

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ο/Σ ΜΕ
ΑΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΘΑΝΑΣΟΠΟΥΛΟΣ ΧΡΗΣΤΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2022

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

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΚΑΘΗΓΗΤΗ	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (Επιβλέπων)	
ΔΗΜΑΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (Εξεταστής)	
ΠΝΕΥΜΑΤΙΚΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ (Εξεταστής)	

Δήλωση Συγγραφέα Διπλωματικής Εργασίας

Ο κάτωθι υπογεγραμμένος Αθανασόπουλος Χρήστος του Κωνσταντίνου, μεταπτυχιακός φοιτητής του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής Μηχανικών του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, 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 δηλών
Αθανασόπουλος Χρήστος



Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενου πενταώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με ακανονικότητα καθ' ύψος με έτος κατασκευής 1960 βάσει κανονισμού του 1959. Αρχικά θα γίνει μια εισαγωγή περί της εργασίας, έπειτα ακολουθούν οι κανονισμοί και οι αναλύσεις που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση του προβλήματος, ύστερα παραθέτονται η περιγραφή και η προσομοίωση του κτιρίου η οποία έγινε με το στατικό πρόγραμμα SeismoStruct. Ύστερα ακολουθούν τα αποτελέσματα των στατικών ανελαστικών αναλύσεων (Push-over) και δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων χρονοϊστορίας για τέσσερις διαφορετικούς σεισμούς, για τρεις διαφορετικές περιπτώσεις διάταξης της τοιχοπλήρωσης και στην συνέχεια σύγκριση μεταξύ των στατικών και δυναμικών αναλύσεων.

Περίληψη.....	iii
Περιεχόμενα.....	iv

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
1.1 Γενικά.....	7
1.2 Εξέλιξη Αντισεισμικών Κανονισμών.....	10
1.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	11
1.4 Διάγραμμα Εργασίας.....	11

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8	12
2.1 Εισαγωγή.....	12
2.1.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης.....	12
2.1.2 Οριζόντια συνιστώσα σεισμικής απόκρισης.....	14
2.1.3 Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής απόκρισης.....	15
2.1.4 Εδαφική μετατόπιση σχεδιασμού.....	15
2.1.5 Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά.....	15
2.1.6 Σεισμικές ζώνες.....	20
2.1.7 Κατηγορίες εδάφους.....	21
2.1.8 Μάζες.....	23
2.2 Συνδιασμοί δράσεων.....	24
2.2.1 Σεισμικός συνδιαμός.....	24
2.3 Ειδικές διατάξεις για τα κτίρια.....	25
2.3.1 Κανονικότητα.....	25
2.3.2 Στρέψη.....	30
2.3.3 Κατάταξη κτιρίων Ω.Σ.....	33
2.3.4 Κατηγορίες πλαστιμότητας.....	34

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

<u>ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ</u>	35
3.1 Γενικά.....	35
3.2 Σκοπός.....	37
3.3 Μέθοδοι Ανάλυσης.....	38
3.4 Ελαστικές Μέθοδοι.....	38
3.5 Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	41
3.6 Επιρροή Τοιχοπληρώσεων.....	43
3.7 Προσομοίωση Τοιχοπληρώσεων χωρίς ανοίγματα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	44
3.8 Θλιβόμενη Διαγώνιος.....	44
3.9 Προσομοίωση Τοιχοπληρώσεων με ανοίγματα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	46

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

<u>ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ</u>	48
4.1 Γενικά.....	48
4.2 Στατική Ανελαστική Ανάλυση.....	48
4.3 Περιορισμοί Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης.....	50
4.4 Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση.....	52
4.5 Προσδιορισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης.....	53

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

<u>ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ</u>	56
5.1 Εισαγωγή.....	56
5.2 Περιγραφή Υφιστάμενου Κτιρίου.....	56
5.3 Παραδοχές Υλικών και Φορτίων.....	57
5.3.1 Φορτία.....	57
5.3.2 Παραδοχές Προσομοίωσης – Υλικά.....	57
5.4 Γεωμετρικά Δεδομένα Κτιρίου.....	57
5.4.1 Υποστυλώματα.....	57
5.4.2 Δοκοί.....	58
5.4.3 Πλάκες.....	61

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

<u>ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ</u>	62
6.1 Εισαγωγή.....	62
6.2 Προσομοίωση.....	64
6.2.1 Λογισμικό.....	64
6.2.2 Εισαγωγή Φορέα στο Λογισμικό	64
6.3 Περιβάλλον SeismoStruct.....	67

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

<u>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ</u>	72
7.1 Περίληψη.....	72
7.2 Αποτελέσματα Ιδιομορφικών Αναλύσεων.....	72
7.3 Αποτελέσματα Ανελαστικών Στατικών Αναλύσεων.....	76
7.4 Αποτελέσματα Ανελαστικών Δυναμικών Αναλύσεων.....	88

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

<u>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</u>	98
8.1 Μέθοδος Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης.....	98
8.2 Μέθοδος Δυναμικής Ανελαστικής Ανάλυσης.....	98
8.3 Γενικά.....	99
Αναφορές.....	100

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα στο χώρο των οικοδομών έχει να κάνει με τη σεισμική συμπεριφορά τους, καθώς τα κτίρια τα οποία κατασκευάστηκαν και μελετήθηκαν πριν το 1984 δεν είχαν μελετηθεί αυστηρά σύμφωνα με σεισμικές απαιτήσεις της χώρας αλλά σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του 59.

Οι σεισμοί αποτελούν ένα από τα σημαντικά πολυπαραμετρικά προβλήματα της Ανθρωπότητας, καθώς οι συνέπειες τους δεν εξαρτώνται μόνον από τα χαρακτηριστικά των σεισμικών γεγονότων αλλά και από πολλούς κοινωνικοοικονομικούς παράγοντες. Αποτελεί, πάντως, αδιαμφισβήτητο γεγονός ότι η σεισμική ικανότητα των δομημάτων αποτελεί μια από τις σημαντικότερες παραμέτρους, οι οποίες καθορίζουν τις συνέπειες των σεισμών. Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ασφαλών έναντι σεισμού δομημάτων αποτελεί σημαντικό στόχο για την επιστήμη του Πολιτικού Μηχανικού.

Τις τελευταίες δεκαετίες, καταγράφεται σημαντική ερευνητική δραστηριότητα γύρω από την σεισμική συμπεριφορά και τον σχεδιασμό των δομημάτων, η οποία έχει οδηγήσει και σε νέα γενιά σχετικών Κανονισμών σε πολλές χώρες.

Μεταξύ των θεμάτων που σχετίζονται με την σεισμική συμπεριφορά των δομημάτων, ιδιαίτερη προσοχή έχει δοθεί κατά τα τελευταία χρόνια στην βελτίωση των μεθόδων μέσω των οποίων μπορεί να προβλεφθεί η σεισμική συμπεριφορά ενός δομήματος (μέσω καταλλήλων αναλύσεων, διαστασιολόγησης και κατασκευής).

Οι σχετικές προσπάθειες που έγιναν μέχρι σήμερα, έχουν επικεντρωθεί κυρίως σε νέα δομήματα. Έτσι, το επίπεδο των γνώσεων επιτρέπει σήμερα στον Μηχανικό να αποφαίνεται (με αποδεκτή αβεβαιότητα) περί της αναμενόμενης σεισμικής συμπεριφοράς ενός νέου δομήματος. Ωστόσο, η πλειονότητα των υφισταμένων κτιρίων έχει κατασκευασθεί αρκετά χρόνια παλαιότερα, όταν η γνώση δεν ήταν στο σημερινό επίπεδο και, επομένως, οι κανονιστικές διατάξεις ήταν λιγότερο απαιτητικές. Για τα δομήματα που μελετήθηκαν πριν από την δεκαετία του 1960, η βασική φόρτιση ήταν τα κατακόρυφα φορτία, ενώ δεν δινόταν ιδιαίτερη προσοχή στην έναντι οριζοντίων δράσεων φέρουσα ικανότητα της κατασκευής.

Εξ άλλου, ακόμα και όταν οι πρώτοι Αντισεισμικοί Κανονισμοί επέβαλαν σχεδιασμό έναντι σεισμικών δράσεων, τα μεγέθη των συμβατικών σεισμικών φορτίων ήταν μικρά, σε σχέση με τις σημερινές τεκμηριωμένες (μέσω έρευνας και παρατήρησης) απαιτήσεις. Επιπλέον, στις παλαιότερες κατασκευές δεν ικανοποιούνται βασικές αρχές και κριτήρια σχεδιασμού, τα οποία εξασφαλίζουν ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά. Παράλληλα με τις βελτιώσεις στον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών, πρόσφατες προσπάθειες εστιάζουν στην αντισεισμική συμπεριφορά υφισταμένων κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Η έρευνα έδειξε ότι τα παλιότερα κτίρια ωπλισμένου σκυροδέματος (κυρίως εκείνα που μελετήθηκαν προ του 1980) δεν έχουν εν γένει επαρκή φέρουσα ικανότητα και πλαστιμότητα για να αντισταθούν στις δυνάμεις και τις μετακινήσεις οι οποίες επιβάλλονται από ισχυρές εδαφικές διεγέρσεις. Κοινές αδυναμίες παλαιών κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα σχετίζονται με τις ανεπαρκείς λεπτομέρειες οπλίσεως, όπως είναι η μάτιση των οπλισμών των υποστυλωμάτων, η ανεπαρκής αγκύρωση του κάτω οπλισμού των δοκών στις περιοχές των στηρίξεων, καθώς και ο ανεπαρκής οπλισμός διατμήσεως στα υποστυλώματα, στις δοκούς και στους κόμβους. Τα υποστυλώματα των υφισταμένων κτιρίων είναι συχνά ευαίσθητα σε ψαθυρή αστοχία, γεγονός το οποίο ενδέχεται να οδηγήσει σε μερική ή ακόμα και ολική κατάρρευση της κατασκευής κατά την διάρκεια μίας ισχυρής σεισμικής διέγερσης.

Οι σεισμοί των τελευταίων δεκαετιών σε όλο τον κόσμο, καθώς και οι πρόσφατοι σεισμοί στην χώρα μας, έχουν θέσει με μεγάλη ένταση το θέμα της σεισμικής συμπεριφοράς των υφισταμένων κατασκευών και της ενισχύσεως τους, ώστε να ικανοποιούν τις σύγχρονες απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς, όπως αυτές περιγράφονται από τους νέους Κανονισμούς. Ένα από τα θέματα που τίθενται κατά την διαδικασία του ανασχεδιασμού ενός υφισταμένου κτιρίου είναι ο υπολογισμός των συμβατικών σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Η στάθμη της σεισμικής δράσεως εξαρτάται και από τον δείκτη συμπεριφοράς q του κτιρίου, και ο μελετητής θα κληθεί να εισαγάγει την τιμή του. Ο δείκτης συμπεριφοράς q για τα υφιστάμενα κτίρια αναμένεται να είναι μικρότερος από τον δείκτη που προβλέπει ο ΕΑΚ [2000] για ένα νέο κτίριο. Η επιλογή του δείκτη αυτού γίνεται με βάση τον ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ [2022].

Ο δείκτης συμπεριφοράς αποτελεί μία εκτιμήτρια της ικανότητας ενός δομήματος να υφίσταται μεγάλου εύρους ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, χωρίς σημαντική μείωση της αποκρίσεώς του. Ο δείκτης συμπεριφοράς εξαρτάται από πολλές παραμέτρους, σημαντικότερες των οποίων

είναι η πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών, ο σεβασμός των ικανοτικών απαιτήσεων, (η αποφυγή της αστοχίας των υποστυλωμάτων, καθώς και η αποφυγή ψαθυρών (διατμητικών) αστοχιών), η διατιθέμενη υπεραντοχή και η κανονικότητα της κατανομής καθ' ύψος αυτών των υπεραντοχών, άρα και η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο του δομήματος.

Οι σύγχρονοι Αντισεισμικοί Κανονισμοί αναγνωρίζουν την σημασία αυτών των παραμέτρων και επιβάλλουν μέτρα για την εξασφάλιση τους. Σε μία κατασκευή, είναι αναγκαία η εξασφάλιση μίας ελάχιστης στάθμης για κάθε παράμετρο, αφού η εξασφάλιση μίας εξαιρετικά μεγάλης στάθμης για μία παράμετρο μπορεί να μειώσει την απαίτηση για κάποια άλλη, αλλά δεν την μηδενίζει. Η μεγάλη υπεραντοχή δεν μηδενίζει την απαίτηση πλαστικής συμπεριφοράς στις κρίσιμες περιοχές, ενώ η εξασφάλιση καμπτικών αστοχιών σε όλες τις κρίσιμες περιοχές δεν είναι αποδοτική αν δεν εξασφαλίζεται επαρκής πλαστιμότητα στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Καθώς, όμως, οι προβλέψεις των σύγχρονων Κανονισμών δεν περιλαμβάνονταν στους παλαιότερους Κανονισμούς, βάσει των οποίων έχει μελετηθεί και κατασκευαστεί η πλειονότητα των κτιρίων της χώρας, είναι αναγκαία η εκτίμηση των παραμέτρων της σεισμικής συμπεριφοράς των υφισταμένων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, και ειδικότερα της πλαστιμότητας, της υπεραντοχής και του δείκτη συμπεριφοράς.

Η προσπάθεια αποτίμησης και βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς τέτοιων κτιρίων απαιτεί αναλυτική διερεύνηση των αδυναμιών τους σε σχέση με την φέρουσα ικανότητα, την δυσκαμψία και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του κτιρίου. Αυτή η προσπάθεια περιλαμβάνει την ανάπτυξη και τον έλεγχο της ορθότητας προσομοιωμάτων τα οποία προσεγγίζουν την πραγματική συμπεριφορά, μέσω σύγκρισης με πειραματικά αποτελέσματα ή/και με καταγεγραμμένη απόκριση πραγματικών κτιρίων κατά την διάρκεια σεισμών. Λαμβάνοντας υπόψη την αυξημένη τρωτότητα του μεγάλου πλήθους των υφισταμένων κτιρίων, είναι φανερό ότι απαιτούνται κατάλληλες μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς τους. Είναι πλέον γενικώς αποδεκτό ότι η ισχύουσα μέθοδος σχεδιασμού με την μέθοδο των δυνάμεων, δεν μπορεί να ανταποκριθεί στις ανάγκες του σχεδιασμού έναντι σεισμού, για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Αντιθέτως, οι ανελαστικές παραμορφώσεις αποτελούν περισσότερο αντιπροσωπευτική παράμετρο για τον σχεδιασμό και την αποτίμηση των κατασκευών, έναντι των οριζοντίων δυνάμεων. Θα ήταν επιθυμητό η εκτίμηση της συμπεριφοράς των συστημάτων που υπόκεινται σε σεισμικές δράσεις να γίνεται με χρήση μη γραμμικών ανελαστικών εν χρόνω αναλύσεων με επιβολή ενός συνόλου επιταχυνσιογραφημάτων προσεκτικά επιλεγμένων.

Η χρήση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης υπό αυξανόμενη ένταση μπορεί να αποτελέσει μια απλούστερη εναλλακτική μέθοδο για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς, δεδομένου ότι επιτρέπει να εκτιμηθούν ολικές και τοπικές παραμορφώσεις και δυνάμεις οι οποίες αναμένονται να επιβληθούν στην κατασκευή και μέσω αυτών να αποκαλυφθούν πιθανές αδυναμίες του δομήματος. Η μη γραμμική στατική ανάλυση είναι απλούστερη στην εφαρμογή της σε σχέση με τις εν χρόνω αναλύσεις και μπορεί να δώσει χρήσιμες πληροφορίες για σημαντικές παραμέτρους της σεισμικής απόκρισης (όπως είναι η δημιουργία μαλακών ορόφων, και η ακολουθία διαρροής και αστοχίας των μελών της κατασκευής), οι οποίες δεν μπορούν να εντοπισθούν μέσω ελαστικών ή δυναμικών αναλύσεων. Ωστόσο, και αυτή η μέθοδος έχει τα μειονεκτήματα και τις αδυναμίες της και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της απαιτεί την κρίση ενός πεπειραμένου και κατάλληλα εκπαιδευμένου Μηχανικού. Κανονισμοί και Οδηγίες, όπως ο FEMA-273 [1997], ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ.[2022] υιοθετούν τον σχεδιασμό και την αποτίμηση βάσει δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας.

1.2 Εξέλιξη Αντισεισμικών Κανονισμών

Έτσι προέκυψε η ανάγκη εξέλιξης των ισχυόντων κανονισμών όπως έγινε:

- Με τα πρόσθετα βασικά άρθρα 1984
- Το 1995 τέθηκε σε αποκλειστική εφαρμογή ο Ν.Ε.Α.Κ.

(Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός).

- Το 2001 θεσπίστηκε ο Ε.Α.Κ.2000

(Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός - 2000).

- Από τότε μέχρι σήμερα, στο αρχικό κείμενο του Ε.Α.Κ.2000 έχουν

γίνει οι αναγκαίες τροποποιήσεις, συμπληρώσεις και διευκρινήσεις.

- Από την 30-5-2014 (ΦΕΚ 1457/2014) μπορεί να χρησιμοποιείται είτε μόνον Ε.Α.Κ.2000 (αυτούσιος), είτε μόνον ο Ευρωκώδικας EC8 (αυτούσιος).

1.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Τέλος στην Ελλάδα η μεγάλη ανάγκη για ένα κανονιστικό κείμενο Μελέτης δομητικών επεμβάσεων εισήχθη με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων) αρχικά τον Σεπτέμβριο 2010 (1^η Έκδοση) και έπειτα το Οκτώβριο 2016 (2^η Αναθεώρηση) και πρόσφατη έκδοση 2022 (3^η Αναθεώρηση). Κανονισμοί και Οδηγίες, όπως ο FEMA-273 (1997), υιοθετούν τον σχεδιασμό και την αποτίμηση βάσει δεδομένης στάθμης επιτελεσματικότητας έτσι και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ έχει υιοθετήσει διάφορες στάθμες επιτελεσματικότητας κατά την αποτίμηση των υφιστάμενων κτιρίων.

1.4 Διάγραμμα Εργασίας

Η παρούσα εργασία αποτελείται από 8 Κεφάλαια. Στο πρώτο μέρος παρουσιάζονται στοιχεία για την εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών στην Ελλάδα. Στο δεύτερο μέρος αναλύεται ο ευρωκώδικας 8. Στο τρίτο μέρος παρουσιάζονται γενικά στοιχεία για την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων. Στο τέταρτο μέρος παραθέτονται οι μέθοδοι ανελαστικών αναλύσεων, στο πέμπτο κεφάλαιο περιγράφεται το κτίριο, στο έκτο παρουσιάζεται η διαδρομή της προσομοίωσης του υφιστάμενου κτιρίου. Στο έβδομο κεφάλαιο παραθέτονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και σχολιασμός αυτών και στο όγδοο και τελευταίο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8

2.1 Εισαγωγή

Κρίσιμη, για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας κατασκευής είναι η «αντιπροσώπευση» της σεισμικής απειλής που αναμένεται να αντιμετωπίσει με ικανοποιητική ακρίβεια. Στην πλειονότητα των περιπτώσεων, για την ανάλυση μιας κατασκευής έναντι του σεισμού σχεδιασμού εφαρμόζεται η δυναμική φασματική μέθοδος. Στον Ευρωκώδικα 8 περιγράφεται αναλυτικά το αντίστοιχο φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων που απαιτείται να ληφθεί υπόψιν κατά την εφαρμογή της μεθόδου.

2.1.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται για σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες θέλουμε να συμπεριφέρονται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού. Η γενική μορφή του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων δίνεται παρακάτω:

- Για $T_B \leq T \leq T_C$: Περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- Για $T_C \leq T \leq T_D$: Περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας
- Για $T_D \leq T \leq 4.0$: Περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης

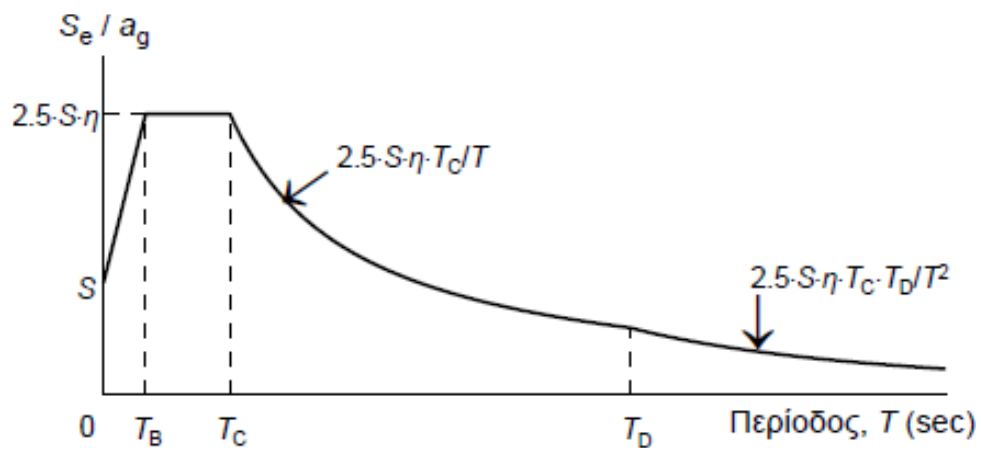
Από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων μπορεί να υπολογιστεί και το αντίστοιχο φάσμα μετακινήσεων, $S_{De}(T)$, εφαρμόζοντας την εξής σχέση:

$$S_{De}(T) = S_e(T) * (T/2\pi)^2$$

Για κατασκευές με συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_I > 1$ πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η τοπική τοπογραφική ενίσχυση. Τοπογραφική ενίσχυση συμβαίνει ιδιαίτερα σε περιπτώσεις άκρων πρανών και κορυφών λόφων ύψους μεγαλύτερου των 30m. Η τοπογραφική ενίσχυση μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή μεγέθυνσης S_T , με τον οποίο πολλαπλασιάζονται οι φασματικές τιμές. Ενδεικτικές τιμές για τον συντελεστή S_T δίνονται στον Πίνακα 2.1

Για θέσεις μεταξύ της βάσης και της κορυφής, μπορεί να θεωρηθεί γραμμική μεταβολή του S_T μεταξύ της τιμής 1.00 στη βάση και της τιμής στην κορυφή. Επίσης, η τοπογραφική

ενίσχυση μειώνεται σημαντικά όσο απομακρυνόμαστε από το άκρον του πρανούς (Βούλτσιου, 2018).



Σχήμα 2.1 Γενική μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης ψευδοεπιταχύνσεων

Πίνακας 2.1 Τιμές του συντελεστή τοπογραφικής ενίσχυσης S_T

A/A	Περιγραφή	Μέση κλίση	S_T
1	Μεμονωμένοι λόφοι και πρανή	$i < 15^\circ$	1.00
		$i > 15^\circ$	≥ 1.20
2	“Κορυφογραμμές” με πλάτος στέψης σημαντικά μικρότερο από το πλάτος βάσης	$i < 15^\circ$	1.00
		$15^\circ < i < 30^\circ$	≥ 1.20
		$i > 30^\circ$	≥ 1.40
3	Περίπτωση 1 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	$i < 15^\circ$	1.00
		$i > 15^\circ$	≥ 1.44
4	Περίπτωση 2 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	$i < 15^\circ$	≥ 1.00
		$15^\circ < i < 30^\circ$	≥ 1.44
		$i > 30^\circ$	≥ 1.68

2.1.2 Οριζόντια συνιστώσα σεισμικής διέγερσης

Εφαρμόζοντας το ελαστικό φάσμα απόκρισης για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής φόρτισης, η ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού σε κάθε περιοχή υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$\begin{aligned}
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] && \text{για } 0 \leq T \leq T_B \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 && \text{για } T_B \leq T \leq T_C \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} && \text{για } T_C \leq T \leq T_D \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} && \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}
 \end{aligned}$$

όπου:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR}$$

S = συντελεστής εδάφους (βλ. παρακάτω)

η = συντελεστής απόσβεσης. Για $\zeta=5\%$ τίθεται $\eta=1$, δηλαδή οι παραπάνω σχέσεις αντιστοιχούν σε απόσβεση $\zeta=5\%$. Για διαφορετικές τιμές απόσβεσης, η τιμή του η υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0.55$$

Ο ΕΚ8 προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τύπου 1 και τύπου 2, στους οποίους ισχύουν διαφορετικές τιμές για τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B , T_C και T_D και το συντελεστή εδάφους S . Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το φάσμα τύπου 1, με τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους S σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα (Βούλτσιου, 2018)

Πίνακας 2.2 Τιμές επιτάχυνσης εδάφους και χαρακτηριστικών περιόδων για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης

a_{vg}/a_g	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
0.90	0.05	0.15	1.00

2.1.3 Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής διέγερσης

Για την ελαστική φασματική επιτάχυνση στην κατακόρυφη διεύθυνση εφαρμόζονται οι εξισώσεις:

$$\begin{aligned} S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right] && \text{για } 0 \leq T \leq T_B \\ S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 && \text{για } T_B \leq T \leq T_C \\ S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C}{T} && \text{για } T_C \leq T \leq T_D \\ S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} && \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \end{aligned}$$

2.1.4 Εδαφική μετατόπιση σχεδιασμού

Σε περιπτώσεις που απαιτείται η εδαφική μετατόπιση, μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Σημειώνεται ότι αυτή η τιμή αντιστοιχεί στην οριακή τιμή του φάσματος μετακινήσεων για πολύ μεγάλες περιόδους. Όταν ο αντισεισμικός σχεδιασμός γίνεται με βάση τα φορτία σχεδιασμού που αντιστοιχούν σε τιμή συντελεστή συμπεριφοράς $q > 1$, οι μετακινήσεις σχεδιασμού προκύπτουν από την εξίσωση:

$$d_s = q_d \times d_e$$

όπου:

q_d = συντελεστής συμπεριφοράς μετακινήσεων

d_e = ελαστική μετακίνηση από την ανάλυση για τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού.

Γενικώς λαμβάνεται $q_d = q$ εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά (το q_d είναι μεγαλύτερο από q για θεμελιώδη ιδιοπερίοδο μικρότερη από T_C). Η μετακίνηση d_s δεν χρειάζεται να είναι μεγαλύτερη από αυτή που αντιστοιχεί στο ελαστικό φάσμα. (Βούλτσιου, 2018)

2.1.5 Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά

Σε περίπτωση που η κατασκευή σχεδιάζεται να συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού (απορρόφηση ενέργειας μέσω πλαστικής συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων), δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση, αλλά γίνεται ελαστική ανάλυση με βάση μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα. Η μείωση του ελαστικού φάσματος γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q . Για την οριζόντια συνιστώσα της

σεισμικής φόρτισης, οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$ σε κάθε περιοχή του φάσματος είναι:

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

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

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

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

- Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή β ορίζεται ίση με $\beta=0.2$

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q εξαρτώνται από το υλικό κατασκευής και τον τύπο στατικής διαμόρφωσης της κατασκευής και δίνονται στα κεφάλαια που αναφέρονται στα αντίστοιχα υλικά. Για κατασκευές από Ω.Σ., οι επιτρεπόμενες τιμές q ποικίλουν σημαντικά ανάλογα με το στατικό σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας που θα επιλεγεί. Στις τιμές των συντελεστών συμπεριφοράς που δίνονται στα επιμέρους κεφάλαια για τα διάφορα υλικά εμπεριέχεται και η επιρροή του συντελεστή απόσβεσης, εάν αυτή είναι διάφορη του 5%. Γι' αυτό, στις παραπάνω σχέσεις δεν εμφανίζεται ο συντελεστής απόσβεσης η , όπως στις αντίστοιχες σχέσεις του ελαστικού φάσματος. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q μπορεί να έχει διαφορετική τιμή στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Η κατηγορία όμως πλαστιμότητας είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις. 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:

$$q = q_o \cdot k_w \geq 1.5$$

όπου:

q_o = βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς για κανονικά σε όψη συστήματα, σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα 2.2.

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

Πίνακας 2.3 «Τιμές συντελεστή q_o για συστήματα κανονικά σε όψη»

Στατικός τύπος	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτά – Διπλά συστήματα – Συστήματα με συζευγμένα τοιχώματα	$3.0a_v/a_1$	$4.5a_v/a_1$
Συστήματα με ασύζευκτα τοιχώματα	3.0	$4.0a_v/a_1$
Στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα	2.0	3.0
Ανεστραμμένα εκκερεμή	1.5	2.0

Στον Πίνακα 2.3, οι τιμές α_u και α_1 ορίζονται ως εξής:

α_1 = ο απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης των σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία της 1ης πλαστικής άρθρωσης σε οποιοδήποτε στοιχείο της κατασκευής, διατηρώντας τα υπόλοιπα φορτία σταθερά.

α_u = ο απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης των σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων ώστε να προκληθεί μηχανισμός κατάρρευσης, διατηρώντας τα υπόλοιπα φορτία σταθερά.

Ο συντελεστής k_w προκύπτει σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

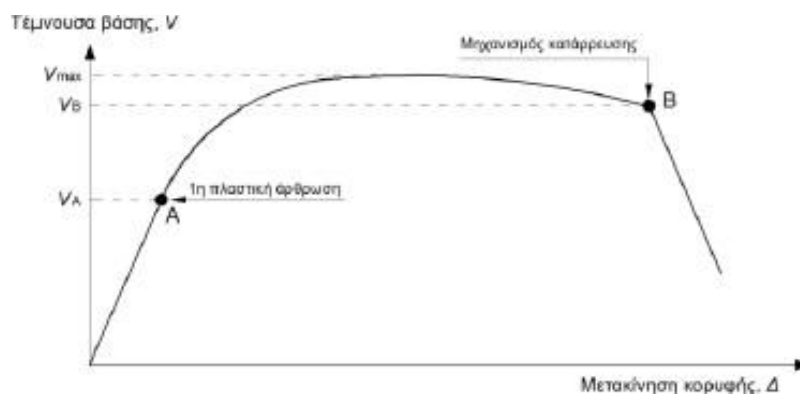
$$k_w = \begin{cases} 1 & \text{για πλαίσια συστήματα ή δισδιάστατα συστήματα που} \\ & \text{συμπεριφέρονται ως πλαίσια} \\ (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 & \text{για τοιχωματικά συστήματα ή συστήματα που συμ-} \\ \text{αλλάξι < 0.5} & \text{περιφέρονται ως τοιχωματικά και για στρεπτικά} \\ & \text{εύκαμπτα συστήματα} \end{cases}$$

α_0 = ο επικρατών λόγος διαστάσεων ύψους προς μήκος διατομής, $\alpha_0 = h_w / \ell_w$, στα τοιχώματα του στατικού συστήματος. Εάν ο λόγος αυτός δεν διαφέρει σημαντικά μεταξύ των τοιχωμάτων του συστήματος, τότε ο λόγος α_0 υπολογίζεται από τα αντίστοιχα αθροίσματα για όλα τα τοιχώματα:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_i h_{wi}}{\sum_i \ell_{wi}}$$

Για να υπολογιστεί ο λόγος α_u/α_1 απαιτείται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία μπορεί να προκύψει από μία στατική μη-γραμμική ανάλυση (Σχήμα 2.2). Σε περίπτωση που δεν διατίθεται τέτοια καμπύλη και δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, ο λόγος α_u/α_1 μπορεί να λαμβάνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.4.

