία, η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου είναι εμφανής. Τα κτίρια παρουσιάζουν μικρότερες ή και μηδενικές παραμορφώσεις και αστοχίες στα μέλη της. Επομένως σε αυτή την περίπτωση η απαίτηση για ενίσχυση θα είναι αρκετά μικρότερη.

Αποτελέσματα κτιρίου με πυλωτή:

A) A399

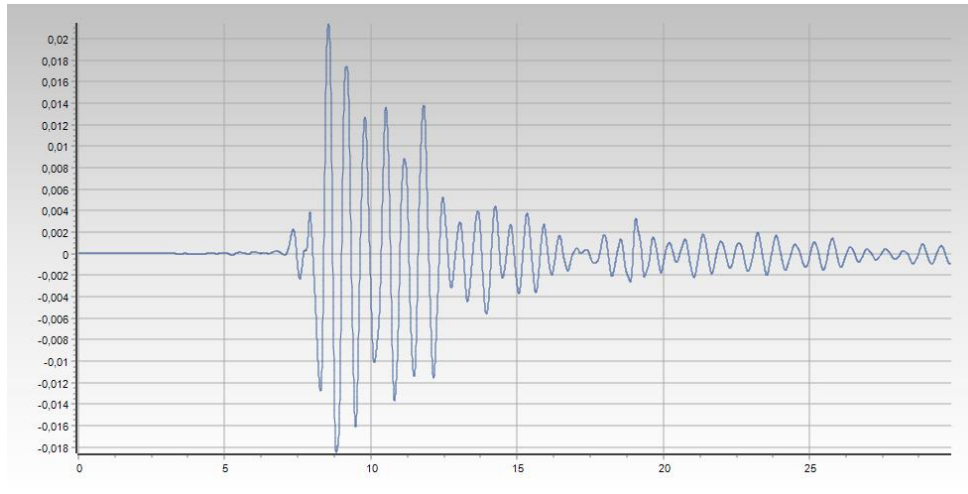


Σχήμα 5.70 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

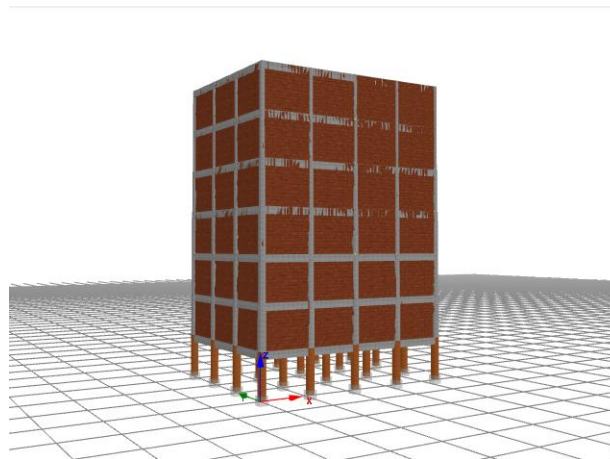


Σχήμα 5.71 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

B) SGMA

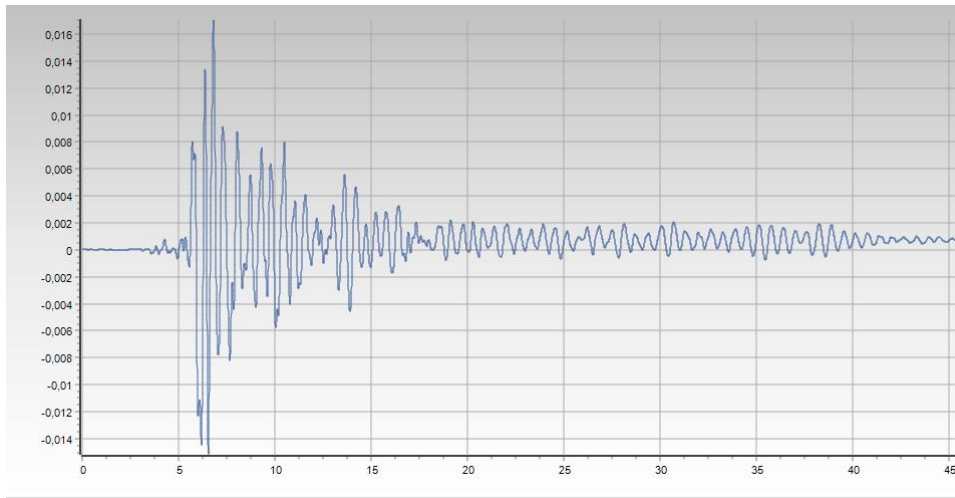


Σχήμα 5.72 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

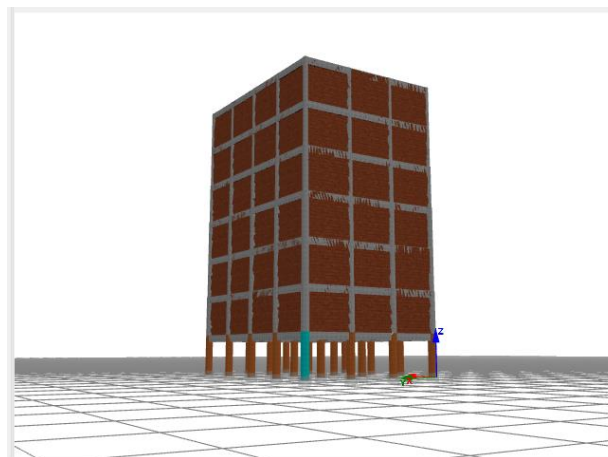


Σχήμα 5.73 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Γ) SPLB

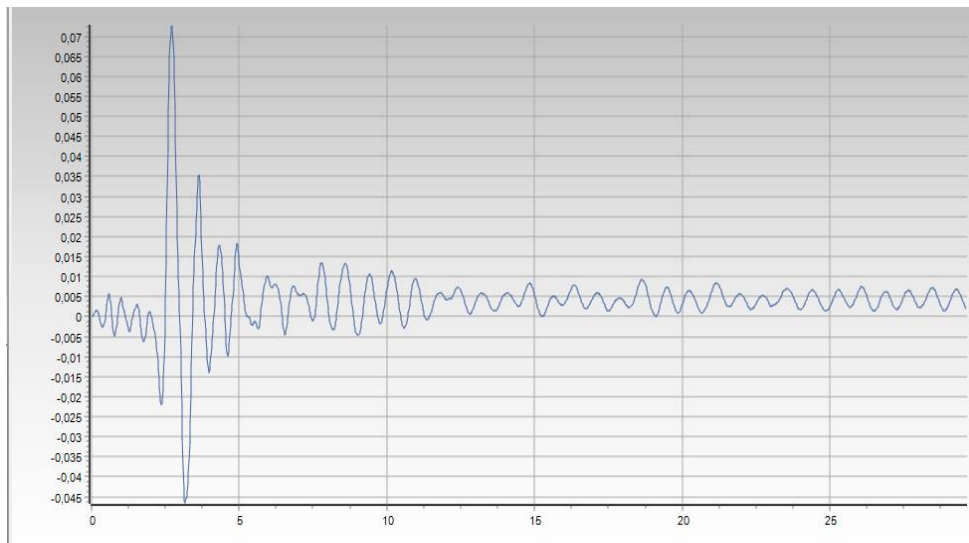


Σχήμα 5.74 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

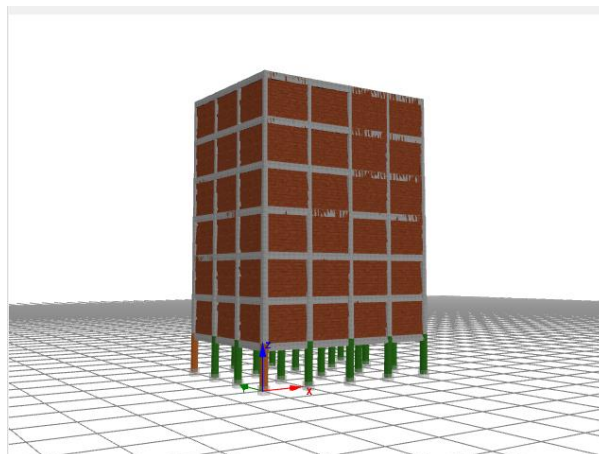


Σχήμα 5.75 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Δ) ΑΙΓΙΟ

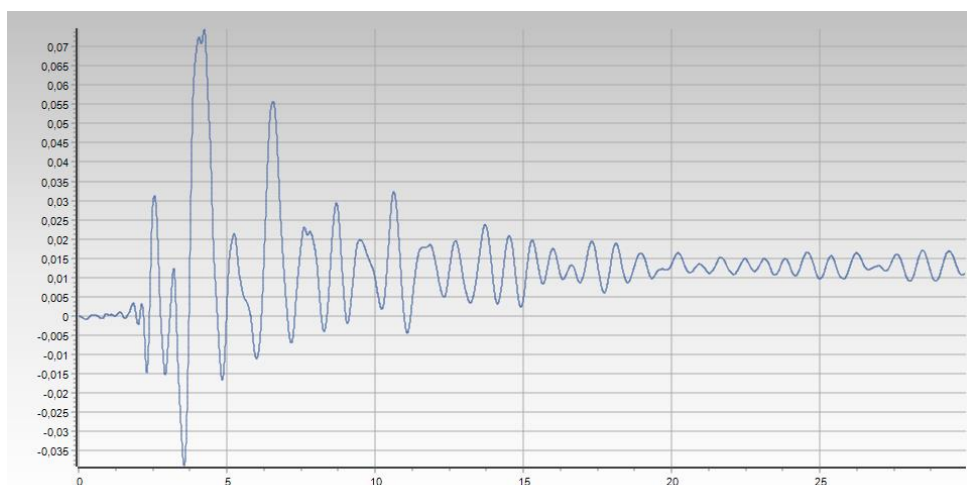


Σχήμα 5.76 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

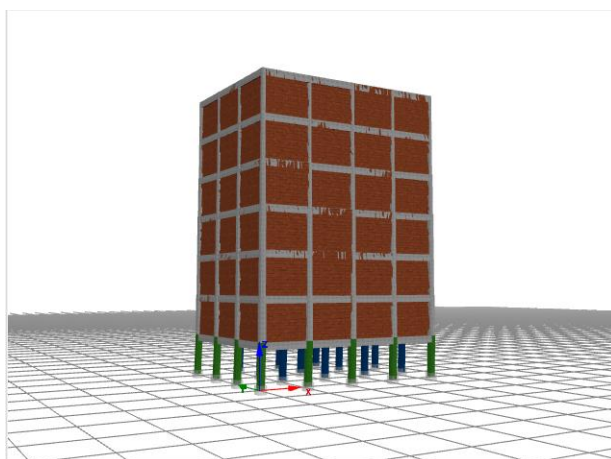


Σχήμα 5.77 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Ε) ΚΑΛΑΜΑΤΑ



Σχήμα 5.78 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων



Σχήμα 5.79 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

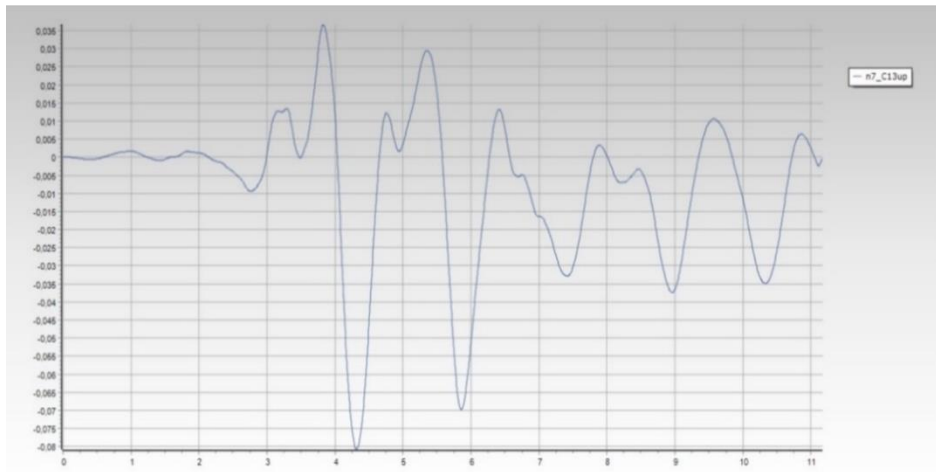
Μετά το πέρας των δυναμικών αναλύσεων που υποβλήθηκαν τα κτίρια, συμπεραίνεται ότι ανεξαρτήτως το σεισμικό φορτίο, η εξωτερική τοιχοποιία του κτιρίου είναι ικανή να αυξήσει αισθητά την δυσκαμψία της κατασκευής. Στις περιπτώσεις όπου η κατασκευή ήταν χωρίς τοιχοποιία, οι μετατοπίσεις οροφής κυμαινόντουσαν από 4.5cm έως 15cm ανά περίπτωση. Αντιθέτως, στις περιπτώσεις όπου η κατασκευή ήταν με τοιχοποιία οι μετατοπίσεις οροφής κυμαινόντουσαν από 0.5cm έως 7.5cm. Σε κάθε περίπτωση ξεχωριστά, οι μετατόπιση οροφής μειώθηκε αισθητά. Στην περίπτωση της πυλωτής, οι μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες από τις

περιπτώσεις με πλήρη τοιχοποιία και σαφώς αρκετά μικρότερες όταν η κατασκευή αποτελούταν μόνο από τον φέροντα οργανισμό. Όσον αφορά τις βλάβες στο κτίριο, στις περιπτώσεις με πλήρη τοιχοποιία η κατασκευή δεν αστόχησε σε κανένα μέλος της. Από την άλλη πλευρά, όταν η κατασκευή αποτελείται μόνο από τον φέροντα οργανισμό, παρατηρήθηκαν εκτεταμένες βλάβες και αρκετές διαρροές σε διάφορους ορόφους και δομικά στοιχεία της κατασκευής. Τέλος, στην πυλωτή η έλλειψη τοιχοπλήρωσης στο ισόγειο μειώνει δραστικά την θετική επίδραση των τοιχοπληρώσεων στο υπόλοιπο κτίριο και ως εκ τούτου οι βλάβες περιορίστηκαν κατά κόρον στα υποστυλώματα του ισογείου ορόφου, από τα οποία, αρκετά ήταν αυτά που αστόχησαν ολοσχερώς.

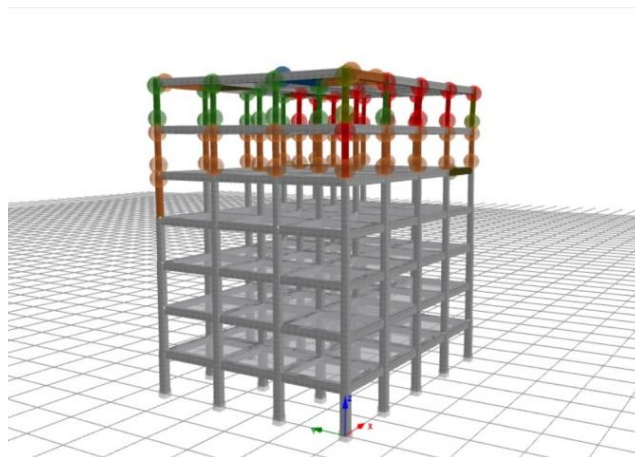
- Για το κτίριο B:

Αποτελέσματα κτιρίου δίχως τοιχοποιία

A) A399

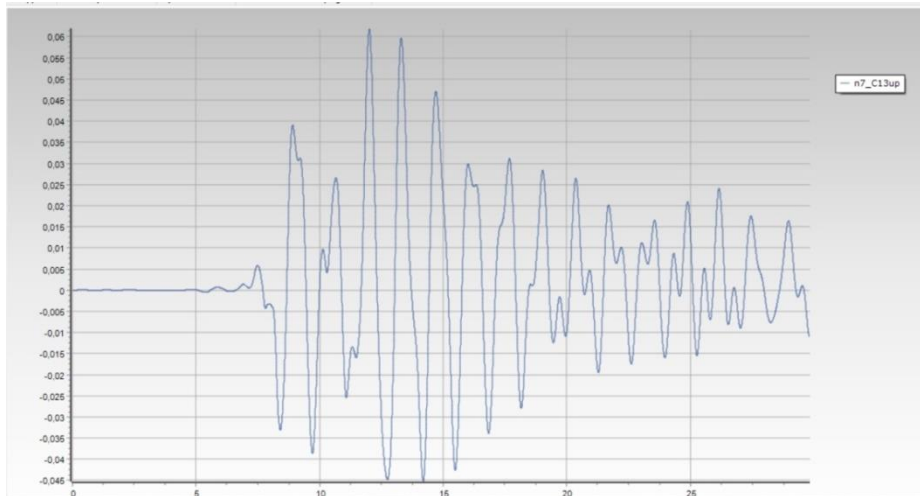


Σχήμα 5.80 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

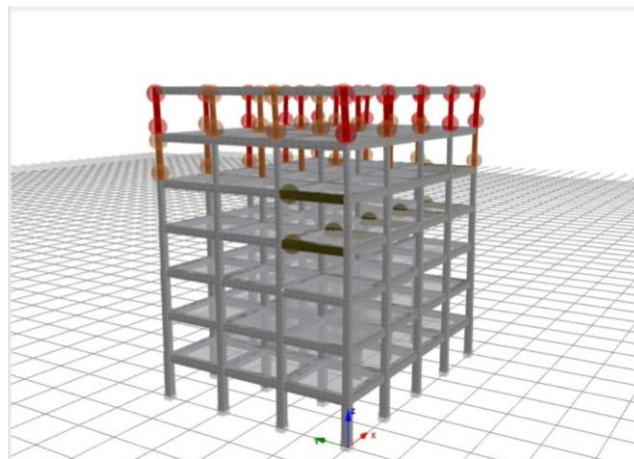


Σχήμα 5.81 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

B) SGMA

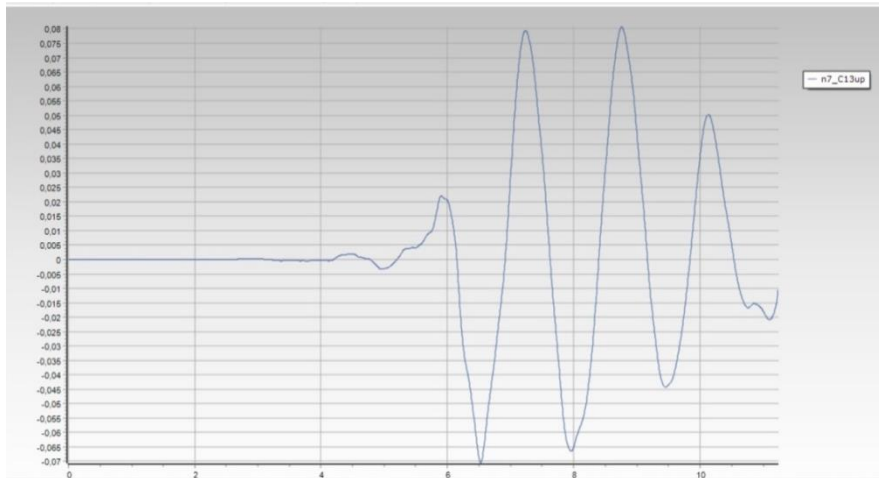


Σχήμα 5.82 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

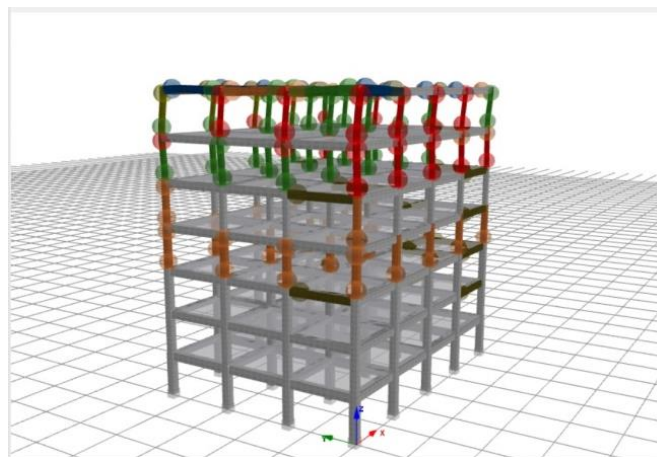


Σχήμα 5.83 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Γ) SPLB

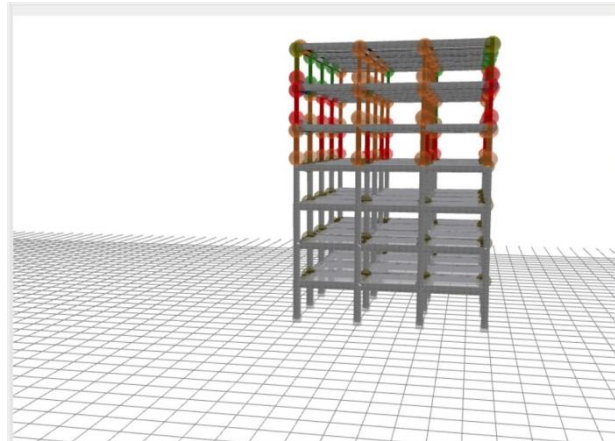


Σχήμα 5.84 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

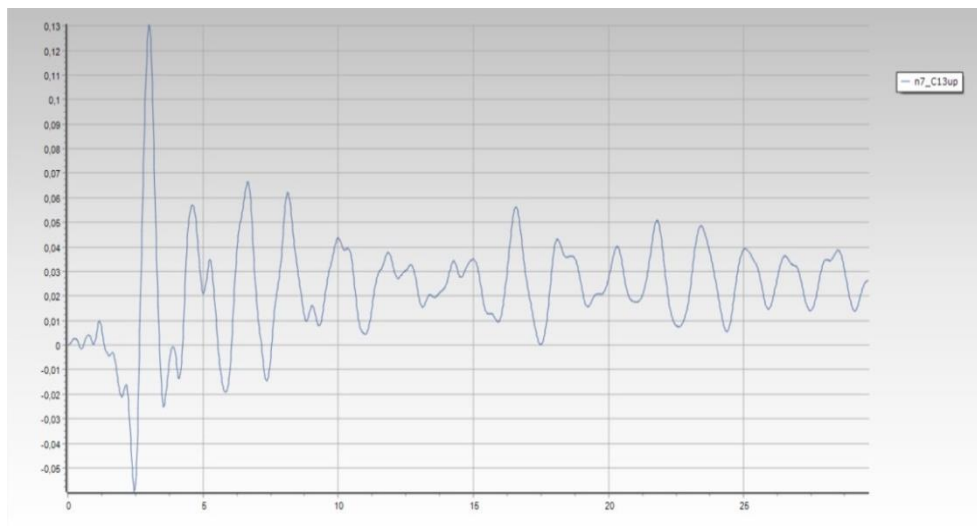


Σχήμα 5.85 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Δ) ΑΙΓΙΟ

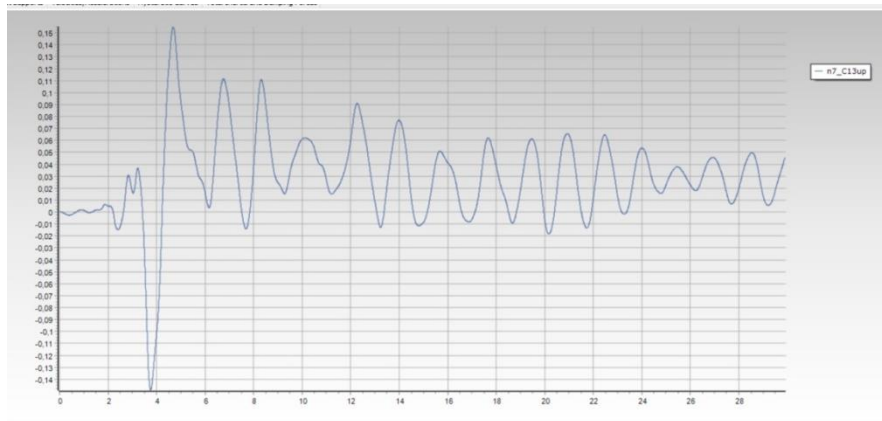


Σχήμα 5.86 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

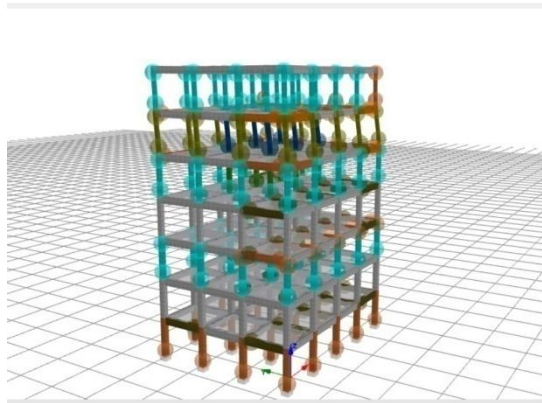


Σχήμα 5.87 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

Ε) ΚΑΛΑΜΑΤΑ



Σχήμα 5.88 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

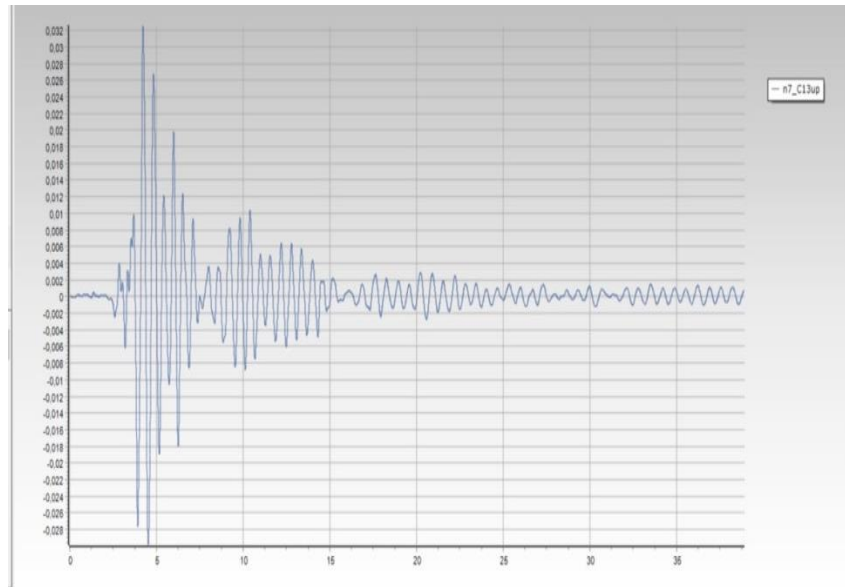


Σχήμα 5.89 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

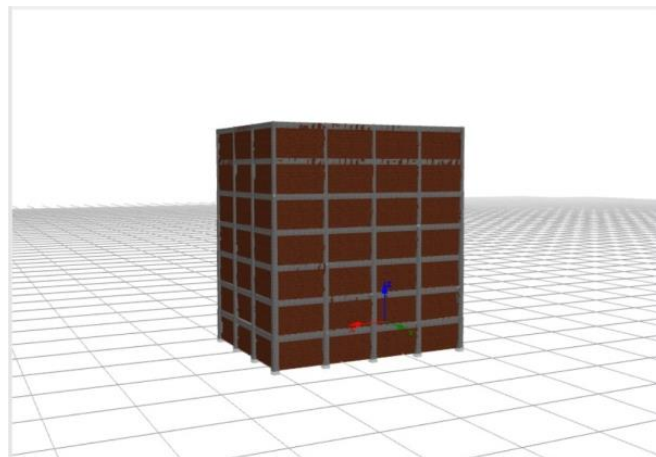
Παρατηρώντας τα αποτελέσματα του κτιρίου Β, στην περίπτωση μόνο με φέρον οργανισμό, υπάρχουν έντονες αστοχίες στα περισσότερα υποστυλώματα του κτιρίου σε σχέση με το κτίριο Α, καθώς και διαρροές ορισμένων δοκαριών και ειδικά στην περίπτωση του σεισμού της Καλαμάτας και στον SPLB όπου οι βλάβες είναι αρκετά εκτεταμένες . Το κτίριο Β σε σχέση με το κτίριο Α έχει μεγαλύτερα ανοίγματα κατά 1.25 μέτρα που επηρεάζει με δυσμενή τρόπο την συνολική κατασκευή.

Αποτελέσματα κτιρίου με τοιχοποιία:

A) A399

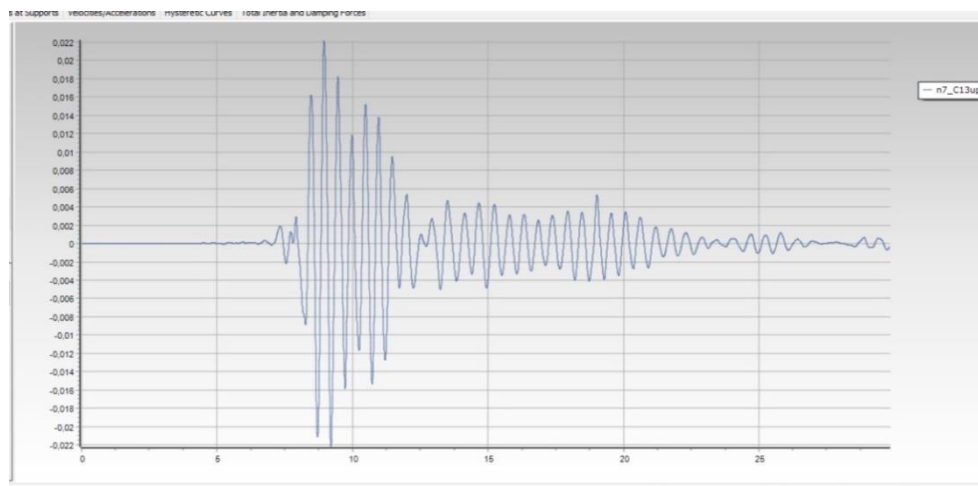


Σχήμα 5.90 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

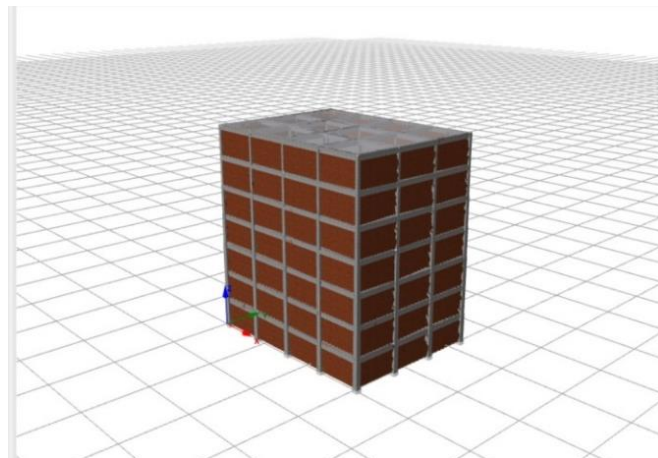


Σχήμα 5.91 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

B) SGMA

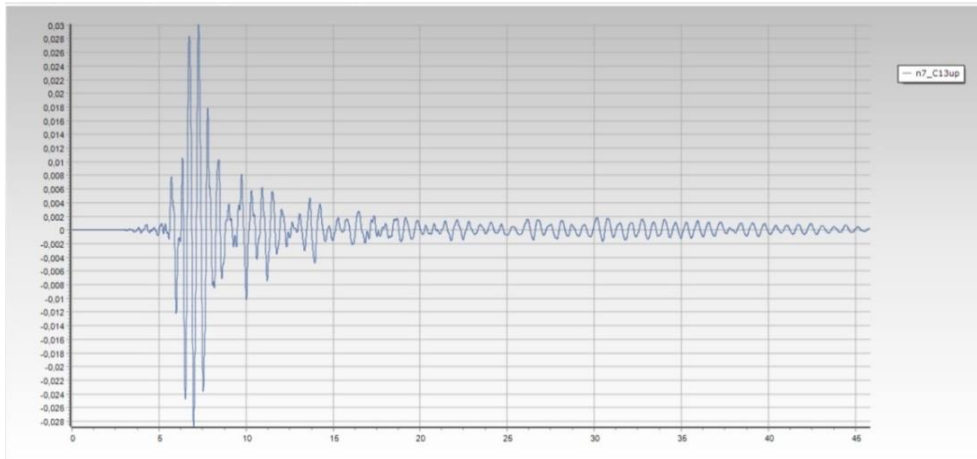


Σχήμα 5.92 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

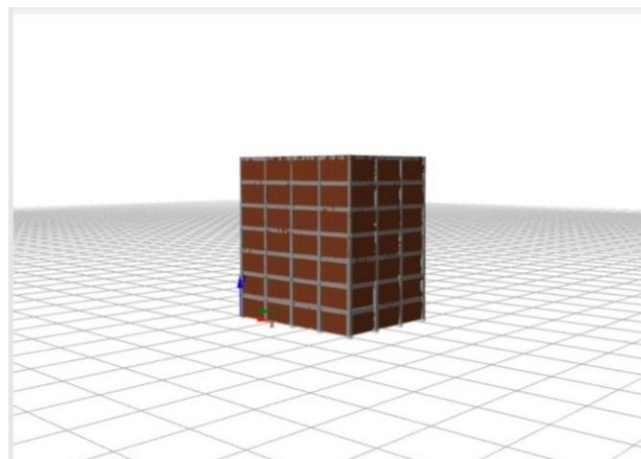


Σχήμα 5.93 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Γ) SPLB

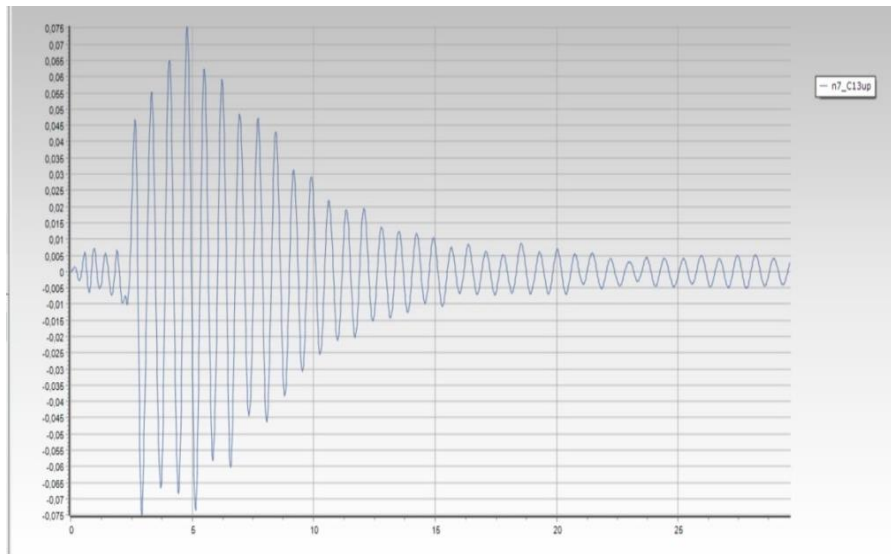


Σχήμα 5.94 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

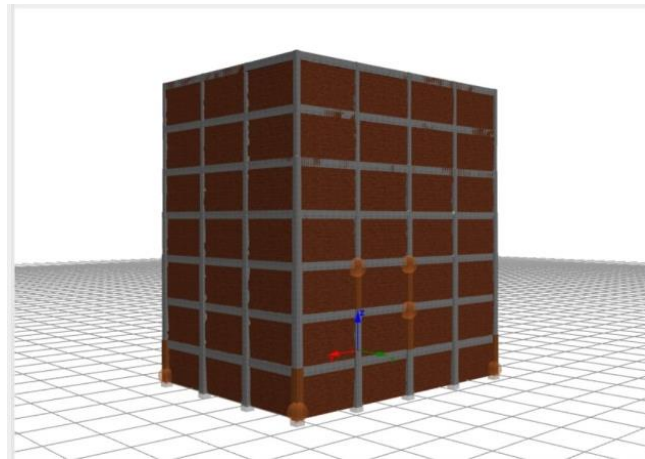


Σχήμα 5.95 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Δ) ΑΙΓΙΟ

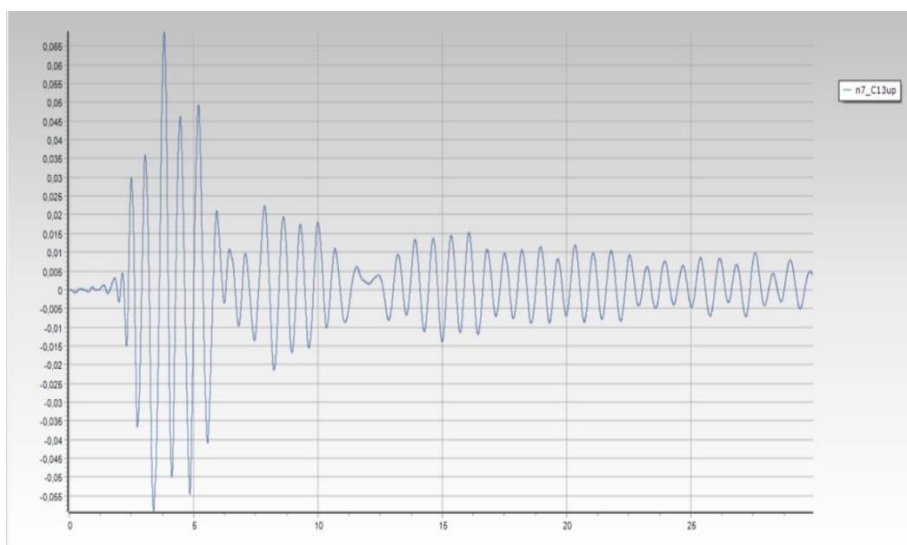