Επιτρέπονται μεγαλύτερες τιμές από αυτές που δίνονται στον Πίνακα 2.5 εάν αποδεικνύονται με χωρική ανάλυση pushover. Δεν επιτρέπεται, όμως, τιμή μεγαλύτερη από: $(\alpha_u/\alpha_1)_{\max} = 1.5$ ακόμη και εάν η ανάλυση pushover δίνει μεγαλύτερη τιμή.



Σχήμα 2.2 Υπολογισμός λόγου α_u/α_1 εάν είναι διαθέσιμη η καμπύλη ικανότητας

Πίνακας 2.4 Προσεγγιστικές τιμές του λόγου α_u/α_1

Περιγραφή	α_u/α_1	
	Κτίρια κανονικά σε κάτοψη	Κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη ¹
Πλαισιωτά ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά		
– Μονώροφα	1.10	1.05
– Πολυόροφα πλαίσια με ένα άνοιγμα	1.20	1.10
– Πολυόροφα πλαίσια με πολλά ανοίγματα ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά	1.30	1.15
Τοιχωματικά συστήματα ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως τοιχωματικά		
– Τοιχωματικά συστήματα με μόνο δύο ασύζευκτα τοιχώματα ανά κατεύθυνση	1.00	1.00
– Λοιπά συστήματα με ασύζευκτα τοιχώματα	1.10	1.05
– Διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως τοιχωματικά ή συστήματα με συζευγμένα τοιχώματα	1.20	1.10

¹ Για κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη, ο λόγος α_u/α_1 προκύπτει ως ο μέσος όρος της τιμής 1.0 και της τιμής που αντιστοιχεί σε αντίστοιχα κτίρια, κανονικά σε κάτοψη.

Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν οι τελικοί συντελεστές συμπεριφοράς, q , ενδεικτικά για πλαισιωτές και τοιχωματικές κατασκευές που παρουσιάζονται στους Πίνακες 2.5 και 2.6 αντιστοίχως.

Πίνακας 2.5 Τελικοί συντελεστές συμπεριφοράς q για πλαισιωτές κατασκευές

Τύπος ¹	ΚΠΜ				ΚΠΥ			
	Κανονικότητα				Κανονικότητα			
	οριζόντια & κατακ.	μόνο οριζόντια	μόνο κατακ.	χωρίς κανονικότητα	οριζόντια & κατακ.	μόνο οριζόντια	μόνο κατακ.	χωρίς κανονικότητα
A	3.30	2.64	3.15	2.52	4.95	3.96	4.20	3.36
B	3.60	2.88	3.30	2.64	5.40	4.32	4.95	3.96
Γ	3.90	3.12	3.45	2.76	5.85	4.68	5.17	4.14

¹ **A** = Μονώροφα κτίρια

B = Πολυώροφα κτίρια με πλαίσια ενός ανοίγματος

Γ = Πολυώροφα κτίρια με πλαίσια ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά πολλών ανοιγμάτων

Πίνακας 2.6 Τελικοί συντελεστές συμπεριφοράς q για τοιχωματικές κατασκευές

Τύπος ¹	ΚΠΜ				ΚΠΥ			
	Κανονικότητα				Κανονικότητα			
	οριζόντια & κατακ.	μόνο οριζόντια	μόνο κατακ.	χωρίς κανονικότητα	οριζόντια & κατακ.	μόνο οριζόντια	μόνο κατακ.	χωρίς κανονικότητα
A	3.00	2.40	3.00	2.40	4.00	3.20	4.00	3.20
B	3.00	2.40	3.00	2.40	4.40	3.52	4.20	3.36
Γ	3.60	2.88	3.30	2.64	5.40	4.32	4.95	3.96

¹ **A** = τοιχωματικά συστήματα με μόνο δύο ασύζευκτα τοιχώματα ανά διεύθυνση

B = λοιπά τοιχωματικά συστήματα με ασύζευκτα τοιχώματα

Γ = διπλά συστήματα ισοδύναμα με τοιχωματικά και συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων

Για την κατακόρυφη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης εφαρμόζονται οι παραπάνω σχέσεις με τις εξής τροποποιήσεις:

- Χρησιμοποιείται η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση $a_{vg} = 0.90 \cdot a_g$.
- Τίθεται $S=1.0$
- Οι χαρακτηριστικές περίοδοι λαμβάνονται σύμφωνα με τον παραπάνω Πίνακα
- Λαμβάνεται $q \leq 1.5$ για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα. Μπορεί να ληφθεί $q > 1.5$ μόνο μετά από αιτιολόγηση με κατάλληλη ανάλυση.

2.1.6 Σεισμικές ζώνες

Η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη (πίνακας 2.7) χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους a_{gR} , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας Α. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, για τις ζώνες Z1, Z2 και Z3 υιοθετούνται οι ζώνες I, II και III του ΕΑΚ 2003 και οι τιμές a_{gR}/g παίρνουν τις αντίστοιχες τιμές $\alpha = A/g$ του ΕΑΚ 2003, όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.7 Τιμές εδαφικής επιτάχυνσης προς επιτάχυνση βαρύτητας για διαφορετικές ζώνες εδάφους (ΕΑΚ 2000, ΟΑΣΠ).

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Η τιμή αναφοράς a_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για έδαφος κατηγορίας Α, αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη, όπου T_{NCR} είναι η περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης που ικανοποιεί το κριτήριο της μη-κατάρρευσης (η περίοδος επανάληψης T_{NCR} καθορίζεται από την πιθανότητα μη υπέρβασης P_{NCR} σε 50 χρόνια). Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος Α προκύπτει από τη σχέση:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR}$$

Για το συντελεστή σπουδαιότητας ορίζονται τέσσερις κατηγορίες: I, II, III και IV, ανάλογα με τον ΕΑΚ 2000. Ενδεικτικά, η κατηγοριοποίηση των κτιρίων στις τέσσερις κατηγορίες δίνεται στον παρακάτω Πίνακα 2.8 μαζί με την τιμή του συντελεστή γ_I σε κάθε κατηγορία, όπως ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα (Βούλτσιου, 2018).

Πίνακας 2.8 Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτιριακές κατασκευές (EK8-1)

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως: αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, όπως: κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικότροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κλπ), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία IV, κλπ.
III	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως: αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως: κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως: μουσεία, αποθήκες μουσείων, κλπ.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_i
I	0.80
II	1.00
III	1.20
IV	1.40

2.1.7 Κατηγορίες εδάφους

Στον ΕΚ8 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες (Πίνακας 2.9) εδάφους Α, Β, C, D και Ε ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφονται παρακάτω. Υπάρχουν και δύο ειδικές κατηγορίες εδαφών, οι S1 και S2, για τις οποίες απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων (Πίνακας 2.10). Ιδιαίτερα στην κατηγορία S2 πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η πιθανότητα αστοχίας του εδάφους υπό τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού. Για την κατηγορία S1 απαιτείται ειδική μελέτη για τον καθορισμό της τοπικής μεγέθυνσης και της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

Η κατάταξη των εδαφών γίνεται με βάση την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων, $V_{s,30}$, εάν είναι διαθέσιμη, αλλιώς χρησιμοποιείται η τιμή N_{sPT} (αριθμός κρούσεων για πρότυπη

διείσδυση 30 cm). Η ταχύτητα $V_{s,30}$ αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους.

όπου:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

h_i = πάχος στρώματος (m)

v_i = ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στρώματος i (για τιμή ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma \leq 10^{-5}$), δηλαδή για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά)

N = πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους.

Γενικά, απαιτείται έλεγχος του εδάφους για τον καθορισμό της κατηγορίας του.

Πίνακας 2.9 Κατάταξη Εδαφών

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 - 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S ₁			

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η έκταση της απαιτούμενης εδαφοτεχνικής έρευνας-μελέτης εξαρτάται από την Κατηγορία Εδάφους, τη Σεισμικότητα και τη Σπουδαιότητα του κτιρίου. Ειδικότερα, στις παρακάτω περιπτώσεις δεν απαιτείται εδαφοτεχνική έρευνα αλλά επιτρέπεται η εκτίμηση της κατηγορίας και της φέρουσας ικανότητας του εδάφους με βάση υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς (οι κατασκευές αυτές πρέπει να μην έχουν εμφανίσει αξιόλογες υποχωρήσεις και να έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σημαντικές σεισμικές δράσεις) (Βούλτσιου, 2018):

- σε κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας I επί εδάφους κατηγορίας A, B ή C
- σε κτίρια σπουδαιότητας II επί εδάφους κατηγορίας A ή B
- σε μονώροφα κτίρια σπουδαιότητας III επί εδάφους κατηγορίας A ή B.

2.1.8 Μάζες

Για τον υπολογισμό της σεισμικής δράσης σχεδιασμού (αδρανειακά φορτία) λαμβάνονται υπόψη οι μάζες που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

όπου:

$$\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

φ = μειωτικός συντελεστής με τιμές όπως στον Πίνακα 2.11

ψ_{2i} = συντελεστής συνδυασμού για μεταβλητή δράση σύμφωνα με τον ΕΚ0.

Πίνακας 2.10 Τιμές μειωτικού συντελεστή φ

Κατηγορία κτιρίου	Όροφος	φ
A-C	Δώμα	1.0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0.8
	Όροφοι με μη-συσχετισμένες χρήσεις	0.5
D-F		1.0

Ο συντελεστής συνδυασμού $\psi_{E,i}$ για κάθε μεταβλητή δράση i είναι γενικά μικρότερος από το συντελεστή ψ_{2i} ($\varphi \leq 1$) για δύο λόγους: (α) για να λάβουν υπόψη την πιθανότητα τα φορτία $Q_{k,i}$ να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο το φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού και (β) για να λάβουν υπόψη τη μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη-στερεάς σύνδεσής τους.

Σημειώνεται ότι ο μειωτικός συντελεστής ϕ λαμβάνεται υπόψη μόνο στον υπολογισμό των μαζών των μεταβλητών φορτίων που συμμετέχουν στη σεισμική δύναμη. Στο σεισμικό συνδυασμό, τα εντατικά μεγέθη από τα μη-σεισμικά φορτία των μεταβλητών δράσεων υπολογίζονται σύμφωνα με τον ΕΚ0 για ολόκληρο το συντελεστή ψ_2 χωρίς το μειωτικό συντελεστή ϕ (Βούλτσιου, 2018).

2.2 Συνδυασμοί δράσεων

Κάθε συνδυασμός δράσεων (εκτός των ελέγχων κόπωσης) πρέπει να περιλαμβάνει μία κυρίαρχη μεταβλητή δράση ή μία τυχηματική δράση. Στις παρακάτω εξισώσεις, που περιγράφουν τους συνδυασμούς δράσεων για τις διάφορες καταστάσεις αστοχίας, χρησιμοποιούνται τα εξής σύμβολα (Βούλτσιου, 2018):

“+” = «προς συνδυασμό με ...»

Σ = «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του ...»

G_k = χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης

P = αντιπροσωπευτική δράση δύναμης προέντασης

Q_k = χαρακτηριστική τιμή μεμονωμένης μεταβλητής δράσης

A_{Ed} = τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

γ_G = επιμέρους συντελεστής για μόνιμη δράση

γ_P = επιμέρους συντελεστής για δράση προέντασης

γ_Q = επιμέρους συντελεστής για μεταβλητή δράση

ψ_0 = συντελεστής για τιμή συνδυασμού μεταβλητής δράσης

ψ_1 = συντελεστής για συχνή τιμή μεταβλητής δράσης

ψ_2 = συντελεστής για οιονεί μόνιμη τιμή μεταβλητής δράσης

ξ = μειωτικός συντελεστής για δυσμενείς μόνιμες δράσεις 26

2.2.1 Σεισμικός συνδυασμός

Ο σεισμικός συνδυασμός, ο οποίος εφαρμόζεται στον Ευρωκώδικα 8, προκύπτει σύμφωνα με την εξίσωση:

$$E_d = \Sigma G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } A_{Ed} \text{ “+” } \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,i}, j \geq 1, i \geq 1$$

Οι τιμές των συντελεστών ψ δίνονται στον Πίνακα 2.12.

Η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης A_{Ed} υπολογίζεται από το συνδυασμό των αποτελεσμάτων των δράσεων στις δύο κύριες διευθύνσεις, E_{Edx} και E_{Edy} , με έναν από τους παρακάτω τρόπους (Βούλτσιου, 2018):

Α' τρόπος:

$$A_{ED} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}$$

Β' τρόπος:

(Επιλέγω τον δυσμενέστερο από τους συνδυασμό)

$$A_{ED} = E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 * E_{Edy} \text{ ή}$$

$$A_{ED} = 0,30 * E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy}$$

2.3 Ειδικές διατάξεις για τα

κτίρια

Τα κτίρια αποτελούν μια ιδιαίτερη κατηγορία δομημάτων, για την οποία ο Ευρωκώδικας 8 περιλαμβάνει ιδιαίτερες διατάξεις και προβλέψεις περί του αντισεισμικού σχεδιασμού τους. Αν και η παρούσα εργασία δεν εστιάζει στον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιρίων, για λόγους πληρότητας στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται συνοπτικά οι βασικότερες διατάξεις του Κανονισμού για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιρίων (Βούλτσιου, 2018).

2.3.1 Κανονικότητα

Η κανονικότητα ενός κτιρίου παίζει σημαντικό ρόλο στον ΕΚ8, αφού επηρεάζει άμεσα την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που θα ληφθεί υπόψη στον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Διακρίνονται δύο τύποι κανονικότητας: η κανονικότητα σε κάτοψη και η κανονικότητα σε όψη (καθ' ύψος).

Πίνακας 2.11 Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ για κτίρια

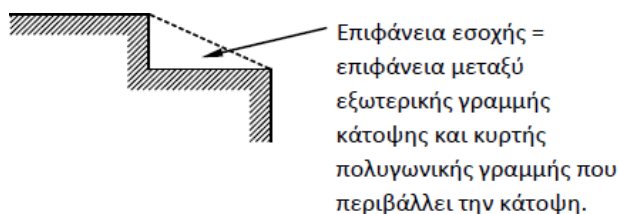
Δράση	Ψ_x	Ψ_y	Ψ_z
Συνήθη κτίρια κατοικιών (κατηγορία Α)	0.7	0.5	0.3
Χώροι γραφείων (κατηγορία Β)	0.7	0.5	0.3
Χώροι συνάθροισης (κατηγορία C)	0.7	0.7	0.6
Χώροι καταστημάτων (κατηγορία D)	0.7	0.7	0.6
Χώροι αποθήκευσης (κατηγορία E)	1.0	0.9	0.8
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $W \leq 30kN$ (κατηγορία F)	0.7	0.7	0.6
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $30kN \leq W \leq 160kN$ (κατηγ. G)	0.7	0.5	0.3
Στέγες (κατηγορία H)	0	0	0
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H > 1000m$	0.7	0.5	0.2
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000m$	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς)	0.6	0.5	0

Η κανονικότητα σε κάτοψη επηρεάζει έμμεσα το συντελεστή συμπεριφοράς (μέσω του συντελεστή a_w/a_1). Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

- i. Το κτίριο πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά:
 - Στην αντοχή σε οριζόντια φορτία και
 - Στην κατανομή της μάζας

- ii. Κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο):
 - οι ανωμαλίες αυτές δεν πρέπει να έχουν επιπτώσεις στη 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 πρέπει να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου (Σχήμα 2.3).

- iii. Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων (διαφραγματική λειτουργία). Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά.



Σχήμα 2.3 Καθορισμός επιφάνειας εσοχής ορόφου

- iv. Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων (διαφραγματική λειτουργία). Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά.

- v. Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη του 4, δηλαδή:
 $\lambda \leq 4$, όπου:

$$\lambda = L_{\max}/L_{\min}$$

L_{\max} και L_{\min} είναι η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

- vi. Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα e_{0x} και η ακτίνα δυστρεψίας r πρέπει να ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:

Διεύθυνση ανάλυσης y :

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$$

Διεύθυνση ανάλυσης x :

$$e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y, r_y \geq l_s$$

όπου:

e_{0x} = η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας (στατική εκκεντρότητα) που μετρείται κατά την διεύθυνση x , κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης (ανάλογα ορίζεται η e_{0y}).

r_x = ακτίνα δυστρεψίας που ορίζεται ως (ανάλογα ορίζεται η r_y):

$$r_x = \sqrt{\frac{\text{στροφική δυσκαμψία}}{\text{μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση } y}}$$

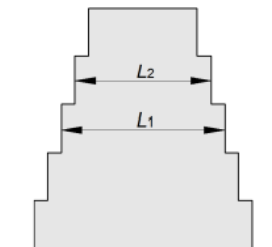
Η στροφική δυσκαμψία ορίζεται ως προς το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας. Επειδή για πολυώροφα κτίρια δεν υπάρχει σαφής ορισμός του κέντρου δυσκαμψίας, το Εθνικό Προσάρτημα παραπέμπει στην παρ. 3.3.3 του ΕΑΚ 2000, όπου υπάρχει αντίστοιχος ορισμός της ακτίνας δυστρεψίας ως προς το σημείο P_0 κάθε ορόφου, που αντιστοιχεί στον πλασματικό ελαστικό άξονα.

l_s = ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη που ορίζεται ως:

$$l_s = \sqrt{\frac{\text{πολικήροπήαδράνειας πλάκαςως προς τοκέντρο μάζας}}{\text{μάζαορόφου}}}$$

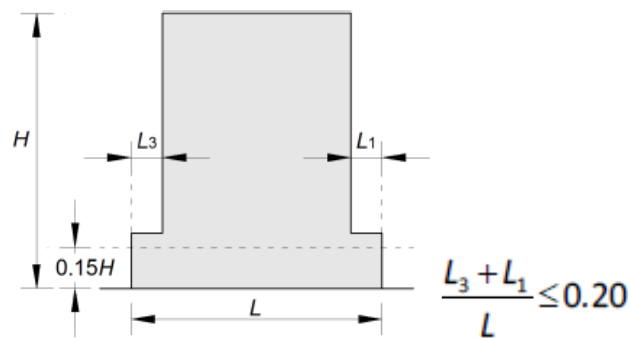
Η κανονικότητα σε όψη επηρεάζει άμεσα την αντισεισμική ανάλυση, αφού κτίρια χωρίς κατακόρυφη κανονικότητα επιβαρύνονται με 25% αύξηση των σεισμικών φορτίων (σχεδιάζονται αντισεισμικά για 20% μικρότερο συντελεστή συμπεριφοράς). Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, πρέπει να 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.
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές. Δυστυχώς δεν δίνεται σαφής ποσοτικός καθορισμός του όρου “βαθμιαία μείωση”, αλλά επαφίεται στην κρίση του μηχανικού. Υπενθυμίζεται ότι αντίστοιχη διάταξη υπήρχε και στον ΕΑΚ για τον καθορισμό ενός κτιρίου ως κανονικού, στην οποία η βαθμιαία μείωση της μάζας και της δυσκαμψίας δεν έπρεπε να είναι μεγαλύτερη του 50% από όροφο σε όροφο.
- Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων. Επειδή οι τοίχοι πλήρωσης συμμετέχουν στην πραγματική αντοχή των ορόφων ενώ δεν λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της αντοχής που απαιτείται από την ανάλυση, κτίρια με pilotis δεν ικανοποιούν αυτή τη συνθήκη και επομένως είναι μη-κανονικά σε όψη.
- Όταν υπάρχουν εσοχές καθ’ ύψος, πρέπει να ικανοποιούνται και οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες (Βούλτσιου, 2018):
 - Περίπτωση (α)
Για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη.



Σχήμα 2.4 Βαθμιδωτές εσοχές που δεν παραβιάζουν την αξονική συμμετρία

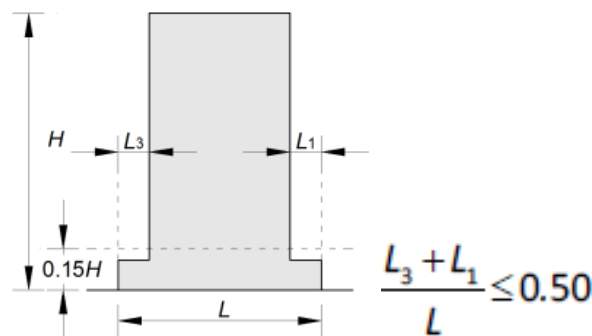
- Περίπτωση(β)
Για μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μεγαλύτερο του 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος:



Σχήμα 2.5 Μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μεγαλύτερο του 15% του συνολικού

ο Περίπτωση (γ)

Για μια μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μικρότερο του 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος η εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη.



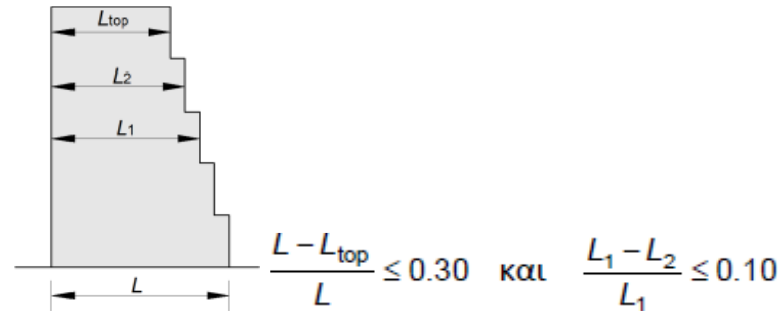
Σχήμα 2.6 Μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μικρότερο του 15% του συνολικού

Στην ανωτέρω περίπτωση, το κάτω μέρος της κατασκευής, που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων, πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον το 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους. Η διάταξη αυτή επιβάλλει διπλή επίλυση του κτιρίου, με και χωρίς την επέκταση του ισογείου.

ο Περίπτωση (δ)

Εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, και κάθε

επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης



Σχήμα 2.8 Εσοχές που παραβιάζουν την κατακόρυφη συμμετρία

2.3.2 Στρέψη

Ο Ευρωκώδικας 8 κατατάσσει τα στρεπτικά εύκαμπτα κτίρια από Ω.Σ. σε ξεχωριστή κατηγορία στατικού συστήματος. Στρεπτικά εύκαμπτα κτίρια πρέπει να υπολογίζονται για σημαντικά μεγαλύτερα σεισμικά φορτία από αντίστοιχα πλαισιωτά ή τοιχωματικά συστήματα, αφού οι επιτρεπόμενοι συντελεστές συμπεριφοράς είναι σημαντικά μικρότεροι.

Πλαισιωτά συστήματα, συστήματα τοιχωμάτων και διπλά συστήματα χαρακτηρίζονται ως στρεπτικά εύκαμπτα εάν δεν διαθέτουν την ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία. Επομένως, για να είναι ένα σύστημα στρεπτικά εύκαμπτο αρκεί να ικανοποιείται μία από τις παρακάτω ανισώσεις σε κάποιο όροφο.

$$r_x \leq l_s$$

ή

$$r_y \leq l_s$$

Όπου:

x, y = διευθύνσεις ελέγχου

r_x, r_y = ακτίνες δυστρεψίας του υπόψη ορόφου στις διευθύνσεις x και y αντίστοιχα, που ορίζονται ως εξής:

$$r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}}, \quad r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}$$

όπου:

K_θ = στρεπτική δυσκαμψία ως προς το κέντρο δυσκαμψίας

K_x, K_y = μεταφορικές δυσκαμψίες στις διευθύνσεις x και y αντιστοίχως.

l_s = η ακτίνα αδράνειας που ορίζεται ως

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{KM}}{m}}$$

όπου:

I_{KM} = πολική ροπή αδράνειας μάζας του ορόφου ως προς το Κ.Μ., m = η μάζα του ορόφου.

Για τον υπολογισμό των ακτινών δυστρεψίας ενός ορόφου απαιτείται ο υπολογισμός του κέντρου δυσκαμψίας του ορόφου. Σε μονώροφες κατασκευές, το κέντρο δυσκαμψίας ορίζεται ως το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας όλων των βασικών σεισμικών μελών. Για πολώροφα κτίρια όμως, ο τρόπος υπολογισμού αυτού του σημείου δεν είναι απλός και μπορεί να γίνει μόνο σε ορισμένες περιπτώσεις, εξαρτάται δε από την κατανομή των σεισμικών φορτίων καθ' ύψος. Για το λόγο αυτό το Εθνικό Προσάρτημα παραπέμπει στην παρ. 3.3.3 του ΕΑΚ 2000, όπου υπάρχει αντίστοιχος ορισμός των ακτινών δυστρεψίας ως προς το σημείο P_0 κάθε ορόφου, που αντιστοιχεί στον ελαστικό άξονα. Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις που δίνονται στην παρ. 3.3.3 του ΕΑΚ 2000, οι ακτίνες δυστρεψίας μπορούν να υπολογιστούν ως εξής:

$$r_x = \sqrt{\frac{c \cdot u_y}{\vartheta_z}}$$

και

$$r_y = \sqrt{\frac{c \cdot u_x}{\vartheta_z}}$$

όπου:

u_x, u_y = μετακινήσεις κατά x και y του σημείου P_0 του ορόφου που γίνεται ο έλεγχος για φόρτιση του κτιρίου με φορτία F_i , όπως ορίζονται στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο, που ενεργούν στη διεύθυνση x ή y αντίστοιχα.

ϑ_z = γωνία στροφής του ορόφου που γίνεται ο έλεγχος για φόρτιση του κτιρίου με στρεπτικές ροπές $c \cdot F_i$.

c = αυθαίρετος μοχλοβραχίονας των σεισμικών δυνάμεων (π.χ. $c=1$).

Σύμφωνα με τις παραπάνω σχέσεις, για να μην είναι ένα κτίριο στρεπτικά εύκαμπτο πρέπει να ισχύει:

$$\frac{r_x}{\ell_s} \geq 1 \quad \text{και} \quad \frac{r_y}{\ell_s} \geq 1$$

Εάν, αντί για τις ακτίνες δυστρεψιάς ως προς το κέντρο δυσκαμψίας του ορόφου είχαμε χρησιμοποιήσει τις αντίστοιχες ακτίνες ως προς το κέντρο μάζας, r_{mx} και r_{my} , όπως συμβαίνει στον ΕΑΚ 2000, θα προέκυπτε ότι πρέπει να ισχύει:

$$\frac{\sqrt{K_{\theta KM}/I_{KM}}}{\sqrt{K_y/m}} \geq 1 \quad \text{και} \quad \frac{\sqrt{K_{\theta KM}/I_{KM}}}{\sqrt{K_x/m}} \geq 1$$

Για μονώροφες κατασκευές, η στρεπτική και οι μεταφορικές ιδιοσυχνότητες στις διευθύνσεις x και y μπορούν να γραφτούν ως:

$$\frac{\sqrt{K_{\theta KM}/I_{KM}}}{\sqrt{K_y/m}} \geq 1 \quad \text{και} \quad \frac{\sqrt{K_{\theta KM}/I_{KM}}}{\sqrt{K_x/m}} \geq 1$$

Επομένως, για να μην είναι ένα μονώροφο κτίριο στρεπτικά εύκαμπτο, πρέπει:

$$\omega_{\theta} \geq \omega_x \quad \text{και} \quad \omega_{\theta} \geq \omega_y$$

ή αντίστοιχα,

$$T_x \geq T_{\theta} \quad \text{και} \quad T_y \geq T_{\theta}$$

Ένα κτίριο δεν είναι στρεπτικά εύκαμπτο, εάν οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι, T_x και T_y , στις δύο κύριες διευθύνσεις είναι μεγαλύτερες από τη στροφική ιδιοπερίοδο, T_{θ} . Ο ορισμός αυτός εμπεριέχει το σφάλμα της χρήσης των r_{mx} και r_{my} αντί των r_x και r_y που ορίζει ο ΕΚ8 και το σφάλμα της επέκτασης εφαρμογής των εξισώσεων που δίνουν τις ιδιοπεριόδους του μονώροφου σε πολυώροφα κτίρια. Σημειώνεται επίσης ότι η διάκριση των ιδιομορφών σε στροφικές και μεταφορικές δεν είναι πάντοτε προφανής. Γι' αυτό, η μεθοδολογία αυτή μπορεί να οδηγήσει σε σφάλμα και δεν συνιστάται να χρησιμοποιείται για τον καθορισμό ενός κτιρίου ως στρεπτικά εύκαμπτου ή όχι. Μπορεί όμως να χρησιμοποιείται ως μία πρώτη ένδειξη της στρεπτικής ευαισθησίας ενός κτιρίου (Βούλτσιου, 2018).

2.3.3 Κατάταξη κτιρίων Ω.Σ.

Τα κτίρια από Ω.Σ. κατατάσσονται σε μία από τις κατηγορίες του παρακάτω Πίνακα 2.12 με βάση το στατικό τους σύστημα. Στον ορισμό κάθε κατηγορίας, ο όρος «διατμητική αντοχή» μπορεί να αντικατασταθεί από τον όρο «διατμητική σεισμική δύναμη». Δηλαδή, ο προσδιορισμός της κατηγορίας ενός κτιρίου επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την

κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία του κατώτερου ορόφου (βάση) αντί της αντίστοιχης διατμητικής τους αντοχής.