Σχήμα 5.96 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

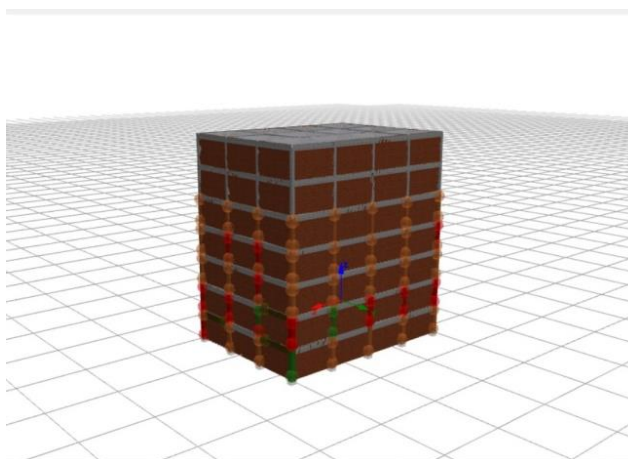


Σχήμα 5.97 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Ε) ΚΑΛΑΜΑΤΑ



Σχήμα 5.98 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

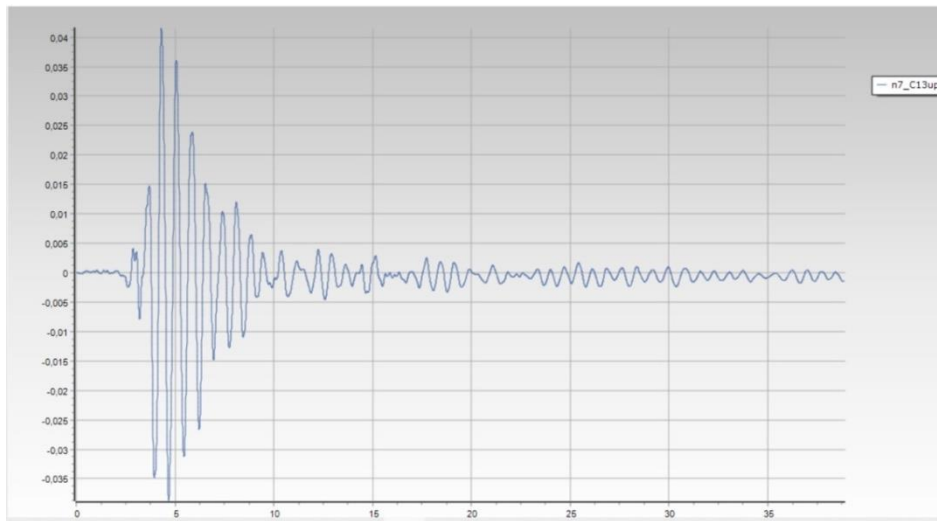


Σχήμα 5.99 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

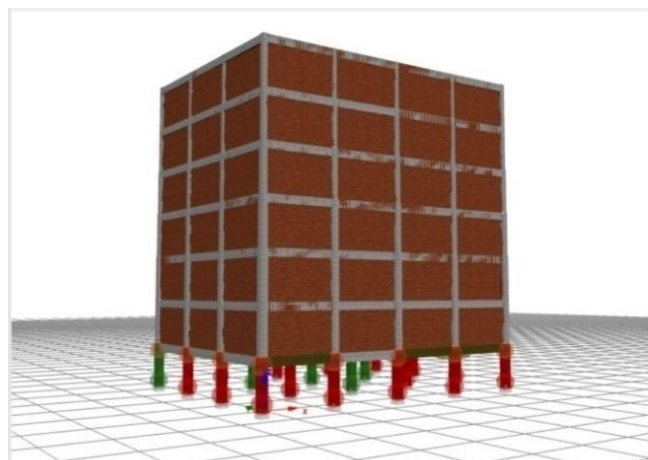
Διερευνώντας τα αποτελέσματα του κτιρίου Β, στην περίπτωση με πλήρη τοιχοποιία, υπάρχει αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής, λόγω της θετικής επίδρασης που έχει η τοιχοπλήρωση στο κτίριο. Σε γενικά πλαίσια, τα δομικά στοιχεία δεν αστοχούν κατά την ανάλυση, ωστόσο στο σεισμό της Καλαμάτας εμφανίζονται αρκετές βλάβες στα υποστυλώματα.

Αποτελέσματα κτιρίου με πλωτή:

A) A399

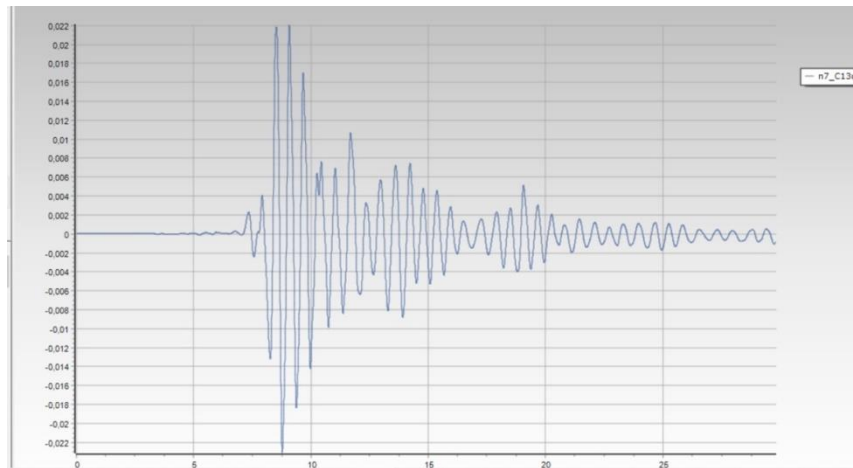


Σχήμα 5.100 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

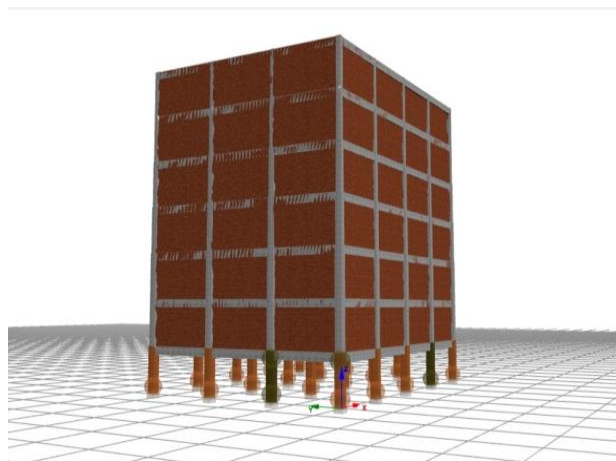


Σχήμα 5.101 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

B) SGMA

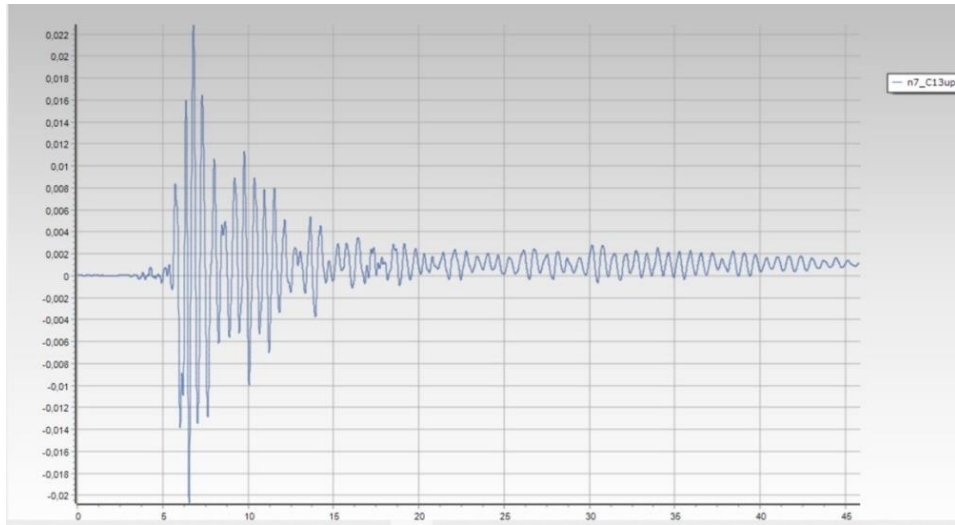


Σχήμα 5.102 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

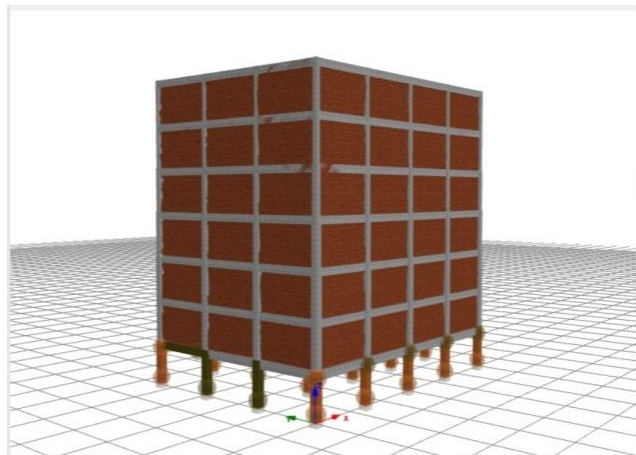


Σχήμα 5.103 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Γ) SPLB

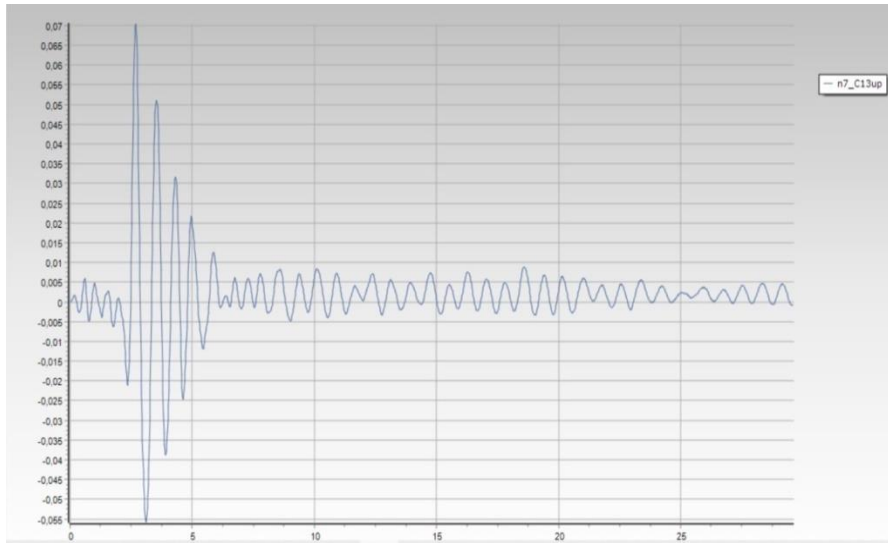


Σχήμα 5.104 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

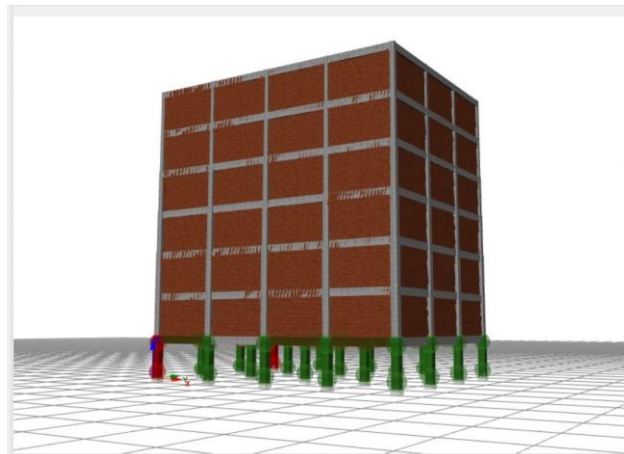


Σχήμα 5.105 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Δ) ΑΙΓΙΟ

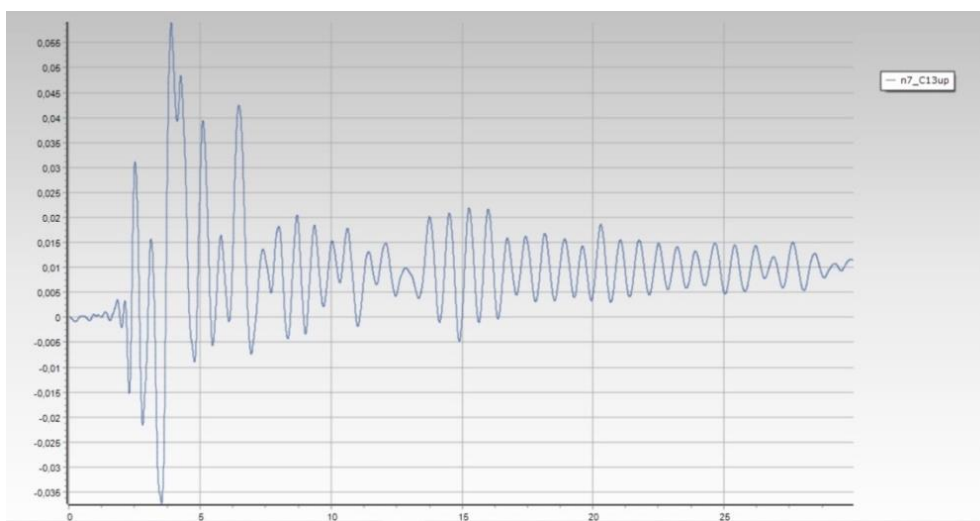


Σχήμα 5.106 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων

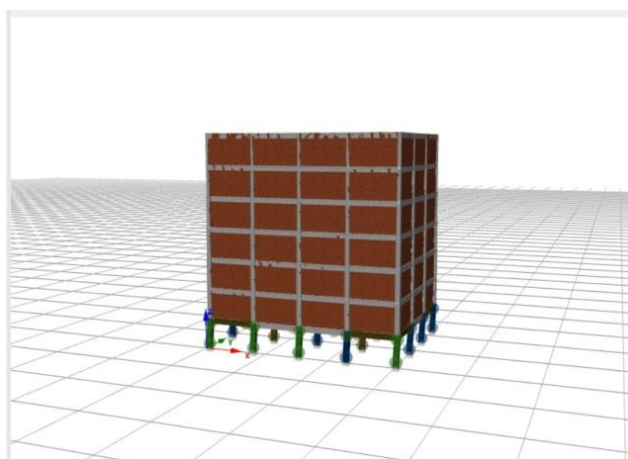


Σχήμα 5.107 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Ε) ΚΑΛΑΜΑΤΑ



Σχήμα 5.108 Χρονοϊστορία απόκρισης μετατοπίσεων



Σχήμα 5.109 Κατανομή των βλαβών κατά την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Μετά το πέρας των δυναμικών αναλύσεων που υποβάλαμε τα κτίρια, εύλογα συμπεραίνεται ότι ανεξαρτήτως το σεισμικό φορτίο, η εξωτερική τοιχοποιία του κτιρίου είναι ικανή να αυξήσει αισθητά την δυσκαμψία της κατασκευής.

Στις περιπτώσεις όπου η κατασκευή μας ήταν χωρίς τοιχοποιία, οι μετατοπίσεις οροφής κυμαινότουσαν από 4.5cm έως 15cm ανά περίπτωση ενώ στις περιπτώσεις όπου η κατασκευή ήταν όλη με τοιχοποιία οι μετατοπίσεις οροφής κυμαινότουσαν από 0.5cm έως 7.5cm. Σε κάθε περίπτωση ξεχωριστά, η μετατόπιση οροφής μειώθηκε