Η κατάταξη ενός κτιρίου μπορεί να είναι διαφορετική στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, εκτός από τις περιπτώσεις στρεπτικά εύκαμπτων κτιρίων και συστημάτων ανεστραμμένου εκκρεμούς όπου η κατάταξη είναι ενιαία για όλες τις διευθύνσεις (Βούλτσιου, 2018).

Πίνακας 2.12 Κατάταξη κτιρίων Ω.Σ

Χαρακτηρισμός	Επεξήγηση
Τοιχωματικό σύστημα	Στατικό σύστημα με συζευγμένα ή ασύζευκτα τοιχώματα, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Πλαισιωτό σύστημα	Στατικό σύστημα με χωρικά πλαίσια, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα (γενικά)	Τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται κυρίως από τα πλαίσια και τα οριζόντια εν μέρει από πλαίσια και εν μέρει από τοιχώματα.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως πλαισιωτό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα πλαίσια έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως τοιχωματικό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα τοιχώματα έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Σύστημα με μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα	Τοιχωματικό σύστημα με τις παρακάτω προϋποθέσεις: i. Τουλάχιστον δύο μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα στην υπόψη διεύθυνση, τα οποία παραλαμβάνουν τουλάχιστον το 20% των φορτίων βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού. ii. Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην υπόψη διεύθυνση ≤ 0.5 sec (με θεώρηση πάκτωσης στη βάση).
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	Διπλό ή τοιχωματικό σύστημα χωρίς την ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία έστω και σε μία οριζόντια διεύθυνση, δηλ. δεν ικανοποιείται η σχέση: $r_x \geq \ell_\varepsilon$ ή $r_y \geq \ell_\varepsilon$.
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	Σύστημα στο οποίο μάζα μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής είναι συγκεντρωμένη στο ανώτερο 1/3 του ύψους. Δεν υπάγονται σε αυτή την κατηγορία μονώροφα με $v_d \leq 0.3$ σε όλα τα υποστυλώματα.

2.3.4 Κατηγορίες πλαστιμότητας

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 διαθέτουν. 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 M και Y, 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 Y διαθέτουν μεγαλύτερα περιθώρια ασφάλειας έναντι τοπικών ή γενικών αστοχιών σε περίπτωση σεισμικών διεγέρσεων μεγαλύτερων από το σεισμό σχεδιασμού. Αντίθετα, κατασκευές κατηγορίας πλαστιμότητας M, 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 Πρόσάρτημα, 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) (Βούλτσιου, 2018).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

3.1 Γενικά

Η σεισμική αποτίμηση ενός υφιστάμενου δομήματος είναι μια αναλυτική διαδικασία, κατά την οποία ζητούμενο είναι να προσδιοριστεί ποσοτικά η σεισμική ικανότητα της κατασκευής και να διαπιστωθεί μέσω καθορισμένων κριτηρίων εάν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, διαφορετικά να προσδιορισθεί ο βαθμός ανεπάρκειάς της. Πρόκειται λοιπόν για μία αρχική ανάλυση του υπό μελέτη κτιρίου, στην οποία λαμβάνονται υπόψη τα χαρακτηριστικά των μελών του όπως προκύπτουν από την μελέτη κατασκευής του, εάν αυτή διατίθεται, ή αποκλειστικά από την επιτόπου διερεύνηση της κατασκευής.

Η σεισμική αποτίμηση αποτελεί το πρώτο βήμα της ολοκληρωμένης διαδικασίας μελέτης ενός υφιστάμενου κτιρίου με σκοπό την αντισεισμική ενίσχυσή του. Συγχρόνως πρόκειται πιθανόν για το πλέον σημαντικό βήμα, καθώς όπως γίνεται αντιληπτό επιλογή της οποιασδήποτε επέμβασης βασίζεται και καθοδηγείται από τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Συνεπώς είναι ιδιαίτερα κρίσιμη η ακριβής προσέγγιση και ποσοτικοποίηση τόσο της ικανότητας του φορέα και των μελών του, όσο και των απαιτήσεων που διαμορφώνονται ανάλογα με τη σεισμική απειλή και την αναμενόμενη χρήση της κατασκευής.

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν, γίνεται αντιληπτό ότι οι συνήθεις διαδικασίες ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για τη μελέτη νέων κτιρίων πιθανόν να μην επαρκούν για την περίπτωση του πολυπλοκότερου προβλήματος της σεισμικής αποτίμησης. Στους Κανονισμούς που αφορούν νέα κτίρια, η εφαρμογή των προτεινόμενων αναλυτικών διαδικασιών συνοδεύεται από διατάξεις για τη μορφολογία του φορέα (κανονικότητα καθ' ύψος ή σε κάτοψη) και την κατασκευαστική διαμόρφωση του οπλισμού των μελών, βάσει των οποίων καθορίζονται σημαντικές παράμετροι των αναλυτικών διαδικασιών, όπως π.χ. ο δείκτης συμπεριφοράς q που «μειώνει» το φάσμα απαίτησης του Κανονισμού.

Προφανώς στα νέα κτίρια ο μελετητής έχει την δυνατότητα να προδιαγράψει τα χαρακτηριστικά του φορέα, ώστε να καθορίσει τον επιθυμητό τρόπο συμμόρφωσης με τις κανονιστικές απαιτήσεις, να επιλέξει δηλαδή τις παραμέτρους που εισάγονται στην αναλυτική διαδικασία και σχετίζονται με τα χαρακτηριστικά του κτιρίου. Προφανώς στις υφιστάμενες κατασκευές δεν υπάρχει δυνατότητα επιλογής, ενώ η κατασκευαστική

διαμόρφωση του δομικού συστήματος και των επιμέρους μελών σπανίως συμφωνεί ακόμα και με τις ελάχιστες απαιτήσεις των σύγχρονων Κανονισμών.

Θα μπορούσε λοιπόν να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι για την αποτίμηση υπαρχόντων κτιρίων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κλασικές μέθοδοι ανάλυσης των ισχυόντων Κανονισμών για νέα κτίρια, δηλαδή για τη χώρα μας των ΕΑΚ 2000 και ΕΚΩΣ 200, λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενέστερες παραδοχές που αφορούν την ανάλυση. Βέβαια γίνεται αντιληπτό πως μια τέτοια προσέγγιση είναι συντηρητική, κυρίως επειδή υποεκτιμάται η σεισμική ικανότητα του υπό μελέτη κτιρίου, καθώς το γεγονός π.χ. ότι τα δομικά μέλη δεν μπορούν να χαρακτηριστούν ως μέλη με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας δεν σημαίνει ότι έχουν μηδενική ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης.

Επιπλέον επειδή όπως αναφέρθηκε αρχικά η σεισμική αποτίμηση είναι σκόπιμο να γίνεται με τη μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια, τα Σχέδια Κανονισμών που αφορούν την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών υιοθετούν μια διαφορετική προσέγγιση του ζητήματος της ανάλυσης. Οι προτεινόμενες μέθοδοι διακρίνονται στις ελαστικές, οι οποίες είναι οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται και για την ανάλυση νέων κτιρίων, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών, και στις ανελαστικές, οι οποίες αν και είναι πιο απαιτητικές όσον αφορά τους υπολογισμούς, οδηγούν σε ακριβέστερα αποτελέσματα μέσω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών μελών και της ορθολογικότερης αντιμετώπισης της σεισμικής απειλής. Αξίζει να σημειωθεί ότι εκτιμάται πως οι ανελαστικές μέθοδοι σε συνδυασμό με την ολοκληρωμένη λογική του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα θα αντικαταστήσουν σταδιακά τις ελαστικές μεθόδους στους μελλοντικούς Κανονισμούς για τη μελέτη νέων κτιρίων. (Μπάρος, 2006)

3.2 Σκοπός

- α. Σκοπός αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του και ο έλεγχος των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς. Οι βλάβες υφισταμένου δομήματος μπορεί να οφείλονται σε οποιεσδήποτε δράσεις του παρελθόντος, προβλεπόμενες ή όχι από τους Κανονισμούς.
- β. Για την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του δομήματος θα λαμβάνονται υποχρεωτικώς υπόψη και τα στοιχεία που προέκυψαν από την έρευνα του ιστορικού του.
- γ. Ο μελετητής Μηχανικός οφείλει να προγραμματίσει και να επιβλέψει μια σειρά διερευνητικών εργασιών ώστε να τεκμηριώσει και να αιτιολογήσει τις παραδοχές στις οποίες θα βασισθεί η αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης.
- δ. Η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι βλαβών στο προς αποτίμηση κτίριο.
- ε. Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν βλάβες, το αποτέλεσμα της αποτίμησης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, θα οδηγήσει στην απόφαση για ενίσχυση ή όχι του δομήματος.
- στ. Στην περίπτωση που ήδη υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη.
 - i) Αποτιμάται πρώτα το δόμημα ως έχει, με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι.
 - ii) Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προ των βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν (επισκευασθούν) οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης αυτής θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνον επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.

3.3 Μέθοδοι Ανάλυσης

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια από τις παρακάτω μεθόδους ανάλυσης. Το πεδίο εφαρμογής κάθε μεθόδου ανάλυσης συναρτάται με την εκπλήρωση μιας σειράς προϋποθέσεων, κανονικότητας κυρίως (Κεφ.5).

α. Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες, υπό τις προϋποθέσεις της § 5.5 (ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ., 2022), ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.

β. Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες, υπό τις προϋποθέσεις της § 5.6 (ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ., 2022), ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.

γ. Ανελαστική στατική ανάλυση, υπό τις προϋποθέσεις της § 5.7 (ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ., 2022). Στην περίπτωση αυτή συνιστάται η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.

δ. Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας), υπό τις προϋποθέσεις της § 5.8 (ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ., 2022). Στην περίπτωση αυτή συνιστάται και πάλι η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.

3.4 Ελαστικές Μέθοδοι

Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι τέσσερις προτεινόμενες μέθοδοι ανάλυσης μπορούν να διακριθούν σε δύο κατηγορίες, στις ελαστικές και τις ανελαστικές μεθόδους.

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης περιλαμβάνουν την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση και την ελαστική δυναμική ανάλυση. Η ελαστική στατική ανάλυση είναι η γνωστή από τον ΕΑΚ ισοδύναμη στατική μέθοδος, με αυστηρότερες προϋποθέσεις εφαρμογής, αλλά και διαφορές στη διαδικασία. Οι προϋποθέσεις εφαρμογής σχετίζονται με την μορφολογική κανονικότητα της κατασκευής και την ομοιόμορφη κατανομή μάζας και δυσκαμψίας σε αυτήν και εκφράζονται μέσα από ποσοτικά κριτήρια που μπορούν να αναζητηθούν στο κείμενο του Κανονισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2006). Η σημαντικότερη παρατήρηση όμως αφορά την ύπαρξη κριτηρίου που σχετίζεται με την τιμή του δείκτη ανεπάρκειας, δηλαδή του λόγου ένταση προς αντοχή S/R_m των μελών, που απαιτείται να είναι μικρότερη από 2.5 προκειμένου να χρησιμοποιηθούν οι ελαστικές μέθοδοι.

Συνεπώς, για περιπτώσεις κτιρίων με αρχικά εκτιμώμενο μεγάλο βαθμό ανεπάρκειας, ο οποίος εκφράζεται από τις προσδιοριζόμενες τιμές των δεικτών ανεπάρκειας των μελών, το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτεί τη χρήση κάποιας ανελαστικής μεθόδου, γεγονός που αποδίδεται στην ακριβέστερη εκτίμηση της ικανότητας του υπό μελέτη κτιρίου που

επιτυγχάνεται με τις διαδικασίες αυτές. Αξίζει να σημειωθεί ότι η λογική των κριτηρίων που εισάγονται για τις ελαστικές αναλύσεις στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι αντίστοιχη με αυτήν του αμερικάνικου FEMA 356, όπου όμως η κρίσιμη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας (DCR – Demand Capacity Ratio) είναι ίση με 2.

Πλέον των όσων αναφέρθηκαν παραπάνω σχετικά με τους περιορισμούς στη χρήση των ελαστικών μεθόδων για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, το σημαντικότερο ζήτημα που εισάγεται αφορά το δείκτη συμπεριφοράς q , του οποίου η τιμή είναι στην περίπτωση ενός υπάρχοντος κτιρίου άγνωστη. Ο δείκτης συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω της ανελαστικής παραμόρφωσης των μελών της. Προκειμένου αυτή να ληφθεί υπόψη στις ελαστικές αναλύσεις, διαιρούνται οι τιμές του φάσματος ψευδοεπιταχύνσεων που εκφράζει τη σεισμική απειλή με την τιμή του q , π.χ. το γνωστό 3.5 για τα νέα κτίρια, που στη συνέχεια εξασφαλίζεται μέσω υπολογιστικών και κατασκευαστικών διατάξεων που αφορούν την τοπική πλαστιμότητα, τον ικανοτικό σχεδιασμό του δομήματος κ.α. Στις υφιστάμενες κατασκευές δεν έχουν τηρηθεί κατ' ανάγκη όλες αυτές οι προϋποθέσεις, επομένως η τιμή του q δεν είναι γνωστή. Συνεπώς πρέπει να γίνει μια εκτίμηση αυτής, με βάση τα χαρακτηριστικά του υπό μελέτη κτιρίου και με χρήση πινάκων όπως ο ακόλουθος:

Πίνακας 3.1. Τιμές του λόγου q^*/q' αναλόγως του στόχου επανελέγχου (για τον φέροντα οργανισμό) (ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ., 2022)

Στάθμη επιτελεσματικότητας		
«Περιορισμένες βλάβες» (A)	«Σημαντικές βλάβες» (B)	«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)
0,6 και ισχύει $1,0 < q^* < 1,5$	1,0	1,4

Πίνακας 3.2. Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεσματικότητας B («Σημαντικές βλάβες») (ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ., 2022)

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995 ≤ ...	3,0	2,3	2,3	1,7

1985 ≤... < 1995	2,3	1,7	1,7	1,3
... < 1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Εναλλακτικά στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022) και στο αμερικάνικο FEMA 356 προτείνεται για τις ελαστικές αναλύσεις η χρήση των τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m , οι οποίοι ορίζονται με βάση την ικανότητα παραμόρφωσης των δομικών μελών και σύμφωνα με την εξίσωση:

$$m = \delta_d / \delta_y$$

όπου δ_d και δ_y η παραμόρφωση σχεδιασμού για την υπόψη στάθμη επιτελεστικότητας και η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη θεωρητική διαρροή της υπόψιν κρίσιμης περιοχής του μέλους αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι ο ορισμός αυτός συναντάται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου διατίθενται σχέσεις για τον υπολογισμό των ζητούμενων παραμορφώσεων. Στα αμερικανικά σχέδια κανονισμών οι τιμές του m προκύπτουν από πίνακες ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του μέλους που εξετάζεται (δοκός ή υποστύλωμα, πυκνοί συνδετήρες ή όχι). Μέσω του δείκτη m ποσοτικοποιείται η τοπική πλαστιμότητα των δομικών μελών στις κρίσιμες περιοχές, συνεπώς μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη μείωση των αντίστοιχων εντατικών μεγεθών μιας ελαστικής ανάλυσης. Όμως η προσέγγιση αυτή δεν είναι απόλυτα ακριβής καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη η σχέση της τοπικής πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές των μελών με τη συνολική πλαστικότητα του δομήματος, η οποία εξαρτάται από την κανονικότητα και το μηχανισμό κατάρρευσης που αναμένεται να αναπτυχθεί. Συνεπώς η χρήση των δεικτών m δεν εξαλείφει πλήρως τις αβεβαιότητες που εισάγονται από τη χρήση των ελαστικών μεθόδων, ενώ η εφαρμογή τους διέπεται από προϋποθέσεις οι οποίες αποτυπώνονται στους περιορισμούς που τίθενται και αναφέρθηκαν προηγουμένως.

Από τη σύντομη παρουσίαση των ελαστικών μεθόδων που συμπεριλαμβάνονται στα σχέδια κανονισμών που αφορούν την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών προκύπτει πως, αν και οι μέθοδοι αυτές είναι δυνατόν να εφαρμοστούν για την αποτίμηση υπαρχόντων κτιρίων, οι προσεγγίσεις που γίνονται κυρίως σχετικά με τα μεγέθη που εκφράζουν την πλαστιμότητα της κατασκευής εισάγουν αβεβαιότητες, οι οποίες αποφεύγονται με τη χρήση των πολυπλοκότερων ανελαστικών μεθόδων. Οι ανελαστικές μέθοδοι θα αναλυθούν σε επόμενο κεφάλαιο. (Μπάρος, 2006)

3.5 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικοοικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίνακας 3.3.α&β) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

Πίνακας 3.3.α (αριστερά). Ενδεικτική συσχέτιση περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την αντίστοιχη ανοιγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση.

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	$a_g / a_{g,ref}$
2475	2%	1.80
975	5%	1.30
475	10%	1.00
225	20%	0.75
135	30%	0.60
70	50%	0.45
40	70%	0.35
20	90%	0.25
<20	>90%	<0.25

Πίνακας 3.3.β (δεξιά). Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος οργανισμού (ΚΑΝΕΠΕ, 2022, 3η αναθεώρηση).

$a_g / a_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
1.80	A0	B0	Γ0
1.30	A1 ⁺	B1 ⁺	Γ1 ⁺
1.00	A1	B1	Γ1
0.75	A2 ⁺	B2 ⁺	Γ2 ⁺
0.60	A2	B2	Γ2
0.45	A3 ⁺	B3 ⁺	Γ3 ⁺
0.35	A3	B3	Γ3
0.25	A4 ⁺	B4 ⁺	Γ4 ⁺
<0.25	A4	B4	Γ4

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται συναρτήσει του βαθμού βλάβης ως εξής:

«Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (A) ή Damage Limitation (DL): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

«Σημαντικές βλάβες» ή Significant Damage (B): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα

προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

«Οιονεί κατάρρευση» ή Near Collapse (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

Με τον όρο φέρων οργανισμός εννοείται το σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων, ενώ ως μη-φέρων αυτός που δεν συμμετέχει στην ανάληψη αυτών.

Πίνακας 3.4. Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι για αποτίμηση ή ανασχεδιασμό υφιστάμενης κατασκευής

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Ελάχιστοι Ανεκτοί Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Πίνακας 3.5 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως: αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κ.λπ.
II	Συνήθη κτίρια, όπως: κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κ.λπ.), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία IV, κ.λπ.
III	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικής κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως: αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικό σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κ.λπ.
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως: κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως: μουσεία, αποθήκες μουσείων, κ.λπ.

3.6 Επιρροή Τοιχοπληρώσεων

Ο όρος αυτός αναφέρεται στη συνεισφορά οπτοπλινθοδομών σε πλαισιακούς φορείς οπλισμένου σκυροδέματος στη διάρκεια των σεισμικών δράσεων. Οι κυριότεροι μηχανισμοί αστοχίας που έχουν διαπιστωθεί είναι:

- Διατμητικής αστοχίας ολίσθησης
- Αστοχία θλιβόμενης διαγωνίου
- Αστοχία διαγώνιου λόγω εφελκυσμού
- Εφελκυστική αστοχία λόγω καμπτικών δυνάμεων

Οι τοιχοπληρώσεις προσφέρουν σημαντική δυσκαμψία σε πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος στα οποία δρα οριζόντια φόρτιση. Η συμβολή τους αυτή αποδείχθηκε από τις πειραματικές διερευνήσεις τοιχοπληρωμένων πλαισίων υπό οριζόντια φόρτιση (CEB

1996). Οι τοίχοι πλήρωσης μπορούν να προσομοιωθούν με διατμητικό φάτνωμα, με θλιβόμενη διαγώνιο αλλά και με τη χρήση δύο διαγωνίων, μίας θλιβόμενης και μίας εφελκυσμένης. Οι τοιχοπληρώσεις διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- Χωρίς ανοίγματα
- Με ανοίγματα

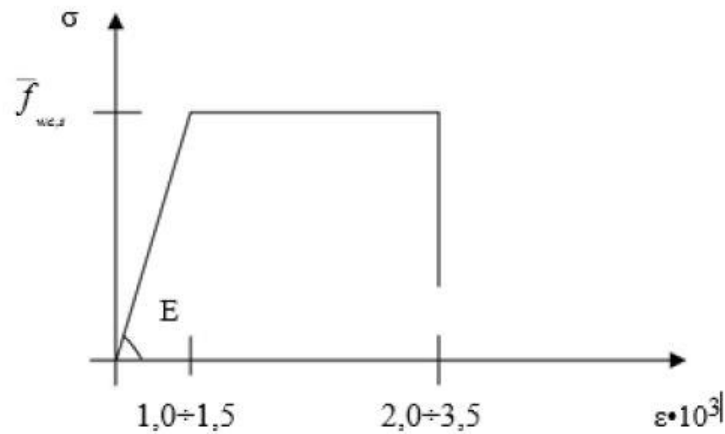
3.7 Προσομοίωση Τοιχοπληρώσεων χωρίς ανοίγματα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.4.1.α, 2022) όταν ένα πλαίσιο από Ο/Σ είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο και υπόκειται σε οριζόντια φόρτιση τότε οι τοιχοπληρώσεις μπορούν να προσομοιωθούν:

- Είτε ως διατμητικό ορθοτροπικό φάτνωμα, με τέσσερις ‘κόμβους’-αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου
- Είτε πιο απλά ως ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά τη φορά του σεισμού) με συγκεκριμένο πλάτος b .
- Τέλος όταν η ράβδος αρχίζει και τελειώνει σε κόμβους πλαισίου, η χρήση προσομοιώματος θλιπτήρα-ελκυστήρα με ράβδους μισής δυστένειας σε σχέση με αυτή της απλής θλιβόμενης ράβδου, έχει σχεδόν ίδιο αποτέλεσμα. Οι διαφορές που παρατηρούνται είναι στις αξονικές δυνάμεις και μπορούν να αμεληθούν, εκτός της περίπτωσης που οι ράβδοι καταλήγουν σε ενδιάμεση περιοχή της δοκού ή του υποστυλώματος.

3.8 Θλιβόμενη Διαγώνιος

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.4.1. ζ2 σχόλια, 2022) προτείνει για την ανάλυση να χρησιμοποιηθεί πλάτος θλιβόμενης ζώνης με τιμή $b = 0.15 L$. Για ενιαίες κατά τη διατομή τοιχοπληρώσεις, ως «ισοδύναμο» πάχος λαμβάνεται το συνολικό τους πάχος (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.4.1. ε. σχόλια, 2022). Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορεί να χρησιμοποιείται το ακόλουθο διάγραμμα, για στάθμη επιτελεστικότητας B :



Σχήμα: 3.1 Διάγραμμα -Τάσεων Παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης διαγωνίου άοπλης τοιχοπλήρωσης.

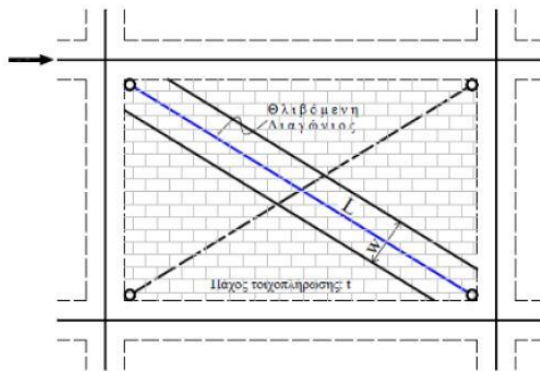
Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά τη διεύθυνση της διαγωνίας ράβδου θα λαμβάνεται υπόψη ως η μέση θλιπτική αντοχή κατά της κατακόρυφης διεύθυνσης και η μείωση της λόγω εγκάρσιων εφελκυστικών τάσεων. Επίσης μπορεί να εκτιμηθεί και με βάση την παρακάτω εξίσωση κατά τον Ευρωκώδικα 6.

$$f_{wc,s} = \lambda_m * \lambda_s * \lambda_c * k * f_{bc}^{0.7} * f_{mc}^{0.3} \text{ (KAN.ΕΠΕ. εξ. Σ7.18)}$$

Όπου:

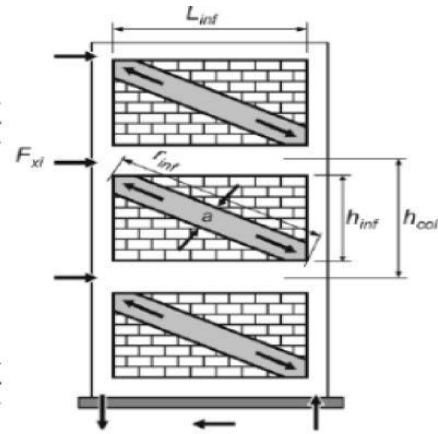
- $\lambda_m = 1.50$ συντελεστής μετατροπής της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση
- $\lambda_s = 0.70$ μειωτικός συντελεστής για τη δυσμενή υπό γωνία εφαρμογή φορτίου
- $\lambda_c = 1.20$ αυξητικός συντελεστής λόγω ευμενούς επιρροής περίσφιξης της τοιχοπλήρωσης από τα περιβάλλοντα δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος
- f_{bc} = θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος
- f_{mc} = θλιπτική αντοχή κονιάματος
- k = εμπειρικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψιν την ομάδα τοιχοσώματος και το είδος κονιάματος. Παίρνει τιμές από 0.35 - 0.55 για συνήθη κονιάματα και 0.60 - 0.90 όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία βάσει του ποσοστού πληρώσεως των κατακόρυφων αρμών.

$$E_{masonry} = 1000 * f_{wc}$$



Σχήμα 3.2

Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με θλιβόμενες διαγώνιους



Σχήμα 3.3

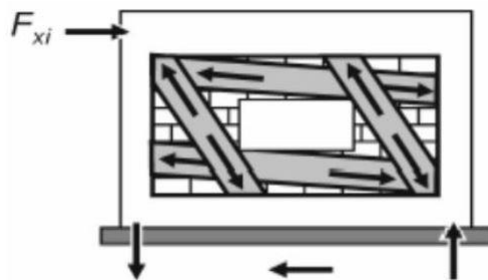
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά τοιχοπληρωμένου πλαισίου κατά FEMA 356

3.9 Προσομοίωση Τοιχοπληρώσεων με ανοίγματα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Όταν εντός ενός φατνώματος η τοιχοπλήρωση έχει ανοίγματα, η προσομοίωση της θα πρέπει να προσαρμόζεται καταλλήλως, ελέγχοντας κατά πόσον η διάταξη των ανοιγμάτων επιτρέπει τη λειτουργία διατμητικού φατνώματος ή την διαμόρφωση διαγώνιων θλιβόμενων ράβδων τοιχοποιίας, για τις οποίες εξασφαλίζονται συνοριακές συνθήκες που επιτρέπουν τη λειτουργία στη θλιβόμενη ράβδο να συμμετέχει στην αντίσταση του πλαισίου. Κατά τον έλεγχο αυτών σημασία έχει και το κατά πόσο το κάθε είδους άνοιγμα περιβάλλεται από διάζωμα (ή άλλου είδους ενισχυτικά στοιχεία). Επειδή η επιρροή του μεγέθους και της θέσεως των ανοιγμάτων στην δυστημσία ή δυστένεια δεν προσομοιώνεται με απλά μέσα και ελλείψει λεπτομερέστερης διερευνήσεως για άοπλες τοιχοποιίες, μπορούν να λαμβάνονται υπόψη τα ακόλουθα στοιχεία:

- (α) Όταν υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα αμφότερα του φατνώματος, η τοιχοπλήρωση αμελείται.
- (β) Όταν υπάρχει άνοιγμα διαστάσεων οι οποίες δεν υπερβαίνουν το 20% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος και είναι περίπου κεντρικά τοποθετημένο, η επιρροή του μπορεί να αμεληθεί.
- (γ) Όταν υπάρχει άνοιγμα, τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φατνώματος και οι διαστάσεις του πλησιάζουν ή/και υπερβαίνουν το 50% τις διαστάσεις του φατνώματος, τότε η τοιχοπλήρωση μπορεί να αμελείται.

- (δ) Όταν υπάρχουν ανοίγματα με διαστάσεις από 20% - 50% τότε λαμβάνουμε υπόψη δύο διαγώνιους θλιπτήρες ανά φάτνωμα, οι οποίοι θα ξεκινούν από τα δύο άκρα της κύριας διαγωνίου και θα καταλήγουν στο μέσον της υπερκείμενης και της υποκείμενης δοκού αντίστοιχα.
- (ε) Δύο μικρά ανοίγματα που ανήκουν στο ίδιο φάτνωμα, μπορούν να θεωρηθούν σαν ένα ενιαίο ισοδύναμο άνοιγμα.



Σχήμα 3.4 Προσομοίωση ανοίγματος τοιχοποιίας (FEMA 356, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

4.1 Γενικά

Σύμφωνα με το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022) οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που προτείνονται για μία κατασκευή πριν και μετά την επέμβαση είναι η στατική ανελαστική (Pushover) και η δυναμική ανελαστική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).

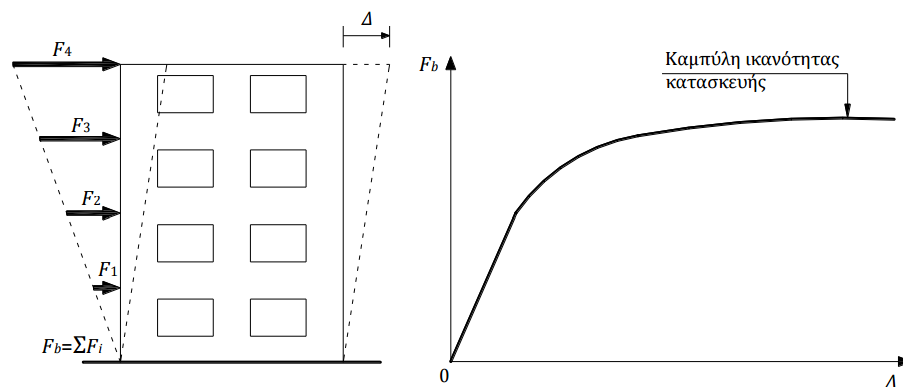
4.2 Στατική Ανελαστική Ανάλυση

Η στατική ανελαστική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση pushover, αποτελεί μια δυνατότητα εκτίμησης της απόκρισης μια κατασκευής στη μετελαστική περιοχή. Συνδυάζει τη ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών μέσω των προσομοιωμάτων, που έχουν αναπτυχθεί για τις ανελαστικές αναλύσεις, με την έκφραση της σεισμικής έντασης με μια οριζόντια κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος, η οποία αυξάνεται σταδιακά και μέχρι την κρίσιμη μετακίνηση του δομήματος, η οποία καθορίζεται από την στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας.