αισθητά και σε αυτό το κτίριο. Στην περίπτωση του κτιρίου με πυλωτή, οι μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες από τις περιπτώσεις με πλήρη τοιχοποιία και σαφώς αρκετά μικρότερες όταν η κατασκευή αποτελούταν μόνο από τον φέροντα οργανισμό. Όσον αφορά τις βλάβες στο κτίριο, στις περιπτώσεις με πλήρη τοιχοποιία η κατασκευή δεν αστόχησε σε κανένα μέλος της. Από την άλλη πλευρά, όταν η κατασκευή αποτελείται μόνο από τον φέροντα οργανισμό, παρατηρήθηκαν βλάβες και αρκετές διαρροές σε διάφορους ορόφους και μέλη της κατασκευής.

Εν τέλει, στην πυλωτή οι βλάβες περιορίστηκαν κυρίως στα υποστυλώματα του ισογείου αλλά οι βλάβες είναι μεγαλύτερες και πολλά υποστυλώματα αστόχησαν ολοσχερώς.

Κεφάλαιο 6: Συμπεράσματα

Μετά το πέρας των μη-γραμμικών στατικών αναλύσεων (pushover), για τις περιπτώσεις των κτιρίων, εξετάζοντας τα κτίρια για στάθμη επιτελεστικότητας B1, ελήφθησαν οι στοχευόμενες μετατοπίσεις οροφής κάθε επιμέρους κατασκευής. Εξετάστηκαν οι κατασκευές για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή των φορτίων, στην x και y διεύθυνση του κτιρίου. Οι στοχευόμενες μετατοπίσεις για την στάθμη B1 στην περίπτωση δίχως τοιχοποιία και για τους δύο άξονες κυμαίνεται στα 9 - 12cm. Στην περίπτωση κτιρίων με πλήρη τοιχοποιία αυξάνονται σημαντικά οι δυσκαμψίες και οι μετατοπίσεις οροφής περιορίζονται σε 4 - 5cm. Η τοιχοποιία λειτουργεί ως δευτερεύουσα στήριξη των υποστυλωμάτων και τα εμποδίζει να παραλάβουν μεγάλες παραμορφώσεις. Τέλος, στην πυλωτή, οι μετατοπίσεις που εντοπίστηκαν είναι όμοιες με την πλήρη τοιχοποιία, ίσες με 4 - 5cm, ωστόσο σ' αυτήν την περίπτωση οι βλάβες ήταν έντονες και συγκεντρωνόντουσαν στο ισόγειο.

Μετά την ολοκλήρωση των στατικών αναλύσεων τα κτίρια μας υποβλήθηκαν και σε δυναμικές αναλύσεις με χρονοϊστορία. Συγκεκριμένα υποβλήθηκαν σε τρεις διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις. Πρώτη περίπτωση είναι ο σεισμός της Καλαμάτας του 1986 ο οποίος και προκάλεσε και τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις οροφής. Υποβάλλοντας και τα δύο κτίρια στον σεισμό για την περίπτωση κτιρίου δίχως τοιχοποιία, λάβαμε μετατοπίσεις που κυμαίνονται στα 15-16cm. Για τον ίδιο σεισμό με πλήρη τοιχοποιία οι μετατοπίσεις που λήφθηκαν αντιστοιχούσαν σε τιμή περίπου 6,5cm. Αντίστοιχα και με πυλωτή οι μετατοπίσεις ήταν στα 6-7 cm. Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκαν δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις με την καταγραφή από τον σεισμό του Αιγίου του 1995. Με αυτή τη σεισμική φόρτιση, υπήρξαν μικρότερες μετατοπίσεις από ότι στην ανάλυση με την καταγραφή του σεισμού της Καλαμάτας, αλλά και πάλι, οι τιμές ήταν αρκετά υψηλές. Οι μέγιστες μετατοπίσεις για τον φέροντα οργανισμό ήταν στα 11-13cm, με πλήρη τοιχοποιία ήταν στα 7.5cm ενώ με πυλωτή ήταν στα 7cm. Ο τελευταίος σεισμός στον οποίο καταπονήθηκαν τα δύο κτίρια, είναι ο σεισμός της Αθήνας του 1999. Για τον συγκεκριμένο σεισμό, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με τις καταγραφές από τρεις διαφορετικούς σταθμούς εντός της Αττικής. Για την περίπτωση της κατασκευής δίχως τοιχοποιία, υποβάλλοντας το κτίριο στις τρεις καταγραφές, οι μέγιστες μετατοπίσεις και για τα

δύο κτίρια, κυμαίνονται μεταξύ 5-8cm. Για την περίπτωση με πλήρη τοιχοποιία, οι μέγιστες μετατοπίσεις είναι στα 2-3cm, ενώ για την πυλωτή οι μετακινήσεις κυμαίνονται στα 2-4cm.

Συμπερασματικά, συγκρίνοντας τα μεγέθη μετατοπίσεων σε κάθε περίπτωση, εύλογα συμπεραίνεται ότι μεγαλύτερες μετατοπίσεις υπάρχουν στην περίπτωση όπου η κατασκευή είναι δίχως τοιχοποιία. Με την προσθήκη τοιχοποιίας, η δυσκαμψία των κατασκευών αυξάνεται, με αποτέλεσμα τις αρκετά μικρότερες μετατοπίσεις οροφής. Επιπλέον, με την πλήρη τοιχοποιία οι αστοχίες και οι διαρροές των μελών μειώνονται αισθητά.

Τέλος, στην περίπτωση των κτιρίων με πυλωτή, αυξάνεται η δυσκαμψία λόγω της τοιχοποιίας μεν, αλλά ο όροφος του ισογείου χρήζει ενίσχυσης, καθώς εκεί εντοπίζονται σχεδόν όλες οι πλαστικές αρθρώσεις και οι διαρροές των δομικών στοιχείων των κατασκευών.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Bandettini, P. (2012). Twenty years of functional MRI: the science and the stories, *Neuroimage*, 62(2), 575 – 588.

ΛΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, (2013). *Θεωρητικά στοιχεία της Pushover.*

USGS, (2010). *Tectonic Summary of Greece.*

Βεντούρης, Α., Δανοπούλου, Π. (). *Αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής Ο.Σ. με προσεγγιστικές μεθόδους, ελαστικές δυναμικές αναλύσεις και ανελαστική στατική ανάλυση κατά ΚΑΝ. ΕΠΕ, 25ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2019, Πάτρα.*

Λουδούμης, Ι. (2018). *Η Εξέλιξη των Αντισεισμικών Κανονισμών και ο Ρόλος του Σεισμού της Θεσσαλονίκης το 1978, 16th European Conference on Earthquake Engineering, Θεσσαλονίκη.*

Δρίτσος, Σ. (2019). *Σεισμική Αποτίμηση και Ενίσχυση Κατασκευών, 4^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα.*

Δρίτσος, Σ. (2016). *Ημερίδα: Αποτίμηση & επεμβάσεις σε κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα & τοιχοποιίες, Τρίπολη.*

Ευθυμάκη, Π., Μαζαράκου, Π. (2020). *Αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος κατά ΚΑΝ. ΕΠΕ, Πτυχιακή εργασία, Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου.*

Επιτροπάκης Ε. (2016). *Αποτίμηση και ενίσχυση πολυώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8, Μεταπτυχιακή Διατριβή, Γενικό Τμήμα - Πολυτεχνείο Κρήτης.*

Ζέκιο, Ο. (2021). *Επιρροή της μορφής ακανονικότητας στη φέρουσα ικανότητα κτιρίων Ω. Σ., Διπλωματική εργασία, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής.*

Καματερή, Δ. (2012). *Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα και τρόποι ενίσχυσής τους, Πτυχιακή εργασία, Ανώτατο Τεχνολογικό Ίδρυμα Πειραιά*

Κίρτας, Ε., Παναγόπουλος, Γ. (2015) Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα Η/Υ, Έκδοση: Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών, Αθήνα.

Κωνσταντινίδης Α. (2018). Αντισεισμικά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα/ 3^η έκδοση.

Λάμπρου, Α. (2019). Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τις διατάξεις των κανονιστικών κειμένων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του ΕC8, Διπλωματική Εργασία, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο.

Μηχαϊλίδης Δ. (2016). Περιβάλλον Ζωή και Γη, Γενικά στοιχεία για τους σεισμούς.

Μώκος, Β. (2012). ΚΑΝ. ΕΠΕ 2012, Ο.Α.Σ.Π.

Παπαγιαννοπούλου Π., Χατζηδουκάκη Ι., Αποτίμηση – Ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Παναγόπουλος Γ. Επισκευές και ενισχύσεις υφιστάμενων κτιρίων

Πνευματικός, Ν. (2016). Εισαγωγή στα Αντισεισμικά Ι.

Ρεπαπής, Κ. (2007). Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, Διδακτορική Διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Σκρέτας, Ν. (2018). Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση Σεισμικά Μονωμένων Κατασκευών, Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Πανεπιστήμιο Πατρών.

Σπυράκος, Κ. (2016). Ικανοτικός σχεδιασμός, Εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 8, Αντισεισμική Τεχνολογία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Στυλιανίδης, Κ. (2019), Ημερίδα: Κανονισμός Αποτίμησης Δομικών Επεμβάσεων Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ) Σχέδιο 1, ΟΑΣΠ / Επιτροπή ΚΑΔΕΤ, Αθήνα.

Φέκας, Κ. (2015). Αποτίμηση υφισταμένου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστική και ανελαστική ανάλυση σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., Διπλωματική εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης

Ψυχάρης Γ. (2015). *Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το μάθημα 9^ο εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.*

Ψυχάρης Γ. (2014). *Βασικές διατάξεις Ευρωκώδικα 8, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.*

Χασάπης, Ε. Χριστάκη Α. (2000). *Βλάβες από σεισμό και τρόποι επέμβασης σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, 6ο Φοιτητικό Συνέδριο «Επισκευές Κατασκευών 2000».*

Χατζήνα ΑΘ. Ε. (2006). *Ανελαστική στατική ανάλυση σείσμων κατασκευών με συστήματα σεισμικής μόνωσης βάσης για ισχυρές εδαφικές κινήσεις, Μεταπτυχιακή διατριβή.*