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών, που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανισθεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του.

Το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρι το βήμα όπου κάποιο δομικό στοιχείο εξαντλεί τη φέρουσα ικανότητά του. Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος και απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Ως πρώτη κατανομή επιλέγεται η κατανομή καθ' ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από την φασματική ανάλυση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών (§ 3.4.2 Ε.Α.Κ.). Η χρήση της κατανομής αυτής επιβάλλεται όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου ξεπερνά το 1.0sec. Ως δεύτερη κατανομή επιλέγεται η «Ομοιόμορφη» κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης ορόφου.



Σχήμα 4.1 Κατασκευή καμπύλης αντίστασης της κατασκευής [Ψυχάρης Ι., (2015)]

Από την ανάλυση του προσομοιώματος προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης V_b – μετακίνησης δ χαρακτηριστικού του σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας. Η σχέση τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη από την οποία προσδιορίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_{ei} και η αντίστοιχη δύναμη διαρροής V_y του κτιρίου. Με βάση την ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία υπολογίζεται η αντίστοιχη

ελαστική ιδιοπερίοδος της κατασκευής, η οποία χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της τιμής της ψευδοεπιτάχυνσης Φ_{ei} που εισάγεται στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετατόπισης δ_i . Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση κατά τη στιγμή που η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ισούται με δ_i ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια επιτελεστικότητας, ώστε να διαπιστωθεί η επάρκεια ή μη του φορέα, με βάση τις απαιτήσεις που τέθηκαν αρχικά.

Συνεπώς ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης δ_i επηρεάζει σημαντικά το αποτέλεσμα της διαδικασίας αποτίμησης. Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνεται μια διαδικασία υπολογισμού του δ_i μέσω μιας εξίσωσης και των χαρακτηριστικών της διγραμμικής καμπύλης αντίστασης.

4.3 Περιορισμοί Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης

Η χρήση αυτής της μεθόδου είναι προτιμότερη από τις ελαστικές μεθόδους για την εκτίμηση της αναμενόμενης παραμόρφωσης. Είναι πιο απλή μέθοδος σε σχέση με αυτή της δυναμικής ανελαστικής και αυτό την κάνει πιο ελκυστική για συνήθη χρήση. Παρουσιάζει όμως κάποια ελαττώματα και περιορισμούς, τα οποία αναφέρονται παρακάτω:

- i. Μια σημαντική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι η απόκριση της πολυβάθμιας κατασκευής συσχετίζεται άμεσα με το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα. Παρόλο που σε κάποιες περιπτώσεις η απόκριση κυριαρχείται από την θεμελιώδη ιδιόμορφη, τούτο δεν μπορεί να γενικευτεί. Επιπλέον, σε σχέση με την δυναμική εν χρόνω ανάλυση, το Σχήμα της θεμελιώδους ιδιόμορφης μπορεί να διαφέρει σημαντικά, ανάλογα με τον βαθμό ανελαστικότητας και την θέση των βλαβών.
- ii. Κατά συνέπεια, οι εκτιμώμενες παραμορφώσεις μπορεί να είναι ανακριβείς για κατασκευές στις οποίες οι υψηλότερες ιδιόμορφες είναι σημαντικές. Η μέθοδος αγνοεί την συμβολή των υψηλότερων ιδιόμορφων στην ολική απόκριση.
- iii. Η μη γραμμική στατική ανάλυση βασίζεται στην μέθοδο των δυνάμεων, εξαιτίας της αδυναμίας της μεθόδου που βασίζεται στις μετακινήσεις να εντοπίσει σημαντικές δομικές αδυναμίες, όπως είναι η ακανονική κατανομή υπεραντοχών. Θα ήταν θεωρητικώς ορθότερο να επιβάλλονται μετακινήσεις, καταλλήλως τροποποιημένες κατά την κατανομή τους για διάφορες στάθμες επιβαλλόμενης παραμόρφωσης.

- iv. Η σταδιακή μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής, η οποία συμβαίνει στην ανακυκλιζόμενη μη γραμμική σεισμική φόρτιση, δεν λαμβάνεται υπόψη. Αυτή η μείωση οδηγεί στην μεταβολή της ιδιοπεριόδου και των χαρακτηριστικών των ιδιόμορφων που επηρεάζουν την φόρτιση εξαιτίας της σεισμικής εδαφικής διέγερσης.
- v. Η μη γραμμική στατική ανάλυση μπορεί να φανερώσει τον πρώτο τοπικό μηχανισμό που θα δημιουργηθεί κατά την διάρκεια ενός σεισμού, αλλά δεν μπορεί να αποκαλύψει άλλες αδυναμίες της κατασκευής που ενδέχεται να προκληθούν όταν, μετά την δημιουργία του πρώτου μηχανισμού, θα αλλάξουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής.
- vi. Υπάρχουν περιορισμοί που σχετίζονται με την κατανομή της οριζόντιας δράσης. Η επιλεγόμενη κατανομή μπορεί να ευνοήσει ορισμένες παραμορφώσεις και να μην αποκαλύψει άλλες. Μία κατανομή μεταβαλλόμενη κατά την διάρκεια της ανάλυσης μπορεί να βελτιώσει τα αποτελέσματα της ανάλυσης.
- vii. Είναι στατική μέθοδος και επικεντρώνεται στην παραμορφωσιακή ενέργεια της κατασκευής, αμελώντας άλλες μορφές απορρόφησης ενέργειας που σχετίζονται με την δυναμική απόκριση, όπως η κινηματική ενέργεια και η ενέργεια λόγω της ιξώδους απόσβεσης. Επίσης, αγνοεί φαινόμενα που σχετίζονται με την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης και την απαίτηση αθροιστικής απορρόφησης ενέργειας.
- viii. Στην μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη μόνο η οριζόντια συνιστώσα του σεισμού. Η κατακόρυφη συνιστώσα, η οποία σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να είναι πολύ σημαντική, αγνοείται αφού η μέθοδος δεν μπορεί να συνδυαστεί με δράσεις που λαμβάνουν την κατακόρυφη εδαφική μετακίνηση.
- ix. Στην μέθοδο διαχωρίζεται η απαίτηση από την αντίσταση. Αυτό όμως δεν είναι σωστό, δεδομένου ότι η ανελαστική απόκριση της κατασκευής εξαρτάται από την φόρτιση και η ικανότητα της κατασκευής σχετίζεται με την σεισμική απαίτηση.

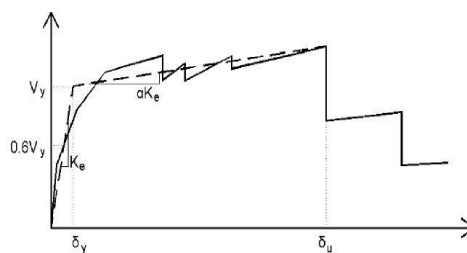
4.4 Δυναμική Ανελαστική Μέθοδος

Όπως αναφέρθηκε, οι δυναμικές εν χρόνω αναλύσεις είναι ένα ισχυρό εργαλείο για την μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων. Η σεισμική φόρτιση εκφράζεται με την μορφή πραγματικού ή τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος σεισμικής διέγερσης. Η δυναμική ανελαστική ανάλυση προσεγγίζει με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση της κατασκευής κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, οπότε τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά την διάρκεια του σεισμού. Έτσι, η δυναμική ανελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί σε οποιονδήποτε φορέα, χωρίς τους περιορισμούς της στατικής ανελαστικής ανάλυσης και μπορεί να θεωρηθεί η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης. Ωστόσο, η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των επιβαλλόμενων επιταχυνσιογραφημάτων. Οπότε η δυναμική ανελαστική ανάλυση πρέπει να επαναλαμβάνεται για αρκετές εδαφικές διεγέρσεις. Μία καλή εκτίμηση της αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης μίας κατασκευής μπορεί να επιτευχθεί αν επιλεγεί προσεκτικά ένα σύνολο κατάλληλων καταγραφών εδαφικών διεγέρσεων. Η εφαρμογή της ανελαστικής εν χρόνω ανάλυσης απαιτεί την αξιόπιστη προσομοίωση της ανακυκλιζόμενης συμπεριφοράς των μελών. Έτσι, αν και η ακρίβεια και η ισχύς των υπολογιστικών εργαλείων έχει αυξηθεί σημαντικά, υπάρχουν ακόμα αρκετές επιφυλάξεις για τις δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις, ως προς την πολυπλοκότητα και την καταλληλότητα τους σε πρακτικές εφαρμογές σχεδιασμού.

Η ανελαστική εν χρόνω ανάλυση συνίσταται σε επίλυση (κατά χρονικά βήματα), των εξισώσεων κίνησης (πολλών βαθμών ελευθερίας), οι οποίες εκφράζουν την συμπεριφορά των πολυωρόφων κατασκευών. Ο βαθμός εκλέπτυνσης της αναλυτικής τεχνικής μπορεί να δημιουργήσει στον μη έμπειρο Μελετητή μία ψευδή αίσθηση εμπιστοσύνης για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Πρέπει να κατανοηθεί ότι οι παραδοχές σχετικά με τα χαρακτηριστικά του σεισμού και τις ιδιότητες του φορέα εγκλείουν σημαντική αβεβαιότητα ως προς την προβλεπόμενη απόκριση. Η δυναμική ανελαστική ανάλυση παραμένει κύριο εργαλείο έρευνας για την διερεύνηση της γενικής μάλλον παρά της τοπικής συμπεριφοράς ενός δομήματος και μπορεί να χρησιμεύει ως μέτρο σύγκρισης για λιγότερο ακριβείς αναλυτικές μεθόδους, καθώς και για την αποτίμηση υφισταμένων κατασκευών.

4.5 Προσδιορισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης

Στα πρώτα σχέδια κανονισμών που αναπτύχθηκαν κυρίως στις ΗΠΑ για την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών προτάθηκαν δύο διαφορετικές διαδικασίες για τον προσδιορισμό της τιμής της στοχευόμενης μετακίνησης δ_t. Η πρώτη μέθοδος αναπτύχθηκε στα πλαίσια του ATC-40 και είναι γνωστή ως μέθοδος των φασμάτων ικανότητας (capacity spectrum method). Μάλιστα στο συγκεκριμένο κείμενο αποτελεί τη βασική διαδικασία υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης ή του σημείου επιτελεσματικότητας της κατασκευής (performance point), δηλαδή του διακριτού σημείου της καμπύλης ικανότητας της, όπου απαιτείται η ικανοποίηση των κριτηρίων επιτελεσματικότητας που εκφράζουν τις απαιτήσεις. Ως εναλλακτική διαδικασία ο ATC-40 προτείνει την μέθοδο των συντελεστών (coefficient method), σύμφωνα με την οποία η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει από την μετακίνηση ενός ισοδύναμου ελαστικά αποκρινόμενου μονοβάθμιου συστήματος, πολλαπλασιασμένη με κατάλληλους συντελεστές που εκφράζουν τη σχέση του απλοποιημένου αυτού προσομοιώματος με το πολυβάθμιο κτίριο. Η διαδικασία αυτή προτάθηκε από το FEMA 356 και σταδιακά επικράτησε, ενώ υιοθετείται και από το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022) Η επικράτηση της μεθόδου των συντελεστών αποδίδεται στην ευκολία εφαρμογής της, αλλά και στα προβλήματα αλγοριθμικής αστάθειας που παρατηρήθηκαν στη μέθοδο των φασμάτων ικανότητας, η οποία σε ορισμένες περιπτώσεις οδηγούσε σε λανθασμένες λύσεις. Αναλυτικά, σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών, αρχικά χαράσσεται η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης, η οποία προκύπτει από τη διγραμμικοποίηση της σχέσης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης που προσδιορίζεται από την ανελαστική στατική ανάλυση του κτιρίου. Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη προσδιορίζονται γραφικά με οδηγό την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης (Σχ. #).



Σχήμα 4.2 Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2022).

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν, ενώ η κλίση του δεύτερου, ανελαστικού κλάδου της καμπύλης προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν από την οποία παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν) αλλά να μην ξεπερνά το 0.10. Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή).

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος T_e υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$T_e = T_o (K_o/K_e)^{1/2}$$

όπου T_o η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση, K_o η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e .

Τελικά, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t προσδιορίζεται ως το γινόμενο της ελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή, του οποίου τα δυναμικά χαρακτηριστικά προσδιορίζονται από την διγραμμική καμπύλη αντίστασης (Σχ. 4.2), με κατάλληλους συντελεστές, οι οποίοι χρησιμοποιούνται ώστε να ληφθεί υπόψη η σχέση εξιδανικευμένου και πραγματικού συστήματος καθώς και άλλα φαινόμενα όπως η υστερητική συμπεριφορά, η παλαιότητα και τα φαινόμενα 2ης τάξης. Η προτεινόμενη σχέση έχει ως εξής (KAN.ΕΠΕ. 2022):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) \Phi_e$$

όπου Φ_e η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το ελαστικό φάσμα του Παρ. Α του Ε.Α.Κ) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e και C_0, C_1, C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

- C_0 Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5 και ≥ 10 , αντίστοιχα.
- $C_1 = \delta_{inel} / \delta_{el}$ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική.

$$C_1 = 1$$

$$T \geq T_2$$

$$C_1 = [1 + (R - 1) T_2/T] / R$$

$$T < T_2$$

- C_2 Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του Σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση.

Πίνακας 4.1. Τιμές συντελεστή C_2 (KAN.ΕΠΕ., 2022)

Στάθμη επιτελεσματικότητας	T = 0.1s		T ≥ T ₂	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιοσεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

- C_3 Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης (P-Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1+5(\theta-0.1)/T$, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (§ 4.1.2.2 Ε.Α.Κ). Στη συνήθη (για κτίρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται $C_3 = 1.0$.

Η στοχευόμενη μετακίνηση θα επαυξάνεται κατάλληλα για να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα (§ 5.4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Σε κάθε περίπτωση, εφόσον μία αρχική αποτίμηση χωρίς συνεκτίμηση της τυχηματικής στρέψης δείξει ανεπάρκεια, δεν απαιτείται περαιτέρω έλεγχος κατά την φάση αυτή. Σε κτίρια χωρίς έντονη ασυμμετρία σε κάτοψη επιτρέπεται απλοποιητικά, η εφαρμογή των φορτίων σε κάθε διεύθυνση χωριστά, αλλά με παράλληλη αύξηση της στοχευόμενης μετακίνησης κατά 30%. Οπότε η διαδικασία αποτίμησης ολοκληρώνεται με τους ελέγχους εντατικών μεγεθών ή παραμορφώσεων των μελών για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με δ_i .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.1 Εισαγωγή

Σε αυτό το κεφάλαιο θα γίνει παρουσίαση του κτιρίου που μελετήθηκε καθώς και πληροφορίες σχετικά με τον αντισεισμικό κανονισμό με τον οποίο μελετήθηκε, για τις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος από το 1960 έως και σήμερα, παρουσιάζοντας ουσιαστικά και την εφαρμογή των κανονισμών. Επιπλέον θα αναλυθεί η γεωμετρία του και κάποιες γενικές παραδοχές κατά το σχεδιασμό του.

5.2 Περιγραφή υφιστάμενου κτιρίου

Το υφιστάμενο πενταώροφο κτίριο κατασκευασμένο το 1960 σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (Β.Δ. 1959 & Β.Δ. 1954). Είναι κανονικό σε κάτοψη σε όλους τους ορόφους, διαστάσεων 14.35 m επί 10.85 m, με την ιδιαιτερότητα της ακανονικότητας καθ' ύψος καθώς ο πρώτος όροφος είναι 5 m ενώ οι υπόλοιποι από 3 m. Πέρα από τον Αντισεισμικό Κανονισμό αυτά τα κτίρια έχουν διαφορά και στη τρόπο σύλληψης του φέροντος οργανισμού, καθώς χαρακτηρίζονται από πυκνή διάταξη υποστυλωμάτων (3.5 m απόσταση), απουσία τοιχίων και πυκνή διάταξη τοιχοπληρώσεων. Τα φέροντα στοιχεία είναι σχετικά μικρών διαστάσεων, ενώ τα υλικά παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά στις ιδιότητες τους. Επίσης ο διαμήκης οπλισμός είναι σε ποσοστό 1% της διατομής, ενώ ο εγκάρσιος οπλισμός (περίσφιγξης) είναι ανεπαρκής ειδικά για τις κρίσιμες περιοχές, επιπλέον δεν γίνεται και ικανοτικός έλεγχος κατά το σχεδιασμό.

Ο φέρων οργανισμός είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και σχεδιασμένος με πλαίσια δοκών υποστυλωμάτων. Η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου έγινε σύμφωνα με τον ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ. (2022) με χρήση ανελαστικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων, προκειμένου να αξιολογηθούν τα αποτελέσματά τους.

5.3 Παραδοχές Υλικών και Φορτίων

5.3.1 Φορτία

Το παρών κτίριο είναι ένα συνηθισμένο κτίριο κατοικιών ή γραφείων. Τα μόνιμα φορτία είναι ίσα με 1.5 KN/m^2 , τα κινητά ίσα με 2.0 KN/m^2 , η εσωτερική τοιχοπλήρωση ίση με 1.0 KN/m^2 σαν ομοιόμορφο στις πλάκες, ενώ η εξωτερική τοιχοποιία (μπατική) λήφθηκε σαν γραμμικό φορτίο στις περιμετρικές δοκούς και είναι ίση με 9.0 KN/m .

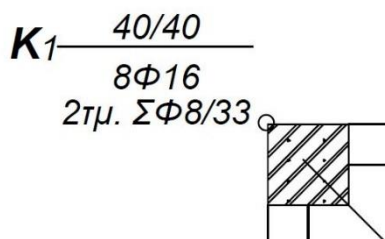
5.3.2 Παραδοχές Προσομοίωσης – Υλικά

Για την προσομοίωση χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των υλικών επειδή σκοπός της εργασίας είναι η σεισμική αποτίμηση και όχι ο σχεδιασμός του κτιρίου. Το σκυρόδεμα θεωρείται κατηγορίας B160 με μέση αντοχή κύβου 13.0 MPa , ο χάλυβας StI με μέση τιμή 280 MPa (διαμήκης και εγκάρσιος), ενώ η αντιστοιχία με τους σημερινούς κανονισμούς είναι C12/15 για σκυρόδεμα B160 και S220 για χάλυβα StI.

5.4 Γεωμετρικά δεδομένα κτιρίου

5.4.1 Υποστυλώματα

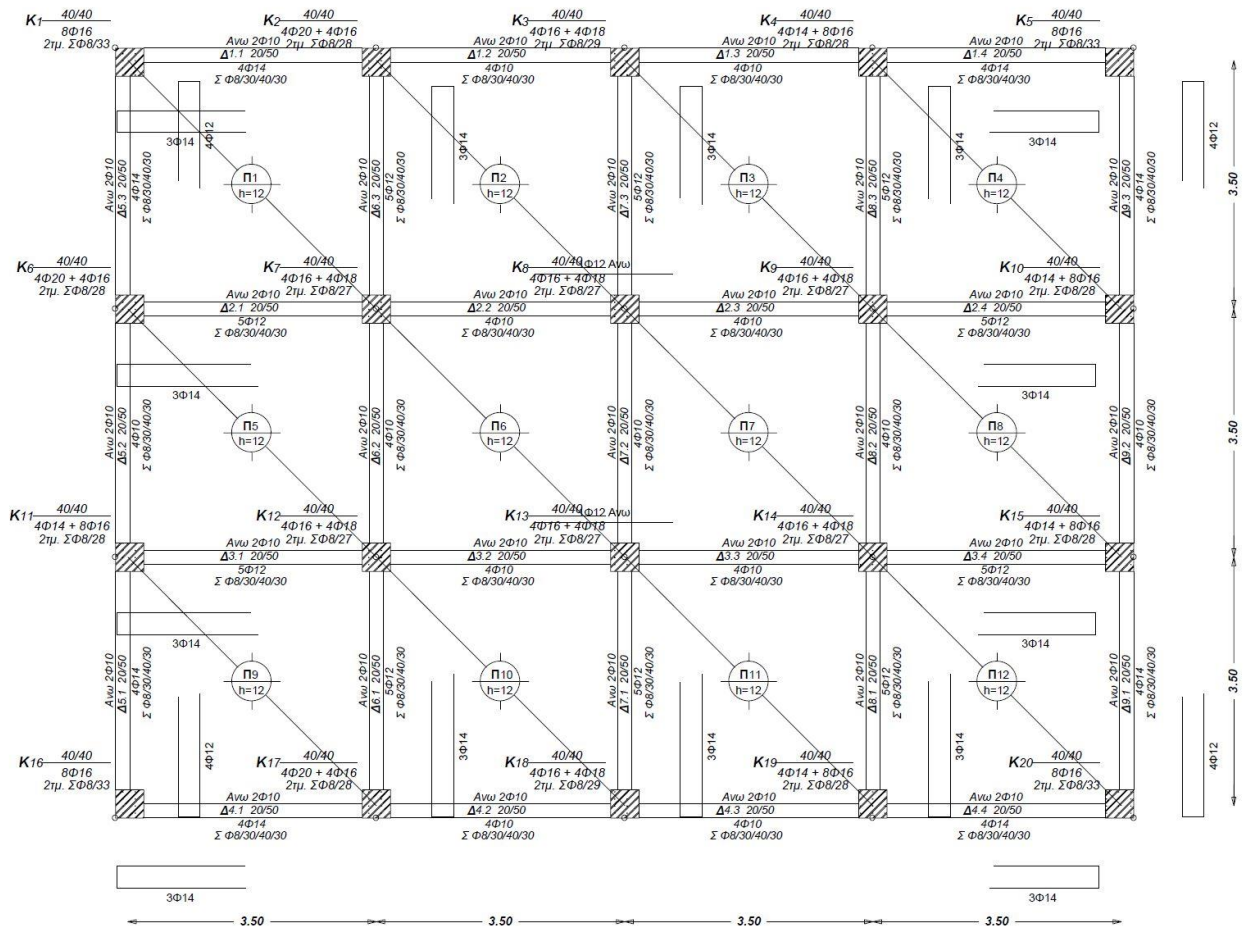
Το κτίριο αποτελείται από υποστυλώματα (Σχήμα 5.1) διαστάσεων 35 cm επί 35 cm με οπλισμό $8\Phi 16$ για τα γωνιακά υποστυλώματα και $4\Phi 16+4\Phi 18$ για τα εσωτερικά, ενώ σε ψηλότερους ορόφους ο οπλισμός και οι διατομές μειώνονται σταδιακά έως τον 5° όροφο στον οποίο τα γωνιακά υποστυλώματα είναι 30 cm επί 30 cm με $4\Phi 20$ διάμηκες οπλισμό και τα υπόλοιπα υποστυλώματα διαστάσεων 25 cm επί 25 cm με $4\Phi 14$ διάμηκες οπλισμό. Στο Σχήμα 5.1 παρουσιάζεται ο οπλισμός των υποστυλωμάτων, των δοκών αλλά και των πλακών του πρώτου ορόφου. Στο Σχήμα 5.1 φαίνεται ενδεικτικά ο οπλισμός του, συγκεκριμένα αποτελείται από $8\Phi 16$ διαμήκη και δίτητο εγκάρσιο $\Phi 8$ ανά 33 cm .



Σχήμα 5.1 Υποστύλωμα K1 1^{ης} στάθμης

5.4.2 Δοκοί

Οι δοκοί σε όλο το κτίριο σχεδιάστηκαν σύμφωνα με το ξυλότυπο κάθε ορόφου (Σχήμα 5.2), με τις ίδιες διαστάσεις 20 cm επί 50 cm, με τους ελάχιστους οπλισμούς να είναι στα 2Φ10 άνω και 2Φ10 κάτω, ενώ οι συνδετήρες σε όλες τις δοκούς ήταν Φ8 με απόσταση 30cm στις κρίσιμες και 40 cm στις μη-κρίσιμες περιοχές (μέση δοκού). Κατά κύριο λόγο στα κτίρια χρησιμοποιούσαν σπαστά σίδερα (μισά + 1).



Σχήμα 5.2 Ξυλότυπος 1^{ου} ορόφου

Πίνακας 5.1 Οπλισμοί Δοκών 1^{ου} ορόφου

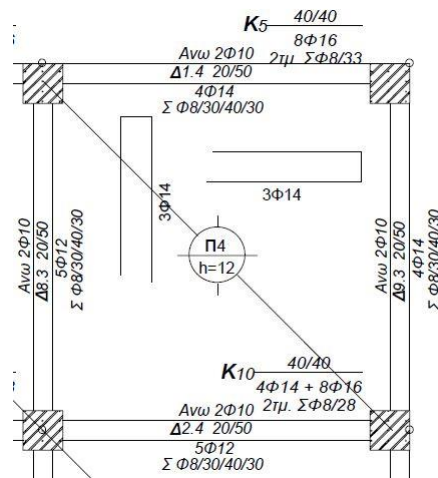
		Αριστερά	Μέση	Δεξιά
Δ1.1	άνω	2Φ10+2Φ14+3Φ14	2Φ10	2Φ10+2Φ14+2Φ10
	κάτω	2Φ14+3Φ14	4Φ14	2Φ14
Δ1.2	άνω	2Φ10+2Φ14+2Φ10	2Φ10	2Φ10+2Φ10+2Φ10
	κάτω	2Φ10	4Φ10	2Φ10

Δ1.3	άνω	2Φ10+2Φ10+2Φ10	2Φ10	2Φ10+2Φ14+2Φ10
	κάτω	2Φ10	4Φ10	2Φ10
Δ1.4	άνω	2Φ10+2Φ10+2Φ14	2Φ10	2Φ10+2Φ14+3Φ14
	κάτω	2Φ14	4Φ14	2Φ14+3Φ14
Δ2.1	άνω	2Φ10+3Φ12+3Φ14	2Φ10	2Φ10+3Φ12+2Φ10
	κάτω	2Φ12 + 3Φ14	5Φ12	2Φ12
Δ2.2	άνω	2Φ10+3Φ12+2Φ10	2Φ10	2Φ10+4Φ12+2Φ10
	κάτω	2Φ10	4Φ10	2Φ10
Δ2.3	άνω	2Φ10+4Φ12+2Φ10	2Φ10	2Φ10+3Φ12+2Φ10
	κάτω	2Φ10	4Φ10	2Φ10
Δ2.4	άνω	2Φ10+3Φ12+2Φ10	2Φ10	2Φ10+3Φ12+3Φ14
	κάτω	2Φ12	4Φ10	2Φ12 + 3Φ14
Δ3.1	άνω	2Φ10+3Φ12+3Φ14	2Φ10	2Φ10+3Φ12+2Φ10
	κάτω	2Φ12 + 3Φ14	5Φ12	2Φ12
Δ3.2	άνω	2Φ10+3Φ12+2Φ10	2Φ10	2Φ10+4Φ12+2Φ10
	κάτω	2Φ10	4Φ10	2Φ10
Δ3.3	άνω	2Φ10+4Φ12+2Φ10	2Φ10	2Φ10+3Φ12+2Φ10
	κάτω	2Φ10	4Φ10	2Φ10
Δ3.4	άνω	2Φ10+3Φ12+2Φ10	2Φ10	2Φ10+3Φ12+3Φ14
	κάτω	2Φ12	4Φ10	2Φ12 + 3Φ14
Δ4.1	άνω	2Φ10+2Φ14+3Φ14	2Φ10	2Φ10+2Φ14+2Φ10
	κάτω	2Φ14+3Φ14	4Φ14	2Φ14
Δ4.2	άνω	2Φ10+2Φ14+2Φ10	2Φ10	2Φ10+2Φ10+2Φ10
	κάτω	2Φ10	4Φ10	2Φ10
Δ4.3	άνω	2Φ10+2Φ10+2Φ10	2Φ10	2Φ10+2Φ14+2Φ10
	κάτω	2Φ10	4Φ10	2Φ10
Δ4.4	άνω	2Φ10+2Φ10+2Φ14	2Φ10	2Φ10+2Φ14+3Φ14
	κάτω	2Φ14	4Φ14	2Φ14+3Φ14
Δ5.1	άνω	2Φ10+2Φ14+4Φ12	2Φ10	2Φ10+2Φ14+2Φ10
	κάτω	2Φ14+4Φ12	4Φ14	2Φ14

Δ5.2	άνω	2Φ10+2Φ14+2Φ10		2Φ10		2Φ10+2Φ14+2Φ10
	κάτω	2Φ10		4Φ10		2Φ10
Δ5.3	άνω	2Φ10+2Φ14+2Φ10		2Φ10		2Φ10+2Φ14+4Φ12
	κάτω	2Φ14		4Φ14		2Φ14+4Φ12
Δ6.1	άνω	2Φ10+3Φ12+3Φ14		2Φ10		2Φ10+3Φ14+2Φ10
	κάτω	2Φ12+3Φ14		5Φ12		2Φ12
Δ6.2	άνω	2Φ10+2Φ12+2Φ10		2Φ10		2Φ10+2Φ12+2Φ10
	κάτω	2Φ10		4Φ10		2Φ10
Δ6.3	άνω	2Φ10+3Φ12+2Φ10		2Φ10		2Φ10+3Φ12+3Φ14
	κάτω	2Φ12		5Φ12		2Φ12+3Φ14
Δ7.1	άνω	2Φ10+3Φ12+3Φ14		2Φ10		2Φ10+3Φ14+2Φ10
	κάτω	2Φ12+3Φ14		5Φ12		2Φ12
Δ7.2	άνω	2Φ10+2Φ12+2Φ10		2Φ10		2Φ10+2Φ12+2Φ10
	κάτω	2Φ10		4Φ10		2Φ10
Δ7.3	άνω	2Φ10+3Φ12+2Φ10		2Φ10		2Φ10+3Φ12+3Φ14
	κάτω	2Φ12		5Φ12		2Φ12+3Φ14
Δ8.1	άνω	2Φ10+3Φ12+3Φ14		2Φ10		2Φ10+3Φ14+2Φ10
	κάτω	2Φ12+3Φ14		5Φ12		2Φ12
Δ8.2	άνω	2Φ10+2Φ12+2Φ10		2Φ10		2Φ10+2Φ12+2Φ10
	κάτω	2Φ10		4Φ10		2Φ10
Δ8.3	άνω	2Φ10+3Φ12+2Φ10		2Φ10		2Φ10+3Φ12+3Φ14
	κάτω	2Φ12		5Φ12		2Φ12+3Φ14
Δ9.1	άνω	2Φ10+2Φ14+4Φ12		2Φ10		2Φ10+2Φ14+2Φ10
	κάτω	2Φ14+4Φ12		4Φ14		2Φ14
Δ9.2	άνω	2Φ10+2Φ14+2Φ10		2Φ10		2Φ10+2Φ14+2Φ10
	κάτω	2Φ10		4Φ10		2Φ10
Δ9.3	άνω	2Φ10+2Φ14+2Φ10		2Φ10		2Φ10+2Φ14+4Φ12
	κάτω	2Φ14		4Φ14		2Φ14+4Φ12

5.4.3 Πλάκες

Οι πλάκες σε όλους τους ορόφους έχουν ενιαίο πάχος 12 cm (Σχήμα 5.3).



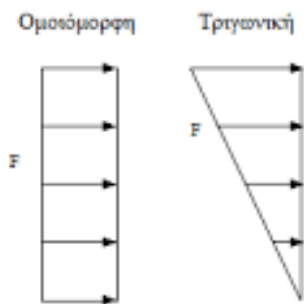
Σχήμα 5.3 Πλάκα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

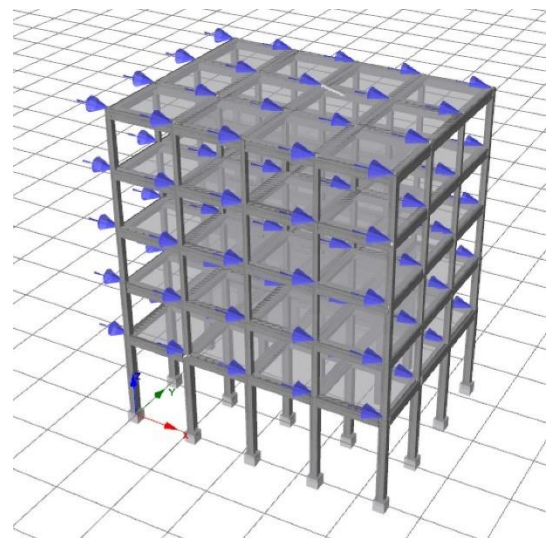
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

6.1 Εισαγωγή

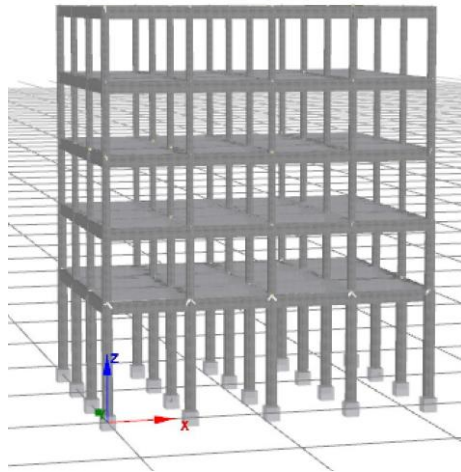
Οι ανελαστικές αναλύσεις pushover και χρονοϊστορίας πραγματοποιήθηκαν με το στατικό πρόγραμμα Seismostruct, ο φορέας σχεδιάστηκε στο Building Modeller όπου περάστηκαν τα τεχνικά χαρακτηριστικά των υλικών, οι οπλισμοί των διατομών (πλάκες, υποστυλώματα, δοκάρια) από τους ξυλότυπους του υφιστάμενου πενταώροφου κτιρίου, το οποίο είναι κατασκευής 1960 με βάση το Βασιλικό Διάταγμα του 1959. Έπειτα έτρεξαν οι αναλύσεις στο σύνολο 18 για τη διεύθυνση x, 6 για την ανελαστική στατική, ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή φορτίων (Σχήμα 6.1.α & β) για τρεις περιπτώσεις τοιχοπλήρωσης, χωρίς, με περιμετρική και πιλοτή (Σχήμα 6.1.γ,δ,ε) και άλλες 12 περιπτώσεις, για τις διαφορετικές διατάξεις τοιχοπληρώσεων, για τους σεισμούς της Αθήνας του 1999, του Αιγίου 1995, της Καλαμάτας 1986 και της Θεσσαλονίκης 1978.



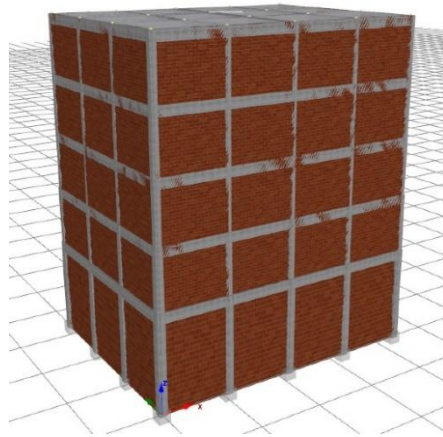
Σχήμα 6.1.α Ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή φορτίων



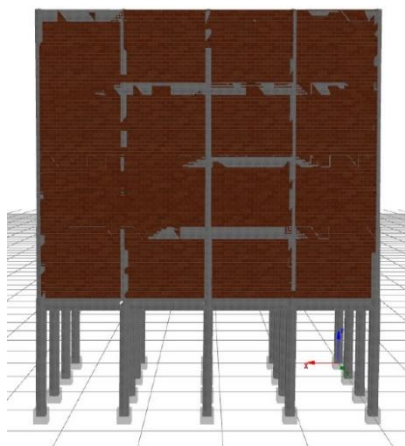
Σχήμα 6.1.β Εφαρμογή των φορτίων στη διεύθυνση x



Σχήμα 6.1.γ Υφιστάμενο Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις



Σχήμα 6.1.δ Υφιστάμενο Κτίριο περιμετρικά τοιχοπληρωμένο με μπατική τοιχοποιία



Σχήμα 6.1.ε Υφιστάμενο Κτίριο περιμετρικά τοιχοπληρωμένο με μπατική τοιχοποιία και πιλοτή

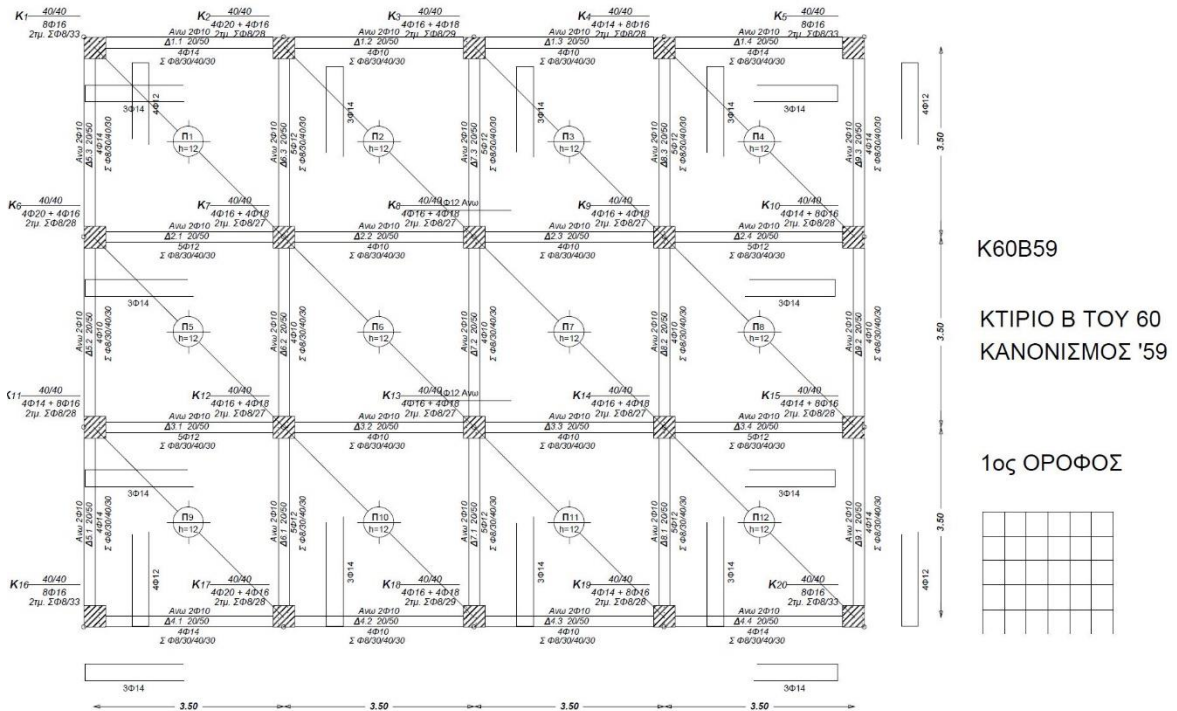
6.2 Προσομοίωση

6.2.1 Λογισμικό

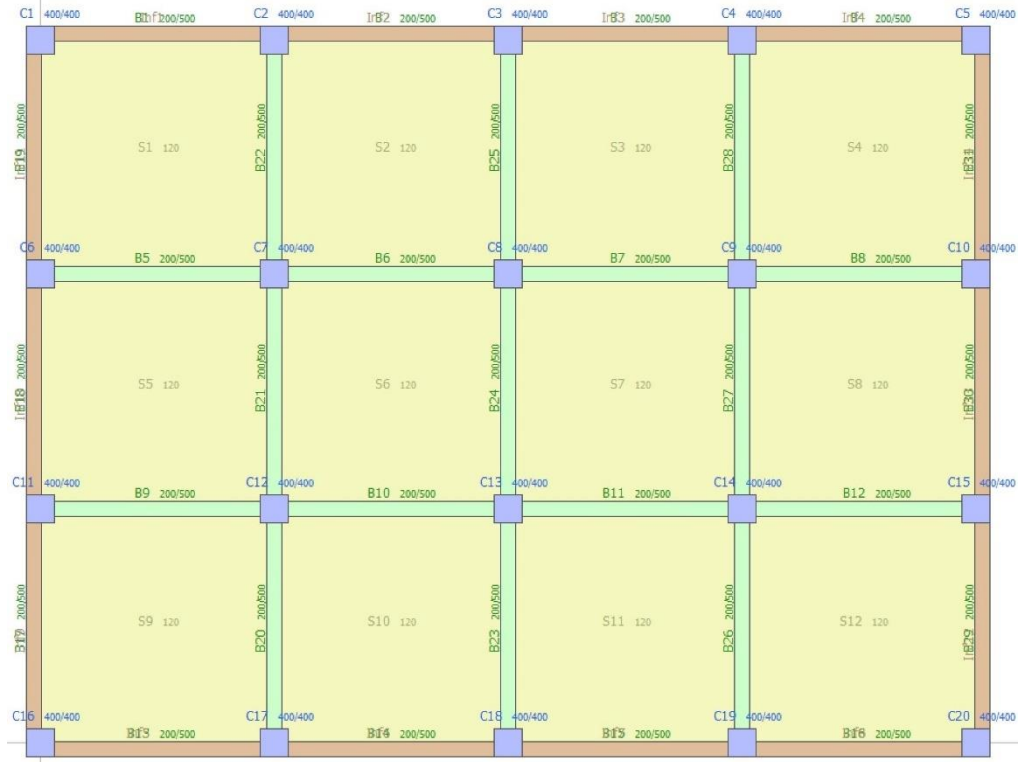
Το SeismoStruct είναι προϊόν της Seismosoft και είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ικανό να προσδιορίσει τις μετακινήσεις και τη συμπεριφορά χωρικών πλαισίων μέσω ανελαστικών στατικών και δυναμικών φορτίσεων, συνυπολογίζοντας μη γραμμικές γεωμετρίες και την ανελαστικότητα των υλικών καθώς βασίζεται στους σύγχρονους κανονισμούς. Γενικά η μεγάλη βιβλιοθήκη τεχνικών χαρακτηριστικών υλικών για σκυρόδεμα, χάλυβα, οπτόπλινθου, σύνθετα υλικά κ.α., σε συνδυασμό με τη μεγάλη αριθμητική σταθερότητα και υψηλή ακρίβεια σε συνθήκες μεγάλου υπολογιστικού φόρτου που κατέχει, το καθιστούν ικανό να εκτελέσει στατικές (δυνάμεων και μετακινήσεων) όπως και δυναμικές (επιταχύνσεων) αναλύσεις, ιδιομορφικές, μη γραμμικές στατικές υπερωθητικές, μη γραμμικές χρονοϊστορίας και δυναμικές καθώς φάσματος απόκρισης. (SeismoStruct, Verification Report, 2023).

6.2.2 Εισαγωγή φορέα στο λογισμικό

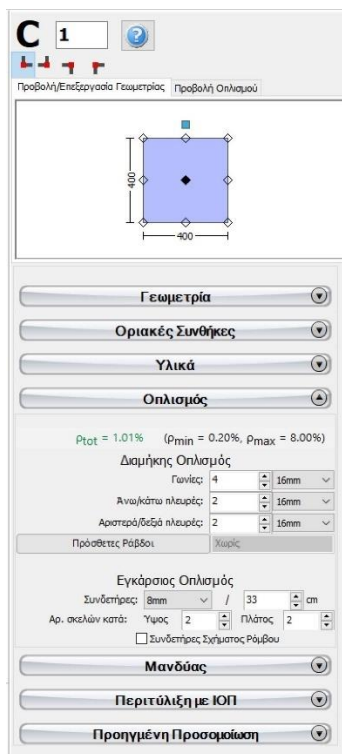
Αρχικά περάστηκε ο φορέας στο Building Modeller (Σχήμα 6.3), πρώτα η γεωμετρία του φέροντος οργανισμού, ο αριθμός των ορόφων, το ύψος κάθε στάθμης τα οποία είναι δεδομένα στη κάτοψη (Σχήμα 6.2), περνιούνται οι δοκοί (Σχήμα 6.6), τα υποστυλώματα (Σχήμα 6.4), οι πλάκες (Σχήμα 6.5) και οι τοιχοπληρώσεις (Σχήμα 6.7).



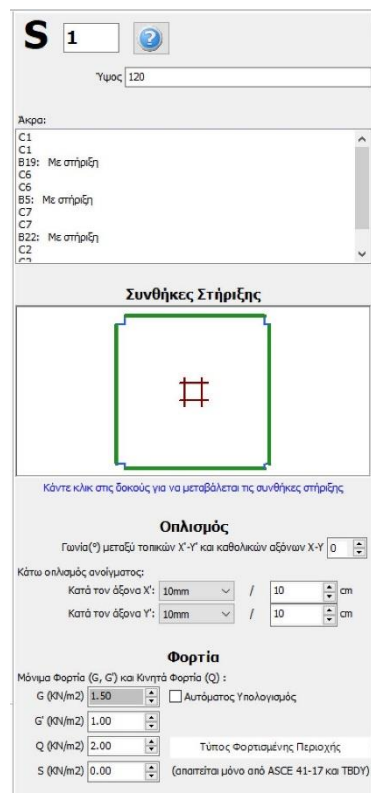
Σχήμα 6.2 Τυπικός ξυλότυπος ορόφου (1^{ος} όροφος)



Σχήμα 6.3 Εισαγωγή φέροντος οργανισμού και μη. (δοκοί, υποστύλωμα, πλάκες, τοιχοπληρώσεις)



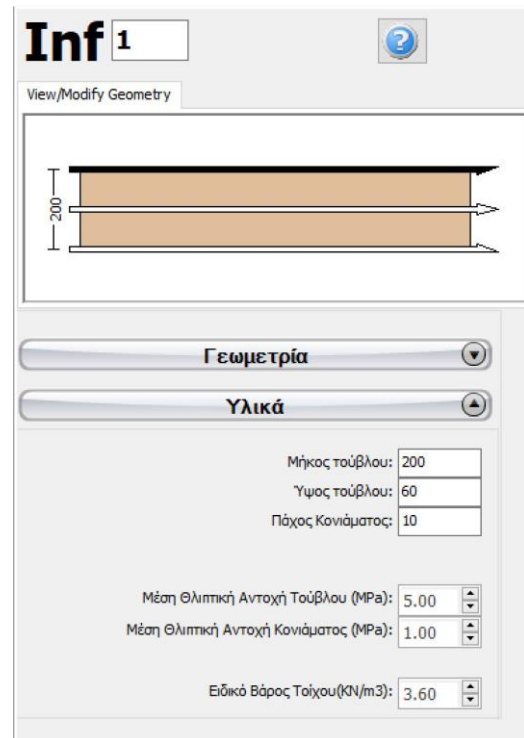
Σχήμα 6.4 Εισαγωγή στοιχείων για το υποστύλωμα



Σχήμα 6.5 Εισαγωγή στοιχείων για την πλάκα



Σχήμα 6.6 Εισαγωγή στοιχείων για τη δοκό



Σχήμα 6.7 Εισαγωγή στοιχείων για την τοιχοπλήρωση

6.3 Περιβάλλον SeismoStruct

Στο περιβάλλον αυτό μπορούν να γίνουν τροποποιήσεις του μοντέλου/φέροντα οργανισμού. Δηλαδή μέσω της καρτέλας **Υλικά** μπορούν να επιλεγθούν υλικά και οι ιδιότητές της π.χ. αντοχή σκυροδέματος, τάση διαρροής χάλυβα κλπ.

Στην καρτέλα **Διατομές** προσδιορίζονται τα υλικά και οι διαστάσεις της, ο οπλισμός της διατομής και γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής.

Τα στοιχεία που θα είναι διαθέσιμα σε ένα έργο Seismostruct ορίζονται στην ενότητα **Κατηγορίες Στοιχείων**. Οι τύποι στοιχείων χρησιμοποιούνται για τον καθορισμό κατηγοριών στοιχείων ακριβώς με τον ίδιο τρόπο που χρησιμοποιήθηκαν τύποι υλικών για τον καθορισμό υλικών ή χρησιμοποιήθηκαν τύποι ενοτήτων για τον καθορισμό ενοτήτων (Διατομές). Έτσι στην περίπτωση υλικών και τμημάτων, σε ένα έργο SeismoStruct μπορεί να υπάρχει οποιοσδήποτε αριθμός διαφορετικών κατηγοριών στοιχείων που ανήκουν στον ίδιο τύπο στοιχείου. Υπάρχουν συνολικά 16 τύποι στοιχείων που είναι χωρισμένοι σε 3 κατηγορίες **Δοκού-Υποστυλώματος**, **Τύποι Στοιχείων Συνδέσμου** και **Τύποι Στοιχείων Μάζας**.

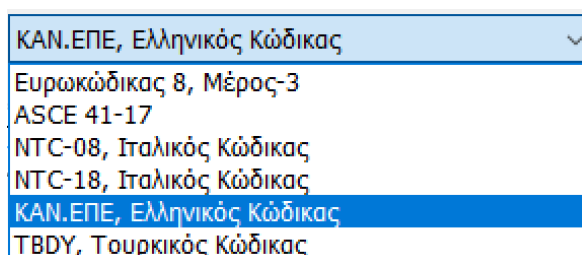
Στην καρτέλα **Κόμβοι** καθορίζονται όλοι οι κόμβοι της κατασκευής ονομαστικά, οι συντεταγμένες αλλά και ο τύπος του εκάστοτε κόμβου, δηλαδή δομικός ή μη δομικός. Ο καθορισμός της δομικής γεωμετρίας της δομής είναι μια διαδικασία τεσσάρων βημάτων.

Στη συνέχεια, η διαδικασία ολοκληρώνεται με την εκχώρηση δομικών περιορισμών στην καρτέλα **Εξωτερικές Δεσμεύσεις**, που χαρακτηρίζουν πλήρως τις οριακές συνθήκες της δομής. Παραδείγματος χάριν για τους κόμβους στο κάτω μέρος της 1^η στάθμη ορίστηκαν εξωτερικές δεσμεύσεις σε στροφές και μετακινήσεις και στις τρεις διευθύνσεις (x, y, z).

Μετά τον γεωμετρικό προσδιορισμό της κατασκευής, μπορούν να προσδιοριστούν τα φορτία μέσω της καρτέλας **Επιβαλλόμενα Φορτία**. Ανάλογα με τον τύπο της ανάλυσης που έχει επιλεγθεί, πρέπει να γίνουν και κάποιες περαιτέρω ρυθμίσεις που αφορούν τα στάδια φόρτισης (Loading Phases), τις καμπύλες χρονοϊστορίας (Time-history Curves) και τις παραμέτρους.

Η επόμενη καρτέλα είναι έχει το όνομα **Φάσεις Φόρτισης**. Στην καρτέλα αυτή ορίζεται συγκεκριμένος αριθμός βημάτων με τον οποίο θα τρέξει η ανάλυση, καθώς και τη μέγιστη μετακίνηση. Στην συγκεκριμένη ανάλυση έχουν επιλεγθεί 50 βήματα.

Η **Στοχευόμενη Μετακίνηση** είναι μια καρτέλα στην οποία υπάρχει η επιλογή του υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης. Στην περίπτωση που επιλεγθεί αυτό, το πρόγραμμα εκτελεί πρώτα μια ιδιομορφική ανάλυση και έπειτα, την υπερωθητική ανάλυση (pushover analysis). Προκειμένου, να υπολογισθεί η στοχευόμενη μετακίνηση πρέπει πρώτα να επιλεγθούν κάποιες παράμετροι, δηλαδή ποιος κανονισμός θα ληφθεί υπόψιν, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022 στην τρέχουσα ανάλυση (Σχήμα 6.8), ποιον κόμβο ελέγχου, διεύθυνση φόρτισης αλλά και αριθμός ορόφων. Στην υποκαρτέλα **Στόχοι Επιτελεστικότητας** (Σχήμα 6.9) επιλέχθηκαν σαν στόχοι η *B1* (Σημαντικές βλάβες) και *A2* (Περιορισμένες βλάβες), με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός των 50 ετών 10% και 30% αντίστοιχα.



Σχήμα 6.8 Επιλογή Κανονισμού για τη στοχευόμενη μετακίνηση

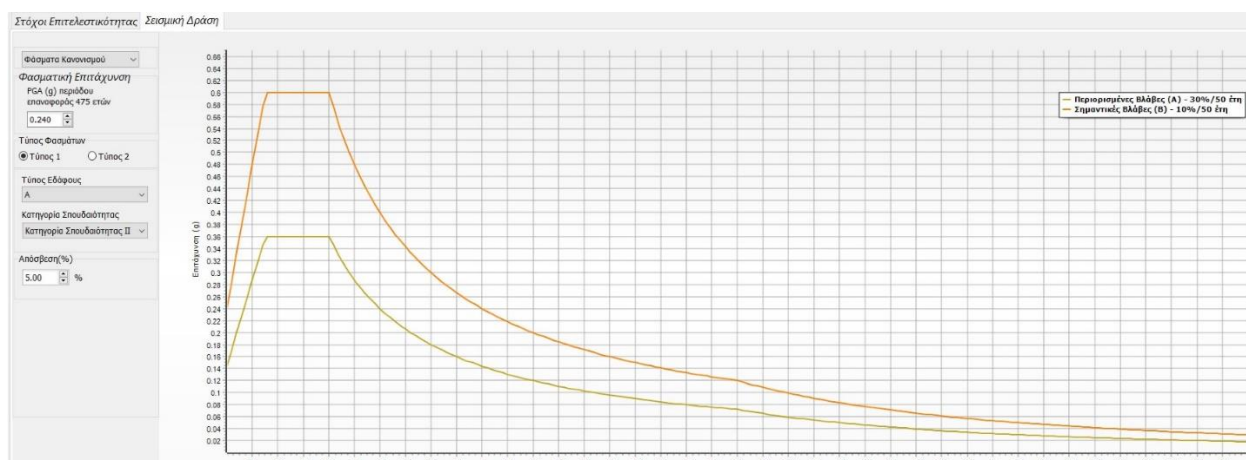
Στόχοι Επιτελεστικότητας Επιλογή ενός ή περισσότερων στόχων ετ

Greek Interventions Code. Table 2-1: Assessment or Redesign Objectives

Πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός ενός κύκλου συμβατικής ζωής 50 ετών	Στάθμη επιτελ. φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
2%	<input type="checkbox"/> A0	<input type="checkbox"/> B0	<input type="checkbox"/> C0
5%	<input type="checkbox"/> A1+	<input type="checkbox"/> B1+	<input type="checkbox"/> C1+
10%	<input type="checkbox"/> A1	<input checked="" type="checkbox"/> B1	<input type="checkbox"/> C1
20%	<input type="checkbox"/> A2+	<input type="checkbox"/> B2+	<input type="checkbox"/> C2+
30%	<input checked="" type="checkbox"/> A2	<input type="checkbox"/> B2	<input type="checkbox"/> C2
50%	<input type="checkbox"/> A3+	<input type="checkbox"/> B3+	<input type="checkbox"/> C3+
70%	<input type="checkbox"/> A3	<input type="checkbox"/> B3	<input type="checkbox"/> C3
90%	<input type="checkbox"/> A4+	<input type="checkbox"/> B4+	<input type="checkbox"/> C4+
>90%	<input type="checkbox"/> A4	<input type="checkbox"/> B4	<input type="checkbox"/> C4

Σχήμα 6.9 Επιλογή Στάθμης Επιτελεστικότητας

Η επόμενη υποκαρτέλα είναι η **Σεισμική Δράση** (Σχήμα 6.10), όπου επιλέγουμε τύπο φάσματος, τύπο εδάφους (τύπος Β), κατηγορία σπουδαιότητας (κατ. ΙΙ) και απόσβεση (=5%)



Σχήμα 6.10 Φάσματα κανονισμού Επιτάχυνσης – Ιδιοπερίοδου

Στην καρτέλα Έλεγχι βάσει κανονισμού επιλέγουμε πάλι τον κανονισμό που θα εφαρμόσουμε για τη στοχευόμενη μετακίνηση, ελέγχουμε τους συντελεστές ασφαλείας και επιλέγουμε τη στάθμη αξιοπιστίας, στην περίπτωση που αναλύθηκε επιλέχθηκε Ικανοποιητική Σ.Α.Δ. (Σχήμα 6.11)

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων

Επιλογή Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων (DRL), με βάση τα διαθέσιμα δεδομένα της κατασκευής

	Ανεκτή ΣΑΔ	Ικανοποιητική ΣΑΔ	Υψηλή ΣΑΔ
Γεωμετρία	Από τα αρχικά κατασκευαστικά σχέδια με δειγματοληπτική οπτική έρευνα ή από πλήρη έρευνα	Από τα αρχικά κατασκευαστικά σχέδια με δειγματοληπτική οπτική έρευνα ή από πλήρη έρευνα	Από τα αρχικά κατασκευαστικά σχέδια με δειγματοληπτική οπτική έρευνα ή από πλήρη έρευνα
Λεπτομέρειες	Προσομοίωση σχεδιασμού σύμφωνα με τη σχετική πρακτική και από περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση	Από μη ολοκληρωμένα λεπτομερή αρχικά κατασκευαστικά σχέδια με περιορισμένη ή εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση	Από λεπτομερή αρχικά κατασκευαστικά σχέδια με περιορισμένη ή εκτεταμένη επιθεώρηση
Υλικά	Τυπικές τιμές σύμφωνα με τις προδιαγραφές της εποχής της κατασκευής και από περιορισμένους επί τόπου	Από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού με περιορισμένους ή εκτεταμένους επί τόπου ελέγχους	Από τις τεχνικές εκθέσεις των αρχικών δοκιμών με περιορισμένους ή εκτεταμένους επί τόπου ελέγχους

Εντόξει
Δκύρωση

Σχήμα 6.11 Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων

Στην καρτέλα **Κριτήρια Επιτελεστικότητα** υπάρχει η επιλογή πλαισιακών και μη στοιχείων, στην περίπτωση μας ήταν όλα πλαισιακά στοιχεία και τα κριτήρια που επιλέχθηκαν είναι για *Διαρροή*, *Στροφή Χορδής*, *Διάτμηση* και *Κάμψη* για δοκούς και υποστυλώματα, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Αφού ολοκληρώθηκαν όλα τα παραπάνω βήματα στη συνέχεια μέσω του **Επεξεργαστή** το πρόγραμμα έτρεξε τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις.

Για τις δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις ακολουθήθηκαν τα ίδια βήματα, μόνο που επιλέχθηκε **Δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας** (Σχήμα 6.12) και στη καρτέλα **Καμπύλες χρονοϊστορίας** εισήχθησαν οι σεισμοί από τις καταγραφές των επιταχυνσιογράφων, συγκεκριμένα για τους σεισμούς της Αθήνας 1999, Αίγιο 1995, Καλαμάτα 1986, Θεσσαλονίκη 1978, το όνομα της καμπύλης και τέλος επιλέχθηκε η *έναρξη και το τέλος σταδίου της ανάλυσης, τα συνολικά βήματα και το χρονικά βήματα dt*.

The screenshot shows two main sections of the software interface:

Καμπύλες Φόρτισης (Load Curves):

- Buttons on the left: Φόρτιση (selected), Πολλαπλή Φόρτιση, Δημιουργία, Προβολή, Διαγραφή, Βοήθεια, <<
- Table with columns: Όνομα Καμπύλης, Τύπος Καμπύ..., Περιγραφή, Τιμές
- Row 1: αν1, Από_Αρχείο, A299-1LONG.AT2, 0.005 -0.0009361...

Στάδια Χρονοϊστορίας (Time History Stages):

- Buttons on the left: Προσθήκη, Επεξεργασία, Διαγραφή, Βοήθεια
- Table with columns: Έναρξη Σταδίου, Τέλος Σταδίου, Βήματα, Χρονικό Βήμα dt
- Row 1: 0.00, 28.50, 5700, 0.005

Σχήμα 6.12 Καμπύλες φόρτισης

Στην καρτέλα **Επιβαλλόμενα Φορτία** (Σχήμα 6.13) επιλέχθηκαν οι κόμβοι που εφαρμόστηκαν τα φορτία (όλοι κάτω κόμβοι της 1^{ης} στάθμης), το είδος (δυναμικά), η διεύθυνση (χ-διεύθυνση), ο τύπος (επιτάχυνση επιλέχθηκε), η τιμή της επιτάχυνσης της βαρύτητας και το όνομα του επιταχυνσιογραφήματος.

Επικόμβια Φορτία

Προσθήκη

Επεξεργασία

Διαγραφή

Προσαύξηση

Βοήθεια

Κατηγορία	Όνομα Κόμ...	Διεύθυνση	Τύπος	Τιμή	Όνομα Καμ...
Δυναμικό Φορτί...	n1_C1low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C2low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C3low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C4low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C5low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C6low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C7low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C8low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C9low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C10low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C11low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C12low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C13low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C14low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C15low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C16low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C17low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C18low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C19low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1
Δυναμικό Φορτί...	n1_C20low	x	επιτάχυνση	9.81	cnv1

Σχήμα 6.13 Ορισμός επικόμβιων φορτίων

Έπειτα αφού ολοκληρώθηκε και αυτό το στάδιο έτρεξαν οι αναλύσεις για τις δυναμικές φορτίσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

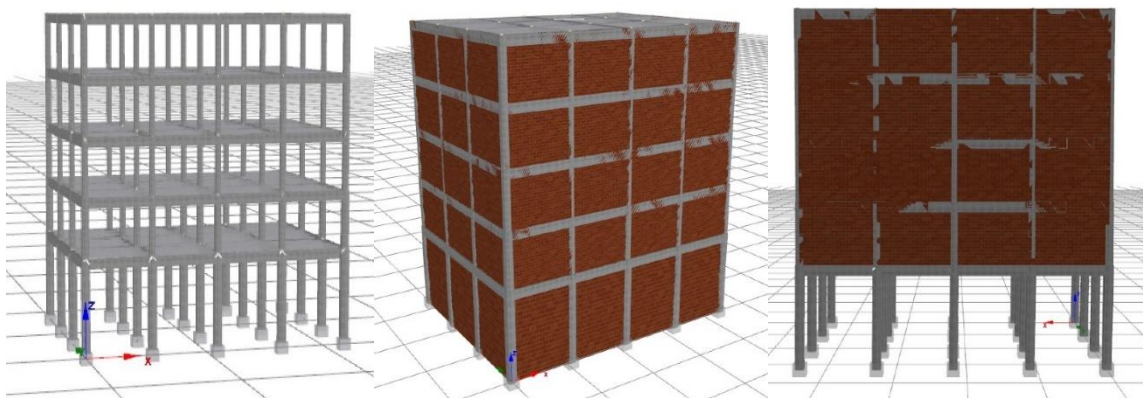
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

7.1 Περίληψη

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς του υφιστάμενου κτιρίου έγιναν συνολικά 18 αναλύσεις για τη διεύθυνση x, 6 για την ανελαστική στατική, ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή φορτίων για τρεις περιπτώσεις τοιχοπλήρωσης, χωρίς, με περιμετρική και πιλοτή και άλλες 12 περιπτώσεις, για τις διαφορετικές διατάξεις τοιχοπληρώσεων, για τους σεισμούς της Αθήνας του 1999, του Αιγίου, της Καλαμάτας 1986 και της Θεσσαλονίκης 1978. Αρχικά παρουσιάζονται οι ιδιομορφικές αναλύσεις, ύστερα οι υπερωθητικές και τέλος οι δυναμικές. Για κάθε περίπτωση ανελαστικής στατικής ανάλυσης παρουσιάζεται η στοχευόμενη μετακίνηση στο διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής, αλλά και οι παραμορφωμένη κατάσταση για στάθμη επιτελεστικότητας B1 καθώς, οι στάθμες επιτελεστικότητας και με τις αντίστοιχες στοχευόμενες μετακινήσεις και σχολιάζονται τα σε κάθε περίπτωση οι βλάβες από την παραμορφωμένη κατάσταση.

7.2 Αποτελέσματα Ιδιομορφικών Αναλύσεων

Οι πρώτες αναλύσεις που έγιναν είναι οι ιδιομορφικές αναλύσεις με τις οποίες προσδιορίζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές του κτιρίου, καθώς και το ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιεί η κάθε ιδιομορφή. Ο φορέας αναλύθηκε για τις τρεις διατάξεις τοιχοπλήρωσης, χωρίς, περιμετρική και πιλοτή (Σχήμα 7.1) και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες (Πίνακες 7.1-7.3)



Σχήμα 7.1 Διατάξεις τοιχοπληρώσεων (χωρίς - περιμετρική – πιλοτή)

Πίνακας 7.1 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων για το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις

ΠΕΡΙΟΔΟΙ ΚΑΙ ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ			
Ιδιομ.	Περίοδος	Συχνότητα	Γωνιακή Συχνότητα
	(sec)	(Hertz)	(rad/sec)
1	0.92886006	1.07658844	6.76440468
2	0.92242599	1.08409781	6.81158743
3	0.85226784	1.17334007	7.37231307
4	0.31185573	3.206611	20.14773111
5	0.31101688	3.21525959	20.20207184
6	0.2827376	3.53684836	22.22267365
7	0.20512015	4.87519138	30.63173082
8	0.20391053	4.90411165	30.81344226
9	0.18705778	5.34594182	33.58954312
10	0.15784	6.33552984	39.807308

Πίνακας 7.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων για το κτίριο με περιμετρική τοιχοπήρωση

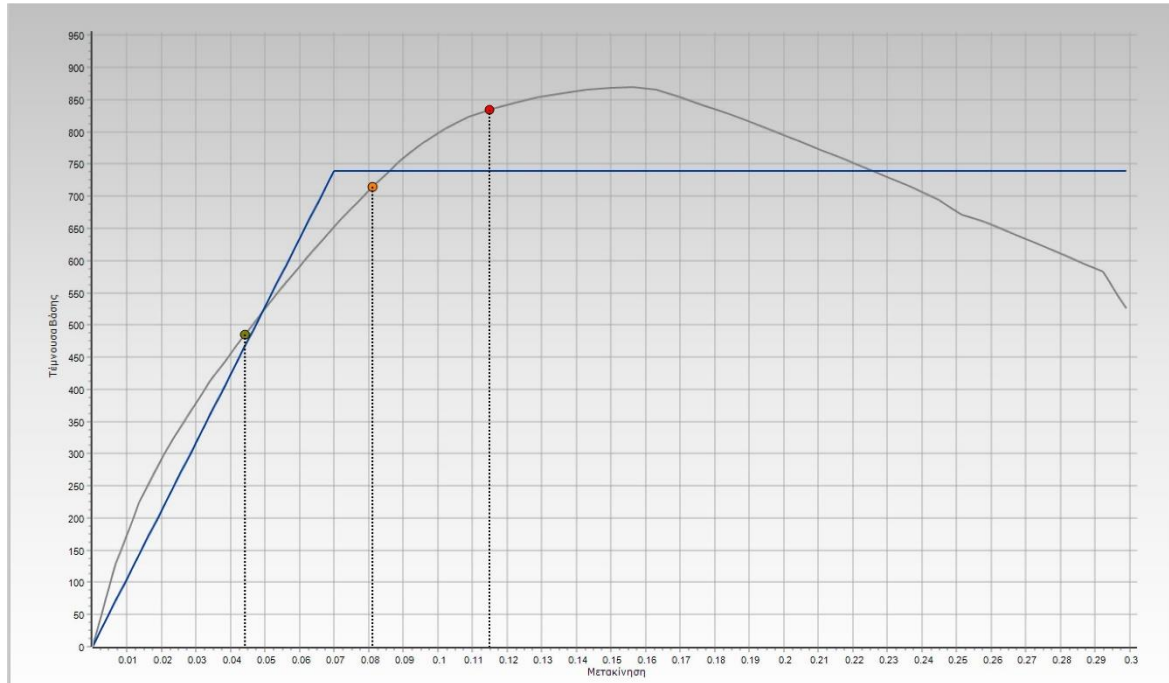
ΠΕΡΙΟΔΟΙ ΚΑΙ ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ			
Ιδιομ.	Περίοδος	Συχνότητα	Γωνιακή Συχνότητα
	(sec)	(Hertz)	(rad/sec)
1	0.35667157	2.80369977	17.61616522
2	0.31571576	3.16740601	19.90139891
3	0.24001845	4.16634631	26.17792591
4	0.1161836	8.60706688	54.07979617
5	0.1027433	9.73299518	61.15421231
6	0.07972847	12.54257081	78.80729665
7	0.07867675	12.71023571	79.86076626
8	0.0777838	12.85614723	80.7775554
9	0.07352138	13.60148614	85.46065789
10	0.0730031	13.69804857	86.0673775

Πίνακας 7.3 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων για το κτίριο με πιλοτή

ΠΕΡΙΟΔΟΙ ΚΑΙ ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ			
Ιδιομ.	Περίοδος	Συχνότητα	Γωνιακή Συχνότητα
	(sec)	(Hertz)	(rad/sec)
1	0.62479153	1.60053386	10.05645082
2	0.61216492	1.63354671	10.2638767
3	0.5622638	1.77852461	11.17479968
4	0.14714468	6.79603246	42.70073131
5	0.13191624	7.58056757	47.63011077
6	0.10218025	9.78662742	61.49119361
7	0.083754	11.93972787	75.01952274
8	0.079852	12.52316852	78.68538844
9	0.07484628	13.36071725	83.94786234
10	0.0686107	14.5749868	91.57734291

7.3 Αποτελέσματα Ανελαστικών Στατικών Αναλύσεων

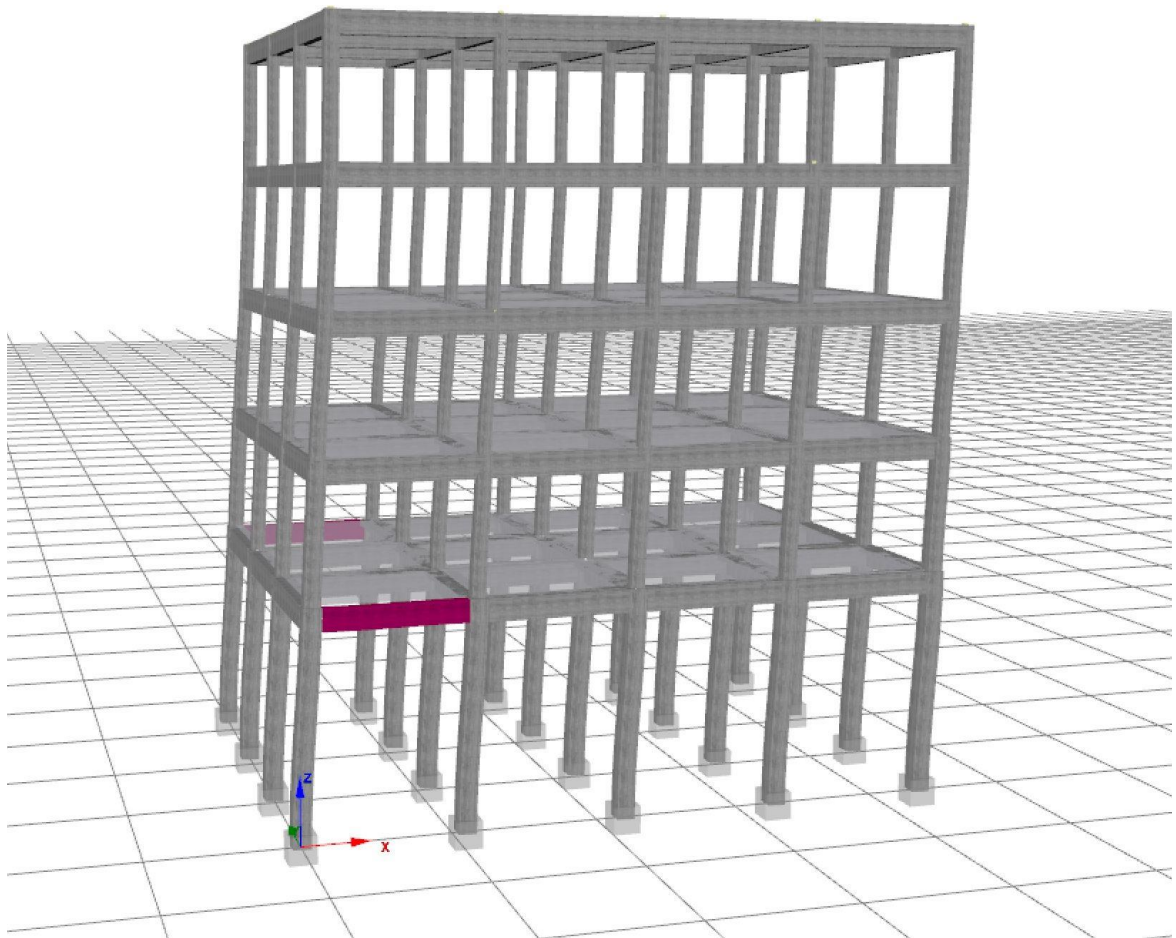
1^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πενταώροφο χωρίς τοίχους, μέθοδος ανάλυσης Pushover με ομοιόμορφη φόρτιση στη x διεύθυνση.



Σχήμα 7.2 Καμπύλη Αντίστασης και Στοχευόμενη Μετακίνηση (kN-m)

Πίνακας 7.4 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεσματικότητας

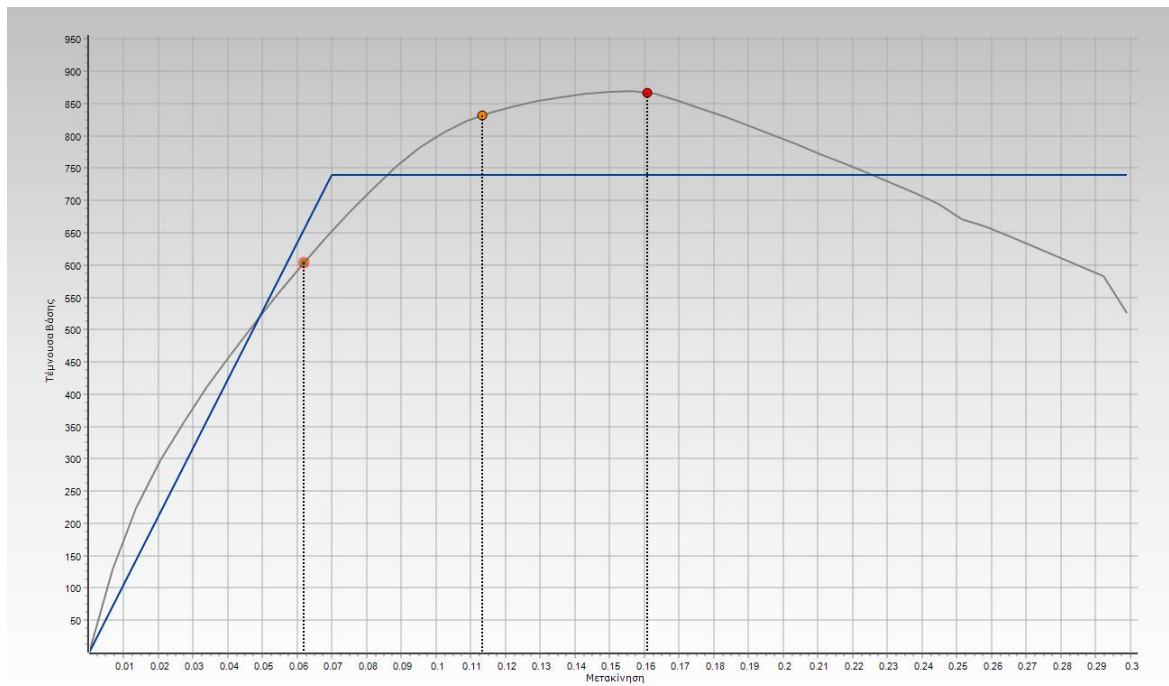
Στάθμη επιτελεσματικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0.04358282
Σημαντικές Βλάβες	0.07990184
Οιονεί Κατάρρευση	0.11331534



Σχήμα 7.3 Παραμορφωμένη κατάσταση για στάθμη επιτελεστικότητας SD

Παρατηρείται ότι το κτίριο (Σχήμα 7.3) για στάθμη επιτελεστικότητας SD η στοχευόμενη μετακίνηση είναι ίση με 8 cm (πίνακας 7.4), με μωβ χρώμα αστόχησαν σε διάτμηση τα δοκάρια της 1^η στάθμης.

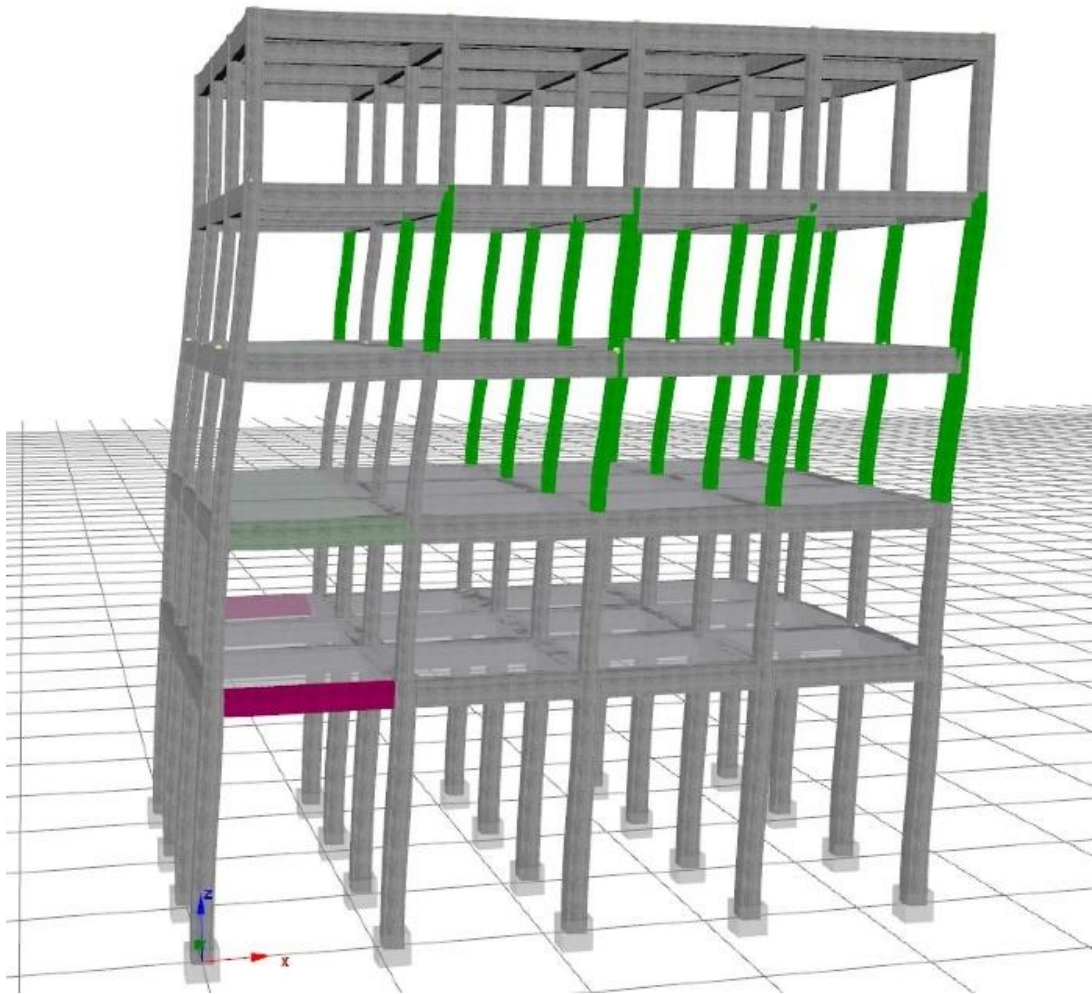
2^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πεντάωροφο χωρίς τοίχους, μέθοδος ανάλυσης Pushover με τριγωνική φόρτιση στη x διεύθυνση.



Σχήμα 7.4 Καμπύλη Αντίστασης και Στοχευόμενη Μετακίνηση (kN-m)

Πίνακας 7.5 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας

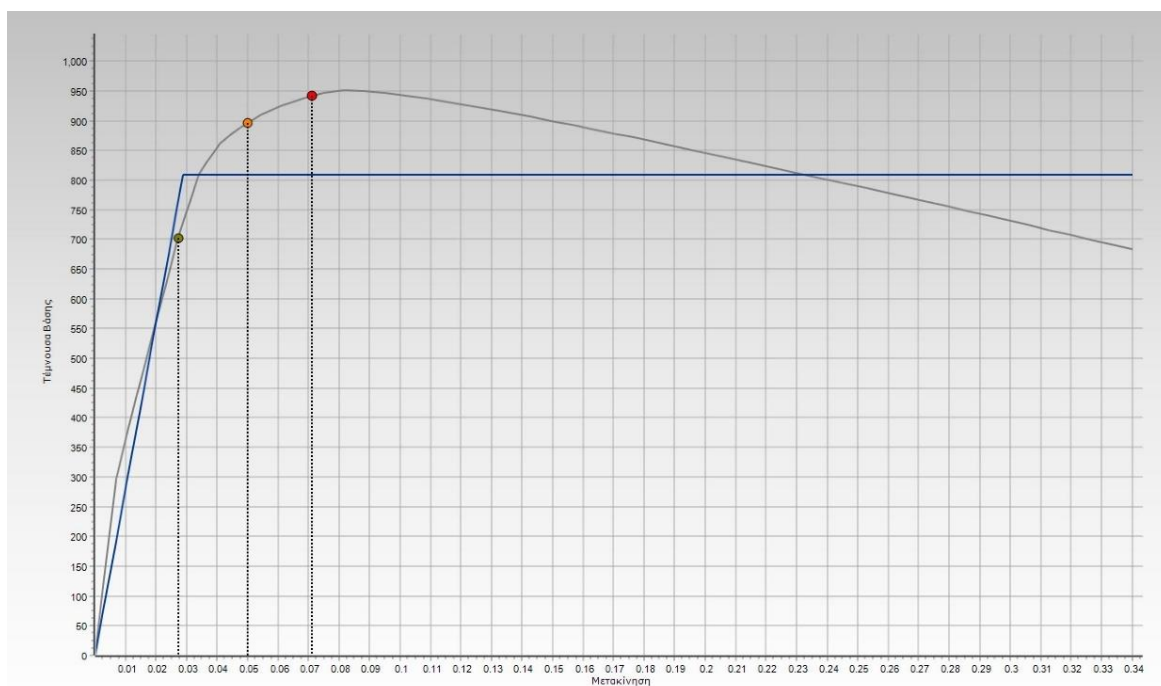
Στάθμη επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0.061851
Σημαντικές Βλάβες	0.1133935
Οιονεί Κατάρρευση	0.1608125



Σχήμα 7.5 Παραμορφωμένη κατάσταση για στάθμη επιτελεστικότητας SD

Παρατηρείται ότι το κτίριο (Σχήμα 7.5) για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD η στοχευόμενη μετακίνηση είναι ίση με 11.3 cm (πίνακας 7.5), με μωβ χρώμα αστόχησαν σε διάτμηση τα δοκάρια της 1^η στάθμης και με πράσινο διέρρευσαν οι δοκοί της 3^{ης} και 4^{ης} στάθμης. Τα υποστυλώματα με πράσινο χρώμα τις 3^{ης} και 4^{ης} στάθμης διέρρευσαν.

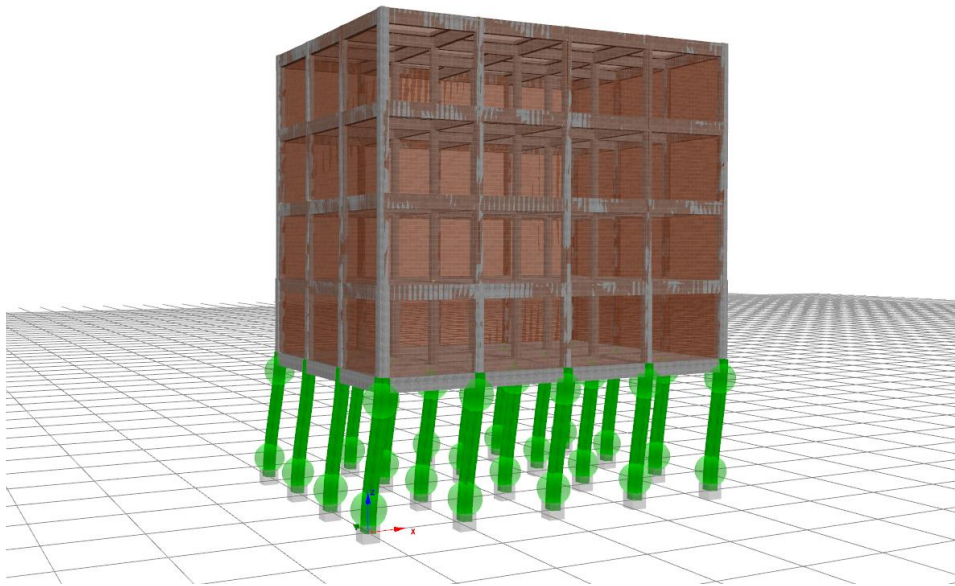
3^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πεντάωροφο με πυλωτή, μέθοδος ανάλυσης Pushover με ομοιόμορφη φόρτιση στη x διεύθυνση.



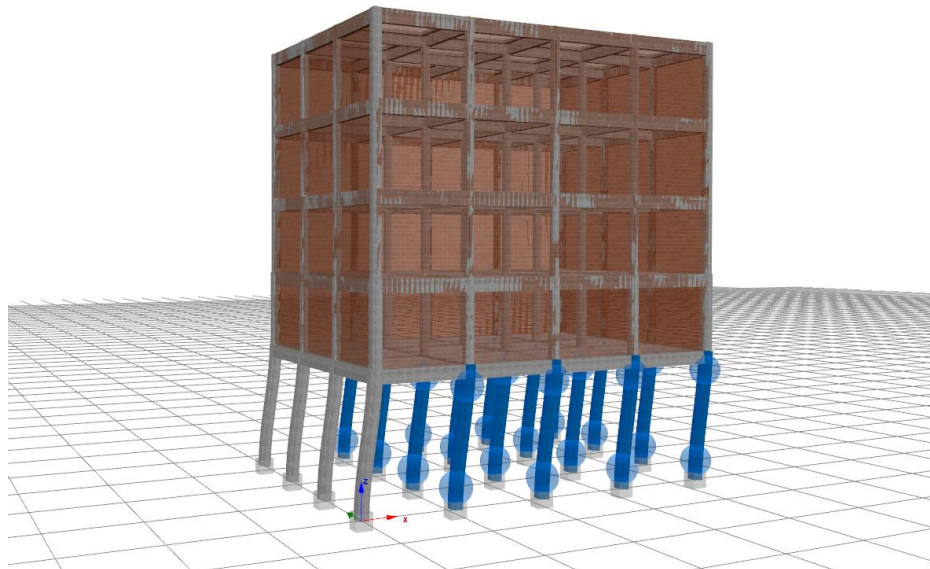
Σχήμα 7.6 Καμπύλη Αντίστασης και Στοχευόμενη Μετακίνηση (kN-m)

Πίνακας 7.6 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0.02733674
Σημαντικές Βλάβες	0.05011736
Οιονεί Κατάρρευση	0.07107553



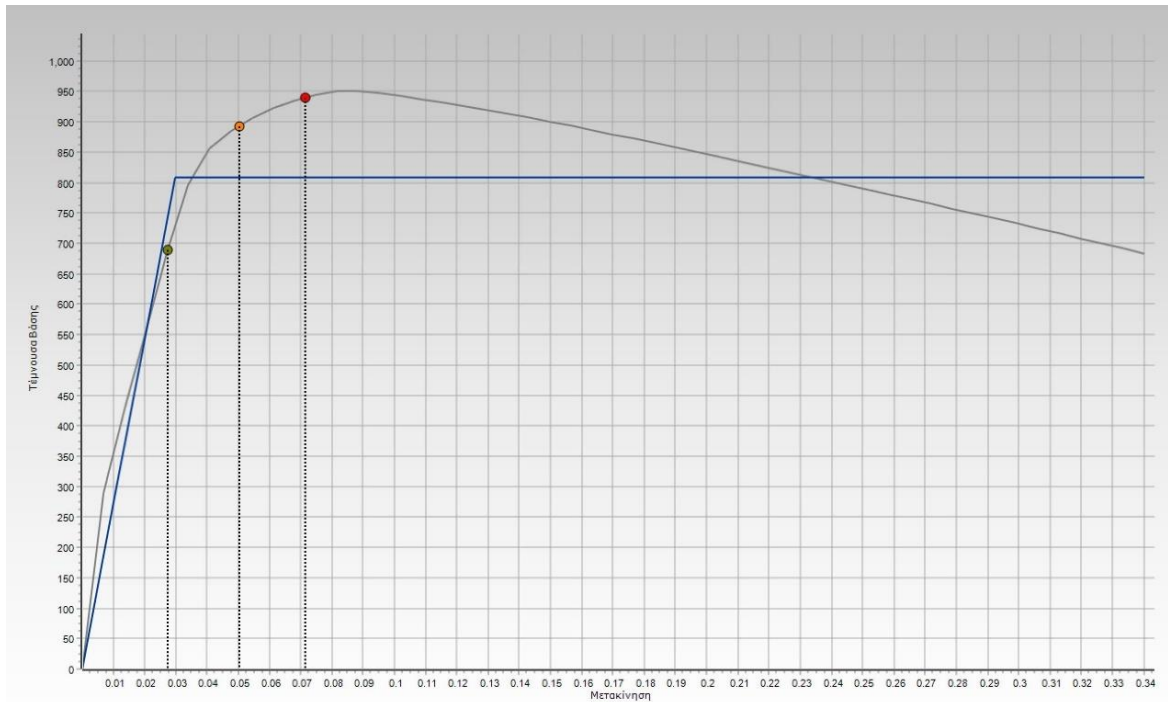
Σχήμα 7.7 Παραμορφωμένο κτίριο για στάθμη επιτελεστικότητας SD



Σχήμα 7.8 Παραμορφωμένο κτίριο για στάθμη επιτελεστικότητας SD

Παρατηρείται ότι το κτίριο (Σχήμα 7.7 & 7.8) για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD η στοχευόμενη μετακίνηση είναι ίση με 5 cm (πίνακας 7.6), σχεδόν όλα τα υποστυλώματα του ισόγειου ορόφου αστόχησαν κάμψη αφού διέρρευσαν όλα. Επίσης στα σημεία με κυκλάκι φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν.

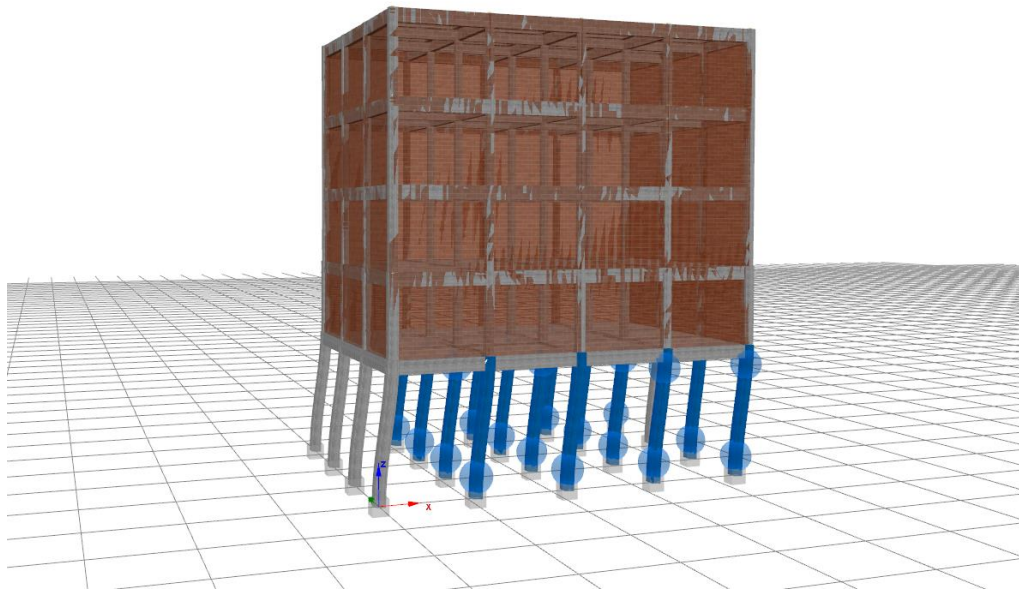
4^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πενταώροφο με πυλωτή, μέθοδος ανάλυσης Pushover με τριγωνική φόρτιση στη x διεύθυνση.



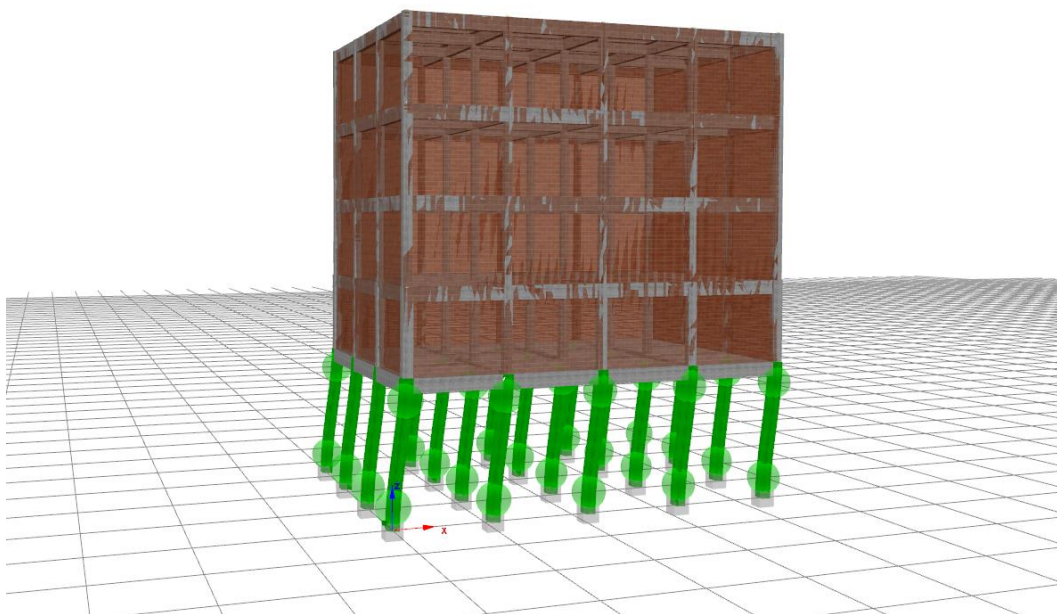
Σχήμα 7.9 Καμπύλη Αντίστασης και Στοχευόμενη Μετακίνηση (kN-m)

Πίνακας 7.7 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0.02741685
Σημαντικές Βλάβες	0.05026422
Οιονεί Κατάρρευση	0.0712838



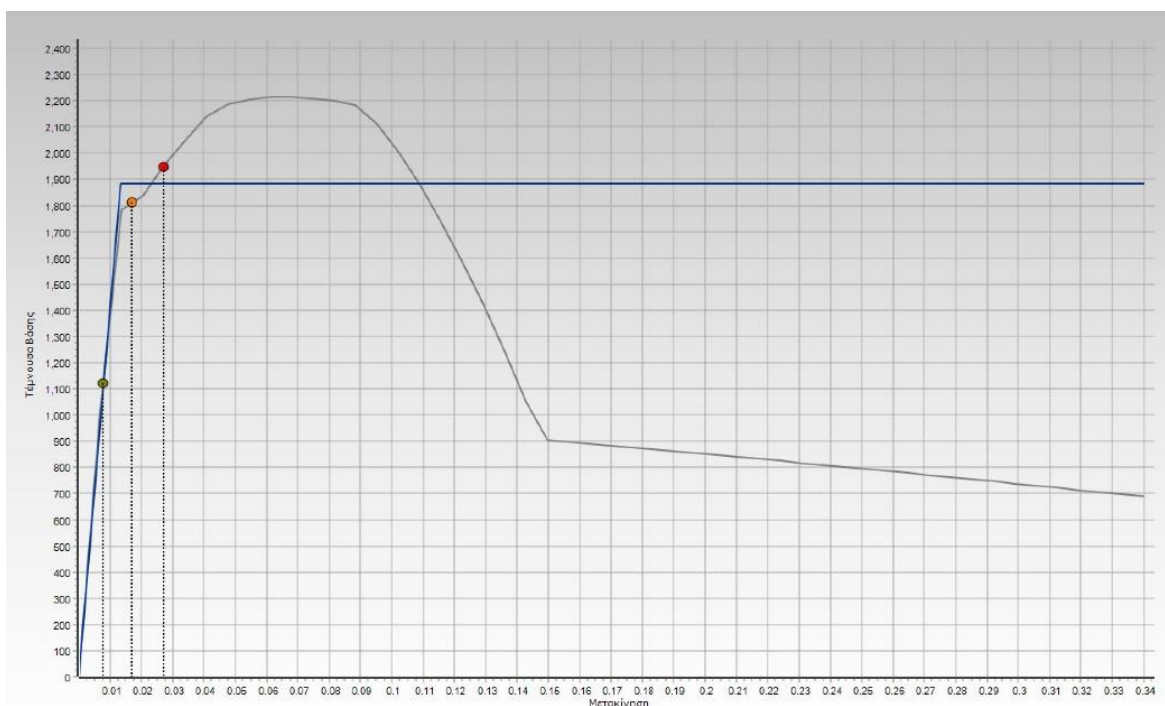
Σχήμα 7.10 Παραμορφωμένο κτίριο για στάθμη επιτελεστικότητας SD



Σχήμα 7.11 Παραμορφωμένο κτίριο για στάθμη επιτελεστικότητας SD

Παρατηρείται ότι το κτίριο (Σχήμα 7.10 & 7.11) για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD η στοχευόμενη μετακίνηση είναι ίση με 5 cm (πίνακας 7.7), σχεδόν όλα τα υποστυλώματα του ισόγειου ορόφου αστόχησαν κάμψη αφού διέρρευσαν όλα. Επίσης στα σημεία με κυκλάκι φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν.

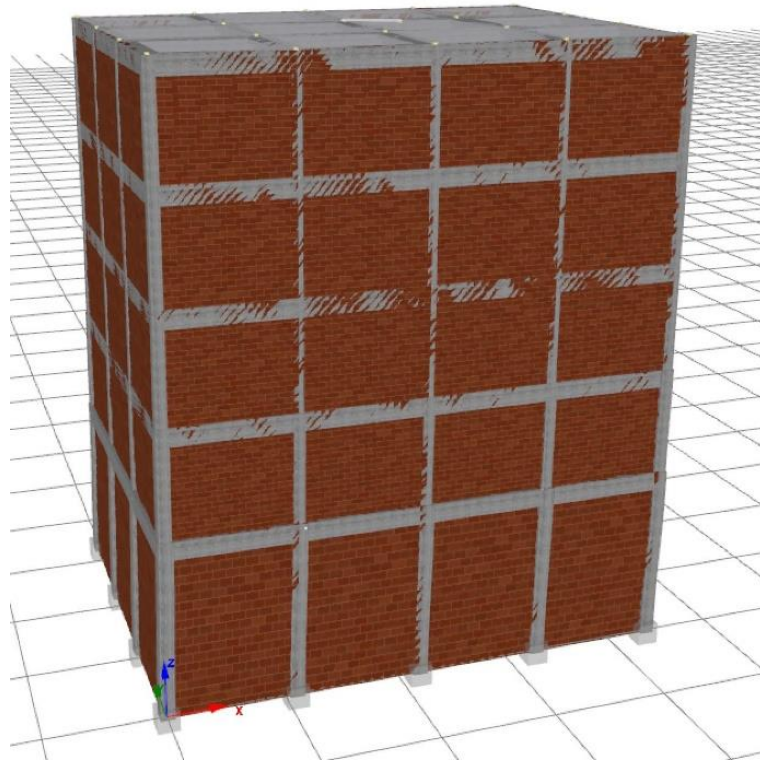
5^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πενταώροφο με περιμετρική τοιχοπλήρωση, μέθοδος ανάλυσης Pushover με ομοιόμορφη φόρτιση στη x διεύθυνση.



Σχήμα 7.12 Καμπύλη Αντίστασης και Στοχευόμενη Μετακίνηση (kN-m)

Πίνακας 7.8 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας

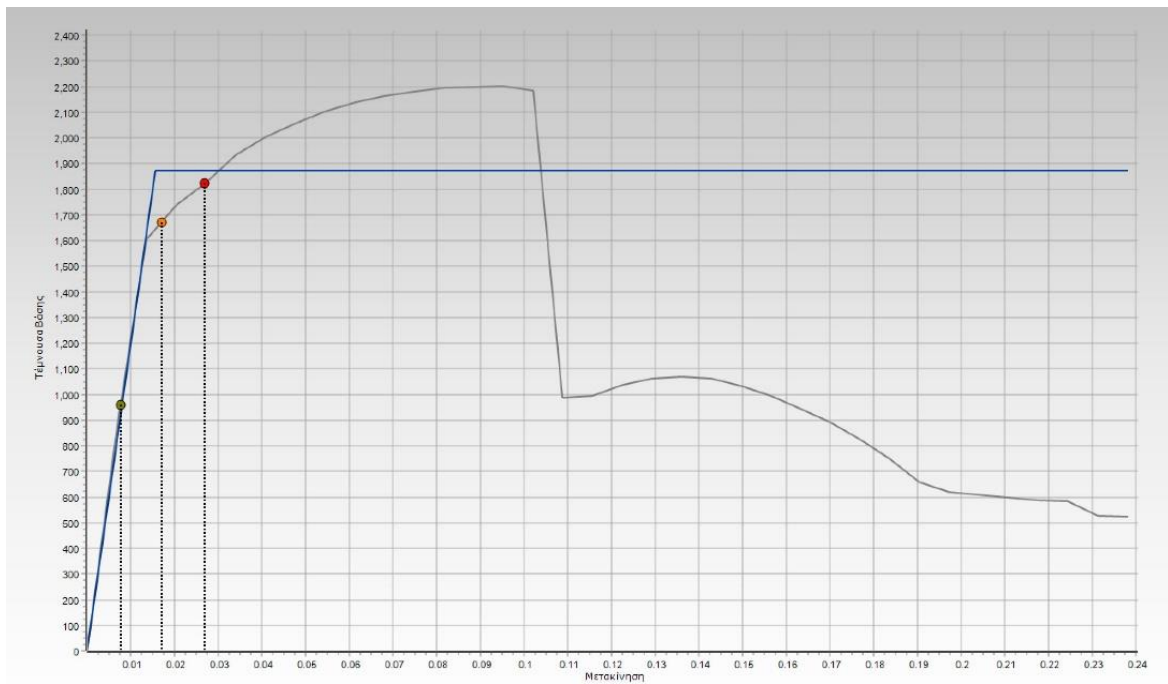
Στάθμη επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0.00769171
Σημαντικές Βλάβες	0.01710297
Οιονεί Κατάρρευση	0.02696149



Σχήμα 7.13 Παραμορφωμένο κτίριο για στάθμη επιτελεστικότητας SD

Παρατηρείται ότι το κτίριο (Σχήμα 7.13) για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD η στοχευόμενη μετακίνηση είναι περίπου ίση με 2 cm (πίνακας 7.8) και δεν παρατηρήθηκε κάποια βλάβη στο φέροντα οργανισμό.

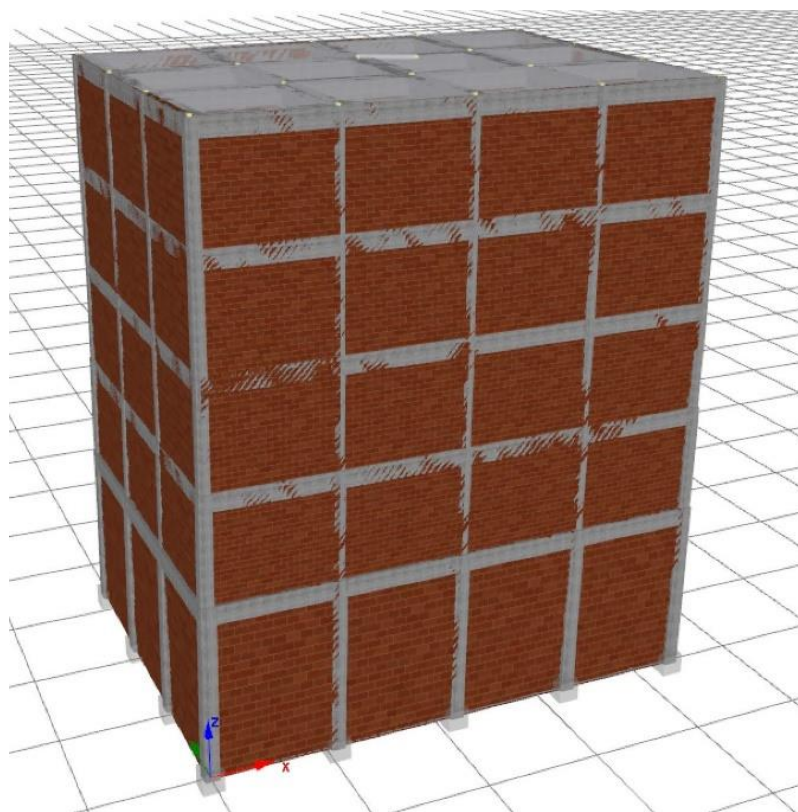
6^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πενταώροφο με περιμετρική τοιχοπλήρωση, μέθοδος ανάλυσης Pushover με τριγωνική φόρτιση στη x διεύθυνση.



Σχήμα 7.14 Καμπύλη Αντίστασης και Στοχευόμενη Μετακίνηση (kN-m)

Πίνακας 7.9 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0.00760854
Σημαντικές Βλάβες	0.01699597
Οιονεί Κατάρρευση	0.02681192

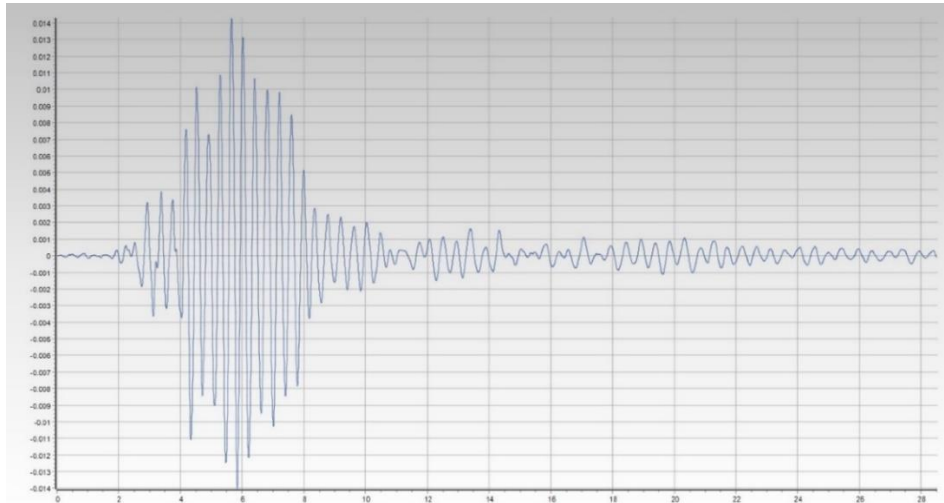


Σχήμα 7.15 Παραμορφωμένο κτίριο για στάθμη επιτελεσματικότητας SD

Παρατηρείται ότι το κτίριο (Σχήμα 7.15) για τη στάθμη επιτελεσματικότητας SD η στοχευόμενη μετακίνηση είναι περίπου ίση με 2 cm (πίνακας 7.9) και δεν παρατηρήθηκε κάποια βλάβη στο φέροντα οργανισμό.

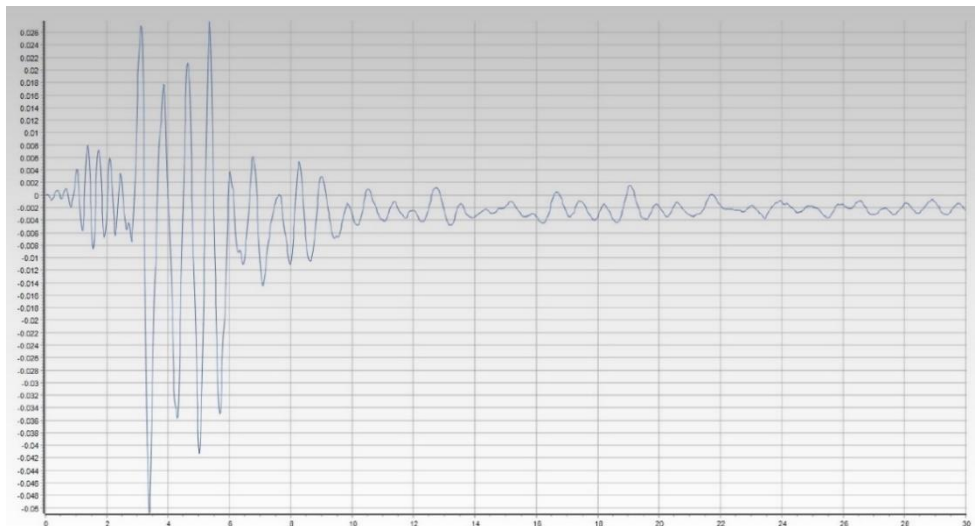
7.4 Αποτελέσματα Ανελαστικών Δυναμικών Αναλύσεων

7^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πεντάωροφο με περιμετρική τοιχοπλήρωση, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1999 στην Αθήνα.



Σχήμα 7.16 Διάγραμμα μετακίνησης οροφής-χρόνου (m-s) για το σεισμό της Αθήνας 1999

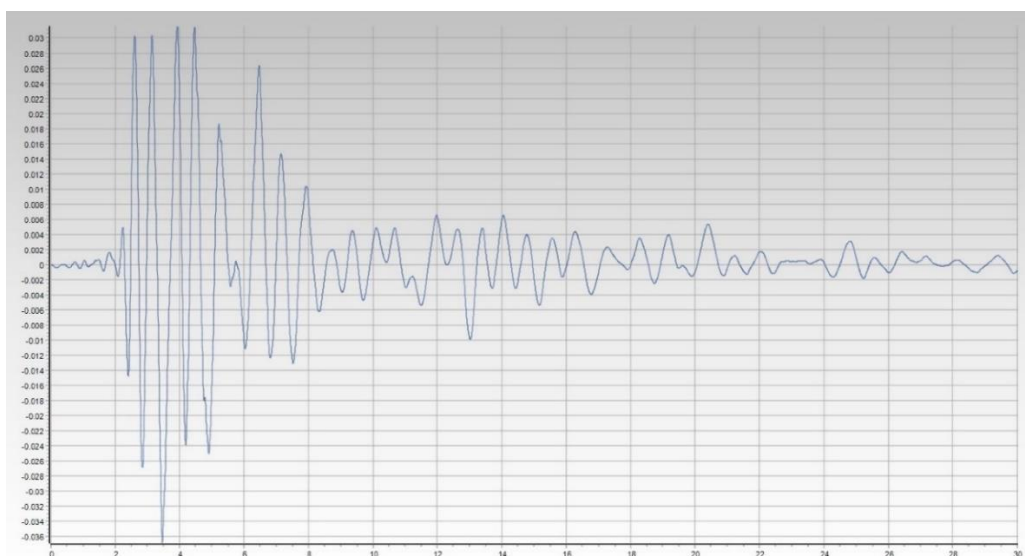
8^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πεντάωροφο με περιμετρική τοιχοπλήρωση, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1995 στο Αίγιο.



Σχήμα 7.17 Διάγραμμα μετακίνησης οροφής-χρόνου (m-s) το σεισμό του Αιγίου 1995

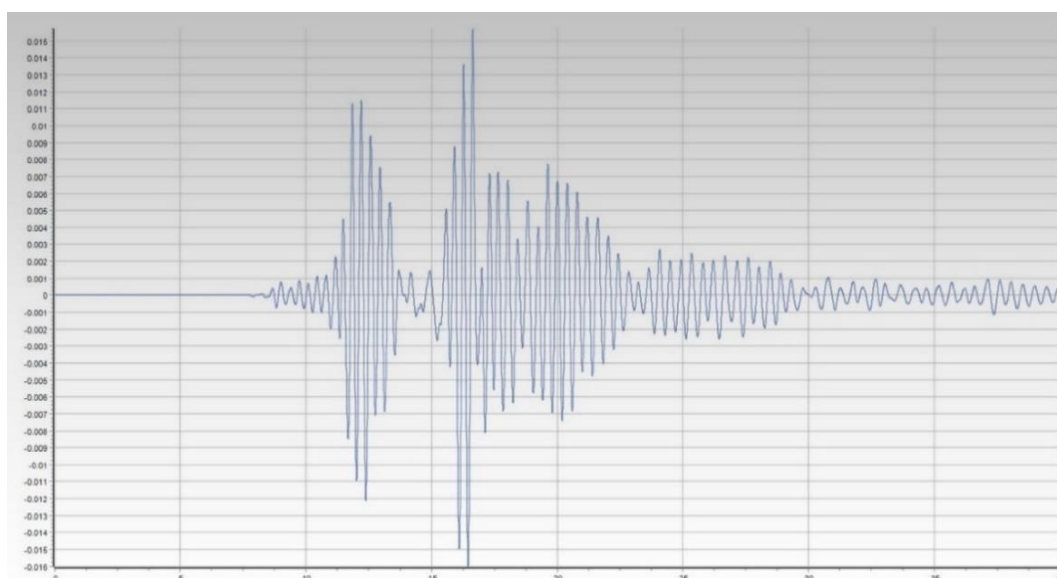
Δεν παρατηρήθηκαν βλάβες κατά τη διάρκεια των δύο σεισμών, με τη μέγιστη μετακίνηση του κτιρίου να είναι ίση με 1.4 cm (Σχήμα 7.16) για το σεισμό της Αθήνας και 5.0 cm (Σχήμα 7.17) για το σεισμό του Αιγίου.

9^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πεντάωροφο με περιμετρική τοιχοπλήρωση, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1986 στην Καλαμάτα.



Σχήμα 7.18 Διάγραμμα μετακίνησης οροφής-χρόνου (m-s) για το σεισμό της Καλαμάτας 1986

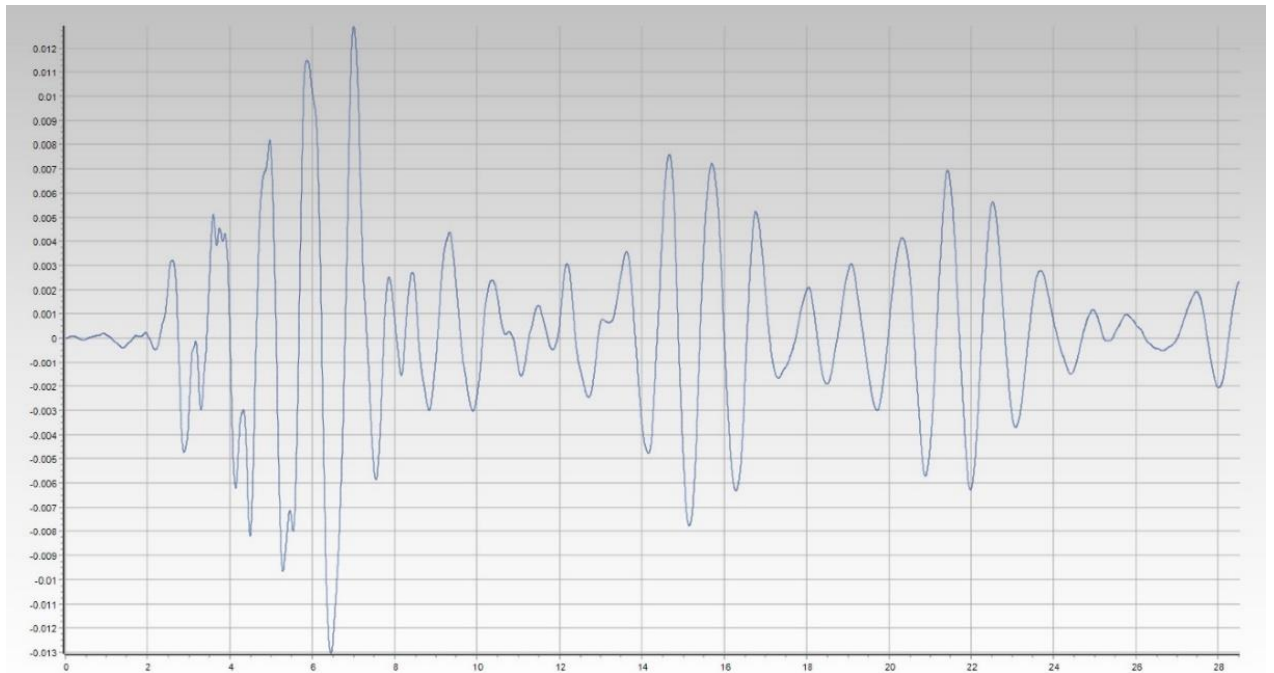
10^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πεντάωροφο με περιμετρική τοιχοπλήρωση, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1978 στη Θεσσαλονίκη.



Σχήμα 7.19 Διάγραμμα μετακίνησης οροφής-χρόνου (m-s) για το σεισμό της Θεσσαλονίκης 1978

Δεν παρατηρήθηκαν βλάβες κατά τη διάρκεια των δύο σεισμών, με τη μέγιστη μετακίνηση του κτιρίου να είναι ίση με 3.6 cm (Σχήμα 7.18) για το σεισμό της Καλαμάτας και 1.6 cm (Σχήμα 7.19) για το σεισμό της Θεσσαλονίκης.

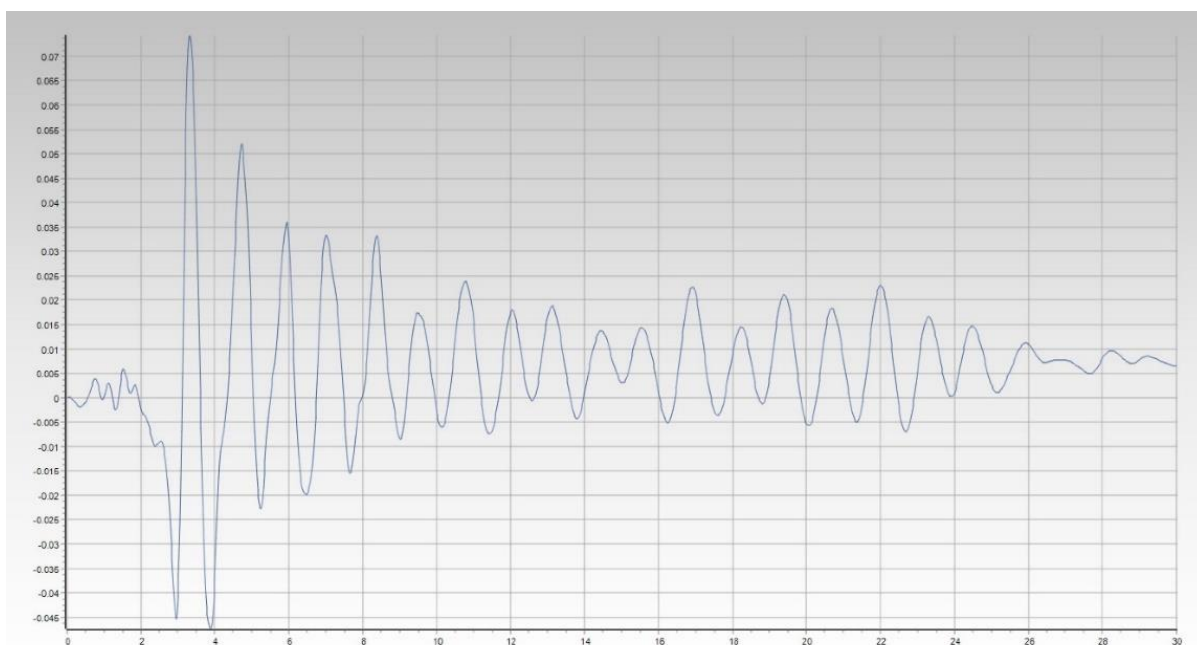
11^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πενταώροφο χωρίς περιμετρική τοιχοπήρωση, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1999 στην Αθήνα.



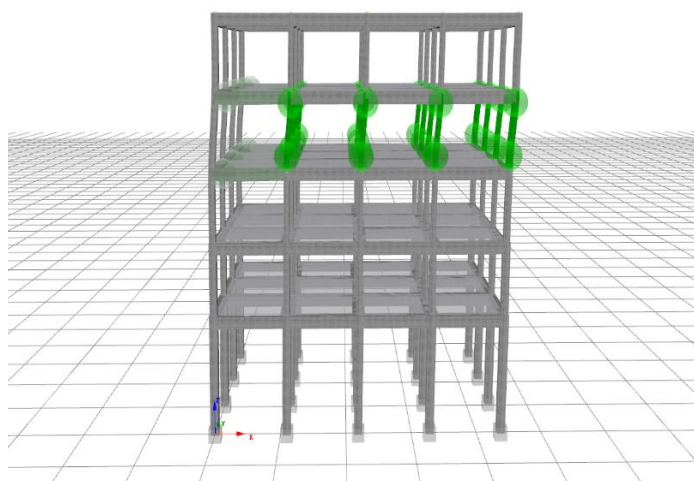
Σχήμα 7.20 Διάγραμμα μετακίνησης οροφής-χρόνου (m-s) για το σεισμό της Αθήνας 1999

Στο κτίριο δεν παρατηρήθηκαν βλάβες κατά τη διάρκεια του σεισμού και η μέγιστη μετακίνηση είναι ίση με 1.3 cm (Σχήμα 7.20).

12^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πενταώροφο χωρίς περιμετρική τοιχοπλήρωση, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1995 στο Αίγιο.



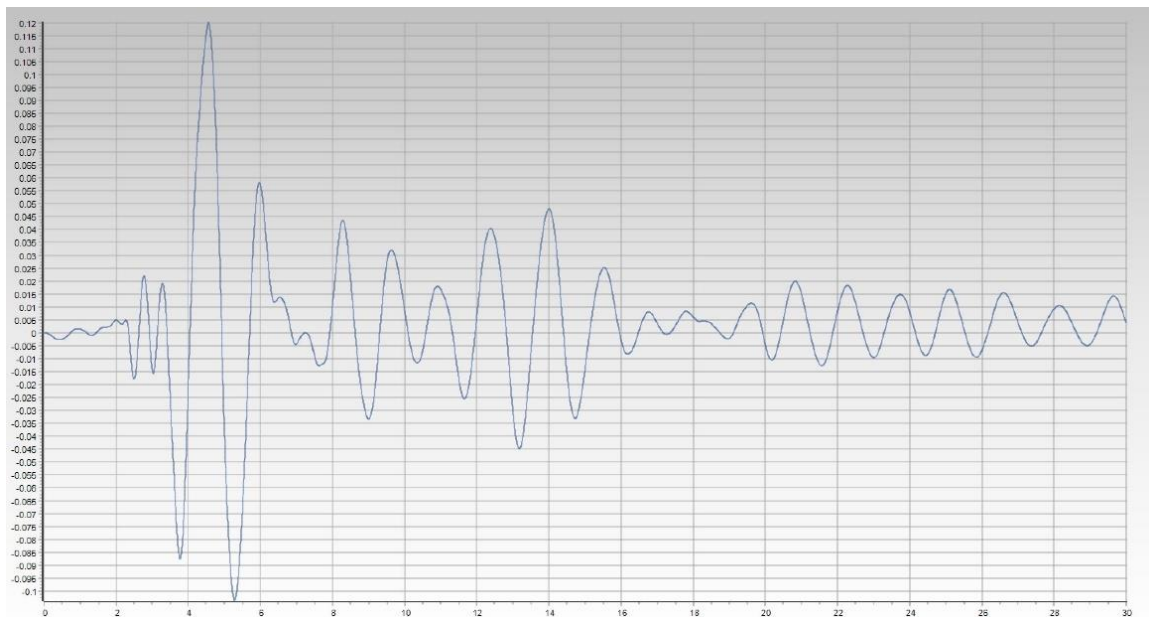
Σχήμα 7.21 Διάγραμμα μετακίνησης οροφής-χρόνου (m-s) για το σεισμό του Αιγίου 1995



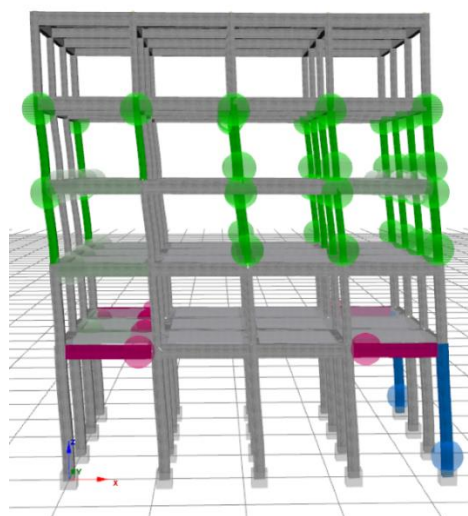
Σχήμα 7.22 Παραμορφωμένο κτίριο για το σεισμό του Αιγίου 1995

Σε αυτή τη περίπτωση κατά τη διάρκεια του σεισμού παρατηρείται, η μέγιστη μετακίνηση οροφής είναι περίπου ίση με 7.0 cm (Σχήμα 7.21) και φαίνεται ότι διαρρέουν τα υποστυλώματα της 4^{ης} στάθμης (Σχήμα 7.22) καθώς και η ακριανή σειρά με τα δοκάρια της 3^{ης} και της 4^{ης} στάθμης. Τέλος με κυκλάκια παρουσιάζονται τα σημεία των πλαστικών αρθρώσεων.

13^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πενταώροφο χωρίς περιμετρική τοιχοπλήρωση, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1986 στη Καλαμάτα.



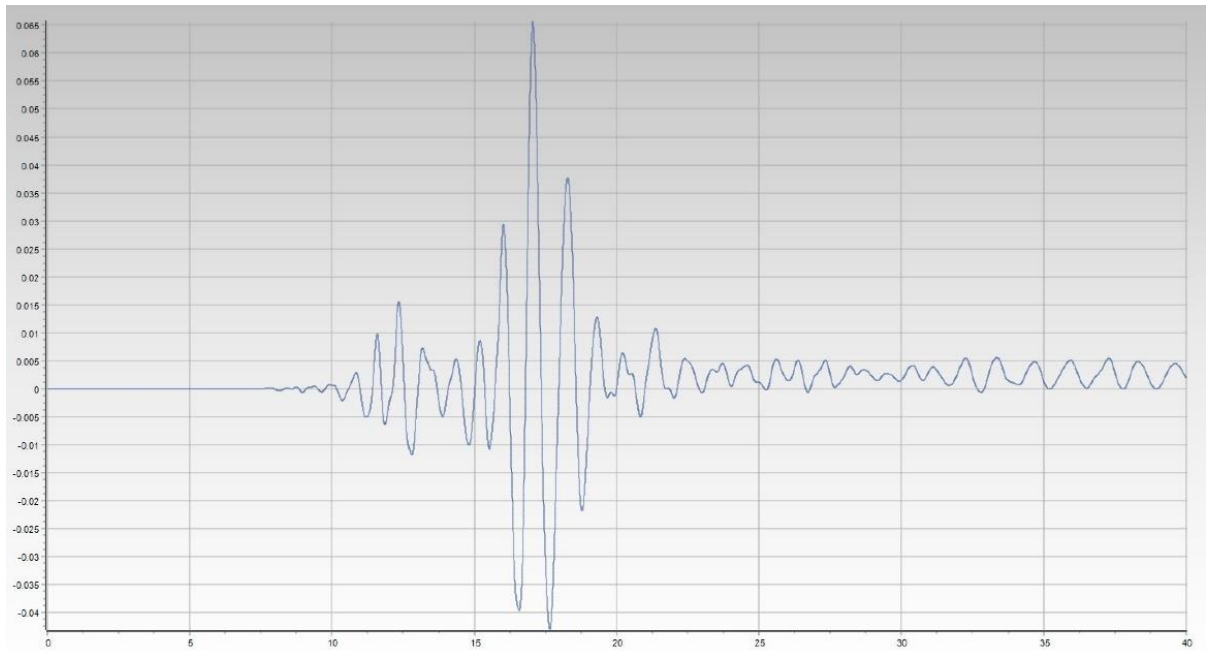
Σχήμα 7.23 Διάγραμμα μετακίνησης οροφής-χρόνου (m-s) για το σεισμό της Καλαμάτας 1986



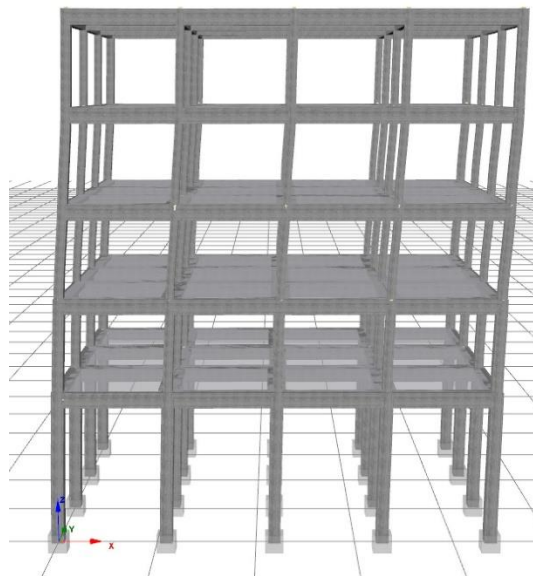
Σχήμα 7.24 Παραμορφωμένο κτίριο για το σεισμό της Καλαμάτας 1986

Σε αυτή την περίπτωση παρατηρείται ότι για τη μέγιστη μετακίνηση οροφής που είναι ίση με 12.0 cm (Σχήμα 7.23) διέρρευσαν τα υποστυλώματα της 3^{ης} και 4^{ης} στάθμης του κτιρίου (Σχήμα 7.24) όπως και οι ακριανοί δοκοί στη διεύθυνση του σεισμού. Επίσης αστόχησαν σε κάμψη τα δύο ακριανά υποστυλώματα χρώματος μπλε όπως και σε διάτμηση οι δοκοί χρώματος μωβ στη 1^η στάθμη. Επίσης παρατηρούνται οι πλαστικές αρθρώσεις στα σημεία που δημιουργήθηκαν με κυκλάκια.

14^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πεντάωροφο χωρίς περιμετρική τοιχοπλήρωση, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1978 στη Θεσσαλονίκη.



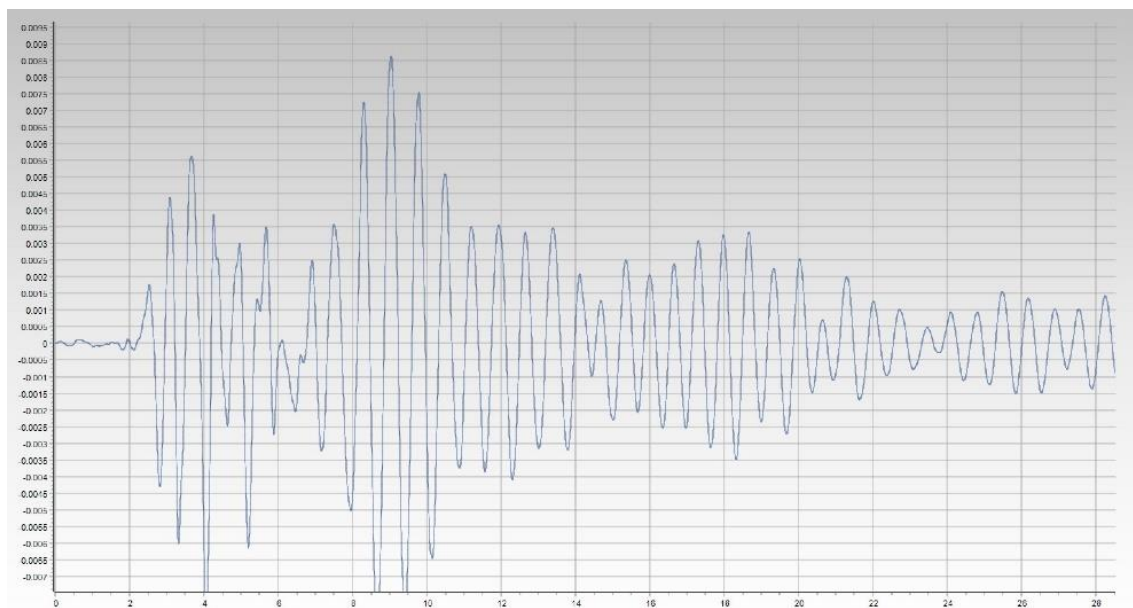
Σχήμα 7.25 Διάγραμμα μετακίνησης οροφής-χρόνου (m-s) για το σεισμό της Θεσσαλονίκης 1978



Σχήμα 7.26 Παραμορφωμένο κτίριο για το σεισμό της Θεσσαλονίκης 1978

Σε αυτήν την περίπτωση το κτίριο (Σχήμα 7.26) δεν παρατηρήθηκαν κάποιες αστοχίες για τη μέγιστη μετακίνηση που είναι ίση με 6.5 cm (Σχήμα 7.25).

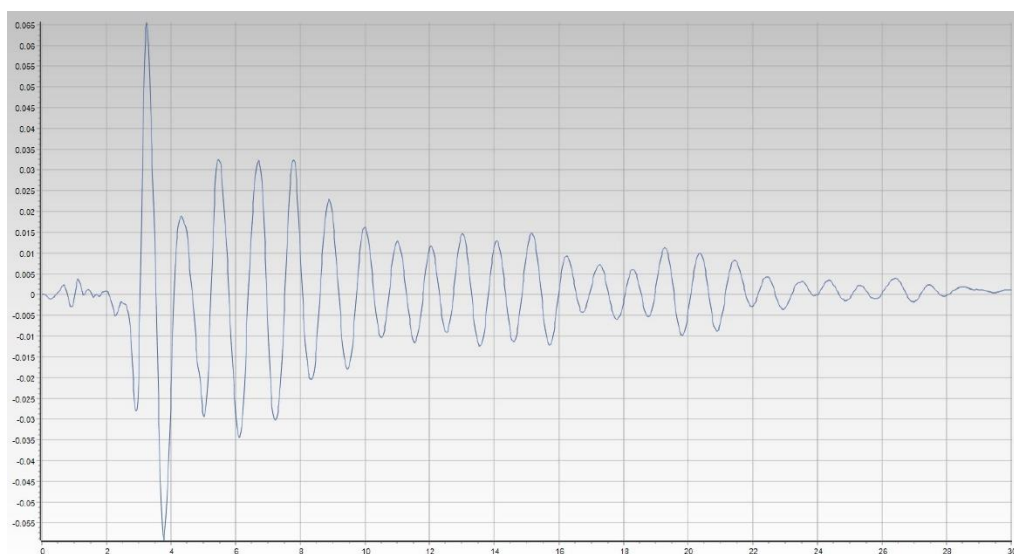
15^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πενταώροφο με πλωτή, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1999 στην Αθήνα.



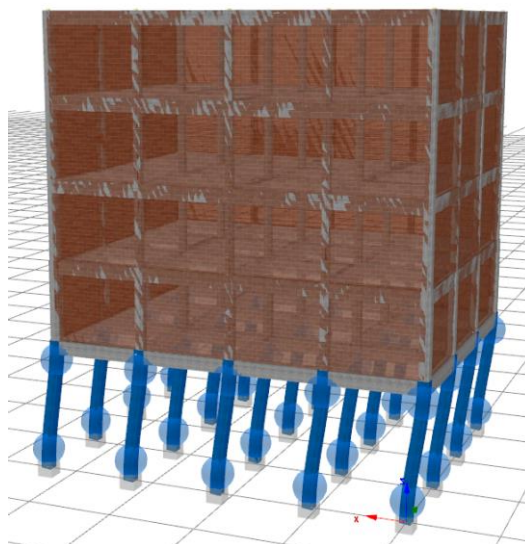
Σχήμα 7.27 Διάγραμμα μετακίνησης οροφής-χρόνου (m-s) για το σεισμό της Αθήνας 1999

Σε αυτήν την περίπτωση δεν παρατηρήθηκαν κάποιες αστοχίες και η μέγιστη μετακίνηση είναι περίπου ίση με 1.0 cm (Σχήμα 7.27).

16^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πενταώροφο με πυλωτή, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1995 στο Αίγιο



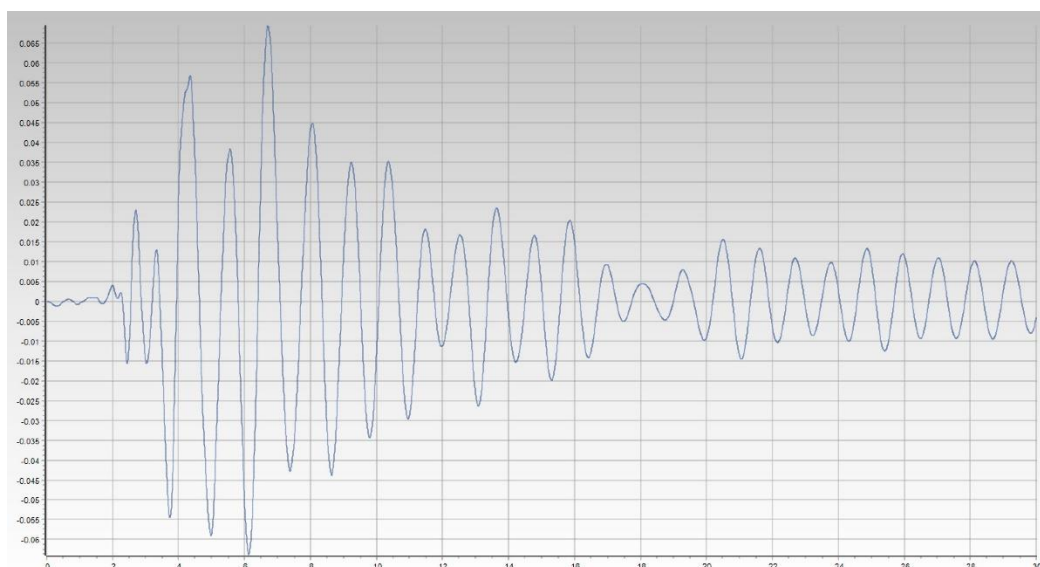
Σχήμα 7.28 Διάγραμμα μετακίνησης οροφής-χρόνου (m-s) για το σεισμό του Αιγίου 1995



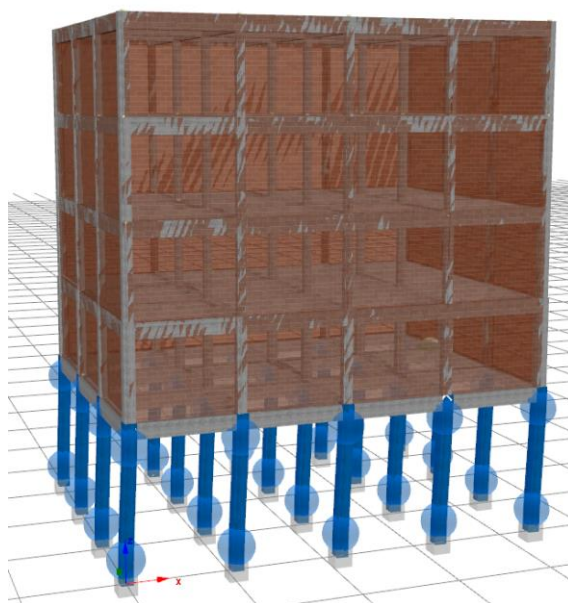
Σχήμα 7.29 Παραμορφωμένο κτίριο με πυλωτή για το σεισμό του Αιγίου 1995

Σε αυτή την περίπτωση το κτίριο (Σχήμα 7.29) αστόχησαν όλα τα υποστυλώματα του ισογείου σε κάμψη για τη μέγιστη μετακίνηση ίση περίπου με 7.0 cm (Σχήμα 7.28) και με κυκλάκια φαίνονται τα σημεία που δημιουργήθηκαν οι πλαστικές αρθρώσεις.

17^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πενταώροφο με πυλωτή, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1986 στην Καλαμάτα.



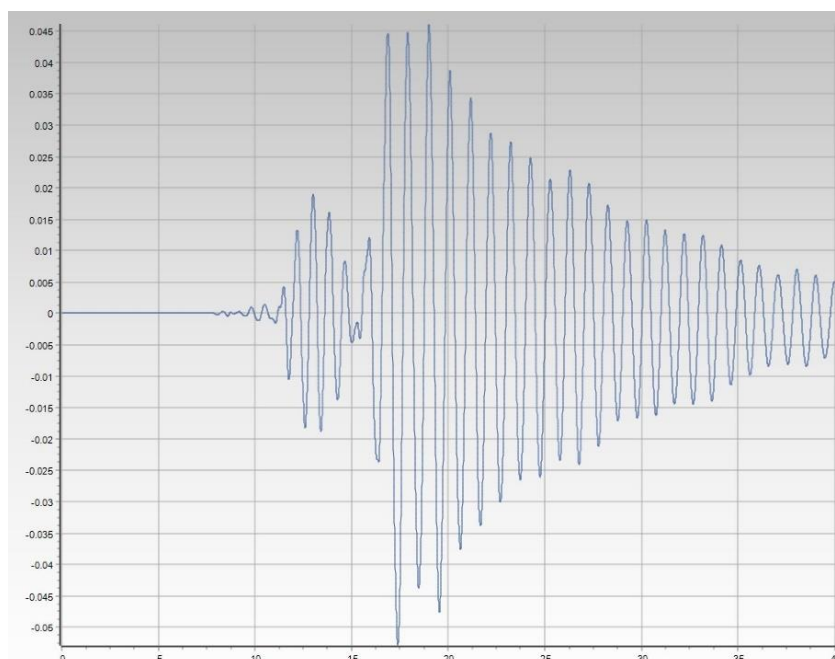
Σχήμα 7.30 Διάγραμμα μετακίνησης οροφής-χρόνου (m-s) για το σεισμό της Καλαμάτας 1986



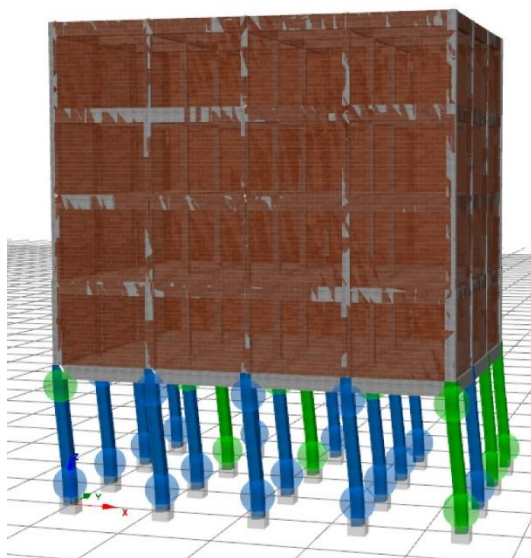
Σχήμα 7.31 Παραμορφωμένο κτίριο με πυλωτή για το σεισμό της Καλαμάτας 1986

Παρατηρείται ότι το κτίριο (Σχήμα 7.31) για τη μέγιστη μετακίνηση των 7.0 cm περίπου (Σχήμα 7.30), έχουν αστοχήσει όλα τα υποστυλώματα του ισόγειου σε κάμψη και με κυκλάκια φαίνονται τα σημεία που δημιουργήθηκαν οι πλαστικές αρθρώσεις.

18^η Περίπτωση - Υφιστάμενο πενταώροφο με πυλωτή, μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας για το σεισμό του 1978 στη Θεσσαλονίκη.



Σχήμα 7.32 Διάγραμμα μετακίνησης-χρόνου (m-s) για το σεισμό της Θεσσαλονίκης 1978



Σχήμα 7.33 Παραμορφωμένο κτίριο με πυλωτή για το σεισμό της Θεσσαλονίκης 1978

Παρατηρείται ότι για τη μέγιστη μετακίνηση των 5.5 cm (Σχήμα 7.32) περίπου, έχουν αστογήσει σχεδόν όλα τα υποστυλώματα του ισογείου (Σχήμα 7.33) σε κάμψη χρώματος μπλε, ενώ τα υποστυλώματα με πράσινο χρώμα διέρρευσαν. Με κυκλάκια φαίνονται τα σημεία που δημιουργήθηκαν οι πλαστικές αρθρώσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

8.1. Στατική Ανελαστική Μέθοδος

- Για τις δύο κατανομές φορτίσεων στο κτίριο χωρίς τοιχοπλήρωση στη pushover ανάλυση, παρατηρείται ότι στη *τριγωνική* φόρτιση εμφανίζονται περισσότερες ανεπάρκειες σε σχέση με την *ομοιόμορφη*.
- Το κτίριο με πυλωτή και για τις δύο περιπτώσεις κατανομής φορτίσεων παρουσιάζει ανεπάρκεια, καθώς αστοχούν σε κάμψη όλα τα υποστυλώματα του ισογείου.
- Τέλος στο κτίριο με περιμετρική τοιχοπλήρωση δεν παρουσιάζεται κάποια ανεπάρκεια.

8.2. Δυναμική Ανελαστική Μέθοδος

- Το κτίριο με την περιμετρική τοιχοπλήρωση σε όλες τις στάθμες δεν παρουσίασε ανεπάρκειες για κανένα από τους σεισμούς (Αθήνα 1999, Αίγιο 1995, Καλαμάτα 1986, Θεσσαλονίκη 1995).
- Στο κτίριο χωρίς τοιχοπλήρωση για τους σεισμούς της Αθήνας 1999 και της Θεσσαλονίκης 1978 δεν παρουσιάστηκαν ανεπάρκειες, ενώ για τους σεισμούς του Αιγίου 1995 και της Καλαμάτας 1986 παρουσιάστηκαν.
- Τέλος στην περίπτωση του κτιρίου με πυλωτή παρατηρείται ανεπάρκεια σε όλους τους σεισμούς στη στάθμη της πυλωτής (Ισόγειος Όροφος). Συγκεκριμένα αστόχησαν όλα τα υποστυλώματα, εκτός του σεισμού της Αθήνας που παρατηρείται και η μικρότερη μετακίνηση οροφής σε σχέση με τους άλλους σεισμούς.
- Άρα η διάταξη και το ποσοστό των τοιχοπληρώσεων επηρεάζει σημαντικά την αντοχή του κτιρίου σε οριζόντιες μετακινήσεις (σεισμούς), όπως παρατηρείται χαρακτηριστικά στο παράδειγμα του κτιρίου με πυλωτή. Σε αυτή τη περίπτωση είναι πιο δύσκαμπτοι οριζόντια οι υπερκείμενοι όροφοι αλλά και λόγω της μεγάλης διαφοράς ύψους ισογείου (5 m) και των υπόλοιπων ορόφων (3 m), το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκειες στον ισόγειο όροφο.

8.3. Γενικά

Παρατηρείται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση στη *στατική ανελαστική μέθοδο* είναι 11,2 cm για στάθμη επιτελεστικότητας *Σημαντικές Βλάβες (SD)* και συγκεκριμένα στην περίπτωση του κτιρίου χωρίς τοίχους με τριγωνική φόρτιση, ενώ στην *δυναμική στατική ανάλυση* η μέγιστη μετακίνηση είναι περίπου 12 cm για το σεισμό της Καλαμάτας 1986 στην περίπτωση του κτιρίου χωρίς τοιχοπήρωση.

Επιπλέον στις στατικές ανελαστικές αναλύσεις για στάθμη επιτελεστικότητας SD:

- Στα περιμετρικώς τοιχοπληρωμένα κτίρια οι μετακινήσεις είναι 1.5 cm,
- Στο κτίριο με πυλωτή οι μετακινήσεις ισούνται με 5 cm,
- Στο κτίριο χωρίς τοιχοπήρωση οι μετακινήσεις είναι 8-11.2 cm.

Τέλος στην δυναμική ανελαστική ανάλυση παρατηρούνται μεγάλες διαφορές στις μέγιστες μετακινήσεις οροφής ανάμεσα στις διάφορες διατάξεις τοιχοπήρωσης,

- Στα περιμετρικώς τοιχοπληρωμένα κτίρια οι μετακινήσεις οροφής κυμαίνονται από 1.5-3 cm,
- Στο κτίριο με πυλωτή οι μέγιστες μετακινήσεις οροφής είναι περίπου στα 1.5-7 cm,
- Στο κτίριο χωρίς τοιχοπήρωση οι μέγιστες μετακινήσεις κυμαίνονται από 1.5-12 cm.

Αναφορές

- ATC (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings*, Applied Technology Council, Report ATC-40 / SSC 96-01, Redwood City, California.
- Chopra, A.K. & Goel, R.K. (1999a). Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems, *Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center*. University of California, Berkeley.
- Chopra, A.K. & Goel, R.K. (1999b). Capacity – Demand – Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum, *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 4, pp. 637–656.
- EC2 (2002). European Committee for Standardization, prEN-1992-1-1, Eurocode No. 2, Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels, Belgium.
- EC8 (2003). European Committee for Standardization, prEN-1998-1, Eurocode No. 8, Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Brussels, Belgium.
- Repapis C., Vintzileou E. and Zeris C. (2006), “Evaluation of the Seismic Behaviour of Existing RC Buildings: I. Suggested Methodology”, *J. of Earthquake Eng., Imperial College*, Vol. 10, No. 2.
- Βούλτσιου Μ. (2018). *Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Υφιστάμενου Κτιρίου με Χρήση Ελαστικών Μεθόδων Ανάλυσης για την Προσθήκη Ορόφου*. Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής.
- ΕΑΚ (2000). ΦΕΚ 2184 Β/20-12-1999, *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός*.
- ΚΑΝΕΠΕ (2022). *Κανονισμός Επεμβάσεων*, ΟΑΣΠ, Αθήνα.
- Μπάρος Δημήτρης (2006). *Επιλογή Στρατηγικής Ενίσχυσης σε Υφιστάμενες Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Χρήση Ανελαστικών Αναλύσεων*. Διατριβή Διπλώματος Ειδίκευσης, Πολυτεχνείο Πατρών.
- Ρεπαπής Κωνσταντίνος (2007). *Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*. Διδακτορική Διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Ψυχάρης Ι. (2015). *Αντισεισμικό Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας*.